ГПИ ЛЕНИНГРАДСКИЙ ПРОМСТРОЙПРОЕКТ ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

СИ

МОСКВА 1978

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ ЛЕНИНГРАДСКИЙ
ПРОМСТРОЙПРОЕКТ
ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1978

УДК 624.15.04

Рекомендовано к изданию решением технического совета ГПИ Ленинградского Промстройпроекта Госстроя СССР.

Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. М., Стройиздат, 1978. 109 с (Гос проект. ин-т Ленингр Промстройпроект Госстроя СССР).

В Руководстве приведены рекомендации по проектированию монолитных и сборных отдельно стоящих железобетонных фундаментов под колонны промышленных зданий, а также графики и таблицы для расчета и конструирования фундаментов, примеры расчета.

Предназначено для инженеров и техников проектных институтов.

Табл. 27, ил. 63

Р $\frac{30213\text{-}430}{047(01)\text{—}78}$ Инструкт.-нормат., III вып.-12—77

© Стройиздат, 1978

ПРЕДИСЛОВИЕ

Руководство предназначается в качестве вспомогательного материала для проектирования фундаментов под колонны промышленных зданий и сооружений на естественных основаниях

В Руководстве приведены указания по проектированию монолитных и сборных отдельно стоящих фундаментов под колонны промышленных зданий, графики и таблицы для расчета и конструирования фундаментов с соответствующими пояснениями к ним и примеры расчета.

Руководство составлено в соответствии с требованиями:
СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений»;
СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции»,
СНиП II-6-75 «Нагрузки и воздействия».

Руководство выполнено в ГПИ Ленинградский Промстройпроект (канд техн наук М Е. Липницкий, инж. В. А. Егорова) при участии ЦНИИПромзданий (инж. Б Ф Васильев, инж В С Балюков), НИИЖБ (канд техн наук Н Н Коровин), НИИ оснований и подземных сооружений (канд техн наук Ю А Рогатин, д-р техн наук Е А. Сорочан).

Для удобства пользования в Руководстве приведен текст некоторых пунктов главы СНиП II-15-74, набранный полужирным шрифтом

Нумерация формул и таблиц, помещенных в Руководстве, дается двойной вначале следует номер Руководства, затем (в скобках) соответствующий номер СНиП

Отзывы и предложения просьба направлять по адресу: 196190, Ленинград, Ленинский пр, 160, ГПИ Ленинградский Промстройпроект.

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящее Руководство распространяется на проектирование отдельных железобетонных фундаментов под колонны промышленных зданий и сооружений на естественных основаниях.

Проектирование отдельных фундаментов, находящихся в агрессивной среде, производится с учетом требований СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии».

1.2. Глубина заложения фундаментов должна определяться в соответствии с пп. 3 27—3 41 СНиП II-15-74 и должна быть более толщины почвенного слоя и не менее 0,5 м от поверхности планировки.

Минимальное заглубление фундамента ниже пола подвала принимается равным 0,5 м.

1.3. Глубина заложения рядом стоящих фундаментов, установленных на разных отметках (например, в местах примыкания проектируемого сооружения к существующему или в случае расположения фундамента вблизи каналов, тоннелей и т. п), должна назначаться с учетом следующего условия

$$\frac{\Delta H}{a} \leqslant \operatorname{tg}\psi, \qquad (1)$$

где ΔH — разность отметок заложения фундаментов (рис. 1),

a — расстояние между фундаментами в плане (в свету).

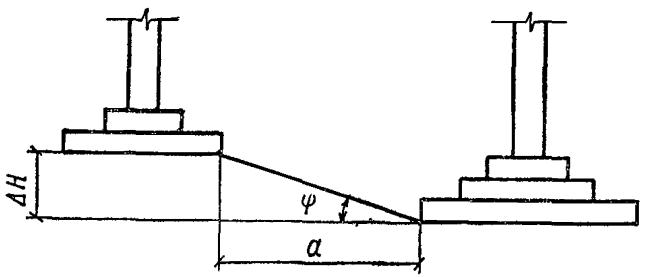


Рис. 1. Глубина заложения рядом стоящих фундаментов, установленных на разных отметках

Если котлован под нижерасположенный фундамент шире подошвы фундамента, величина a принимается с учетом зазора между котлованом и фундаментом;

φ — угол сдвига

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi_{\mathrm{I}} + \frac{c_{\mathrm{I}}}{p}, \qquad (2)$$

где p — среднее давление на грунт под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетной нагрузки, принимаемой с учетом коэффициентов перегрузки, соответствующих расчету оснований по несущей способности;

φ_{I}, c_{I} — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, определяемые согласно требованиям пп. 3 10—3 16 СНиП II-15-74

Если условие (1) не выполняется, необходимо предусматривать специальные меры по предотвращению возможной осадки и выпирания грунта (забивка шпунта, искусственное закрепление грунта и т. п.).

2. НАГРУЗКИ, УЧИТЫВАЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ ОСНОВАНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ

2.1.(3.7 СНиП II-15-74). Расчет оснований по деформациям должен производиться на основное сочетание нагрузок.

Расчет оснований по несущей способности выполняется на основное сочетание нагрузок и при наличии особых нагрузок и воздействий — на основное и особое сочетания.

При наличии нескольких кратковременных нагрузок последние должны вводиться с коэффициентами сочетаний, а кратковременные нагрузки на перекрытия многоэтажных зданий — с понижающими коэффициентами, учитывающими вероятность одновременного загружения перекрытий, в соответствии с требованиями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям.

2.2. (1.12 СНиП II-6-74). При расчете конструкций и оснований на основные сочетания, включающие одну кратковременную нагрузку, величина последней должна учитываться без снижения, а при расчете на основные сочетания, включающие две или более кратковременных нагрузок, расчетные величины этих нагрузок или соответствующих им усилий должны умножаться на коэффициент сочетаний $n_c = 0{,}9$.

2.3. Коэффициенты перегрузки n должны приниматься при расчете оснований по деформациям равными единице, а при расчете по несущей способности — в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия»

2.4. При расчете оснований и конструкций фундаментов на нагрузки, возникающие в стадии возведения конструкций, расчетные значения кратковременных нагрузок следует снижать на 20%.

2.5. (3.8 СНиП II-15-74). В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складируемого материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов на отмостках и полах, устраиваемых непосредственно на грунте. Эти нагрузки принимаются по всей фактической площади загружения.

2.6 (3.8 СНиП II-15-74). Усилия в конструкциях, вызываемые температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям, как правило, не должны учитываться.

При расчете фундаментов по прочности и по раскрытию трещин возникающие в них усилия от температурных и им подобных деформаций принимаются изменяющимися по вертикали по прямой от полного значения усилия у места заделки колонны в фундамент до половинного значения на уровне подошвы фундамента

2.7. Расчет фундаментов по прочности (определение высоты плитной части фундамента, расчет стаканного фундамента на продавливание, определение размеров ступеней, арматуры фундамента) производится на основное или особое сочетание нагрузок в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74

3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ

3.1. Размеры подошвы фундаментов определяются из расчета оснований При этом должна быть соблюдена одна из эпюр давления на грунт, приведенных на рис 2

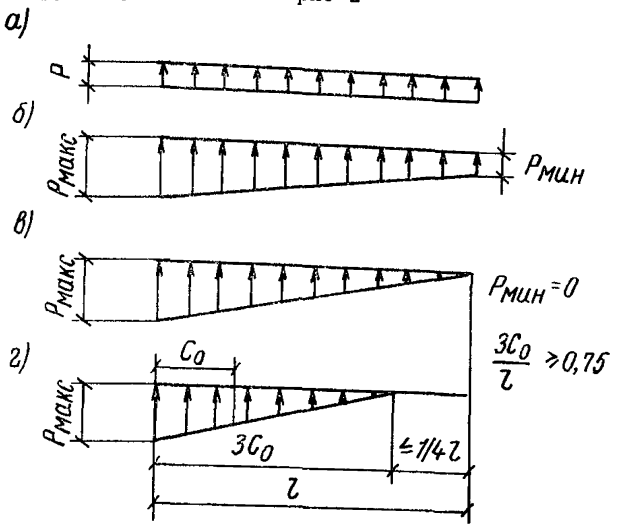


Рис 2 Эпюры давления на грунт

3.2. (3.3. СНиП II-15-74). Основания должны рассчитываться по двум группам предельных состояний:

по первой группе — по несущей способности;

по второй группе — по деформациям (осадкам, прогибам и пр.), создающим препятствия для нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

Расчет оснований по деформациям должен производиться, если основание сложено нескальными грунтами.

3.3. (3.4. СНиП II-15-74). Расчет оснований по несущей способности должен производиться в случаях, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;

б) фундамент или сооружение в целом расположены на бровке откоса или вблизи крутопадающего слоя грунта;

в) основание сложено водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами, указанными в п. 3.76 СНиП II-15-74;

г) основание сложено скальными грунтами.

3.4. Расчет оснований по деформациям, как правило, должен производиться из условия совместной работы здания (сооружения) и основания (в том числе с учетом перераспределения нагрузок надфундаментной конструкцией на основание).

Расчет оснований по деформациям производится без учета совместной работы здания и основания в следующих случаях:

а) при расчете зданий и сооружений III—IV классов,

б) для зданий и сооружений с гибкими системами конструкций, в которых не возникают усилия при взаимодействии основания с сооружением (например, различного рода шарнирные системы. одноэтажные производственные здания с шарнирным опиранием элементов покрытия на стойки и пр);

в) для зданий и сооружений значительной жесткости, прочность которых заведомо достаточна для восприятия усилий, возникающих при взаимодействии основания с сооружением (например, зданий башенного типа, домен, дымовых труб и т. п);

г) *при определении неравномерных деформаций основания при* привязке типовых проектов к местным геологическим условиям, если в этих проектах приведены условные величины предельно допустимых деформаций $S^0_{пр}$;

д) при определении средних величин деформаций зданий и сооружений.

В этих случаях нагрузки на основание допускается определять без учета перераспределения надфундаментной конструкцией и принимать в соответствии со статической схемой здания или сооружения

3.5. (3.46. СНиП II-15-74). Совместная деформация основания и здания (сооружения) может характеризоваться:

а) абсолютной осадкой основания отдельного фундамента S_1;

б) средней осадкой основания здания или сооружения $S_{ср}$;

в) относительной неравномерностью осадок $\frac{\Delta S}{l}$ двух фундаментов, т. е. разностью их вертикальных перемещений, отнесенной к расстоянию между ними;

г) креном фундамента или сооружения в целом i, т. е. отношением разности осадок крайних точек фундамента к его ширине или длине;

д) относительным прогибом или выгибом f/L (отношением стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка здания или сооружения);

е) кривизной изгибаемого участка здания или сооружения K;

ж) относительным углом закручивания здания или сооружения $\varkappa$;

з) горизонтальным перемещением фундамента или здания (сооружения) в целом U.

3.6. (3.47 СНиП II-15-74). Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$S \leqslant S_{пр}, \qquad (3(16))$$

где S — **величина совместной деформации основания и здания или сооружения, определяемая расчетом по указаниям прил. 3 СНиП II-15-74 «Расчет деформаций оснований»;**

$S_{пр}$ — **предельно допустимая величина совместной деформации основания и здания или сооружения, устанавливаемая по указаниям пп. 3.63—3.69 СНиП II-15-74.**

3.7. Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных характеристик грунта (угла внутреннего трения φ, удельного сцепления c, модуля деформации E, объемного веса грунта γ).

Таблица 1 (18 СНиП II-15-74)

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Величина предельных деформаций оснований $S_{пр}$			
	относительные деформации		максимальные и средние абсолютные осадки, см	
	вид	величина	вид	величина
1. Производственные и гражданские многоэтажные здания с полным каркасом: 1.1. Железобетонные рамы без заполнения	Относительная разность осадок	0,002	Максимальная абсолютная осадка $S_{1пр}$	8
1.2. Стальные рамы без заполнения	То же	0,004	То же	12
1.3. Железобетонные рамы с заполнением	»	0,001	»	8
1.4. Стальные рамы с заполнением	»	0,002	»	12
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок	»	0,006	»	15
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: 3.1. Крупных панелей	Относительный прогиб или выгиб	0,0007	Средняя осадка $S_{ср\ пр}$	10
3.2. Крупных блоков и кирпичной кладки без армирования	То же	0,001	То же	10

Продолжение табл. 1 (18 СНиП II-15-74)

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Величина предельных деформаций оснований $S_{пр}$			
	относительные деформации		максимальные и средние абсолютные осадки, см	
	вид	величина	вид	величина
3.3. Крупных блоков и кирпичной кладки с армированием или железобетонными поясами	Относительный прогиб или выгиб	0,0012	Средняя осадка $S_{ср\ пр}$	15
3.4. Независимо от материала стен	Крен в поперечном направлении $i_{пр}$	0,005	—	—
4. Высокие жесткие сооружения:				
4.1. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:				
а) рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции, сблокированные на одной фундаментной плите	Поперечный и продольный крены $i_{пр}$	0,003	Средняя осадка $S_{ср\ пр}$	40
б) то же, сборной конструкции	То же	0,003	То же	30
в) отдельно стоящее рабочее здание	Поперечный крен $i_{пр}$	0,003	»	25
	Продольный крен $i_{пр}$	0,004	»	25
г) отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	Поперечный и продольный крены $i_{пр}$	0,004	»	40
д) то же, сборной конструкции	То же	0,004	»	30

Продолжение табл. 1 (18 СНиП II-15-74)

Наименование и конструктивные особенности сооружений	Величина предельных деформаций оснований $S_{пр}$			
	относительные деформации		максимальные и средние абсолютные осадки, см	
	вид	величина	вид	величина
4.2. Дымовые трубы высотой H, м:				
а) $H \leqslant 100$ м	**Крен $i_{пр}$**	**0,005**	**Средняя осадка $S_{ср\ пр}$**	**40**
б) $100 < H \leqslant 200$ м	**То же**	**$\frac{1}{2H}$**	**То же**	**30**
в) $200 < H \leqslant 300$ м	**»**	**$\frac{1}{2H}$**	**»**	**20**
г) $H > 300$ м	**»**	**$\frac{1}{2H}$**	**»**	**10**
4.3. Прочие высокие до 100 м жесткие сооружения	**Крен $i_{пр}$**	**0,004**	**Средняя осадка $S_{ср\ пр}$**	**20**

Расчетные значения характеристик грунта φ, c и γ для расчетов по несущей способности обозначаются φ_I, c_I и γ_I, а для расчетов по деформациям — φ_{II}, c_{II} и γ_{II}. Определение расчетных характеристик грунта производится по методике, изложенной в прил. 1 СНиП II-15-74.

В расчетах по деформациям оснований зданий и сооружений II—IV класса нормативные значения угла внутреннего трения $\varphi^н$, удельного сцепления $c^н$ и модуля деформации $E^н$ допускается принимать по табл. 4, 5 и 6 (табл 1, 2 и 3 прил. 2 СНиП II-15-74), причем расчетные значения принимаются в этом случае равными нормативным, т е $\varphi_{II}=\varphi^н$; $c_{II}=c^н$; $\gamma_{II}=\gamma^н$. Модуль деформации E принимается равным $E^н$.

3.8. (3.50 СНиП II-15-74). При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем, указанных в п. 3.49 СНиП II-15-74, среднее давление на основание под подошвой фундамента от нагрузок, подсчитанных в соответствии с требованиями п. 2.1 (3.7 СНиП II-15-74), не должно превышать расчетного давления на основание R, тс/м², определяемого по формуле

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_н} \left(A b \gamma_{II} + B h \gamma'_{II} + D c_{II} - \gamma'_{II} h_0\right), \quad (4(17))$$

где m_1 и m_2 — соответственно коэффициент условий работы грунтового основания и коэффициент условий работы здания или сооружения во взаимодействии с основанием, принимаемые по табл. 2(17) и указаниям п. 3.51 СНиП II-15-74;

$k_н$ — коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от метода определения расчетных характеристик грунта; по результатам непосредственных испытаний образцов грунта строительной площадки $k_н=1$; по косвенным данным с использованием статистически обоснованных таблиц (например, приведенных в прил 2 СНиП II-15-74) $k_н=1{,}1$;

A, B и D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 3 (16 СНиП II-15-74) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_{II}, определяемого по указаниям пп. 3.10—3.16 СНиП II-15-74;

b — меньшая сторона (ширина) подошвы фундамента, м;

h — глубина заложения фундамента от уровня планировки срезкой или подсыпкой, м;

γ'_{II} — осредненное по слоям расчетное значение объемного веса грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, тс/м³;

γ_{II} — то же, но залегающего ниже подошвы фундамента, тс/м³;

c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, тс/м²;

h_0 — глубина до пола подвала, м; при отсутствии подвала принимаемая $h_0=0$;

$$h_0 = h - h_п \qquad (5)$$

$h_п$ — приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала в помещении с подвалом, определяемая по формуле

$$h_п = h_1 + h_2 \frac{\gamma_п}{\gamma_{II}}, \qquad (6(18))$$

h_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента, м;

h_2 — толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_п$ — средневзвешенное расчетное значение объемного веса конструкции пола подвала, принимаемое равным нормативному значению, тс/м³.

Примечания: 1. Формулу 4(17) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Для подошвы фундамента в форме круга или правильного многоугольника значение b принимается равным $\sqrt{F}$, где F — площадь подошвы фундамента.

2. При глубине заложения фундамента менее 1 м для вычисления R в формулу 4(17) подставляется $h=1$ м, кроме случая, когда основанием являются водонасыщенные пылеватые пески и глинистые грунты с консистенцией $I_L>0{,}5$, при котором глубина заложения принимается фактическая, от уровня планировки.

3. При ширине подвала более 20 м и глубине более 2 м глубина заложения фундамента h принимается равной $h_п$ (глубине, исчисляемой от пола подвала).

4. Определение расчетного давления для оснований, сложенных рыхлыми песками, должно выполняться на основе специальных исследований.

3.9. (3.53 СНиП II-15-74). Если грунт, расположенный вокруг фундамента и пригружающий основание, является песчаным, то при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента расчетное давление R по формуле 4(17) должно вычисляться при объемном весе этого грунта γ'_{II} с учетом взвешивающего действия воды.

3.10. Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента не должно быть более 1,2 R, наибольшее давление на грунт в угловой точке при действии изгибающих моментов в двух направлениях не должно быть более 1,5 R, где R — расчетное давление на основание, определяемое в соответствии с требованиями пп. 3.8—3.9.

Таблица 2 (17 СНиП II-15-74)

Виды грунтов	Коэффициент m_1	Коэффициент m_2 для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины здания (сооружения) или его отсека к его высоте L/H, равном:	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и песчаные грунты, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие:			
сухие и маловлажные	1,3	1,1	1,3
насыщенные водой	1,2	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
сухие и маловлажные	1,2	1	1,2
насыщенные водой	1,1	1	1,2
Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем и глинистые грунты с консистенцией $I_L \leqslant 0{,}5$	1,2	1	1,1
То же, с консистенцией $I_L > 0{,}5$	1,1	1	1

Примечания: 1. С жесткой конструктивной схемой считаются здания и сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию дополнительных усилий от деформаций основания путем применения мероприятий, указанных в п. 3.88 СНиП II-15-74.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента m_2 принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях отношения длины здания (сооружения) к его высоте значение коэффициента m_2 определяется интерполяцией.

Таблица 3 (16 СНиП II-15-74)

Расчетное значение угла внутреннего трения φ_{II}, град	Коэффициенты		
	A	*B*	*D*
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

3.11 При расчете центрально нагруженных фундаментов (рис. 2,*а*) давление на грунт под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p = \frac{N}{F} + \gamma_{ср}\, h \leqslant R. \qquad (7)$$

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов (рис 2,*б*,*в*) краевые давления на грунт под подошвой фундамента определяются по формулам

$$p_{макс} = \frac{N}{F} + \gamma_{ср}\, h + \frac{M}{W} \leqslant 1{,}2\, R; \qquad (8)$$

$$p_{мин} = \frac{N}{F} + \gamma_{ср}\, h - \frac{M}{W}. \qquad (9)$$

Для фундаментов зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для фундаментов открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше 15 т или при расчетном давлении на основание $R<1{,}5$ кгс/см^2 рекомендуется принимать трапециевидную эпюру давлений на грунт с отношением $\frac{p_{мин}}{p_{макс}} \geqslant 0{,}25$ (рис. 2,*б*)

Таблица 4 (табл. 1 прил 2 СНиП II-15-74)

Нормативные значения удельных сцеплений $c^н$, кгс/см², углов внутреннего трения $\varphi^н$, град, и модулей деформации E, кгс/см², песчаных грунтов (независимо от происхождения, возраста и влажности)

Виды песчаных грунтов	Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	$c^н$	0,02	0,01	—	—
	$\varphi^н$	43	40	38	—
	E	500	400	300	—
Пески средней крупности	$c^н$	0,03	0,02	0,01	—
	$\varphi^н$	40	38	35	—
	E	500	400	300	—
Пески мелкие	$c^н$	0,06	0,04	0,02	—
	$\varphi^н$	38	36	32	28
	E	480	380	280	180
Пески пылеватые	$c^н$	0,08	0,06	0,04	0,02
	$\varphi^н$	36	34	30	26
	E	390	230	180	110

В остальных случаях для фундаментов зданий с мостовыми кранами допускается треугольная эпюра давления на грунт при $p_{мин}=0$ (см. рис. 2,*в*).

Для фундаментов бескрановых зданий и зданий с подвесным транспортным оборудованием допускается треугольная эпюра давлений с нулевой ординатой на расстоянии $^1/_4$ размера подошвы фундамента от наименее нагруженного ребра (рис. 2,*г*). Требования, ограничивающие допустимую форму эпюры давления на грунт, относятся к любым основным сочетаниям нагрузок

В случае неполного касания подошвы фундамента (см. рис. 2,*г*) величина наибольшего краевого давления вычисляется по формуле

$$p_{макс} = \frac{2}{3}\,\frac{N+\gamma_{ср}\,h\,l\,b}{b\,c_0} \leqslant 1{,}2R, \qquad (10)$$

где

$$c_0 = \frac{l}{2} - \frac{M}{N+\gamma_{ср}\,h\,l\,b}, \qquad (11)$$

при этом должно быть соблюдено условие $\frac{3\,c_0}{l} \geqslant 0{,}75.$ (12)

Таблица 5 (табл. 2 прил. 2 СНиП II-15-74)

Нормативные значения удельных сцеплений $c^н$, кгс/см², и углов внутреннего трения $\varphi^н$, град, глинистых грунтов четвертичных отложений

Виды глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	$c^н$	0,15	0,11	0,08	—	—	—	—
		$\varphi^н$	30	29	27	—	—	—	—
	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}75$	$c^н$	0,13	0,09	0,06	0,03	—	—	—
		$\varphi^н$	28	26	24	21	—	—	—
Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	$c^н$	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	—
		$\varphi^н$	26	25	24	23	22	20	—
	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	$c^н$	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	—
		$\varphi^н$	24	23	22	21	19	17	—
	$0{,}5 < I_L \leqslant 0{,}75$	$c^н$	—	—	0,25	0,20	0,16	0,14	0,12
		$\varphi^н$	—	—	19	18	16	14	12
Глины	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	$c^н$	—	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		$\varphi^н$	—	21	20	19	18	16	14
	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	$c^н$	—	—	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		$\varphi^н$	—	—	18	17	16	14	11
	$0{,}5 < I_L \leqslant 0{,}75$	$c^н$	—	—	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		$\varphi^н$	—	—	15	14	12	10	7

Таблица 6 (табл. 3 прил. 2 СНиП II-15-74)

Нормативные значения модулей деформации глинистых грунтов E, кгс/см²

Происхождение и возраст глинистых грунтов		Наименование видов глинистых грунтов и пределы нормативных значений их консистенции	Модули деформации грунтов E при коэффициенте пористости e, равном										
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения	Аллювиальные	Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}75$	—	320	240	160	100	70	—	—	—	—	—
	Делювиальные Озерные Озерно-аллювиальные	Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	—	340	270	220	170	140	110	—	—	—	—
			$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	—	320	250	190	140	110	80	—	—	—	—
			$0{,}50 < I_L \leqslant 0{,}75$	—	—	—	170	120	80	60	50	—	—	—
		Глины	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	—	—	280	240	210	180	150	120	—	—	—
			$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—
			$0{,}5 < I_L \leqslant 0{,}75$	—	—	—	—	150	120	90	70	—	—	—
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}75$	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	—
		Суглинки	$0 \leqslant I_L \leqslant 0{,}25$	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—	—
			$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	—
			$0{,}5 < I_L \leqslant 0{,}75$	—	—	—	170	130	100	70	—	—	—	—
	Моренные	Супеси Суглинки	$I_L \leqslant 0{,}5$	750	550	450	—	—	—	—	—	—	—	—
Юрские отложения оксфордского яруса		Глины	$-0{,}25 \leqslant I_L \leqslant 0$	—	—	—	—	—	—	270	250	220	—	—
			$0 < I_L \leqslant 0{,}25$	—	—	—	—	—	—	240	220	190	150	—
			$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}5$	—	—	—	—	—	—	—	—	160	120	100

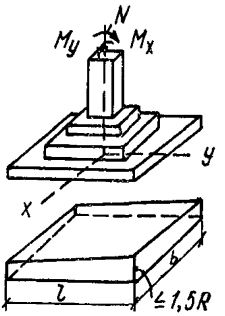


Рис 3 Эпюры давления на грунт внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух направлениях

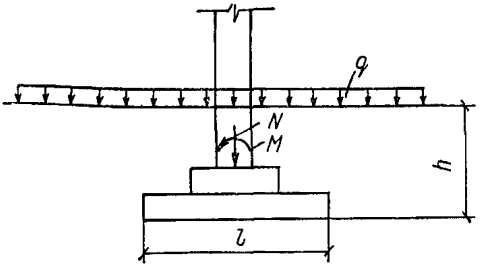


Рис 4 Расчетная схема фундамента при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки

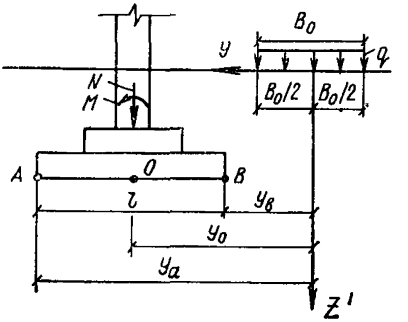


Рис 5 Расчетная схема фундамента при действии местной равномерно распределенной нагрузки в виде полосы

3.12. При расчете внецентренно нагруженных фундаментов с моментами в двух направлениях (рис. 3) давление в угловой точке определяется по формуле

$$p_{\text{макс}} = \frac{N}{F} + \gamma_{\text{ср}} h + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leqslant 1{,}5\,R. \qquad (13)$$

3.13. При действии сплошной равномерно распределенной нагрузки на полы интенсивностью $q \geqslant 0{,}2$ кгс/см² (рис. 4) давление на грунт под подошвой фундамента определяется по следующим формулам

для центрально нагруженного фундамента

$$p = \frac{N}{F} + \gamma_{\text{ср}} h + q \leqslant R; \qquad (14)$$

для внецентренно нагруженного фундамента краевые давления

$$p_{\text{макс}} = \frac{N}{F} + \gamma_{\text{ср}} h + \frac{M}{W} + q \leqslant 1{,}2\,R; \qquad (15)$$

$$p_{\text{мин}} = \frac{N}{F} + \gamma_{\text{ср}} h - \frac{M}{W} + q. \qquad (16)$$

В формулах (7)—(16) величина $\gamma_{\text{ср}}$ принимается равной нормативному значению.

3.14. При действии местной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $q \geqslant 0{,}2$ кгс/см² в виде полосы шириной b_0, м, (рис. 5) среднее давление на грунт под подошвой фундамента, а также краевые давления в точках A и B возрастают на величину qk_q Коэффициент k_q принимается по табл. 7 в зависимости от отношений z_1/b_0 и y/b_0, где z_1 и y — координаты рассматриваемой точки подошвы фундамента

Таблица 7

Отношение z_1/b_0	Величина давления на грунт в долях от интенсивности равномерно распределенной нагрузки q при y/b_0					
	0	0,25	0,5	1	1,5	2
0	1	1	0,5	0	0	0
0,25	0,96	0,9	0,5	0,02	0	0
0,5	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,2	0,1	0,04
1,5	0,4	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,30	0,21	0,13	0,07
2	0,31	0,31	0,28	0,20	0,13	0,08
3	0,21	0,21	0,2	0,17	0,135	0,1
4	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,1
5	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,09
6	0,11	0,1	0,1	0,1	0,1	0,09

3.15. При глубине заложения подошвы фундамента больше 3 м от уровня чистого пола при условии выполнения технических требований производства работ по обратной засыпке грунта допускается при расчете оснований и фундаментов учитывать боковой отпор грунта

3.16. (3.70 СНиП II-15-74). Расчет оснований по деформациям считается удовлетворенным, если фактическое среднее давление на грунт под фундаментами проектируемых зданий или сооружений не превышает расчетного давления на основание и выполняется одно из следующих условий:

а) фактическая неоднородность основания α_E меньше допустимой по подпункту «а» п. 3 67 СНиП II-15-74;

б) геологические условия площадки строительства отвечают области применения типового проекта по подпункту «в» п. 3 67 СНиП II-15-74,

в) если здания, перечисленные в табл. 8 (19 СНиП II-15-74), возводятся на грунтах, указанных в этой же таблице и сгруппированных в семи вариантах грунтовых условий.

3.17. Размеры подошвы фундаментов для зданий и сооружений, оговоренных в табл. 8 (19 СНиП II-15-74), определяются в такой последовательности:

а) По данным результатов исследования грунтов или по табл 4, 5, 6 (1, 2, 3 прил 2 СНиП II-15-74) устанавливаются нормативные характеристики механических свойств грунтов основания $\varphi^{н}$, $c^{н}$, E. Расчетные значения φ_{II}, c_{II}, E принимаются равными нормативным.

б) В соответствии с табл 18, 19 (табл 1, 2 прил 4 СНиП II-15-74) *назначается условное расчетное давление на основание* R_0.

Примечание Для зданий III и IV класса сооружений при выполнении требований п. 3 59 СНиП II-15-74 допускается использовать условное расчетное давление на основание R_0 для назначения окончательных размеров фундаментов При этом необходимо учитывать положения п 2 прил 4 СНиП II-15-74

в) Для заданной глубины заложения фундамента, выбранной по таблицам условной величины расчетного давления на основание R_0 и заданного отношения меньшей стороны фундамента к большей (величины m), определяются размеры подошвы фундамента b и l:

для центрально нагруженного фундамента

$$l = \sqrt{\frac{N}{m\,(R - \gamma_{ср}\,h)}}, \qquad (17)$$

$$b = m\,l; \qquad (18)$$

для внецентренно нагруженного фундамента, а также для внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух направлениях — по графикам рис 57 и 58

График (рис. 58) составлен из условий 8, 10 и 13.

г) Для полученного значения b, заданной глубины заложения фундамента и механических свойств грунтов определяется величина расчетного давления на основание R из условия 4 (17 СНиП II-15-74). Расчетное давление на основание R можно найти также по графикам рис 56

Имея величину R, определяют размеры подошвы фундамента b и l

д) Проверяется величина b: при разности между первоначальным значением и полученной величиной b порядка 3% размеры фундамента не пересчитываются

В ином случае указанный расчет производится повторно. Для последующей подстановки задаются вычисленной из предыдущей подстановки величиной b. Обычно после второй подстановки получаем необходимые размеры подошвы фундамента.

Примечание Для внецентренно нагруженного фундамента при малых значениях эксцентриситета, когда

$$e_0 = \frac{M}{N + \gamma_{ср}\,h\,l\,b} \leqslant \frac{l}{30}, \qquad (19)$$

размеры подошвы фундамента следует определять, как для центрально нагруженного фундамента по формулам (17) и (18).

3.18. Для фундаментов зданий и сооружений, на которые не распространяется табл. 8 (19 СНиП II-15-74), производится проверка совместной деформации основания и здания или сооружения в соответствии с пп. 3 42—3 69 и прил. 3 СНиП II-15-74. При этом *глубина сжимаемой толщи основания для расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого полупространства* (при грунтах с модулем деформации $E < 1000$ кгс/см^2 при фундаментах шириной $b \leqslant 10$ м) может быть определена по графику рис 59, допол-

Таблица 8 (19 СНиП II-15-74)

Виды зданий	Перечень вариантов грунтовых условий, когда допускается не выполнять расчет осадок для зданий, перечисленных в графе 1
1	2
А. Производственные здания промышленных предприятий 1. Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей и т. п.), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно 2. Многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м Б. Жилые и общественные здания 1. 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 высотой до 9 этажей включительно; б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно В. Сельскохозяйственные производственные здания и сооружения Одно- и многоэтажные независимо от конструктивной схемы и формы в плане	1. Крупнообломочные грунты при содержании песчаного заполнителя менее 40% и глинистого менее 30% 2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности 3. Пески любой крупности, только плотные 4. Пески любой крупности, только средней плотности 5. Супеси, суглинки и глины при консистенции $I_L<0,5$ и коэффициенте пористости e в диапазоне 0,4—0,9 6 То же, что в п. 5 при коэффициенте пористости $e=0,5—1$ 7. Песчаные грунты при $e<0,7$ в сочетании с глинистыми грунтами моренного происхождения при $e<0,7$ и $I_L<0,5$, независимо от порядка их залегания

Примечания: 1. Табл. 8 (19) допускается пользоваться:

а) при горизонтальном, выдержанном по толщине, залегании в основании зданий и сооружений отдельных слоев, состоящих из грунтов, перечисленных в настоящей таблице (уклон не более 0,1);

б) если ширина отдельных ленточных фундаментов под несущие конструкции или площадь отдельных столбчатых фундаментов отличается не более чем в 2 раза;

в) для зданий и сооружений иного назначения, чем указано в таблице, при аналогичных с ними конструкциях, нагрузках и грунтах, сжимаемость которых не превышает сжимаемости грунтов, приведенных в таблице.

2. Табл. 8 (19) не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы более 2 тс/м².

нительное (к природному) давление в грунте p_{oz} в горизонтальном сечении, расположенном на глубине z ниже подошвы фундамента,— по графику рис. 60

Полученные величины деформаций основания фундаментов зданий и сооружений не должны превышать предельных значений, указанных в табл. 1 (18 СНиП II-15-74).

3.19. При определении осадки фундамента с учетом действия сплошной равномерно распределенной нагрузки на полы интенсивностью q (кгс/см^2) принимается расчетная схема распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента, как показано на рис. 6

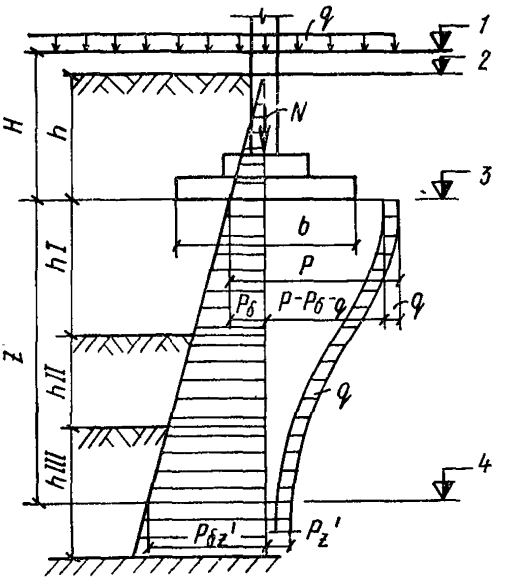


Рис 6 Расчетная схема распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки

1 — отметка планировки, *2* — отметка поверхности природного рельефа, *3* — отметка основания, *4* — нижняя граница сжимаемой толщи

3.20. При определении осадки фундамента с учетом действия местной равномерно распределенной полосовой нагрузки на полы (см рис 5) эпюра распределения напряжений от действия местной равномерно распределенной нагрузки на полы интенсивностью q, кгс/см^2, в виде полосы шириной b_0 изменяется по закону qk_q и суммируется с эпюрой распределения напряжений от нагрузки, передаваемой через фундамент и определяемой по прил. 3 СНиП II-15-74.

3.21. Для уменьшения неравномерности эпюры давления на грунт под подошвой внецентренно нагруженного фундамента допускается осуществлять смещение оси фундамента с оси колонны При расчетной величине смещения менее 100 мм фундамент проектируется симметричным.

3 22. При расчете оснований складов с высокими штабелями сы-

пучих или комковых материалов по несущей способности следует проверять устойчивость оснований штабелей сыпучих материалов. Расчет основания и штабеля производится совместно При этом допускается принимать, что потеря устойчивости происходит в форме скольжения части тела штабеля и основания по круглоцилиндрической поверхности и определяется графоаналитическим методом.

(3.79 СНиП II-15-74). Для определения несущей способности оснований этим методом должны находиться положение центра и величина радиуса наиболее опасной окружности, объемлющей сдвигаемую часть грунта основания. Несущая способность основания считается обеспеченной, если отношение момента сил, препятствующих сдвигу по выбранной поверхности скольжения, к моменту сдвигающих сил не менее 1,2.

4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет на продавливание при монолитном сопряжении колонны или подколонника с плитной частью фундамента

4.1. Расчет на продавливание плитной части центрально нагруженных квадратных железобетонных фундаментов производится из условия

$$P \leqslant k R_{\text{р}} b_{\text{ср}} H_0, \qquad (20)$$

где P — расчетная продавливающая сила;

k — коэффициент, принимаемый равным 1 при монолитном сопряжении колонны с плитной частью фундамента;

$b_{\text{ср}}$ — среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании, в пределах рабочей высоты сечения H_0

$$b_{\text{ср}} = 2\ (b_{\text{к}} + h_{\text{к}} + 2 H_0)\ . \qquad (21)$$

При определении величин $b_{\text{ср}}$ и P предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, боковые стороны которой наклонены под углом 45° к горизонтали (рис 7).

Величина продавливающей силы P принимается равной величине нормальной силы N, действующей на пирамиду продавливания (в сечении колонны или подколонника у верха плитной части фундамента), за вычетом величины реактивного давления грунта, приложенного к бо́льшему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры)

4.2. Расчет на продавливание центрально нагруженных прямоугольных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных железобетонных фундаментов (рис 8) производится в соответствии с п. 4 1; при этом величина силы P и средний периметр пирамиды продавливания $b_{\text{ср}}$ в формуле 20 принимаются равными.

$$P = F_0\, p_{\text{гр}}\ ; \qquad (22)$$

$$b_{\text{ср}} = \frac{b_{\text{к}} + b_{\text{н}}}{2} = b_{\text{к}} + H_0\ , \qquad (23)$$

где F_0 — площадь многоугольника $abcdeg$

$$F_0 = 0{,}5\, b\ (l - h_{\text{к}} - 2 H_0) - 0{,}25\ (b - b_{\text{к}} - 2 H_0)^2; \qquad (24)$$

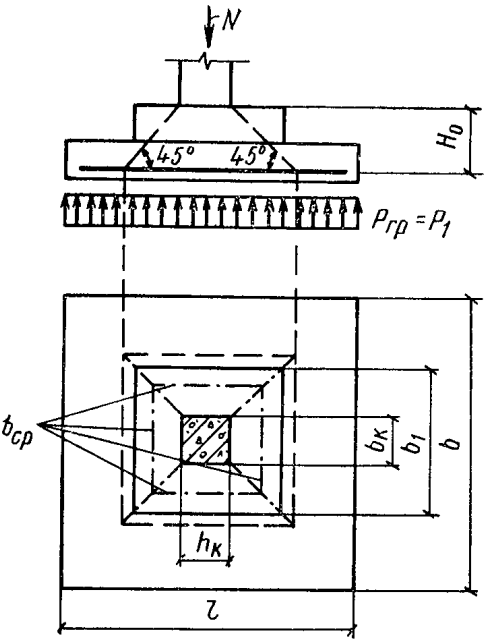


Рис 7. Схема образования пирамиды продавливания в центрально нагруженных квадратных железобетонных фундаментах

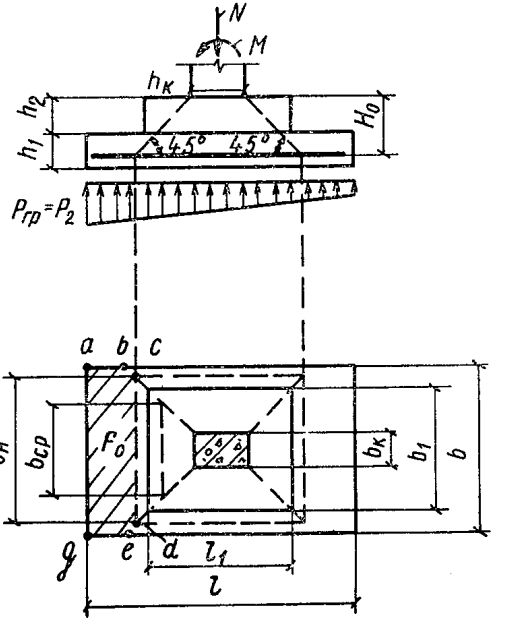


Рис. 8 Схема образования пирамиды продавливания в центрально нагруженных прямоугольных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментах

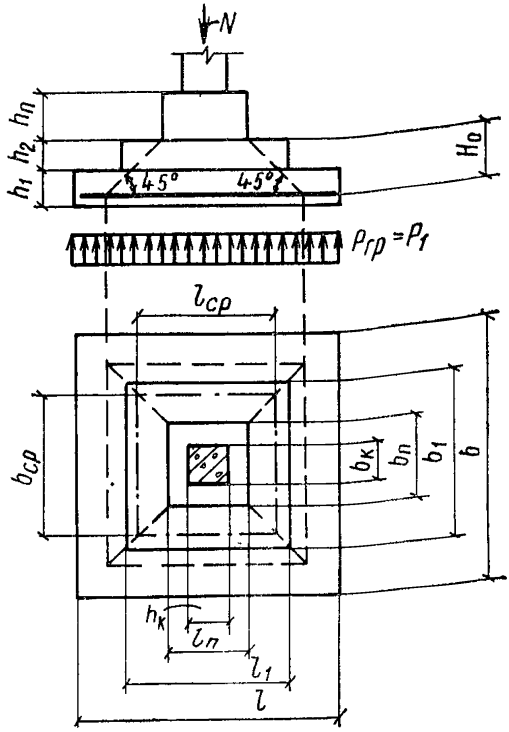


Рис. 9. Схема образования пирамиды продавливания в центрально нагруженных квадратных железобетонных фундаментах при высоте подколсшника $h_п \geqslant \dfrac{l_п - h_к}{2}$

если

$$b - b_к < 2H_0, \quad \text{то} \quad b_{ср} = 0{,}5\,(b + b_к), \tag{25}$$

$$F_0 = 0{,}5\,b\,(l - h_к'' - 2H_0), \tag{26}$$

где $b_к$ — размер сечения колонны, являющийся верхней стороной одной грани пирамиды продавливания;

$b_н$ — нижняя сторона одной грани пирамиды продавливания на уровне растянутой арматуры,

$p_{гр}$ — наибольшее краевое давление на грунт от расчетной нагрузки без учета веса фундамента и грунта на его уступах;

при центрально нагруженном фундаменте

$$p_{гр} = p_1 = \frac{N}{F}; \tag{27}$$

при внецентренно нагруженном фундаменте

$$p_{гр} = p_2 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \tag{28}$$

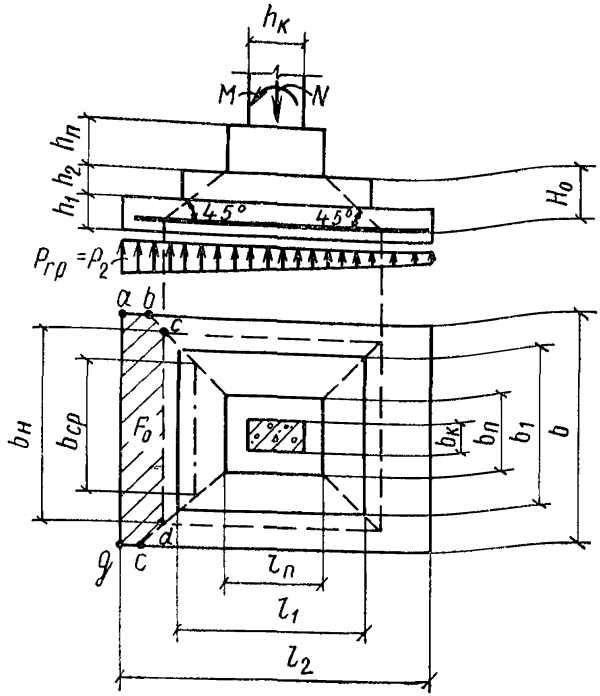


Рис. 10. Схема образования пирамиды продавливания в центрально нагруженных прямоугольных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментах при высоте подколонника $h_п \geqslant \frac{l_п - h_к}{2}$

4.3. В центрально нагруженных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментах, когда высота подколонника $h_п \geqslant \frac{l_п - h_к}{2}$, проверку на продавливание следует производить от нижнего обреза подколонника (рис. 9, 10).

4.4. Рабочую высоту H_0 центрально нагруженных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов можно определить по графику рис. 61, составленному на основании формулы (20)

4.5. В прямоугольных железобетонных фундаментах с верхней ступенью, одна из сторон которой $l_1 > h_к + 2h_2$, а другая $b_1 < b_к + 2h_2$ (рис 11), расчет на продавливание производится из условия

$$P \leqslant R_р (h_{01} b_{1\,ср} + h_2 b_{2\,ср}). \quad (29)$$

Величина силы P определяется по формуле (22), величины $b_{1ср}$ и $b_{2ср}$ принимаются равными:

$$b_{1\,ср} = b_1 + h_{01}; \quad (30)$$

$$b_{2\,ср} = \frac{b_к + b_1}{2}; \quad (31)$$

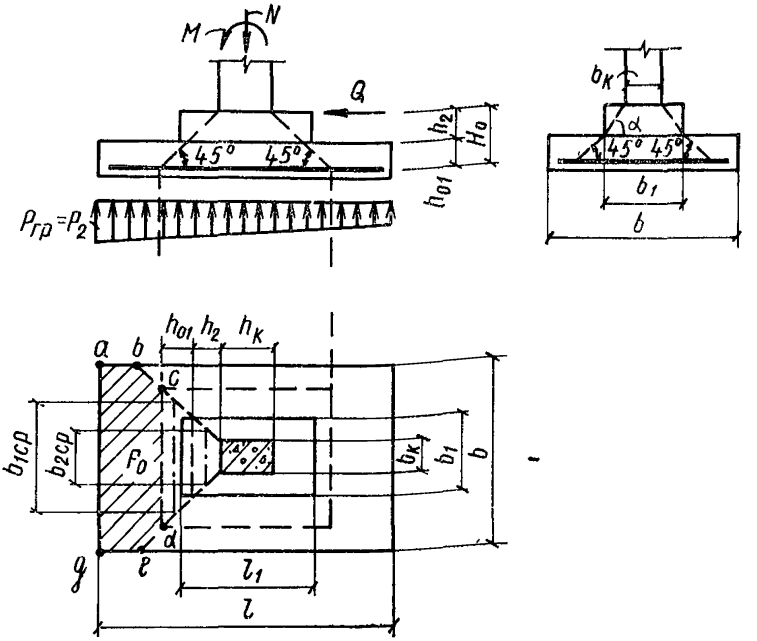


Рис 11 Схема образования пирамиды продавливания в прямоугольных железобетонных фундаментах с верхней ступенью с размерами, при которых одна из сторон ступени $l_1 > h_к + 2h_2$, а другая $b_1 < b_к + 2h_2$

здесь F_0 — площадь многоугольника *abcdeg*, равна:

$$F_0 = 0{,}5\,b\,(l - h_к - 2\,H_0) - 0{,}25\,(b - b_1 - 2\,h_{01})^2, \qquad (32)$$

где h_{01} — рабочая высота нижней ступени фундамента. Если $b - b_1 < 2h_{01}$, то F_0 определяется по формуле (26).

4.6. Расчет на продавливание прямоугольных железобетонных фундаментов, имеющих в двух направлениях разное число ступеней (рис. 12), производится из условия

$$P \leqslant R_р\,[(H_0^g - h_з)\,b_{1\,ср} + h_з\,b_к]\,. \qquad (33)$$

Величина силы P определяется по формуле (22), величина $b_{1\,ср}$ принимается равной:

$$b_{1\,ср} = b_к + (H_0 - h_з), \qquad (34)$$

где F_0 — площадь многоугольника *abcdeg*, равна:

$$F_0 = 0{,}5\,b\,(l - h_к - 2\,H_0) - 0{,}25\,[b - b_к - 2\,(H_0 - h_з)]^2. \qquad (35)$$

Если $b - b_к < 2(H_0 - h_з)$, то F_0 определяется по формуле (26)

4.7. Высота ступеней назначается в зависимости от полной высоты плитной части фундамента в соответствии с табл. 9.

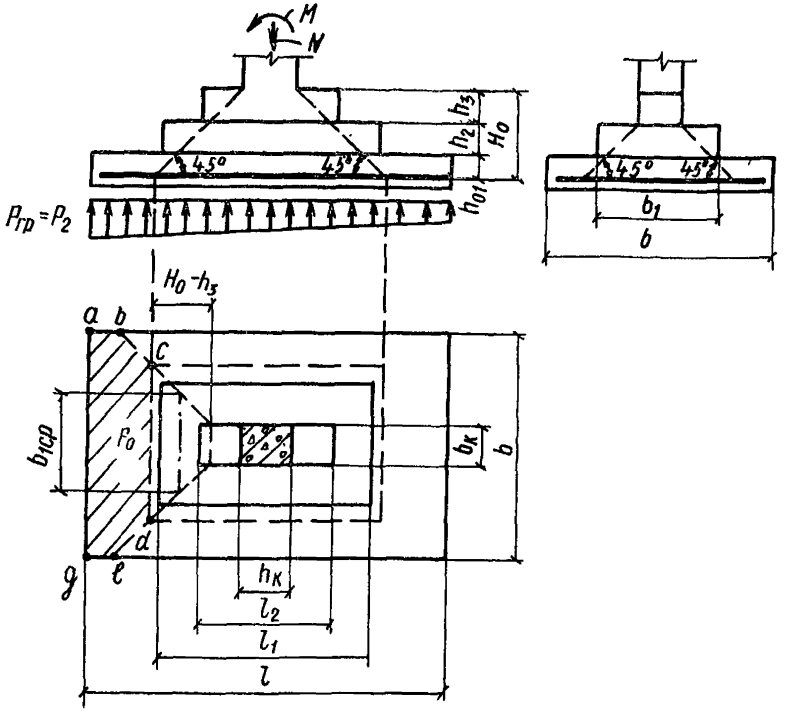


Рис. 12. Схема образования пирамиды продавливания в прямоугольных железобетонных фундаментах, имеющих в двух направлениях разное число ступеней

Таблица 9

Высота плитной части фундамента H, см	Высота ступени, см		
	h_1	h_2	h_3
30	30	—	—
45	45	—	—
60	30	30	—
75	30	45	—
90	30	30	30
105	30	30	45
120	30	45	45
150	45	45	60

Вынос нижней ступени фундамента c_1 (рис. 13) определяется расчетом на продавливание из условия

$$P \leqslant R_{\text{р}}\, h_{01}\, b_{1\,\text{ср}}\,. \qquad (36)$$

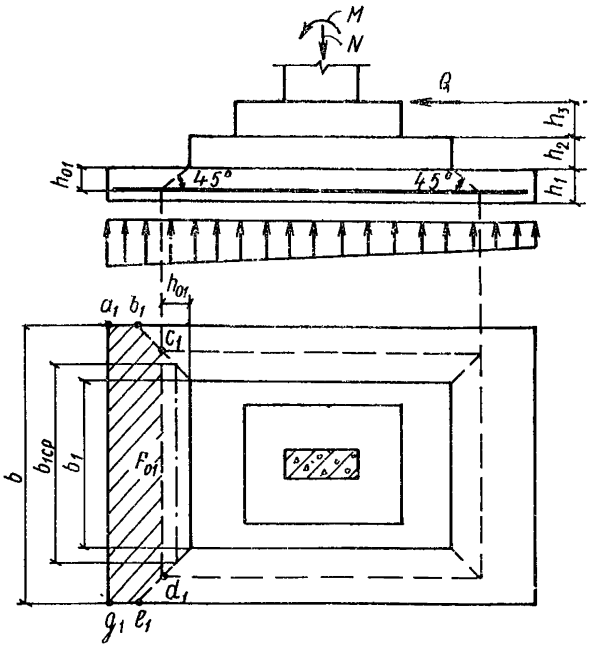


Рис. 13 Схема образования пирамиды продавливания в нижней ступени прямоугольных железобетонных фундаментов

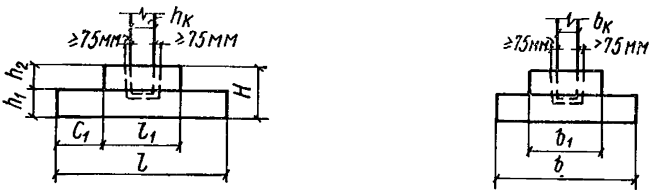


Рис. 14. Минимальные размеры ступеней при двухступенчатом фундаменте

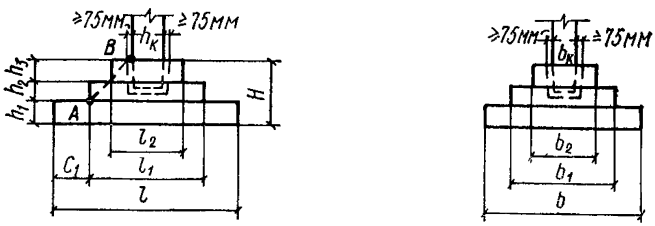
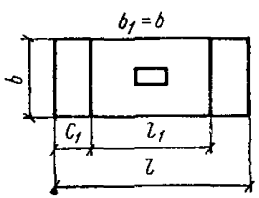
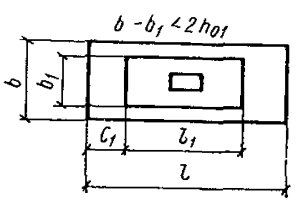
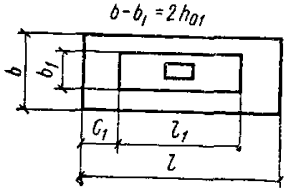
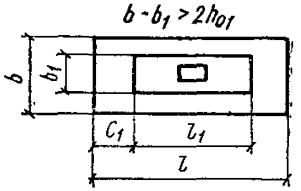


Рис. 15. Минимальные размеры ступеней при трехступенчатом фундаменте

Таблица 10

Давление на грунт $p_{гр}$, кгс/см²	Величина коэффициента k при марке бетона											
												
	М 150	М 200	М 300	М 150	М 200	М 300	М 150	М 200	М 300	М 150	М 200	М 300
1,5	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,9/3	3	3
2,5	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,5/2,6	2,8/3	3
3	3	3	3	3	3	3	2,7/2,8	3	3	2,3/2,4	2,5/2,6	3
3,5	2,8/3	3	3	2,7/2,9	3	3	2,4/2,6	2,9/2,7	3	2,1/2,2	2,3/2,4	2,7/2,9
4	2,6/2,7	2,9/3	3	2,5/2,7	2,8/3	3	2,3/2,4	2,5/2,7	3	2	2,1/2,2	2,5/2,6
4,5	2,4/2,5	2,7/2,8	3	2,3/2,5	2,6/2,7	3	2,1/2,2	2,3/2,5	2,8/3	1,9	2/2,1	2,3/2,5
5	2,3/2,4	2,5/2,7	3	2,2/2,3	2,4/2,6	3	2/2,1	2,2/2,3	2,6/2,8	1,8	1,9/2	2,2/2,3
5,5	2,2/2,3	2,4/2,5	2,8/3	2,1/2,2	2,3/2,4	2,7/2,9	1,9/2	2,1/2,2	2,5/2,6	1,7	1,8/1,9	2,1/2,2
6	2,1/2,2	2,3/2,4	2,7/2,8	2/2,1	2,2/2,3	2,6/2,8	1,8/1,9	2/2,1	2,3/2,5	1,6/1,7	1,7/1,8	2/2,1

Примечания 1 Значение в знаменателе принимается при учете крановых и ветровых нагрузок при $m_{б1}=1,1$

2 Вынос нижней ступени фундамента $c_1=k_1h_{01}$

Величина силы P и величина $b_{1\,ср}$ принимаются равными:

$$P = F_{01}\, p_{гр}\,; \tag{37}$$

$$b_{1\,ср} = b_1 + h_{01}, \tag{38}$$

где F_{01} — площадь многоугольника $a_1b_1c_1d_1e_1g_1$, равная:

$$F_{01} = 0{,}5\, b\ (l - l_1 - 2\,h_{01}) - 0{,}25\ (b - b_1 - 2\,h_{01})^2. \tag{39}$$

Если $b - b_1 < 2\ h_{01}$, то $F_{01} = 0{,}5\, b\ (l - l_1 - 2\,h_{01})$. (40)

Вынос нижней ступени c_1 принимается не больше величин, указанных в табл. 10.

4.8. Минимальные размеры остальных ступеней в плане определяются после установления выноса нижней ступени c_1 пересечениями линии AB с линиями, ограничивающими высоты ступеней (рис. 14 и 15).

Для двухступенчатого и трехступенчатого фундаментов они должны быть не менее

$$l_1 \geqslant l - 2\,c_1\,; \tag{41}$$

$$b_1 \geqslant m\, l_1\,; \tag{42}$$

$$l_2 \geqslant \frac{(l - 2\,c_1 - h_к)\ h_3}{h_2 + h_3} + h_к\,; \tag{43}$$

$$b_2 \geqslant m\, l_2. \tag{44}$$

Окончательные размеры ступеней назначаются с учетом унификации размеров фундаментов (п. 5 3)

Расчет на продавливание при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом

4.9. Расчет на продавливание центрально и внецентренно нагруженных стаканных фундаментов квадратных и прямоугольных в плане при высоте фундамента от подошвы до дна стакана (рис. 16), равной.

$$h_д < H + \frac{l_п - h_к}{2} \quad и \quad h_д < H + \frac{b_п - b_к}{2}, \tag{45}$$

производится на действие только расчетной нормальной силы N в сечении колонны у обреза фундамента.

Проверка фундамента по прочности на действие только нормальной силы N производится:

а) на продавливание фундамента колонной от дна стакана;

б) на раскалывание фундамента колонной.

4.10. Проверка фундамента по прочности на продавливание колонной от дна стакана от действия нормальной силы N (рис 17) производится из условия

$$N \leqslant \frac{b\,l}{F_0}\, R_р\, b_{ср}\, h_{0\,д}, \tag{46}$$

где N — расчетная нормальная сила в сечении колонны у обреза фундамента;

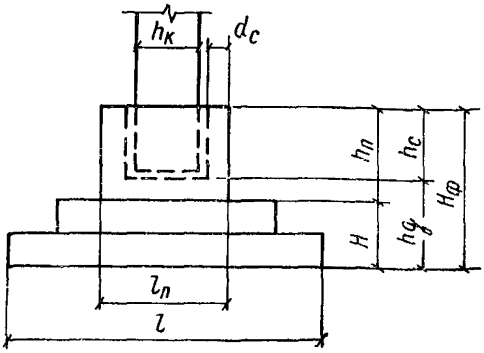


Рис. 16 Стаканный фундамент при высоте фундамента от подошвы до дна стакана

$$h_д < H + \frac{l_п - h_к}{2} \quad \text{и} \quad h_д < H + \frac{b_п - b_к}{2}$$

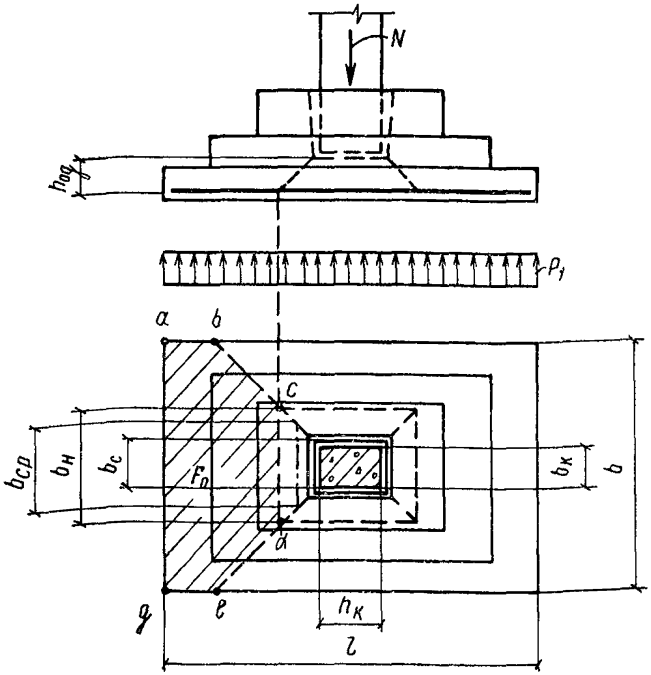


Рис 17 Схема образования пирамиды продавливания в стаканном фундаменте от действия только нормальной силы

F_0 — площадь многоугольника *abcdeg* (рис. 17), равная:

$$F_0 = 0{,}5\,b\,(l - h_c - 2h_{0\,д}) - 0{,}25\,(b - b_c - 2h_{0\,д})^2; \quad (47)$$

$h_{0д}$ — рабочая высота дна стакана, принимаемая от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры,

b_c, h_c — размеры меньшей и большей сторон дна стакана

$$b_{ср} = b_c + h_{0\,д}. \quad (48)$$

4.11. Проверка фундамента по прочности на раскалывание от действия нормальной силы N (рис 18) производится из условий:

$$N \leqslant \left(1 + \frac{b_к}{h_к}\right) \mu\, m_ф\, F_l\, R_р; \quad (49)$$

$$N \leqslant \left(1 + \frac{h_к}{b_к}\right) \mu\, m_ф\, F_b\, R_р. \quad (50)$$

При $\frac{b_к}{h_к} \leqslant \frac{F_b}{F_l}$ — расчет ведется по формуле (49), при $\frac{b_к}{h_к} > \frac{F_b}{F_l}$ — по формуле (50),

где μ — коэффициент трения бетона по бетону, принимаемый 0,75,

$m_ф$ — коэффициент условия работы фундамента в грунте, принимаемый 1,3,

F_b, F_l — площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям сечения колонны параллельно соответственно сторонам l и b подошвы фундамента, за вычетом стакана фундамента (см рис. 18)

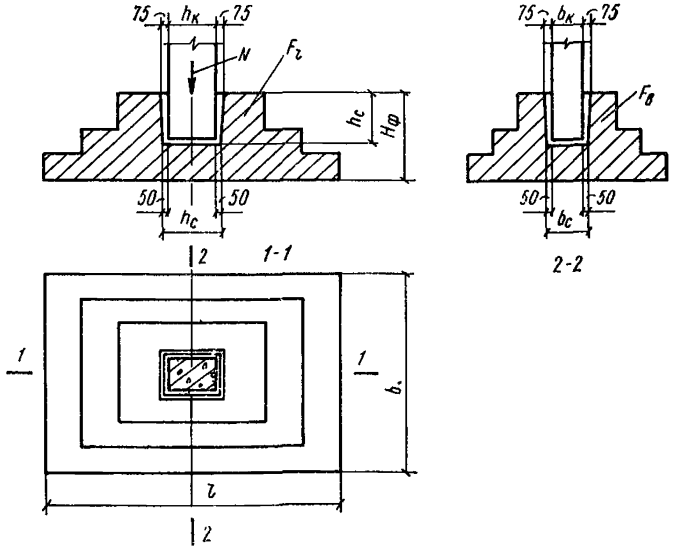


Рис. 18. Площади вертикальных сечений F_l и F_b при раскалывании стаканного фундамента от действия только нормальной силы

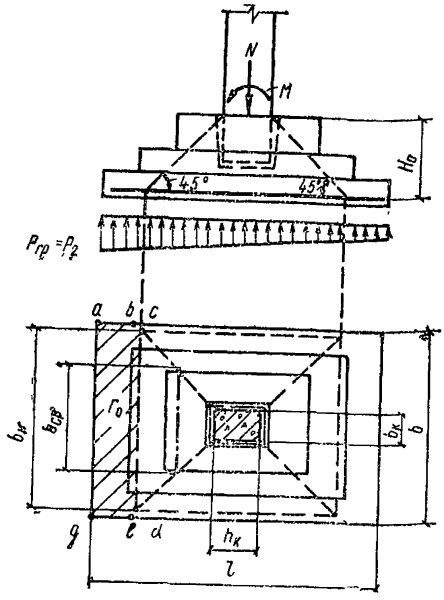


Рис 19. Схема образования пирамиды продавливания в стаканном внецентренно нагруженном фундаменте (квадратном и прямоугольном в плане) в случае неармированного стакана

При определении величины N по формуле (49) $\frac{b_к}{h_к}$ не должна приниматься меньше 0,4, а по формуле (50) $\frac{h_к}{b_к}$ не должна приниматься больше 2,5

4.12. Из расчетов по пп. 4.10 и 4 11 принимается бо́льшая величина несущей способности фундамента.

В случае неармированного стакана фундамента (п 4 21) дополнительно производится расчет на продавливание внецентренно нагруженных стаканных фундаментов квадратных и прямоугольных в плане от верха стакана (рис 19) в соответствии с п. 4 2 При этом значение коэффициента k в формуле (20) принимается равным 0,75.

Определение сечения арматуры подошвы фундамента

4.13. Сечение рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольного выступа фундамента в сечениях по грани колонны и по граням ступеней фундамента

Сечение арматуры, параллельной стороне l, в сечении по грани колонны $I—I$ (рис. 20) на 1 м ширины фундамента определяется по формуле

$$F_l = \frac{M_{I—I}}{0{,}9\, H_0\, R_a}, \qquad (51)$$

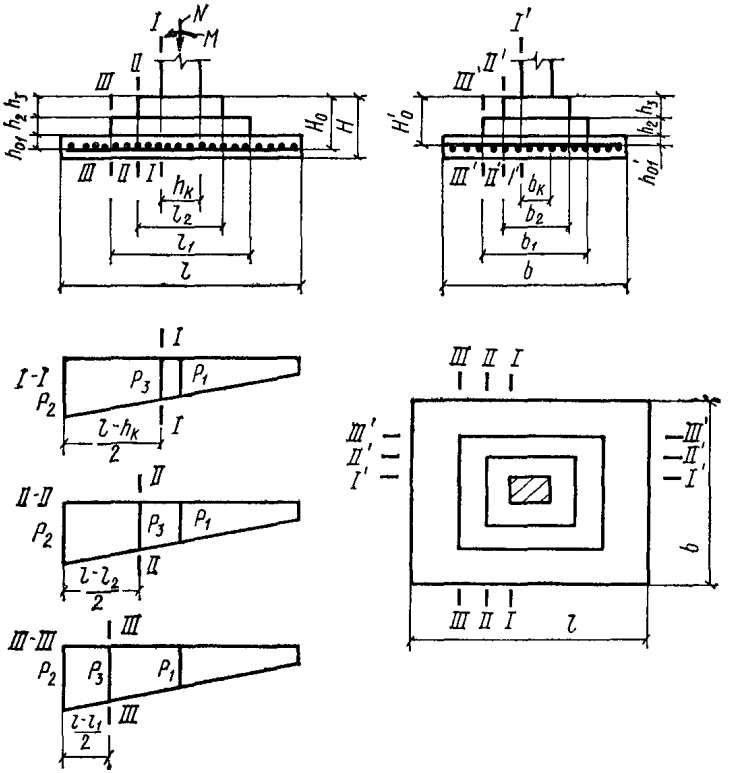


Рис. Расчетные схемы для определения арматуры подошвы фундамента

где

$$M_{I-I} = \frac{100}{24}\ (l - h_к)^2\ (p_3 + 2\,p_2). \qquad (52)$$

То же, по граням ступеней в сечениях *II—II* и *III—III* (см. рис. 20) определяется по формулам

$$F_l = \frac{M_{II-II}}{0{,}9\ (H_0 - h_3)\ R_a}, \qquad (53)$$

где

$$M_{II-II} = \frac{100}{24}\ (l - l_2)^2\ (p_3 + 2\,p_2); \qquad (54)$$

$$F_l = \frac{M_{III-III}}{0{,}9\ h_{01}\ R_a}, \qquad (55)$$

где

$$M_{III-III} = \frac{100}{24} (l - l_1)^2 (p_3 + 2p_2) \qquad (56)$$

Давление на грунт p_2 вычисляется по формуле (28).

Давление на грунт p_3 определяется по формуле

$$p_3 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} k. \qquad (57)$$

Коэффициент k для сечения $I—I$ по грани колонны (см рис. 20) равен:

$$k = \frac{h_к}{l}.$$

Коэффициент k для сечения по граням ступеней равен:

для сечения $II—II$ (см рис 20) $k = l_2/l$;

для сечения $III—III$ (см. рис 20) $k = l_1/l$.

Площадь сечения арматуры, параллельной стороне b, в сечении по грани колонны $I'—I'$ (см рис 20) на 1 м длины фундамента определяется по формуле

$$F_b = \frac{M_{I'-I'}}{0{,}9 H_0' R_a}, \qquad (58)$$

где

$$M_{I'-I'} = \frac{100 p_1 (b - b_к)^2}{8}. \qquad (59)$$

То же, по граням ступеней в сечениях $II'—II'$ и $III'—III'$ определяется по формулам

$$F_b = \frac{M_{II'-II'}}{0{,}9 (H_0' - h_3) R_a}, \qquad (60)$$

где $$M_{II'-II'} = \frac{100 p_1 (b - b_2)^2}{8}; \qquad (61)$$

$$F_b = \frac{M_{III'-III'}}{0{,}9 h_{01}' R_a}, \qquad (62)$$

где $$M_{III'-III'} = \frac{100 p_1 (b - b_1)^2}{8}. \qquad (63)$$

Давление на грунт p_1 вычисляется по формуле (27)

В формулах (51)—(63):

M_{I-I}, M_{II-II}, $M_{III-III}$ — изгибающие моменты на 1 м ширины фундамента соответственно в сечениях $I—I$, $II—II$, $III—III$ в кгс·см; $M_{I'-I'}$, $M_{II'-II'}$, $M_{III'-III'}$ — изгибающие моменты на 1 м длины фундамента соответственно в сечениях $I'—I'$; $II'—II'$; $III'—III'$ в кгс·см, p_1, p_2, p_3 — в кгс/см^2, $b_к$, $h_к$ — в см; b_1, b_2, l_1, l_2 — в см;

H_0 — рабочая высота фундамента в сечении *I—I* в см,

H_0' — рабочая высота фундамента в сечении *I'—I'* в см,

h_{01} — рабочая высота нижней ступени в сечении *III—III* в см,

h_{01}' — рабочая высота нижней ступени в сечении *III'—III'* в см

Арматура подошвы фундаментов может быть определена по графику рис 62, составленному по формулам (51)—(63).

4.14. При армировании подошвы фундаментов в случае выполнения условия

$$l_{ан} < l_б \tag{64}$$

анкеровка стержней рабочей арматуры не требуется; при несоблюдении условия (64) требуется предусмотреть поперечные анкерующие стержни.

$l_{ан}$ — длина анкеровки арматуры, равная:

$$l_{ан} = \left(0{,}5\,\frac{R_а}{R_{пр}}\,\frac{F_{l\,треб}}{F_{l\,факт}} + 8\right) d, \tag{65}$$

где d — диаметр рабочей арматуры;

$F_{l\,треб}$ — требуемое сечение арматуры по расчету нижней ступени на изгиб;

$F_{l\,факт}$ — фактическое сечение арматуры на участке нижней ступени подошвы фундамента;

$l_б$ — длина участка нижней ступени, на котором прочность наклонных сечений обеспечивается бетоном, равная:

$$l_б = 0{,}75\,h_1\sqrt{\frac{R_р}{p_{гр}}}, \tag{66}$$

где h_1 — высота нижней ступени фундамента;

$p_{гр}$ — краевое давление на грунт под подошвой фундамента, вычисленное по формулам (27), (28).

Анкерующие поперечные стержни диаметром не менее $0{,}5d$ стержней продольной арматуры должны быть приварены к стержням рабочей арматуры

Анкеровка рабочей арматуры в подошве фундамента считается обеспеченной, если хотя бы один из поперечных стержней сетки, приваренный к рабочей продольной арматуре, располагается в пределах участка $l_б$.

4.15. На графике рис. 63 даны предельные значения длины участка нижней ступени фундамента $l_б$, на которой прочность наклонных сечений обеспечивается бетоном. График составлен по формуле (66) для высот нижней ступени h_1=300, 450, 600 мм и для бетона марок М150, М200, М300 кгс/см².

Таким образом, если имеющийся анкерующий поперечный стержень сетки расположен в пределах участка $l_б$, анкеровка рабочей арматуры считается обеспеченной, проверки выполнения условия (64) не требуется Например, для нижней ступени высотой h_1= =300 мм при марке бетона М150 и давлении на грунт $p_{гр}$= =8 кгс/см² анкерующий стержень может располагаться в пределах участка $l_б$=200 мм от грани подошвы фундамента

4.16. При применении для армирования фундамента арматуры класса А-I и А-II не требуется производить проверку ширины раскрытия трещин.

Для арматуры класса А-III производится проверка ширины раскрытия трещин:

при расположении подошвы фундамента выше уровня грунтовых вод ширина кратковременного раскрытия трещин $a_т$ должна быть не более 0,4 мм, а длительного — не более 0,3 мм;

при расположении подошвы фундамента ниже уровня грунтовых вод для участков фундамента, расположенных в зоне грунтовых вод, ширина кратковременного раскрытия трещин $a_т$ должна быть не более 0,3 мм, а длительного — не более 0,2 мм.

Расчет подколонника и его стаканной части

4.17. Расчет продольной арматуры железобетонного подколонника производится по СНиП II-21-75 на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонны (сеч. *I—I* рис. 21) и на внецентренное сжатие прямоугольного сечения подколонника в сечении *II—II* (см. рис. 21).

В железобетонных внецентренно сжатых подколонниках площадь сечения арматуры с каждой стороны (A и A') должна быть не менее 0,05% от площади поперечного сечения подколонника.

Железобетонные подколонники армируются продольной и поперечной арматурой по рис. 21.

Минимальный процент содержания арматуры A и A' во внецентренно сжатых подколонниках, несущая способность которых при расчетном эксцентриситете используется менее чем на 50%, независимо от гибкости принимается равным 0,05%.

4.18. В железобетонных подколонниках, где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растянутой арматуры не превышает 0,3%, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру по граням, параллельным плоскости изгиба. При этом армирование по граням, перпендикулярным плоскости изгиба, производится сварными каркасами и сетками с толщиной защитного слоя бетона не менее 50 мм и не менее двух диаметров продольной арматуры (рис 22,*б*).

4.19. В бетонных подколонниках, если в сечении возникают растягивающие напряжения или сжимающие напряжения менее 10 кгс/см² при наибольших сжимающих напряжениях более 0,8 $R_{пр}$ (напряжения определяются как для упругого тела), должно быть предусмотрено конструктивное армирова-

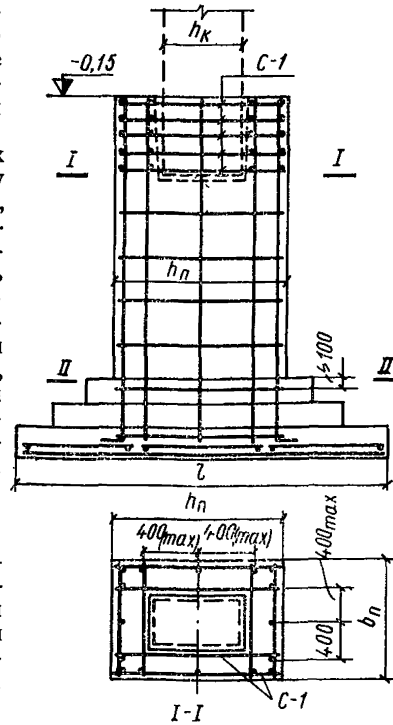


Рис 21. Армирование подколонника и его стаканной части

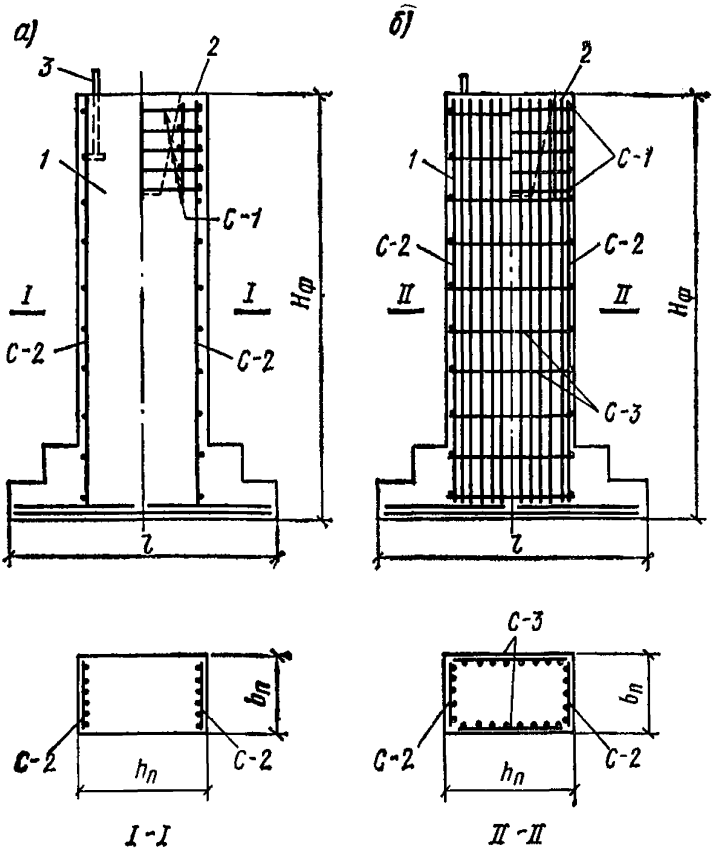


Рис 22 Армирование фундаментов колонн сварными сетками с навеской их на опалубку

а — при расчетной растянутой арматуре в одной плоскости, *б* — то же, в двух плоскостях, *1* — под стальные колонны, *2* — под железобетонные колонны, *3* — анкерный болт

ние не менее 0,025% от площади поперечного сечения подколонника. В иных случаях конструктивную арматуру допускается не предусматривать.

4.20. При расчете бетонных подколонников по прочности расчетные сопротивления бетона следует умножать на коэффициенты условий работы согласно табл. 15 СНиП II-21-75:

для бетонных конструкций $m_{б5}=0{,}9$;

при бетонировании подколонников в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования более 1,5 м $m_{б7}=0{,}85$.

4.21. В фундаментах стаканного типа стенки стакана допускается не армировать при их толщине по верху более 200 мм и более 0,75 высоты верхней ступени (при глубине стакана большей, чем высота подколонника) или 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника) При несоблюдении этих условий стенки стаканов следует армировать поперечной арматурой (п. 5.19) в соответствии с расчетом.

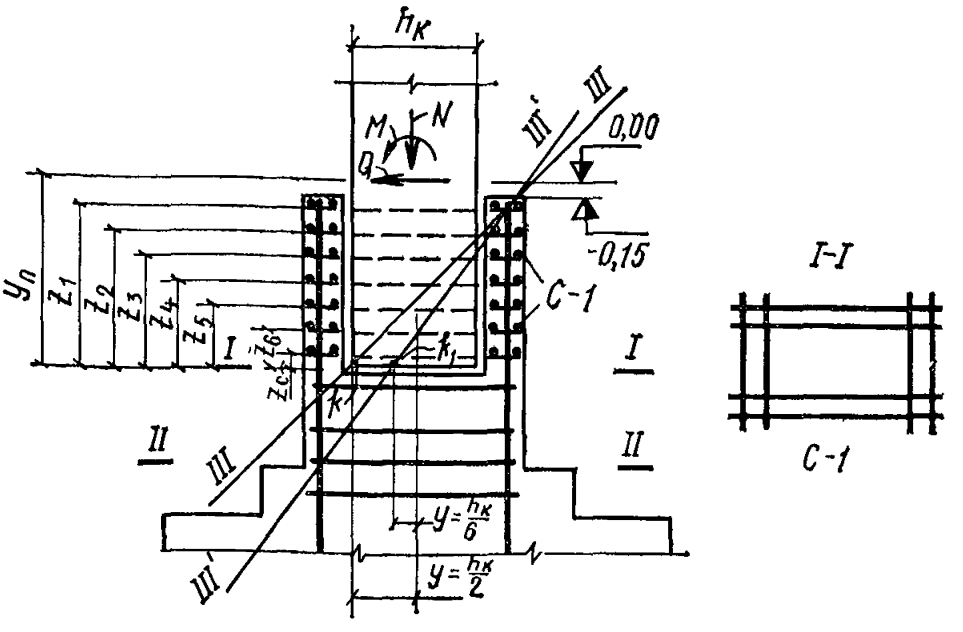


Рис 23 Расчетная схема стаканной части подколонника

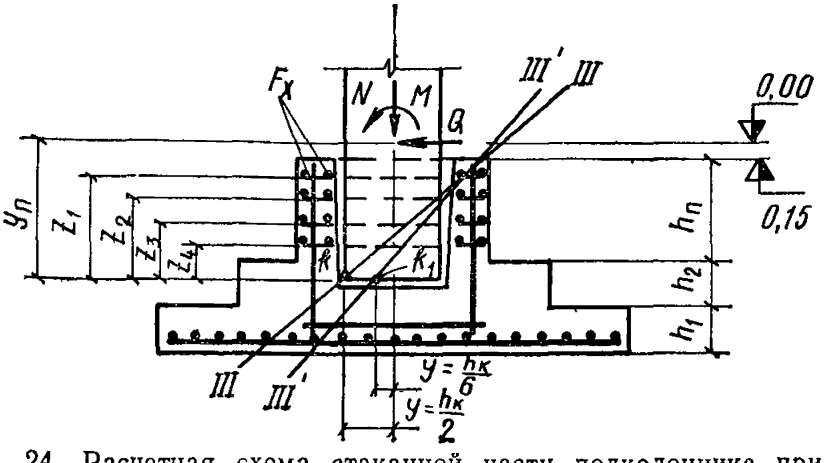


Рис. 24 Расчетная схема стаканной части подколонника при заглублении стакана в плитную часть фундамента

Поперечная арматура подколонника (рис 23) в сечениях *III—III* или *III′—III′* определяется по расчету на момент от действующих сил относительно оси, проходящей через точку k или k' поворота колонны

Моменты принимаются равными
при

$$e_0 \geqslant \frac{h_к}{2} \quad M_k = 0{,}8\left(M + Q\,y_п - N\,\frac{h_к}{2}\right); \qquad (67)$$

при

$$\frac{h_к}{2} > e_0 > \frac{h_к}{6} \qquad M_{k\,1} = M + Q\,y_п - 0{,}7\,N\,e_0. \tag{68}$$

Поперечная арматура определяется из уравнений

$$\sum_{1}^{n} R_а\,F_i\,z_i = M_k; \qquad \sum_{1}^{n} R_а\,F_i\,z_i = M_{k\,1}\,.$$

При одинаковых диаметрах поперечной арматуры и одинаковой марке стали площадь сечения поперечной рабочей арматуры каждой сварной сетки равна
при

$$e_0 \geqslant \frac{h_к}{2} \qquad F_x = \frac{M_k}{R_а \sum_{1}^{n} z_i}\,; \tag{69}$$

при

$$\frac{h_к}{2} > e_0 > \frac{h_к}{6} \qquad F_x = \frac{M_{k\,1}}{R_а \sum_{1}^{n} z_i}\,. \tag{70}$$

Если это необходимо по расчету, рекомендуется увеличивать диаметр стержней двух верхних сеток по сравнению с остальными сетками, диаметр стержней которых назначается в соответствии с п 5 19

В случае заглубления стакана в плитную часть фундамента (рис 24) сечение поперечной рабочей арматуры сеток также определяется по формулам (67), (68), сетки поперечного армирования ставятся в пределах подколонника

В случае действия нормальной силы в пределах ядра сечения $\left(e_0 \leqslant \frac{h_к}{6}\right)$ поперечное армирование подколонника назначается конструктивно.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ УКАЗАНИЯ

5.1. Фундаменты рекомендуется проектировать для условий выполнения работ нулевого цикла до монтажа колонн· отметка верха фундаментов принимается на 150 мм ниже отметки чистого пола зданий

Высота фундамента $H_ф$ назначается по условиям заглубления или условиям заделки колонн, высота плитной части фундамента H назначается по расчету. Если высота фундамента $H_ф$ получается больше высоты плитной части, требуемой по расчету, увеличение высоты фундамента производится за счет подколонника (рис. 25, 26).

5.2. Форму отдельных фундаментов в плане при центральной нагрузке рекомендуется принимать квадратную, если этому не

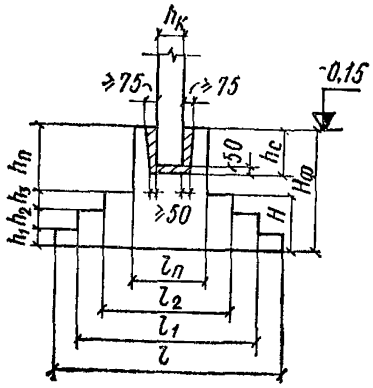


Рис. 25. Фундамент ступенчатого типа с подколонником под сборную прямоугольную колонну

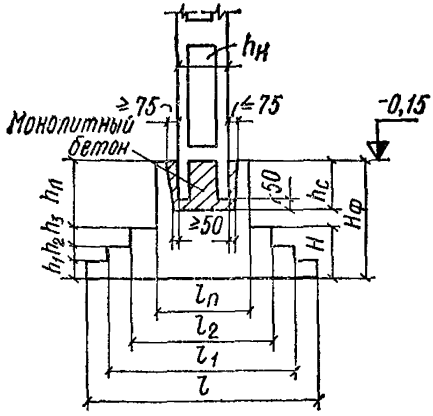
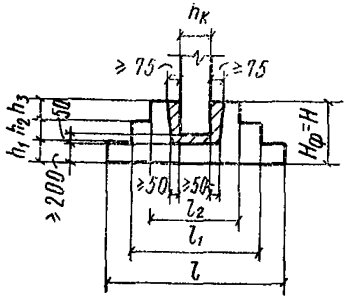


Рис. 26. Фундамент ступенчатого типа с подколонником под сборную двухветвевую колонну



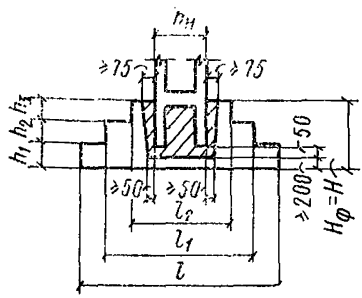


Рис 27 Фундаменты ступенчатого типа в виде плитной части под сборные железобетонные колонны

препятствуют фундаменты соседних зданий, подземные сооружения, фундаменты под оборудование и т п.

При внецентренной нагрузке фундамент рекомендуется принимать прямоугольной формы с соотношением сторон прямоугольной подошвы фундамента от 0,6 до 0,85

5.3. Монолитные фундаменты под сборные и монолитные железобетонные колонны рекомендуется проектировать с плитной частью ступенчатого типа (рис. 25—27)

Размеры в плане подошвы фундамента, ступеней, подколонника рекомендуется принимать кратными 300 мм.

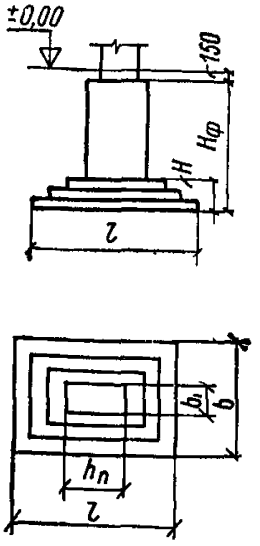
Высоту ступеней рекомендуется назначать равной 300, 450 и при большой высоте плитной части фундамента — 600 мм (табл 9).

Высоту фундамента рекомендуется назначать кратной 300 мм.

Модульные размеры фундаментов под сборные железобетонные колонны приведены в табл 11.

5.4. Для фундаментов под монолитные колонны при осуществлении стыка колонны на 150 мм ниже отметки чистого пола

Таблица 11

Эскиз фундамента	Модульные размеры фундамента при модуле, мм								
	$H_ф$	H	h_1 h_2 h_3	b	l	b_1 b_2	l_1 l_2	$b_п$	$h_п$
	300	150	150	300	300	300	300	300	300
	1500—12 000	300 450 600 750 900 1050 1200 1500 1800	300 450 600	1500—6600	1500—8400	1500—6000	1500—7500	900—2400	900—3600

здания (по требованиям выполнения работ нулевого цикла) размер нижней части колонны принимается увеличенным на 50 мм в каждую сторону по сравнению с размером колонны (рис. 28).

5.5. Фундаменты под сборные двухветвевые колонны с расстоянием между наружными гранями ветвей колонны $h_н > 2{,}4$ м

Таблица 12

Отношение толщины стенки стакана к высоте верхнего уступа фундамента $d_c/h_п$ или при $h_c < h_b$ к глубине стакана d_c/h_c (см. рис. 16)	Глубина заделки колонны прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы	
	$e_0 \leqslant 2h_к$	$e_0 > 2h_к$
$>0{,}5$	$h_к$	$h_к$
$\leqslant 0{,}5$	$h_к$	$h_к + \frac{1}{3}\left(h_к - 2d_c\right) \times \left(\frac{e_0}{h_к} - 2\right)$, причем $h_к \leqslant h_з \leqslant 1{,}4\,h_к$

(например, опоры галерей и пр) рекомендуется выполнять с устройством отдельных стаканов под каждую ветвь.

5.6. Глубина заделки колонны в фундамент должна быть не менее величин, приведенных в табл 12

Глубина заделки двухветвевых колонн определяется из условия

$$h_з \geqslant 0{,}5 + 0{,}33\,h_H\,, \qquad (71)$$

где h_H — расстояние между наружными гранями ветвей колонны в м При $h_H \geqslant 2{,}1$ м глубина заделки двухветвевых колонн в фундамент принимается равной 1,2 м

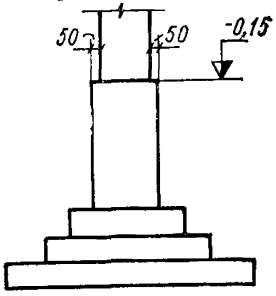


Рис. 28 Фундамент под монолитную колонну

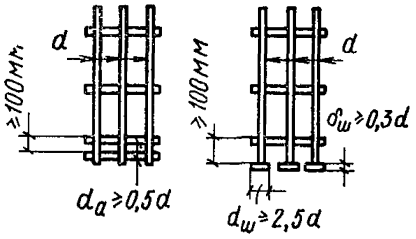


Рис. 29 Анкеровка рабочей арматуры

Глубина заделки колонн в фундамент, кроме того, должна удовлетворять требованию заделки рабочей арматуры колонн.

Заделка рабочей арматуры колонн при отсутствии каких-либо конструктивных мероприятий, улучшающих ее анкеровку, должна быть не менее величин, приведенных в табл 13

Таблица 13

Вид рабочей арматуры	Тип колонны	Глубина заделки рабочей арматуры колонн при проектной марке бетона колонн	
		М200	М300 и выше
Горячекатаная периодического профиля класса А-II	Прямоугольного сечения	25d (15d)	20d (10d)
	Двухветвевая	30d (15 d)	25d (10d)
То же, А-III	Прямоугольного сечения	30d (18d)	25d (15d)
	Двухветвевая	35d (18d)	30d (15d)

Примечания: 1. Если анкеруемые растянутые стержни поставлены с запасом по сравнению с расчетом по прочности, длину заделки допускается принимать равной $\frac{l_a N_a}{R_a F_a}$, но не менее, чем

для стержней в сжатой зоне, где N_a — усилие, которое должно быть воспринято анкеруемыми растянутыми стержнями; $R_a F_a$ — усилие, которое может быть воспринято анкеруемыми растянутыми стержнями

2. Допускается уменьшать глубину заделки колонн до 15 диаметров продольной рабочей арматуры при условии приварки к концам продольных рабочих стержней дополнительных анкерующих стержней ($d_a \geqslant 0{,}5d$) или шайб ($d_ш \geqslant 2{,}5d$, $\delta_ш \geqslant 0{,}3d$) (рис. 29). При этом шайбы должны рассчитываться на усилие, равное $N = \frac{15\, d_a\, R_a\, F_a}{l_a}$.

3. Значения в скобках в табл. 13 относятся к глубине заделки сжатой рабочей арматуры.

4. Для парных стержней колонны глубина заделки определяется в соответствии с приведенным (по площади сечения) диаметром.

5.7. Глубину заделки двухветвевых колонн необходимо проверять также по анкеровке растянутой ветви колонны в стакане фундамента.

Глубину заделки растянутой ветви двухветвевой колонны в стакане необходимо проверять по плоскостям контакта бетона замоноличивания:

с бетоном стенок стакана — по формуле

$$h_з \geqslant \frac{N_р}{[2\ (h_H + 0{,}1) + h_в - b_в]\ R'_{сц}}; \qquad (72$$

с бетоном ветви колонны — по формуле

$$h_з \geqslant \frac{N_р}{2\ (b_в + h_в)\ R''_{сц}}, \qquad (73)$$

где $b_в$, $h_в$ — размеры сечения растянутой ветви, м;

$h_з$ — глубина заделки двухветвевой колонны, м;

$R'_{сц}$, $R''_{сц}$ — величина сцепления бетона, принимаемая по табл. 14, тс/м²,

$N_р$ — усилие растяжения в ветви колонны, тс

Таблица 14

Вид опалубки	Величина сцепления по плоскостям контакта бетона замоноличивания с	
	бетоном стенок стакана $R'_{сц}$	бетоном ветви колонны $R''_{сц}$
Деревянная	$0{,}35R_р$	$0{,}40R_р$
Металлическая	$0{,}18R_р$	$0{,}20R_р$

Примечание. Величина $R_р$ относится к бетону замоноличивания.

5.8. Для возможности рихтовки колонны глубину стакана фундамента h_c следует принимать равной указанной выше глубине заделки колонны плюс 50 мм.

5.9. Толщину дна стакана следует принимать по расчету на раскалывание и продавливание стаканного фундамента (пп. 4.10—4.12), но не менее 200 мм

5.10. Минимальную толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать не менее 0,75 высоты верхней ступени (подколонника) фундамента или 0,75 глубины стакана h_c и не менее 200 мм.

В фундаментах с армированной стаканной частью толщина стенок стакана определяется расчетом по п 4 20 и принимается не менее величин, указанных в табл 15

Таблица 15

Направление усилия	Толщина стенок стакана		
	колонны прямоугольного сечения с эксцентриситетом продольной силы		двухветвевые колонны
	$e_0 < 2h_к$	$e_0 > 2h_к$	
В плоскости изгибающего момента	0,2 $h_к$, но не менее 150 мм	0,3 $h_к$, но не менее 150 мм	0,2 $h_в$, но не менее 150 мм
Из плоскости изгибающего момента	$\geqslant$150 мм	$\geqslant$150 мм	$\geqslant$150 мм

5.11. Зазоры между стенками стакана и колонной должны приниматься равными по низу не менее 50 мм и по верху не менее 75 мм (см рис. 25—27).

5.12. Бетон для замоноличивания колонны в стакане фундамента должен быть не ниже марки М150 и не ниже на одну ступень (50 кгс/см²) марки бетона стакана.

5.13. Для монолитных железобетонных фундаментов следует назначать бетон марки М150, М200.

5.14. Армирование подошвы отдельных фундаментов рекомендуется осуществлять сварными сетками. Расстояние между осями стержней сеток должно приниматься равным 200 мм

Диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны фундамента размером 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм; диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны размером более 3 м, — не менее 12 мм

Арматурные сетки должны быть сварены во всех точках пересечения стержней. Допускается часть пересечений связывать проволокой при условии обязательной сварки всех точек пересечения в двух крайних рядах по периметру сеток.

5.15. Для изготовления сварных сеток рекомендуется горячекатаная арматура периодического профиля класса А-II или А-III.

5.16. Подошвы фундаментов рекомендуется армировать узкими сварными сетками шириной не более 3000 мм, укладываемыми в двух плоскостях таким образом, чтобы рабочая арматура верхних и нижних сеток проходила в двух взаимно перпендикулярных на-

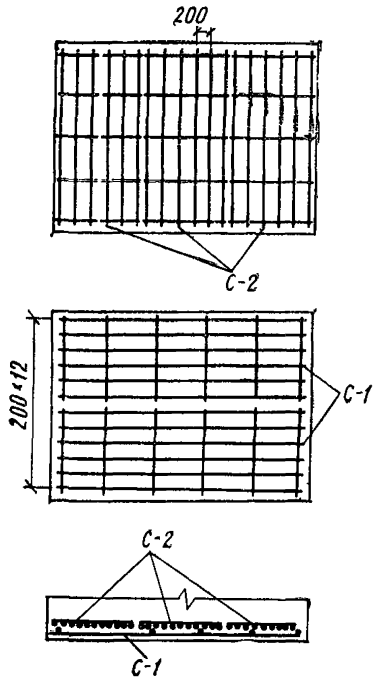


Рис. 30 Расположение сварных сеток при армировании фундамента узкими сетками

правлениях. Сетки в каждой плоскости укладываются рядом друг с другом без нахлестки (рис 30)

При возможности изготовления и транспортировании сеток бо́льших размеров допускается армировать подошвы фундаментов цельными сетками.

5.17. Подколонники фундаментов, если это необходимо по расчету, должны армироваться продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн (см. рис. 21) в соответствии со СНиП II-21-75

Диаметр продольных рабочих стержней подколонников должен быть не менее 12 мм

В тех случаях когда удовлетворяются условия пп 4 18 и 4 19, армирование подколонников осуществляется сварными сетками, устанавливаемыми в зависимости от расчета по двум или четырем сторонам подколонника (см. рис. 22, *а*, *б*) В этом случае соединение продольных стержней сеток хомутами или шпильками не производится, толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 50 мм и не менее двух диаметров продольной арматуры

5.18. Армирование подколонников рекомендуется осуществлять пространственными самонесущими каркасами, собираемыми из плоских сеток Соединение сеток в пространственные каркасы показано на рис 31

5.19. Армирование стенок стакана производится поперечной и продольной арматурой (рис 21, 22, 31)

Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок

Диаметр стержней сеток следует принимать по расчету, но не менее чем 8 мм и не менее четверти диаметра продольных стержней подколонника

Расстояние между сетками следует назначать не более четверти глубины стакана и не более 200 мм

Подколонник ниже дна стакана армируется в соответствии с требованиями п 5.17, т е по общему принципу армирования подколонников Продольная рабочая арматура подколонника, устанавливаемая по расчету, должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

5.20. Соединение монолитных фундаментов с монолитными

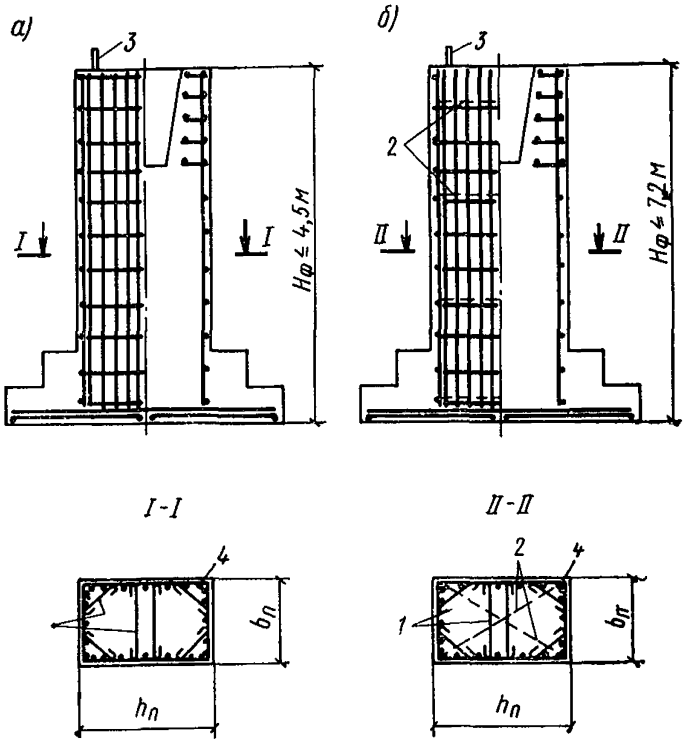


Рис 31. Армирование фундаментов колонн пространственными самонесущими арматурными каркасами, собираемыми из плоских сеток

а — при высоте фундаментов до 4,5 м, *б* — при высоте фундаментов от 4,5 до 7,2 м, *1* — шпильки (через 600 мм по высоте), *2* — горизонтальные арматурные связи (через 1800 мм по высоте), *3* — анкерный болт под стальные колонны; *4* — крайние стержни сеток, соединенные дуговой электросваркой ($h_{шв}$ =6 мм; $l_{шв}$ =40 мм) через 600 мм

колоннами осуществляется посредством соединения арматуры колонны с выпусками из фундамента

Заделка выпусков арматуры в фундамент и длина выпусков из фундамента должна быть не менее величин, приведенных в табл 16.

Таблица 16

Вид рабочей арматуры	Заделка выпусков арматуры в фундамент и длина выпусков из фундамента при бетоне проектной марки	
	М150	М200 и выше
Горячекатаная периодического профиля класса А-II и круглая (гладкая) класса А-I	35*d*	30*d*
Горячекатаная периодического профиля класса А-III	45*d*	40*d*

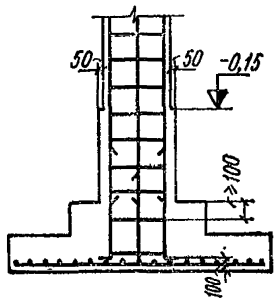


Рис 32 Соединение монолитных фундаментов с монолитными колоннами при армировании отдельными стержнями

Выпуски арматуры должны быть соединены хомутами. Первый хомут ставится у нижних концов арматуры, второй — на расстоянии 100 мм от верхней грани плитной части фундамента (рис. 32).

При армировании колонн гладкими стержнями выпуски ставятся на нижнюю арматурную сетку фундамента и заканчиваются в нижней части прямыми крюками (см. рис. 32).

При армировании колонн стержнями периодического профиля стержни ставятся непосредственно на бетонную подготовку.

Рекомендуется выпуски арматуры из фундаментов объединять в пространственный каркас.

Стыки арматуры монолитных колонн с выпусками из фундаментов рекомендуется устраивать выше верха фундаментных балок, а при отсутствии фундаментных балок — выше уровня пола.

5.21. При армировании колонн вязаными каркасами стыки арматуры монолитных колонн с выпусками из фундаментов рекомендуется выполнять внахлестку без сварки.

Стыки рабочей арматуры (диаметром до 32 мм), расположенной в растянутой зоне внецентренно сжатых элементов, должны иметь длину перепуска (нахлестки) $l_н$ не менее величин, указанных в табл .16

Стыки растянутых стержней вязаных каркасов должны располагаться вразбежку.

При арматуре периодического профиля независимо от числа выпусков у растянутой грани сечения стык делать в двух местах (рис 33).

При круглой (гладкой) арматуре класса А-1 (рис 34—36):

а) при трех или четырех выпусках у растянутой грани сечения стык делать в двух местах,

б) при пяти или шести выпусках у растянутой грани сечения стык делать в трех местах,

в) при числе выпусков у растянутой грани сечения более шести стык делать в четырех местах

Длина перепуска стержней, стыкуемых в сжатой зоне, может приниматься на 10 d меньше величины, определяемой по табл 16 При этом для сжатых стержней, выполняемых из круглой (гладкой) стали класса А-1 без крюков на концах, длина перепуска должна составлять не менее 30 d

Длину выпусков рабочей арматуры из фундаментов следует назначать с таким расчетом, чтобы выпуски бо́льшей длины и бо́льших диаметров были поставлены по углам стойки (см. рис. 34—36)

В центрально и внецентренно сжатых элементах в пределах стыка сжатой арматуры расстояния между хомутами должны составлять не более 10 d

5.22. Под монолитными фундаментами независимо от подстилающих грунтов (кроме скальных) рекомендуется предусматривать устройство бетонной подготовки толщиной 100 мм из бетона марки

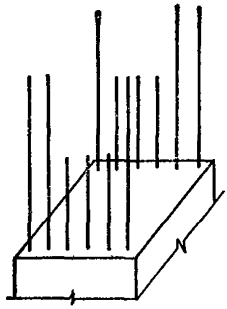


Рис. 33. Расположение стыков вязанных каркасов при арматуре периодического профиля

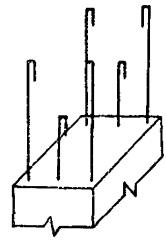


Рис 34 Расположение стыков вязаных каркасов при трех выпусках арматуры класса А-I



Рис. 35. Расположение стыков вязаных каркасов при четырех выпусках арматуры А-I

М50. Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры подошвы фундаментов при этом принимается равной 35 мм. Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры подколонников должна быть не менее 30 мм.

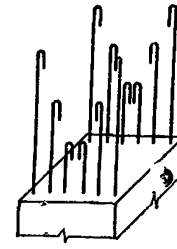


Рис. 36. Расположение стыков вязаных каркасов при шести выпусках арматуры А-I

Сборные фундаменты

5.23. Сборные фундаменты рекомендуется выполнять в виде одного блока с плитной частью и подколонником (рис 37) Вес сборного фундамента определяется принятой грузоподъемностью монтажного механизма.

Размеры в плане подошвы фундамента и подколонника рекомендуется назначать в соответствии с пп. 5 2 и 5.3.

Размеры стакана и глубина заделки колонны в фундамент принимаются в соответствии с пп. 5 6—5 12.

Вынос нижней ступени сборного фундамента c_1 определяется по табл. 10 в зависимости от высоты плитной части фундамента H. Расчет на продавливание сборных железобетонных фундаментов производится в соответствии с пп. 4 9—4 12

Определение сечения арматуры подошвы сборного фундамента производится в соответствии с п. 4 13 в сечениях *I—I, II—II*. Расчет подколонника и его стаканной части производится в соответствии с пп. 4.16—4.20.

Для сборных железобетонных фундаментов следует назначать бетон марки М200 и М300.

Для монтажных (подъемных) петель сборных железобетонных фундаментов следует применять горячекатаную арматуру класса А-I марки стали ВСт3пс2. В случае монтажа конструкций при тем-

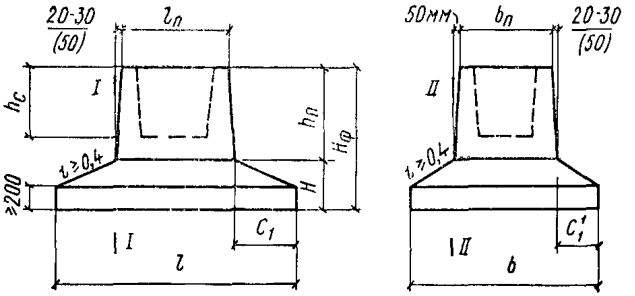


Рис 37 Сборные фундаменты (размеры в числителе при металлической опалубке, в знаменателе — при деревянной)

пературе минус 40°С и ниже применяется сталь марки ВСт3сп2 (см СНиП II-21-75).

5.24. Под сборные фундаменты вместо подготовки из бетона (см п 5 22) может применяться также песчаная подготовка толщиной 100 мм.

Фундаменты под стальные колонны

5.25. Определение основных размеров плитной части фундаментов под стальные колонны производится так же, как и для фундаментов под железобетонные колонны (см. пп. 5 2, 5 3).

Отметка верха и размеры в плане подколонника устанавливаются в зависимости от размеров башмака колонн и принятого в проекте способа опирания башмака и метода монтажа стальной колонны. Модульные размеры фундаментов под стальные колонны (рис 38) принимаются по табл. 11 (см. п. 5 3).

5.26. Для передачи усилия от стальной колонны на фундамент в фундаменте устанавливаются анкерные болты, к которым крепится башмак стальной колонны

Анкерные болты должны быть установлены в проектное положение и забетонированы одновременно с фундаментом Закрепление болтов в проектном положении следует выполнять при помощи кондукторов, исключающих возможность смещения болтов в процессе бетонирования. Диаметр анкерных болтов определяется расчетом. Тип анкерного болта принимается по табл 17 в зависимости от его диаметра

Анкерные болты должны быть заделаны в фундамент на величину заделки l_a, равную 25 d_1 анкера для болтов с отгибом, и l_{a1}, равную 15 d_1 анкера для болтов с анкерной плитой (см. табл 17 и рис. 38 и 39)

В анкерах, снабженных шайбами, производится проверка бетона на выкалывание в соответствии с «Руководством по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» При проверке на смятие под шайбой расчетное сопротивление бетона при местном сжатии $_fR_{см}$ принимается равным 1,5 $R_{пр}$, где $R_{пр}$ — призменная прочность бетона.

Таблица 17

Размеры фундаментных болтов

Диаметр резьбы болта	Диаметр заготовки	Длины нарезных частей		Длина выступающей части	Тип 1		Тип 2				Тип 3			Расчетная площадь сечения	Предельное расчетное усилие
					Длина отгибаемой части	Глубина заделки $l_a = 25\,d_1$	Глубина заделки $l_{a1} = 15d_1$	Анкерная плита			Глубина заделки $l_{a1} = 15d_1$	Анкерная плита			
d, мм	d_1, мм	l_0, мм	l_1, мм	h_1, мм	l_1, мм	l_a, мм	l_{a1}, мм	A_1, мм	δ_1, мм	d_2, мм	l_{a1}, мм	A_1, мм	δ_1, мм	$F_{нт}$, см²	N_1, тс
М20	20	100	40	50	60	500	300	80	16	24				2,25	3,15
М24	24	110	55	60	75	600	350	100	18	30				3,24	4,05
М30	30	120	60	70	90	750	450	120	20	36				5,19	7,25
М36	36	130	75	80	110	900	550	150	22	42				7,59	10,6
М42	42	140	85	90	125	1050	650	170	25	48				10,34	14,5
М48	48	150	100	100	150	1200	750	190	28	54				13,8	19,3
М56	56	160	115	120	180	1400	850	220	32	64				18,74	26,2
М64	65	170	125	130	200	1600	1000	260	36	72				25,12	35
М72 × 6	75	180	135	140	—	—	—	—	—	—	1100	280	30	32,23	45
М80 × 6	85	190	145	150	—	—	—	—	—	—	1200	350	40	40,87	57,7
М90 × 6	95	200	150	160	—	—	—	—	—	—	1350	400	40	53,68	75

Примечание Болты из стали марки ВСт3кп2 (ГОСТ 330—71*) применяются при расчетной температуре минус 40°С и выше, болты из стали марок 09Г2С1 ГОСТ 5058—65* — при расчетной температуре от минус 40 до минус 65°С

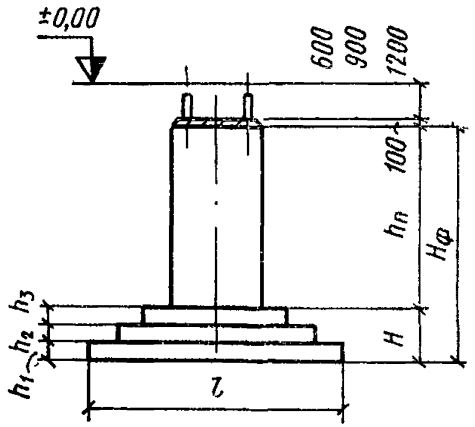
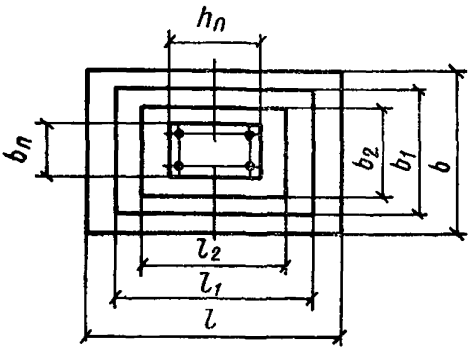


Рис 38 Фундаменты под стальную колонну



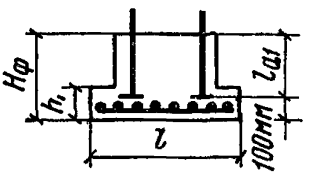


Рис. 39. Фундаменты под стальные колонны при минимальной заделке анкерных болтов

5.27. Армирование плитной части и подколонника фундаментов под стальные колонны производится так же, как и для фундаментов под железобетонные колонны.

5.28. Расстояние от грани стальной плиты башмака колонны до грани подколонника должно быть не менее 50 мм.

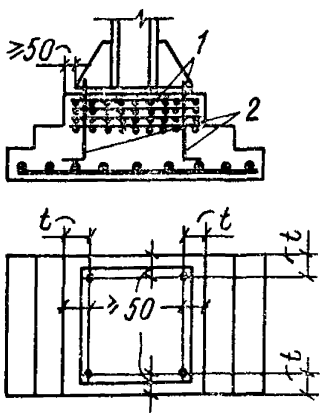


Рис. 40. Минимальные размеры подколонника в фундаментах под стальные колонны

1 — сетка косвенного армирования: *2* — анкерные болты

Расстояние t от оси анкерного болта подколонника должно быть не менее $4\,d$ и не менее 150 мм при диаметре анкерных болтов до 48 мм и не менее 200 мм при диаметре анкерных болтов более 48 мм (рис. 40). Для болтов с анкерной плитой расстояние от грани анкерной плиты до грани подколонника должно быть не менее 70 мм.

5.29. При проектировании фундаментов под стальные колонны должна быть произведена проверка прочности на местное сжатие (смятие) под стальным листом башмака колонны.

Расчет на местное сжатие при отсутствии косвенного армирования производится, как для бетонных элементов, по формуле

$$N \leqslant \mu_{см} R_{см} F_{см}, \qquad (74)$$

где $\mu_{см}=1$;

$F_{см}$ — площадь смятия;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление бетона при местном сжатии, определяемое по формуле $R_{см}=\gamma_б R_{пр}$,

где $\gamma_б=\sqrt[3]{\frac{F_р}{F_{см}}}$, но не более 1,5;

$F_р$ — площадь по верху фундамента (подколонника) при условии, что центр тяжести площади $F_р$ совпадает с центром тяжести площади $F_{см}$.

5.30. При больших усилиях в опорных частях колонн для уменьшения размеров баз допускается применять дополнительное местное армирование верхних частей фундаментов в виде сварных сеток. Расчет на местное сжатие (смятие) под стальным листом башмака колонны с учетом косвенного армирования в виде сварных сеток должен производиться как для железобетонных элементов согласно с п. 3 46 СНиП II-21-75.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1 (рис 41) Расчет центрально нагруженного фундамента в здании без подвала для случая, когда расчет оснований по деформациям считается удовлетворенным, если фактическое среднее давление на грунт под фундаментами здания не превышает расчетного давления на основание

Дано основное сочетание расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах от постоянных и длительных нагрузок:

для расчета оснований по деформациям с коэффициентом перегрузки, равным 1, $N=275$ тс;

для расчета фундамента на прочность с учетом коэффициентов перегрузки по СНиП II-6-74 $N=320$ тс.

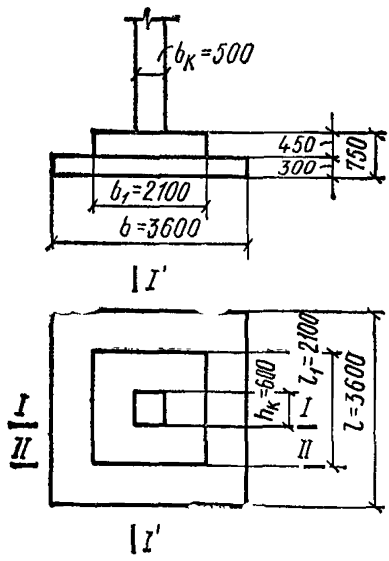


Рис. 41 Центрально нагруженный фундамент

Расчетные значения характеристик грунта приняты по табл 5, 6 (2, 3 прил. 2 СНиП II-15-74): глинистые грунты с показателем консистенции $I_L=0{,}6$, $\varphi_{II}=24°$; $c_{II}=0{,}06$ кгс/см^2; $E=160$ кгс/см^2, $\gamma_{II}=\gamma_{II}=1{,}8$ тс/м^3.

Глубина заложения фундамента $h=2{,}5$ м; $\gamma_{ср}=2$ тс/м^3

Бетон фундамента марки М200 Арматура горячекатаная класса А-II Отношение меньшей стороны подошвы фундамента к большей $m=b/l=1$.

Расчет фундамента по прочности производим для случая монолитного соединения колонны с фундаментом (рис. 41).

Сечение колонны. $b_к=50$ см, $h_к=60$ см; арматура колонны 4Ø22 А-II.

1 Определение размеров подошвы фундамента.

В соответствии с табл 18 и 19 (1 и 2 прил. 4 СНиП II-15-74) для глин с консистенцией $I_L=0{,}6$ и коэффициентом пористости $e=0{,}8$ назначаем условное расчетное давление на основание $R_0=2{,}4$ кгс/см^2.

Определяем ширину подошвы фундамента из условия (6) при $R_0=2{,}4$ кгс/см^2:

$$b=\sqrt{\frac{N}{R_0-\gamma_{ср}h}}=\sqrt{\frac{275}{24-2\cdot 2{,}5}}=3{,}8\text{ м},$$

Таблица 18 (табл 1 прил 4 СНиП II-15-74)

Условные расчетные давления R_0 на крупнообломочные и песчаные грунты

Вид грунта	R_0, кгс/см²	
Крупнообломочные		
Галечниковый (щебенистый) с песчаным заполнителем	6	
Гравийный (древесный) из обломков		
кристаллических пород	5	
осадочных пород	3	
Песчаные	**Плотные**	**Средней плотности**
Пески крупные независимо от влажности	6	5
Пески средней крупности независимо от влажности	5	4
Пески мелкие:		
маловлажные	4	3
влажные и насыщенные водой	3	2
Пески пылеватые:		
маловлажные	3	2,5
влажные	2	1,5
насыщенные водой	1,5	1

Принимаем $b=3{,}9$ м.

Первая подстановка. Для полученного значения $b=3{,}9$ м, заданной глубины заложения и механических свойств грунтов определяем величину расчетного давления на основание R по формуле (4) (17 СНиП II-15-74):

$$R=\frac{m_1 m_2}{k_н}\left(A b \gamma_{II}+B h \gamma'_{II}+D c_{II}-\gamma'_{II} h_0\right).$$

По табл 3 (16 СНиП II-15-74) для $\varphi_{II}=24°$ находим коэффициенты $A=0{,}72$; $B=3{,}87$; $D=6{,}45$

При отсутствии подвала в здании $h_0=0$, по табл 2 (17 СНиП II-15-74) для глинистых грунтов с $I_L=0{,}6$ $m_1=1{,}1$; для зданий с гибкой конструктивной схемой $m_2=1$ Коэффициент $k_н=1{,}1$ (см. п. 3 8 (3 52 СНиП II-15-74), так как расчетные характеристики грунта приняты с использованием табл. 5, 6 (2, 3 прил 2 СНиП II-15-74)

$$R=\frac{1{,}1\cdot 1}{1{,}1}(0{,}72\cdot 3{,}9\cdot 1{,}8+3{,}78\cdot 2{,}5\cdot 1{,}8+6{,}45\cdot 0{,}6)=26{,}33 \text{ тс/м}^2.$$

Расчетное давление на основание R можно также определить по графику рис 56,*ж*.

Таблица 19 (табл. 2 прил 4 СНиП II-15-74)

Условные расчетные давления R_0 на глинистые (непросадочные) грунты

Виды глинистых грунтов	Коэффициент пористости грунта e	R_0, кгс/см², при консистенции грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	3	3
	0,7	2,5	2
Суглинки	0,5	3	2,5
	0,7	2,5	1,8
	1	2	1
Глины	0,5	6	4
	0,6	5	3
	0,8	3	2
	1,1	2,5	1

Примечание Для глинистых грунтов с промежуточными значениями e и I_L допускается определять величину R_0, пользуясь интерполяцией, вначале по e для значений $I_L=0$ и $I_L=1$, затем по I_L между полученными значениями R_0 для $I_L=0$ и $I_L=1$.

Имея величину R, определяем ширину подошвы фундамента из условия (7)

$$b = \sqrt{\frac{N}{R - \gamma_{ср}\, h}} = \sqrt{\frac{275}{26{,}33 - 2 \cdot 2{,}5}} = 3{,}6 \text{ м}.$$

Вторая подстановка Для полученного значения $b=3{,}6$ м по формуле (4) или по графику рис. 56,*ж* при $b=3{,}6$ м, $\varphi_{II}=24°$, $c_{II}=0{,}6$ тс/м², $h=2{,}5$ м вычисляем расчетное давление на основание

$$R = \frac{1{,}1 \cdot 1}{1{,}1}\,(0{,}72 \cdot 3{,}6 \cdot 1{,}8 + 3{,}87 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}8 + 6{,}45 \cdot 0{,}6) = 26 \text{ тс/м}^2.$$

Имея величину R, определяем ширину подошвы фундамента из условия (7):

$$b = \sqrt{\frac{N}{R - \gamma_{ср}\, h}} = \sqrt{\frac{275}{26 - 2 \cdot 2{,}5}} = 3{,}62 \text{ м}.$$

Полученное значение ширины подошвы фундамента $b=3{,}62$ м отличается от принятого $b=3{,}6$ м менее чем на 3% (см. п. 3.17,*д*), что вполне допустимо.

Принимаем размеры подошвы фундамента $b=l=3{,}6$ м.

Среднее давление, передаваемое фундаментом основанию,

$$\frac{N}{F} + \gamma_{ср}\, h = \frac{275}{3{,}6 \cdot 3{,}6} + 2 \cdot 2{,}5 = 26{,}22 \text{ тс/м}^2 \approx R = 26 \text{ тс/м}^2,$$

следовательно, принятые размеры подошвы фундамента являются достаточными.

2. Определение высоты фундамента H.

Высота фундамента определяется из расчета на продавливание по графику рис. 61

Вычисляем

$$p_{гр} = p_1 = \frac{N}{F} = \frac{320}{3{,}6 \cdot 3{,}6} = 24{,}7 \text{ тс/м}^2 = 2{,}47 \text{ кгс/см}^2;$$

$$F_з = b\ (l - 0{,}5\,b + b_к - h_к) = 3{,}6\ (3{,}6 - 0{,}5 \cdot 3{,}6 + 0{,}5 - 0{,}6) = 6{,}12 \text{ м}^2.$$

По табл. 15 СНиП II-21-75 при учете постоянных и длительных нагрузок для тяжелого бетона естественного твердения во влажном грунте (глинистые грунты с $I_L > 0{,}5$) коэффициент $m_{б1} = 1$.

Для найденных величин

$$\frac{m_{б1} R_р}{p_{гр}} = \frac{1 \cdot 7{,}5}{2{,}47} = 3{,}04;\ F_з = 6{,}12\ м^2;$$

$b_к = 50$ см по графику рис. 61 находим $H_0 = 65$ см:

$$H = H_0 + 3{,}5 + d/2 = 65 + 3{,}5 + 1 = 69{,}5 \text{ см},$$

где 3,5 см — защитный слой бетона; d — диаметр продольной арматуры, принимаемый равным 2 см

Окончательно для удобства разбивки ступеней по высоте (п 5.3) принимаем высоту фундамента $H = 75$ см.

3 Определение размеров ступеней в плане и по высоте по табл. 9· $h_1 = 30$ см, $h_2 = 45$ см, по табл. 10 при $b - b_1 > 2h_0$, при марке бетона М200 $p_{гр} = p = 2{,}47$ кгс/см^2 определяем $c_1 = 2{,}81 h_0 = 2{,}81 \cdot 25{,}5 = 72$ см. Из условия (41): $l_1 \geqslant l - 2c_1 = 360 - 2 \cdot 72 = 216$ см; $b = m\,l_1 = 216$ см. Принимаем $l_1 = b_1 = 210$ см.

4 Определение арматуры подошвы фундамента В сечении $I-I$ по грани колонны (см рис. 41) вычисляем: $l - h_0 = 360 - 60 = 300$ см $H_0 = 75 - 3{,}5 - 1 = 70{,}5$ см.

По графику рис. 62 для $l - h_0 = 300$ см и $H_0 = 70{,}5$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 м ширины фундамента: $F_l = F_a p_1 = 6{,}5 \cdot 2{,}47 = 16{,}1$ см^2.

В сечении $II-II$ по грани ступени фундамента (см. рис. 41) вычисляем $l - l_1 = 360 - 210 = 150$ см; $h_{01} = 30 - 3{,}5 - 1 = 25{,}5$ см

По графику рис 62 для $l - l_1 = 150$ см и $h_{01} = 25{,}5$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 м ширины фундамента: $F_l = F_a\, p_1 = 4{,}5 \cdot 2{,}47 = 11{,}1$ см^2 Определяющим является количество арматуры по грани колонны

Принимаем 5 Ø 22 А-II=19 см^2 на 1 м ширины фундамента.

В сечении $I'-I'$ по грани колонны (см рис. 41) вычисляем: $b - b_k = 360 - 50 = 310$ см $H_0' = 75 - 3{,}5 - 2{,}2 - 1 = 68{,}3$ см.

По графику рис. 62 для $b - b_к = 310$ см и $H_0' = 68{,}3$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 м длины фундамента: $F_b = F_a\, p_1 = 7{,}25 \cdot 2{,}47 = 17{,}9$ см^2; принимаем 5 Ø 22 А-II=19 см^2 на 1 м длины фундамента.

5. Проверка анкеровки рабочей арматуры.

Проверяем условие (64): $l_{ан} < l_б$.

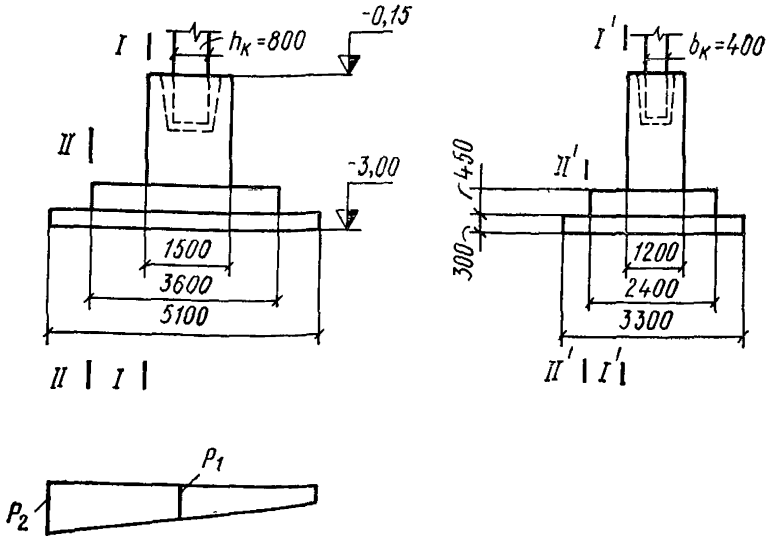


Рис 42 Внецентренно нагруженный фундамент

По графику рис 63 определяем величину $l_б$ Для бетона марки М200 при $h_1=30$ см и $p_{гр}=2,12$ получаем $l_б=42$ см По формуле (65)

$$l_{ан}=\left(0,5\ \frac{R_а}{R_{пр}}\ \frac{F_{l\,треб}}{F_{l\,факт}}+8\right)d=\left(0,5\ \frac{2700}{90}\ \frac{11,1}{19}+8\right)2,2=$$

$$=36,8\text{ см}<l_б=42\text{ см}.$$

Условие (64) выполнено, следовательно, анкеровка рабочей арматуры не требуется

Пример 2 (рис 42) Расчет внецентренно нагруженного фундамента и его осадки

Фундамент должен быть запроектирован с учетом выполнения работ нулевого цикла

Дано: грунтовые условия характеризуются следующим напластованием грунтов: сверху залегают глинистые грунты с показателем консистенции $I_L=4$, с объемным весом $\gamma^н=1,8$ тс/м^3; мощность слоя от отметки поверхности природного рельефа 7,2 м; $E=80$ кгс/см^2; $\varphi^н=18°$; $c^н=0,1$ кгс/см^2; ниже залегают пески пылеватые значительной мощности с объемным весом $\gamma^н=1,8$ тс/м^3; $E=100$ кгс/см^2. Глубина уровня грунтовых вод 5 м Глубина заложения фундамента $h=3$ м

Требуется запроектировать фундамент под среднюю колонну одноэтажного двухпролетного здания с шарнирным опиранием железобетонных ферм на железобетонные сборные колонны, заделанные в монолитные фундаменты стаканного типа.

Бетон фундамента марки М200. Арматура горячекатаная класса А-II. Сечение сборной колонны 80×60 см, арматура колонны 6∅25 А-II

Усилия на уровне подошвы фундамента приведены в табл 20. В соответствии с п. 2 6 усилия от температурных воздействий при расчете оснований по деформациям не учитываем.

Таблица 20

Усилия	Постоянная нагрузка	Кратковременные нагрузки			
		снеговая	от мостового крана	ветровая	температурные воздействия
Нормативные усилия					
$N^н$, тс	172,7	20	68,3	—	—
$M^н$, тс·м	+10	+2,85	±58,3	±25	±35,8
Расчетные усилия для расчета оснований по деформациям с коэффициентом перегрузки, равным 1 (п. 1 10 СНиП II-6-74)					
N, тс	172,7	20	68,3	—	—
M, тс м	+10	+2,85	±58,3	±25	—
Расчетные усилия для расчета конструкций на прочность с коэффициентами перегрузки по пп 2,2, 4 8, 5 7; 6 18 СНиП II-6-74					
N, тс	190	28	82	—	—
M, тс·м	+11	+4	±70	±30	±35,8

1 Определение сочетаний расчетных нагрузок для расчета основания по деформациям и для расчета фундамента по прочности

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок (см п 2 1), расчет фундамента по прочности — на основные или особые сочетания нагрузок (см. п. 2.7) При отсутствии особых нагрузок расчет оснований по деформации и расчет фундамента по прочности выполняем на основное сочетание нагрузок В соответствии с п 1 12 СНиП II-6-74 при расчете конструкций и оснований на основное сочетание, включающее одну кратковременную нагрузку, величину последней учитываем без снижения, а при расчете на основное сочетание, включающее две или более кратковременных нагрузок, расчетные величины этих нагрузок умножаем на коэффициент сочетаний $n_c=0{,}9$.

Сочетания расчетных нагрузок приведены в табл. 21

2. Определение размеров подошвы фундамента.

Для расчета выбираем основное сочетание расчетных нагрузок $N=252{,}2$ тс, $M=87{,}5$ тс·м.

Расчетные характеристики грунтов. $\gamma_{I}=\gamma_{II}=1{,}7$ тс/м³, $E=80$ кгс/см², $\varphi_{II}=16°$; $c_{II}=0{,}07$ кгс/см²$=0{,}7$ тс/м².

Значения коэффициента условий работы грунтового основания m_1 и коэффициента условий работы здания во взаимодействии с основанием m_2 принимаем по табл 2 (17 СНиП II-15-74) При глинистых грунтах с $I_L<0{,}5$ $m_1=1{,}2$, для здания с гибкой конструктивной схемой $m_2=1$ Коэффициент $k_н=1$ при определении рас-

Таблица 21

Усилия	Основные сочетания нагрузок								
	для расчета основания фундамента по деформациям				для расчета по прочности				
	постоянная, снеговая	постоянная, крановая	постоянная, ветровая	постоянная, снеговая, крановая, ветровая (n_c=0,9)	постоянная, снеговая	постоянная, крановая	постоянная, ветровая	постоянная, температурные воздействия	постоянная, снеговая, крановая, ветровая, и температурные воздействия (n_c=0,9)
N, тс	192,7	241	172,7	252,2	218	272	190	190	289
M, тс·м	+12,85	$\frac{+68,3}{-48,3}$	$\frac{+35}{-15}$	$\frac{+87,5}{-62,4}$	+15	$\frac{+81}{-59}$	$\frac{+41}{-19}$	$\frac{+46,8}{-24,8}$	$\frac{+136,8}{-107,6}$

четных характеристик грунта по результатам непосредственных испытаний образцов (см. п. 3.8).

Назначаем отношение сторон подошвы фундамента $m=b/l=0{,}65$.

В соответствии с табл 19 (2 прил. 4 СНиП II-15-74) для суглинков при консистенции грунта $I_L=0{,}4$ и коэффициенте пористости $e=0{,}7$ назначаем условное расчетное давление на основание $R_0=2{,}3$ кгс/см^2 $=23$ тс/м^2.

По графику рис. 57 при

$$F_1=\frac{N}{1{,}2\,R-\gamma_{ср}\,h}=\frac{252{,}2}{1{,}2\cdot 23-2\cdot 3}=11{,}7 \text{ и}$$

$$e_1=\frac{M}{N}=\frac{87{,}5}{252{,}2}=0{,}347 \quad \text{находим коэффициент } A=32;$$

вес фундамента $G=nAh=1\cdot 32\cdot 3=96$ тс.

По графику рис. 58 при

$$F_2=\frac{N+G}{1{,}2\,R\,m}=\frac{252{,}2+96}{1{,}2\cdot 23\cdot 0{,}65}=19{,}4;$$

$$e_2=\frac{M}{N+G}=\frac{87{,}5}{252{,}2+96}=0{,}258$$

определяем $l=5{,}03$ м; $b=ml=0{,}65\cdot 5{,}03=3{,}27$ м

Первая подстановка. Задаемся шириной подошвы фундамента $b=3{,}3$ м.

По графику рис. 56,*в* при $\varphi_{II}=16°$, $c_{II}=0{,}7$ тс/м^2, $b=3{,}3$ м и $h=3$ м определяем:

$$R=\frac{1{,}2\cdot 1}{1}\,17{,}9=21{,}5 \text{ тс/м}^2.$$

По графику рис 57 при

$$F_1=\frac{252{,}2}{1{,}2\cdot 21{,}5-2\cdot 3}=12{,}7 \quad \text{и } e_1=0{,}347 \text{ находим } A=36;$$

вес фундамента $G=1\cdot 36\cdot 3=108$ тс

По графику рис. 58 при

$$F_2=\frac{252{,}2+108}{1{,}2\cdot 21{,}5\cdot 0{,}65}=21{,}5;$$

$$e_2=\frac{M}{N+G}=\frac{87{,}5}{252{,}2+108}=0{,}243$$

определяем $l=5{,}2$ м; $b=ml=0{,}65\cdot 5{,}2=3{,}38$ м.

Полученное значение ширины подошвы фундамента $b=3{,}38$ м отличается от принятого значения $b=3{,}3$ м менее чем на 3% (см. п. 3.17,*д*), что вполне допустимо

Принимаем размеры подошвы фундамента в соответствии с п. 5 3: $b=3{,}3$ м; $l=5{,}1$ м.

Определяем среднее давление на грунт под подошвой фундамента

$$p=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h=\frac{252{,}2}{3{,}3\cdot 5{,}1}+2\;3=21 \text{ тс/м}^2<R=21{,}5 \text{ тс/м}^2.$$

Среднее давление на грунт под подошвой фундамента от расчетных нагрузок меньше расчетного давления на основание, следовательно, условие применения расчета по деформациям — по формуле (3) (16 СНиП II-15-74) выполнено.

3. Определение осадки фундамента.

Осадку фундамента определяем с помощью графиков рис 59 и 60 По графику рис 59 определяем глубину сжимаемой толщи основания. При $b=3{,}3$ м и $h=3$ м получаем $k=1{,}285$.

$$\text{При } \frac{p-\gamma_{II}\,h}{k}=\frac{21-1{,}7\cdot 3}{1{,}285}=12{,}4 \text{ тс/м}^2=1{,}2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\frac{l}{b}=\frac{5{,}1}{3{,}3}=1{,}545 \text{ и } b=3{,}3 \text{ м определяем } \frac{z'}{b}=1{,}7 \text{ м.}$$

Глубина сжимаемой толщи основания $z'=1{,}7\ b=1{,}7\cdot 3{,}3=5{,}6$ м.

Разбиваем сжимаемую толщу основания на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости высотой не более 0,4 b, а именно. 1,05 м в пределах глинистых грунтов и 0,7 м в пределах слоя песков.

Дополнительные давления p_{0z} определяем по графику рис 60 в зависимости от величин z/b, $p-\gamma_{II}h=21-1{,}7\ 3=15{,}9$ тс/м$^2\approx$ $\approx 1{,}6$ кгс/см^2, $l/b=1{,}545$

Результаты вычислений приводим в табл 22

Таблица 22

z, м	z/b	p_{0z}, кгс/см^2
0	0	1,6
1,05	0,32	1,5
2,1	0,64	1,06
3,15	0,96	0,71
4,2	1,27	0,52
4,9	1,48	0,42
5,6	1,7	0,34

Определяем осадку фундамента по формуле (5) прил 3 СНиП II-15-74

$$S=\beta\sum_{i=1}^{n}\frac{p_i\,h_i}{E_i}=\frac{0{,}8\cdot 105}{80}\left(\frac{1{,}6}{2}+1{,}5+1{,}06+0{,}71+\frac{0{,}52}{2}\right)+$$

$$+\frac{0{,}8\cdot 70}{100}\left(\frac{0{,}52}{2}+0{,}42+\frac{0{,}34}{2}\right)=5{,}02 \text{ см} < S_{пр}=15 \text{ см},$$

где $S_{пр}$ — предельная величина максимальной осадки, определяемая по табл 1 (18 СНиП II-15-74) для фундаментов зданий, в конструкциях которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок

4. Определение высоты плитной части фундамента H

Определяем высоту плитной части фундамента из расчета на продавливание от нижнего обреза подколонника для случая моно-

литного сопряжения подколонника с плитной частью фундамента в соответствии с пп 4 2, 4 3

Вычисляем размеры подколонника в соответствии с табл. 15: $h_п = h_к + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 200 = 800 + 150 + 400 = 1350$ мм $= 1{,}35$ м; $b_п = b_к + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 200 = 600 + 150 + 400 = 1150$ мм $= 1{,}15$ м. Принимаем размеры подколонника в соответствии с п. 5.3: $h_п = 1{,}5$ м; $b_п = 1{,}2$ м

Для расчета выбираем основное сочетание расчетных нагрузок: $N = 289$ тс, $M = 136{,}8$ тс·м (см. табл 21).

По табл 15 СНиП II-21-75 при учете крановой и ветровой нагрузок принимаем коэффициент условий работы бетона $m_{б1} = 1{,}1$.

Высоту плитной части фундамента определяем из расчета на продавливание по условию (20) с помощью графика рис. 61.

Вычисляем по формуле (28)

$$p_2 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{289}{5{,}1 \cdot 3{,}3} + \frac{6\ 136{,}8}{5{,}1^2\ 3{,}3} = 17{,}2 + 9{,}6 =$$

$$= 26{,}8 \text{ тс/м}^2 = 2{,}68 \text{ кгс/см}^2.$$

По графику рис 61 для $F_3 = b\ (l - 0{,}5\ b + b_п - h_п) = 3{,}3(5{,}1 - 0{,}5 \cdot 3{,}3 + 1{,}2 - 1{,}5) = 10{,}4$ м^2;

$$\frac{m_{б\,1}\ R_р}{p_{гр}} = \frac{1{,}1\ 7{,}5}{2{,}68} = 3{,}08;$$

$b_п = 120$ см находим $H_0 = 67$ см; $H = H_0 + 3{,}5 + d/2 = 67 + 3{,}5 + 1 = 71{,}5$ см.

Проверяем высоту фундамента по основному сочетанию нагрузок при учете только постоянных и длительных нагрузок. $N = 218$ тс, $M = 15$ тс·м

По табл 15 СНиП II-21-75 при учете постоянных и длительных нагрузок для тяжелого бетона в сухом грунте $m_{б1} = 0{,}85$.

По графику рис 61 для

$$p_2 = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{218}{5{,}1 \cdot 3{,}3} + \frac{6 \cdot 15}{5{,}1^2 \cdot 3{,}3} = 13 + 1{,}05 =$$

$$= 14{,}05 \text{ тс/м}^2 = 1{,}4 \text{ кгс/см}^2;$$

$$F_3 = 10{,}4 \text{ м}^2; \quad \frac{m_{б\,1}\ R_р}{p_{гр}} = \frac{0{,}85 \cdot 7{,}5}{1{,}4} = 4{,}55;$$

$b_п = 120$ см находим $H_0 = 51$ см.

Принимаем высоту плитной части фундамента в соответствии с п 5 3 и табл 9 $H = 75$ см

5 Назначение ступеней в плане и по высоте

В соответствии с табл 9 $h_1 = 30$ см, $h_2 = 45$ см

По табл 10 при $b - b_1 > 2h_0$, при $p_2 = 2{,}68$ кгс/см^2, марка бетона М200 и $m_{б1} = 1{,}1$, находим $k_1 = 2{,}86$; $c_1 = 2{,}86\ h_{01} = 2{,}86 \cdot 25{,}5 = 73$ см Принимаем $c_1 = 75$ см По формулам (41)—(42) для двухступенчатого фундамента определяем $l_1 = l - 2c_1 = 510 - 2 \cdot 75 = 360$ см, $b_1 = 0{,}65 \cdot 360 = 234$ см.

Принимаем $l_1 = 360$ см; $b_1 = 240$ см, $b - b_1 = 330 - 240 = 90$ см, $2\ h_0 = 2 \cdot 25{,}5 = 51$ см; $b - b_1 > 2\ h_0$, следовательно, величина c_1 была найдена правильно

6 Определение арматуры подошвы фундамента

Определяем арматуру подошвы фундамента F_1 Для расчета

выбираем основное сочетание расчетных нагрузок: $N=289$ тс; $M=136{,}8$ тс·м

Определяем арматуру F_l в сечении $I—I$ по грани подколонника.

Вычисляем по формуле (57):

$$p_3=\frac{N}{F}+\frac{Mk}{W},\quad \text{где } k=\frac{h_п}{l}=\frac{150}{510}=0{,}294;$$

$$p_3=\frac{289\,000}{510\cdot 330}+\frac{6\cdot 13\,680\,000\cdot 0{,}294}{510^2\cdot 330}=1{,}72+0{,}96\cdot 0{,}294=$$

$$=2 \text{ кгс/см}^2.$$

По графику рис. 62 для

$$\frac{p_3+2p_2}{3}=\frac{2+2\cdot 2{,}68}{3}=2{,}45 \text{ кгс/см}^2$$

$l-h_п=510-150=360$ см; $H_0=75-3{,}5-1=70{,}5$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 м ширины фундамента·

$$F_l=F_a\frac{p_3+2p_2}{3}=9{,}5\cdot 2{,}45=23{,}3 \text{ см}^2 \text{ на 1 м}.$$

Проверяем арматуру F_l по граням ступеней фундамента в сечении $II—II$. Вычисляем p_3 по формуле (57), где $k=l_1/l=360/510=0{,}705$; $p_3=1{,}72+0{,}96\cdot 0{,}705=2{,}4$ кгс/см².

По графику рис. 62 для

$$\frac{p_3+2p_2}{3}=\frac{2{,}4+2\cdot 2{,}68}{3}=2{,}59 \text{ кгс/см}^2;$$

$l-l_1=510-360=150$ см; $H_0=h_1-3{,}5-1=30-3{,}5-1=25{,}5$ см находим площадь сечения арматуры класса А-II на 1 м ширины фундамента:

$$F_l=F_a\frac{p_3+2p_2}{3}=4{,}50\cdot 2{,}59=11{,}65 \text{ см}^2.$$

Определяющим является количество арматуры по грани подколонника. Принимаем 5 Ø 25 А-II (24,54 см²) на 1 м ширины фундамента

Определяем арматуру подошвы фундамента F_b.

Для расчета выбираем основное сочетание расчетных нагрузок: (постоянная + снеговая + крановая) 190 + 28 + 82=300 тс=300 000 кгс.

Сечение $I'—I'$ по грани подколонника Вычисляем по формуле (27)

$$p_1=\frac{N}{F}=\frac{300\,000}{510\cdot 330}=1{,}79 \text{ кгс/см}^2.$$

По графику рис. 62 для $p_1=1{,}79$ кгс/см²; $b-b_п=330-120=210$ см и $H_0=75-3{,}5-2{,}5-1=68$ см находим $F_b=3{,}3\cdot 1{,}79=5{,}9$ см²/м.

Определяющим является количество арматуры по грани подколонника. Принимаем 5 Ø 14 А-II (7,69 см²) на 1 м длины фундамента.

Пример 3 (рис. 43). Расчет на продавливание при стаканном сопряжения сборной колонны с фундаментом

Дано: грунтовые характеристики и расчетные нагрузки см. в примере 2.

Глубина заложения фундамента $h=1{,}35$ м.

Бетон фундамента марки М 200. Сечение сборной колонны: $b_к=60$ см, $h_к=80$ см.

Размеры подколонника в плане: $b_п=120$ см, $h_п=150$ см.

Высота ступеней: $h_1=30$ см; $h_2=45$ см.

Размеры ступеней в плане: $b=330$ см; $l=510$ см; $b_1=240$ см; $l_1=360$ см.

Для расчета выбираем основное сочетание расчетных нагрузок: $N=289$ тс; $M=136{,}8$ тс·м.

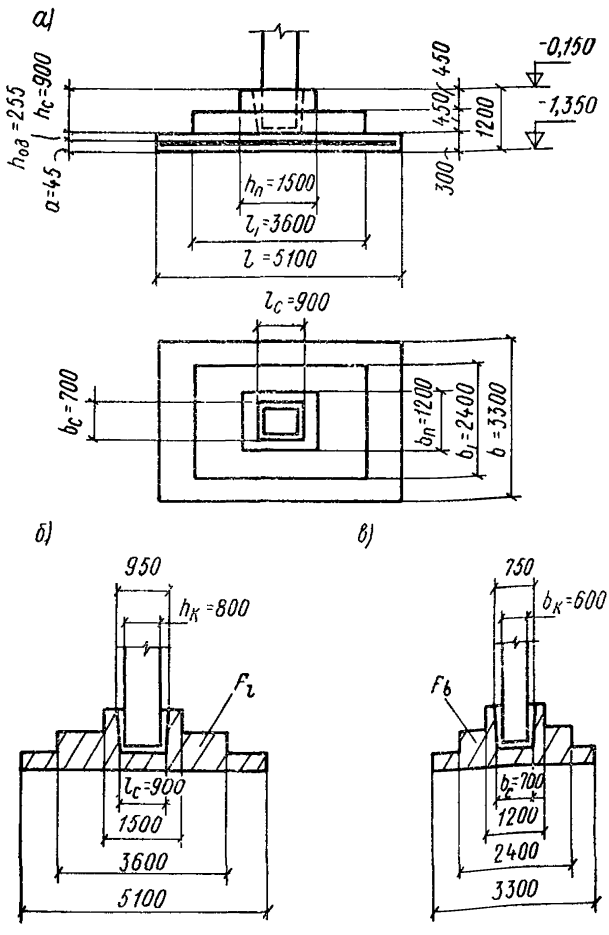


Рис 43 Внецентренно нагруженный стаканный фундамент

По табл. 15 СНиП II-21-75 при учете крановой и ветровой нагрузок (см. табл. 21) принимаем коэффициент условий работы бетона $m_{б1}=1{,}1$.

Проверка прочности стаканного фундамента производится на действие только расчетной нормальной силы $N=289$ тс на продавливание фундамента колонной от дна стакана и на раскалывание фундамента колонной

Проверяем фундамент на продавливание колонной от дна стакана по формуле (46)

$$N \leqslant \frac{b\,l}{F_0}\, R_р\, b_{ср}\, h_{0д}.$$

Глубина стакана $h_с=90$ см; $a=4{,}5$ см, $h_{0д}=H_ф-h_с-a=120-90-4{,}5=25{,}5$ см

Размеры в плане дна стакана (см рис 43) $b_с=b_к+10=60+10=70$ см; $l_с=h_к+10=80+10=90$ см По формуле (48): $b_{ср}=b_с+h_{0д}=70+25{,}5=95{,}5$ см. По формуле (47): $F_0=0{,}5b\,(l-l_с-2h_{0д})-0{,}25(b-b_с-2h_{0д})^2=0{,}5\cdot330(510-90-2\cdot25{,}5)-0{,}25\times(330-70-2\cdot25{,}5)^2=49\,950$,

$$\frac{b\,l}{F_0}\, R_р\, b_{ср}\, h_{0д}=\frac{330\cdot510}{49\,950}\,1{,}1\cdot7{,}5\;95{,}5\cdot25{,}5=67\,800\ \text{кгс};$$

$$N=289\ \text{тс}>67{,}8\ \text{тс}.$$

Условие (46) не выполнено.

Проверяем фундамент по прочности на раскалывание от действия только нормальной силы $N=289$ тс из условий (49) и (50)

Определяем площадь F_b (см рис. 43,*в*):

$$F_b=30\cdot330+45\,(240+120)-\frac{70+75}{2}\,85=19\,940.$$

Определяем площадь F_l (см рис 43,*б*)

$$F_l=30\cdot510+45\,(360+150)-\frac{90+95}{2}\,85=30\,440.$$

$$\frac{b_к}{h_к}=\frac{60}{80}=0{,}75;\quad \frac{F_b}{F_l}=\frac{19\,940}{30\,440}=0{,}65;$$

Так как $\frac{b_к}{h_к}>\frac{F_b}{F_l}$, то расчет производится из условия (50):

$$\left(1+\frac{h_к}{b_к}\right)\mu\, m_ф\, F_b\, R_р=\left(1+\frac{80}{60}\right)0{,}75\;1{,}3\cdot19\,940\cdot1{,}1\cdot7{,}5=$$

$$=374\,000\ \text{кгс},$$

$N=289$ тс<374 тс. Прочность стаканного фундамента обеспечена, так как, согласно п. 4.12, из расчетов на продавливание дна стакана и раскалывание фундамента принимается большая величина несущей способности фундамента.

Пример 4 (рис. 44). Определение размеров подошвы фундамента с учетом слабого подстилающего слоя грунта

Дано продольная сила от расчетных нагрузок в основном сочетании без учета собственного веса фундамента и грунта на его ус-

тупах $N=250$ тс, изгибающий момент от расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента $M=70{,}8$ тс·м.

Геологические условия характеризуются следующим напластованием грунтов: сверху залегают пески мелкие маловлажные с объемным весом $\gamma^н=1{,}8$ тс/м³; $c^н=0{,}06$ кгс/см²=0,6 тс/м²; $\gamma^н=$ =38°; $E=370$ кгс/см²; мощность слоя от отметки поверхности при-

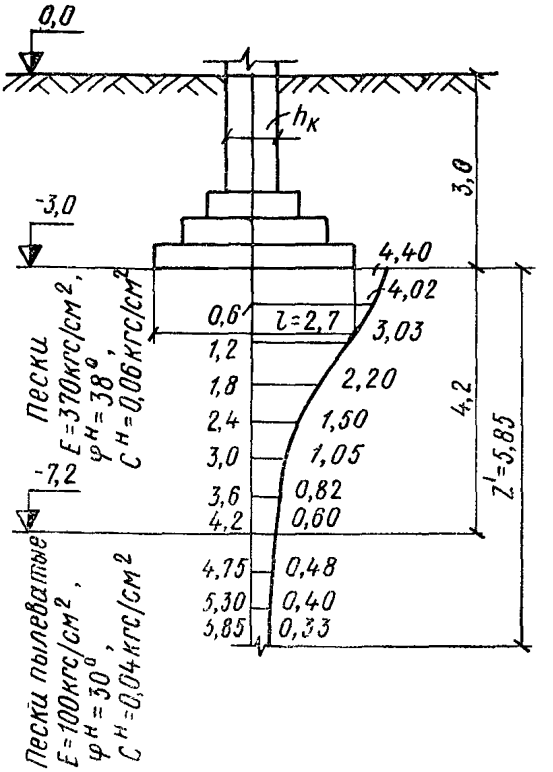


Рис 44 Расчетная схема распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента

родного рельефа 7,2 м. Ниже залегают пески пылеватые значительной мощности с объемным весом $\gamma^н=1{,}8$ тс/м³; $c^н=$ =0,04 кг/см²=0,4 тс/см²; $\varphi^н=30°$; $E=100$ кгс/см².

Глубина заложения фундамента $h=3$ м

Требуется запроектировать фундамент под колонну здания с гибкой конструктивной схемой

1. Определение размеров подошвы фундамента

Расчетные характеристики грунтов $\gamma_{II}=\gamma'_{II}=1{,}7$ тс/м³; $E=$ =370 кгс/см²; $c_{II}=0{,}1$ тс/м²; $\varphi_{II}=36°$

Назначаем отношение сторон подошвы фундамента $m=b/l=$ =0,75.

По табл 2 (17 СНиП II-15-74) для песков мелких маловлажных $m_1=1{,}3$, $m_2=1$ Коэффициент надежности $k_н=1$ (см п 3.8).

В соответствии с табл. 18 (1 прил. 4 СНиП II-15-74) для песков мелких, маловлажных, плотных назначаем $R_0=4$ кгс/см^2.

По графику рис 57 при

$$F_1=\frac{N}{1{,}2R-\gamma_{ср}h}=\frac{250}{1{,}2\cdot40-2\cdot3}=5{,}95 \text{ и}$$

$$e_1=\frac{70{,}8}{250}=0{,}28$$

определяем коэффициент $A=17$, вес фундамента $G=nAh=17\times3=51$ тс

По графику рис 58 при

$$F_2=\frac{N+G}{1{,}2Rm}=\frac{250+51}{1{,}2\cdot40\cdot0{,}75}=8{,}4 \text{ и}$$

$$e_2=\frac{M}{N+G}=\frac{70{,}8}{250+51}=0{,}235,$$

определяем. $l=3{,}4$, $b=ml=0{,}75\cdot3{,}4=2{,}55$ м

Первая подстановка. Задаемся шириной фундамента $b=2{,}5$ м

По графику рис. 56, *н* при $\varphi_{II}=36°$, $c_п=0{,}1$ тс/м^2, $b=2{,}5$ м и $h=3$ м получаем $R'=58{,}6$ тс/м^2 и определяем

$$R=\frac{m_1m_2}{k_н}R'=\frac{1{,}3\cdot1}{1}58{,}6=76{,}2 \text{ тс/м}^2.$$

По графику рис 57 при

$$F_1=\frac{250}{1{,}2\cdot76{,}2-2\cdot3}=2{,}92$$

и $e_1=0{,}28$ определяем коэффициент $A=10$, вес фундамента $G=10\cdot3=30$ тс

По графику рис 58 при

$$F_2=\frac{250+30}{1{,}2\cdot76{,}2\cdot0{,}75}=4{,}1 \text{ и}$$

$$e_2=\frac{70{,}8}{250+30}=0{,}253$$

определяем $l=2{,}6$ м; $b=ml=0{,}75\cdot2{,}6=1{,}95$ м

Вторая подстановка. Задаемся шириной подошвы фундамента $b=2$ м

По графику 56, *н* при $\varphi_{II}=36°$; $c_{II}=0{,}1$ тс/м^2, $b=2$ м и $h=3$ м получаем $R'=57$ тс/м^2 и определяем

$$R=\frac{m_1m_2}{k_н}R'=\frac{1{,}3\ 1}{1}57=74 \text{ тс/м}^2.$$

По графику рис. 57 при

$$F_1=\frac{250}{1{,}2\cdot74-2\ 3}=3{,}02$$

и $e_1=0{,}28$ определяем коэффициент $A=10$; вес фундамента $G=10\cdot3=30$ тс.

По графику рис. 58 при

$$F_2=\frac{250+30}{1{,}2\cdot74\cdot0{,}75}=4{,}2 \quad \text{и} \quad e_2=\frac{70{,}8}{250+30}=0{,}253$$

определяем $l=2{,}6$ м; $b=ml=0{,}75\cdot2{,}6=1{,}95$ м

Принимаем размеры подошвы фундамента в соответствии с п 5.3· $b=2{,}1$ м; $l=2{,}7$ м

2 Проверка по слабому подстилающему слою

Ниже $h=7{,}2$ м залегает слой слабого грунта Расчет деформации такого слоя возможен при соблюдении условия $p_{бн}+p_z<R$ Природное давление на кровлю слабого подстилающего слоя: $p_{бн}=1{,}8\cdot7{,}2=12{,}96$ тс/м$^2\approx1{,}3$ кгс/см^2.

Дополнительное давление в грунте p_z на глубине $z=4{,}2$ м ниже подошвы фундамента определяем по графику рис. 60.

$$\text{При} \quad \frac{l}{b}=\frac{2{,}7}{2{,}1}=1{,}29; \quad \frac{z}{b}=\frac{4{,}2}{2{,}1}=2;$$

$$p-\gamma_{II}\,h=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h-\gamma_{II}\,h=\frac{250}{2{,}7\cdot2{,}1}+2\;3-1{,}7\cdot3=$$

$$=44{,}9 \text{ тс/м}^2=4{,}49 \text{ кгс/см}^2 \text{ получаем } p_z=0{,}6 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем расчетное давление R для условного фундамента, опирающегося на слабый подстилающий слой, залегающий на глубине 7,2 м Расчетные характеристики грунтов: $\gamma_{II}=\gamma_{II}=1{,}7$ тс/м^3; $E=100$ кгс/см^2; $c_{II}=0$; $\varphi_{II}=28°$.

Площадь условного фундамента определяем по формуле

$$F_y=\frac{N}{10\,p_z}, \tag{75}$$

здесь F_y — площадь условного фундамента, м^2, N — тс

$$F_y=\frac{250}{10\cdot0{,}6}=41{,}7 \text{ м}^2.$$

Ширину условного фундамента определяем по формуле

$$b_y=\sqrt{\Delta^2+F_y}-\Delta, \tag{76}$$

где Δ — половина разности длины l и ширины b фундамента, м.

$$\Delta=\frac{l-b}{2}=\frac{2{,}7-2{,}1}{2}=0{,}3 \text{ м};$$

$$b_y=-\Delta+\sqrt{\Delta^2+F_y}=-0{,}3+\sqrt{0{,}3^2+41{,}7}=$$

$$=-0{,}3+6{,}45=6{,}15 \text{ м}.$$

Расчетное давление R находим по формуле (4) (17 СНиП II-15-74).

По табл 3 (16 СНиП II-15-74) при $\varphi=28°$ определяем $A=0{,}98$,

$B=4{,}93$, $D=7{,}4$ По табл 2 (17 СНиП II-15-74) для песков пылеватых $m_1=1{,}2$, $m_2=1$

$$R=\frac{m_1 m_2}{k_н}(A b \gamma_{II}+B h \gamma'_{II}+D c_{II})=$$

$$=\frac{1{,}2\cdot 1}{1}(0{,}98\cdot 6{,}15\cdot 1{,}7+4{,}93\cdot 7{,}2\cdot 1{,}7)=84{,}5 \text{ тс/м}^2=8{,}4 \text{ кгс/см}^2.$$

Условие $p_{бн}+p_z<R$ выполнено: $p_{бн}+p_z=1{,}3+0{,}6=1{,}9$ кгс/см$^2<$ $<R=8{,}4$ кгс/см^2.

3 Определение осадки фундамента Среднее давление на грунт под подошвой фундамента

$$p=\frac{N}{F}+\gamma_{ср} h=\frac{250}{2{,}7\cdot 2{,}1}+2\cdot 3=50 \text{ тс/м}^2<R=64{,}5 \text{ тс/м}^2,$$

следовательно, условие применения расчета по деформациям по формуле (3) (16 СНиП II-15-74) выполнено.

Определяем глубину сжимаемой толщи основания по графику рис. 59.

При $h=3$ м и $b=2{,}1$ м находим $k=1{,}39$

$$\text{При } \frac{l}{b}=1{,}29;\ \frac{p-\gamma_{II} h}{k}=\frac{4{,}49}{1{,}39}=3{,}24;\ b=2{,}1$$

определяем $z'/b=2{,}78$.

Глубина сжимаемой толщи $z'=2{,}78\cdot 2{,}1=5{,}85$ м

Разбиваем сжимаемую толщу на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости, высотой, меньшей $0{,}4b$: 0,6 и 0,55 м.

Дополнительные давления p_{0z} находим по графику рис. 60 в зависимости от величин $p-\gamma_{II}h=4{,}49$ кгс/см^2; $z/b=2{,}78$; $l/b=1{,}29$.

Результаты вычислений приводим в табл 23.

Таблица 23

z, м	z/b	p_{0z}, кгс/см^2
0	0	4,49
0,6	0,286	4,08
1,2	0,571	3,09
1,8	0,857	2
2,4	1,143	1,5
3	1,43	1,02
3,6	1,714	0,76
4,2	2	0,57
4,75	2,26	0,48
5,3	2,52	0,38
$z'=5{,}85$	2,79	0,33

График рис. 60 составлен для значения $p_z\leqslant 3$ кгс/см^2. Для слоев $z=0{,}6$ и $z=1{,}2$ м вычисление p_z производится следующим образом. Для слоя $z=0{,}6$ при

$$m=\frac{2z}{b}=\frac{2\cdot 0{,}6}{2{,}1}=0{,}572;$$

$l/b=1{,}29$ по табл. 1 прил. 3 СНиП II-15-74 определяем $\alpha=0{,}912$; $p_z=0{,}912\cdot 4{,}49=4{,}08$ кгс/см².

Для слоя $z=1{,}2$ м при

$$m=\frac{2z}{b}=\frac{2\cdot 1{,}2}{2{,}1}=1{,}144 \quad \text{и} \quad l/b=1{,}29$$

по табл. 1 прил. 3 СНиП II-15-74 определяем $\alpha=0{,}69$; $p_z=0{,}69\times$ $\times 4{,}49=3{,}09$ кгс/см².

Определяем осадку фундамента по формуле (5) прил. 3 СНиП II-15-74.

$$S=\beta\sum_{i=1}^{n}\frac{p_i h_i}{E_i}=\frac{0{,}8\cdot 60}{370}\left(\frac{4{,}49}{2}+4{,}08+3{,}09+2+1{,}5+1{,}02+\right.$$

$$\left.+0{,}76+\frac{0{,}57}{2}\right)+\frac{0{,}8\cdot 55}{100}\left(\frac{0{,}57}{2}+0{,}48+0{,}38+\frac{0{,}33}{2}\right)=$$

$$=0{,}13\cdot 14{,}98+0{,}44\cdot 1{,}31=1{,}95+0{,}58=2{,}53 \text{ см}.$$

По табл 1 (18 СНиП II-15-74) для фундаментов одноэтажных промышленных зданий, в конструкциях которых не возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок,

$S_{\text{пр ср}}=15$ см; $S=2{,}53<S_{\text{пр ср}}=15$ см.

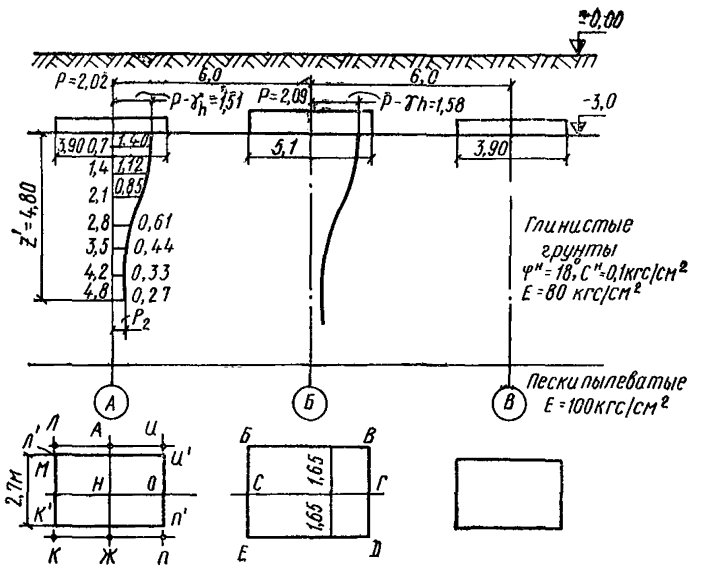


Рис. 45. Расчетные схемы распределения давления на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундаментов по осям *А* и *Б*

Пример 5 (рис. 45). Определение величины осадки фундамента многоэтажного двухпролетного здания с учетом влияния соседнего фундамента.

Дано грунтовые характеристики и глубину заложения см в примере 2

Расчетные усилия для расчета оснований по деформациям на уровне подошвы фундамента по оси *А:* нормальная сила без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах $N=150$ тс, изгибающий момент $M=45{,}8$ тс·м

По оси *Б* $N=250$ тс; $M=70{,}8$ тс·м

Размеры подошвы фундамента по оси *А*: $l=3{,}9$ м, $b=2{,}7$ м. Среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента по оси

$$p=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h=\frac{150}{2{,}7\cdot 3{,}9}+2\cdot 3=20{,}2\ \text{тс/м}^2=2{,}02\ \text{кгс/см}^2.$$

Размеры подошвы фундамента по оси *Б* $l=5{,}1$ м $b=3{,}3$ м Среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента по оси *Б*

$$p=\frac{250}{3{,}3\cdot 5{,}1}+2\cdot 3=20{,}9\ \text{тс/м}^2=2{,}09\ \text{кгс/см}^2.$$

Проверяем необходимость учета влияния нагрузки от соседнего фундамента из условия

$$k_г\ L_ф\leqslant L_г, \tag{77}$$

где $L_ф$ — фактическое расстояние между осями фундаментов, см,

$L_г$ — расстояние в см, получаемое по графикам рис 46, в зависимости от ширины фундамента и действующего по его подошве давления p, кгс/см^2,

$k_г$ — коэффициент, определяемый по формуле

$$k_г=\frac{0{,}6}{b}\,(E-100)+1, \tag{78}$$

где b — ширина подошвы влияющего на осадку фундамента, см,

E — модуль деформации грунта, кгс/см^2, принимаемый средним в пределах сжимаемой толщи,

0,6 — коэффициент, имеющий размерность см^3/кгс

$$L_ф=600\ \text{см};\quad k_г=\frac{0{,}6}{b}\,(E-100)+1=\frac{0{,}6}{330}\,(80-100)+1=$$

$$=0{,}964$$

По графикам рис. 46 при $b=330$ см и $p=2{,}09$ кгс/см^2 определяем $L_г=750$ см; $k_г L_ф=0{,}96\cdot 600=578$ см $\leqslant L_г=750$ см.

Условие (77) ($k_г L_ф\leqslant L_г$) выполнено, следовательно, при определении осадки фундамента по оси *А* требуется учитывать влияние соседнего фундамента по оси *Б*

Определяем суммарные дополнительные давления в точке *Н* фундамента по оси *А* Суммарное дополнительное давление в точке *Н* на глубине z определяется

а) от нагрузки на фундамент по оси *А* с использованием графиков рис 59 и 60

При $h=3$ м и $b=2{,}7$ м определяем коэффициент $k=1{,}33$

По графику рис 59 при

$$\frac{l}{b}=\frac{3{,}9}{2{,}7}=1{,}44,$$

Таблица 24

z, м	Дополнительные давления от нагрузки на фундамент по оси А при $p-\gamma_{II}h=1{,}51$ кгс/см²			Дополнительные давления от нагрузки соседнего фундамента по оси Б при $p-\gamma_{II}h=1{,}58$ кгс/см²								Суммарные дополнительные давления в точке H
				прямоугольник $НАВГ$ ($НIДЖ$)			прямоугольник $НАБС$ ($НСЕЖ$)			$\sum_1^4 \alpha$	p''_z	$p_z = p'_z + p''_z$
	n	z/b	p'_z	n	z/b	α	n	z/b	α			
0	$\frac{l}{b}=\frac{3{,}9}{2{,}7}=1{,}44$	0	1,51	$\frac{l}{b}=\frac{8{,}55}{1{,}65}=5{,}18$	0	1	$\frac{l}{b}=\frac{3{,}45}{1{,}65}=2{,}09$	0	1	0	0	1,51
0,7		0,26	1,4		0,42	0,972		0,42	0,971	0,002	0,0008	1,4
1,4		0,52	1,12		0,85	0,866		0,85	0,853	0,026	0,0103	1,13
2,1		0,78	0,85		1,27	0,735		1,27	0,705	0,06	0,0237	0,83
2,8		1,04	0,61		1,7	0,615		1,7	0,566	0,098	0,0387	0,65
3,5		1,3	0,44		2,1	0,526		2,1	0,462	0,128	0,0505	0,49
4,2		1,56	0,33		2,54	0,447		2,55	0,37	0,154	0,0608	0,39
4,8		1,78	0,27		2,9	0,397		2,9	0,313	0,168	0,06	0,33

$$\frac{p-\gamma_{II}\cdot h}{k}=\frac{20{,}2-1{,}7\cdot 3}{1{,}33}=11{,}4\ \text{тс/м}^2=1{,}14\ \text{кгс/см}^2;$$

$b=2{,}7$ м получаем $z'/b=1{,}78$; глубина сжимаемой; толщи $z'=1{,}78\cdot 2{,}7=4{,}8$ м. Разбиваем сжимаемую толщу на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости высотой, меньшей $0{,}4b:0{,}7$ и 0,6 м

По графику рис. 60 определяем дополнительные давления в зависимости от величин z/b;

$$p-\gamma_{II}\ h=20{,}2-1{,}7\cdot 3=15{,}1\ \text{тс/м}^2=1{,}51\ \text{кгс/см}^2;$$

$$l/b=1{,}44.$$

б) от нагрузки на фундамент по оси *Б* как сумма угловых давлений от четырех загруженных прямоугольников *НАВГ, НГДЖ* со знаком «плюс» и *НАБС, НСЕЖ* со знаком «минус» (см. п. 4 прил. 3 СНиП II-15-74) коэффициент α принимается по табл. 1 прил. 3 СНиП II-15-74 $p-\gamma_{II}h=20{,}9-1{,}7\cdot 3=15{,}8$ тс/м$^2=1{,}58$ кгс/см^2.

Вычисление ведем в форме таблицы (табл. 24).

Проверяем условие $p_{0z'}=0{,}2\ p_{бz'}$ Для $z=4{,}8$ м

$$p_{0z'}=0{,}2\ \gamma_{II}\ (z+h)=\frac{0{,}2\cdot 1{,}7}{10}\ (4{,}8+3)=0{,}27\ \text{кгс/см}^2;$$

0,27 кгс/см$^2\approx$0,33 кгс/см^2: условие выполнено в пределах допускаемой точности (0,33—0,27=0,06 кгс/см$^2\approx$0,05 кгс/см^2), следовательно, глубина сжимаемой зоны, вычисляемая по графику рис. 59 от нагрузки на фундамент по оси *А*, принимается $z=4{,}8$ м.

Определяем осадку фундамента по оси *А* в точке *Н* по формуле (5) прил. 3 СНиП II-15-74:

$$S=\beta\sum_{i=1}^{n}\frac{p_i h_i}{E_i}=\frac{0{,}8\cdot 70}{80}\left(\frac{1{,}51}{2}+1{,}4+1{,}13+0{,}83+0{,}65+0{,}49+\frac{0{,}39}{2}\right)+$$

$$+\frac{0{,}8\cdot 60}{100}\left(\frac{0{,}39}{2}+\frac{0{,}33}{2}\right)=3{,}82+0{,}17=3{,}99\ \text{см}.$$

Осадка фундамента по оси *А* в точке *Н* с учетом влияния соседнего фундамента по оси *Б* $S_н=3{,}99$ см$<S_{пр}=8$ см. Предельная величина деформации основания $S_{пр}=8$ см определена по табл 1 (18 СНиП II-15-74).

Пример 6 (рис. 46) Определение крена фундамента по оси *А*.

Дано: грунтовые характеристики и глубину заложения см. пример 2; нагрузки и размеры подошвы фундаментов см. пример 5. Крен отдельного прямоугольного фундамента по оси *А* складывается из двух величин:

от эксцентричного загружения фундамента;

вследствие неравномерной осадки от влияния соседнего фундамента по оси *Б*.

Определяем крен продольной оси фундамента по оси *А* от эксцентричного загружения по формуле (8) прил. 3 СНиП II-15-74:

$$e_l=\frac{M}{N}=\frac{45{,}8}{150}=0{,}31\ \text{м}.$$

Коэффициент μ для глинистых грунтов принимаем равным 0,42; k_l определяем по табл. 4 прил. 3 СНиП II-15-74 при

$$\frac{l}{b} = \frac{3{,}9}{2{,}7} = 1{,}44 \quad k_l = 0{,}73.$$

$$i_{l1} = \frac{1-\mu^2}{E} k_l \frac{P e_l}{(l/2)^3} = \frac{1-0{,}42^2}{80} 0{,}73 \frac{150\,000 \cdot 31}{195^3} = 0{,}0047.$$

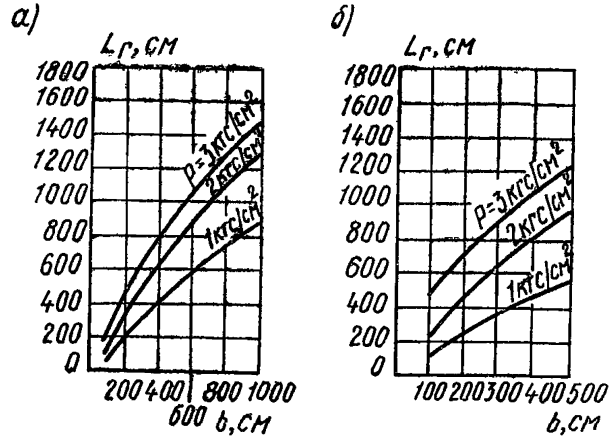


Рис. 46. Графики для определения расстояния между осями фундаментов, при котором учитывается взаимное влияние осадок
а — для квадратного фундамента, *б* — для прямоугольного фундамента

Крен фундамента, получаемый в результате влияния рядом стоящего фундамента, вычисляется по формуле

$$i_{l2} = \frac{S_1 - S_2}{l},$$

где S_1 и S_2 — осадки краев рассчитываемого фундамента, определяемые соответственно в точках *О* и *М*.

Определяем осадку фундамента в точке *М*.

Величина сжимаемой зоны в случае учета влияний соседних фундаментов определяется исходя из суммарных давлений.

Находим суммарные дополнительные давления в точке *М*

Суммарное дополнительное давление в точке *М* на глубине *z* определяется:

а) от нагрузки на фундамент по оси *А* как сумма угловых давлений от двух загруженных прямоугольников *МЛ'И'О, МОП'К'* по формуле

$$p'_z = \sum_1^2 \frac{\alpha\,(p - \gamma_{II}\,h)}{4},$$

где $p - \gamma_{II} h \approx 1{,}51$ кгс/см² (см. пример 5),

б) от нагрузки на фундамент по оси *Б* как сумма угловых дав-

Таблица 25

z, м	Дополнительные давления от нагрузки на фундамент по оси $А$ при $p-\gamma_{II}h=1{,}51$ кгс/см²					Дополнительные давления от нагрузок на фундамент оси $Б$ при $p-\gamma_{II}h=1{,}58$ кгс/см²								Суммарные дополнительные давления в точке $М$
	прямоугольник $МЛ'И'О$ ($МОП'К'$)				p'_z	прямоугольник $МЛВГ$ ($МГДК$)			прямоугольник $МЛБС$ ($МСЕК$)			$\sum_1^4 \alpha$	p''_z	$p_z = p'_z + p''_z$
	n	z/b	α	$\sum_1^2 \alpha$		n	z/b	α	n	z/b	α			
0	$\frac{l}{b}=\frac{3{,}9}{1{,}35}=2{,}89$	0	1	2	0,755	$\frac{l}{b}=\frac{10{,}5}{1{,}65}=6{,}36$	0	1	$\frac{l}{b}=\frac{5{,}4}{1{,}65}=3{,}27$	0	1	0	0	0,755
0,7		0,519	0,947	1,894	0,715		0,42	0,972		0,42	0,972	0	0	0,715
1,4		1,038	0,799	1,598	0,604		0,85	0,865		0,85	0,863	0,004	0,002	0,606
2,1		1,557	0,637	1,274	0,481		1,27	0,734		1,27	0,728	0,012	0,005	0,486
2,8		2,076	0,506	1,012	0,383		1,7	0,615		1,7	0,606	0,022	0,009	0,392
3,5		2,595	0,406	0,812	0,305		2,1	0,526		2,1	0,511	0,03	0,012	0,317
4,2		3,114	0,33	0,66	0,248		2,55	0,447		2,55	0,426	0,042	0,017	0,265

лений от четырех загруженных прямоугольников *МЛВГ, МГДК* со знаком «плюс» и *МЛБС, МСЕК* со знаком «минус» по формуле

$$p''_z = \sum_1^4 \frac{\alpha\,(p-\gamma_{II}\,h)}{4},$$

где $p-\gamma_{II}h=1{,}58$ кгс/см² (см. пример 5)

Вычисление $p_z=p'_z+p''_z$ ведем в табличной форме (табл 25), коэффициент α определяем по табл. 1 прил. 3 СНиП II-15-74 Сжимаемую толщу разбиваем на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости, высотой, меньшей $0{,}4b : h_i=0{,}7$ м

Глубину сжимаемой толщи определяем по условию $p_{0z'} = 0{,}2\,p_{бz'}$, для $z=4{,}2$ м

$$p_{z'} = \frac{0{,}2\cdot 1{,}7}{10}\,(4{,}2+3) = 0{,}245 \text{ кгс/см}^2;$$

$p_z=p'_z+p''_z=0{,}265$ кгс/см². Условие выполнено

Вычисляем осадку фундамента по оси A в точке M по формуле (5) прил 3 СНиП II-15-74:

$$S_M = \frac{0{,}8\cdot 70}{2}\left(\frac{0{,}755}{2}+0{,}715+0{,}606+0{,}486+0{,}392+0{,}317+\frac{0{,}265}{2}\right)=$$
$$= 2{,}12 \text{ см}.$$

Определяем осадку фундамента по оси A в точке O

Суммарные дополнительные давления в точке O на глубине z определяются

1) от нагрузки на фундамент по оси A как сумма угловых давлений от двух нагруженных прямоугольников *МЛ'И'О* и *МОП'К'* по формуле

$$p'_z = \sum_1^2 \frac{\alpha\,(p-\gamma_{II}\,h)}{4},$$

где $p-\gamma_{II}h=1{,}51$ кгс/см²,

2) от нагрузки на фундамент по оси $Б$ как сумма угловых давлений от четырех загруженных прямоугольников *ОИВГ, ОГДП* со знаком «плюс» и *ОИБС, ОСЕП* со знаком «минус» по формуле

$$p''_z = \sum_1^4 \frac{\alpha\,(p-\gamma_{II}\,h)}{4},$$

где $p-\gamma_{II}h=1{,}58$ кгс/см². Коэффициент α определяем по табл 1 прил. 3 СНиП II-15-74

Сжимаемую зону разбиваем на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости, высотой, меньшей $0{,}4b : h_i=0{,}7$ м Вычисление $p_z=p'_z+p''_z$ ведем в табличной форме (табл. 26). Глубину сжимаемой толщи определяем по условию $p_{0z'}=0{,}2p_{бz'}$;

для $z=5{,}6$ м

$$p_{z'} = \frac{0{,}2\cdot 1{,}7}{10}\,(5{,}6+3) = 0{,}292 \text{ кгс/см}^2 < p_z =$$
$$= p'_z + p''_z = 0{,}309 \text{ кг/см}^2.$$

Условие выполнено

Таблица 26

z, м	Дополнительные давления от нагрузки на фундамент по оси A при $p-\gamma_{II}h=1{,}51$ кгс/см²					Дополнительные давления от нагрузки на фундамент по оси $Б$ при $p-\gamma_{II}h=1{,}58$ кгс/см²								Суммарные дополнительные давления в точке O
	прямоугольник $МЛ'И'О$ ($МОП'К'$)			$\sum_1^2 \alpha$	p'_z	прямоугольник $ОИВГ$ ($ОГДП$)			прямоугольник $ОИЬС$ ($ОСЕП$)			$\sum_1^4 \alpha$	p''_z	$p_z = p'_z + p''_z$
	n	z/b	α			n	z/b	α	n	z/b	α			
0	$\frac{l}{b}=\frac{3{,}9}{1{,}35}=2{,}89$	0	1	2	0,755	$\frac{l}{b}=\frac{6{,}6}{1{,}65}=4$	0	1	$\frac{l}{b}=\frac{1{,}50}{1{,}65}=0{,}91$	0	1	0	0	0,755
0,7		0,519	0,947	1,894	0,715		0,42	0,972		0,42	0,952	0,04	0,016	0,731
1,4		1,038	0,799	1,598	0,604		0,85	0,864		0,85	0,776	0,176	0,07	0,674
2,1		1,557	0,637	1,274	0,481		1,27	0,733		1,27	0,579	0,308	0,12	0,601
2,8		2,076	0,506	1,012	0,383		1,7	0,612		1,7	0,421	0,382	0,149	0,532
3,5		2,593	0,404	0,808	0,305		2,1	0,523		2,1	0,316	0,414	0,159	0,464
4,2		3,111	0,38	0,66	0,248		2,54	0,44		2,54	0,237	0,406	0,158	0,406
4,9		3,63	0,271	0,542	0,203		2,96	0,376		2,96	0,185	0,382	0,148	0,342
5,6		4,15	0,226	0,452	0,169		3,4	0,327		3,4	0,145	0,364	0,141	0,309

Вычисляем осадку фундамента по оси A в точке O по формуле (5) прил. 3 СНиП II-15-74:

$$S = \frac{0{,}8 \cdot 70}{80}\left(\frac{0{,}755}{2} + 0{,}731 + 0{,}674 + 0{,}601 + 0{,}532 + 0{,}464 + \frac{0{,}406}{2}\right) +$$

$$+ \frac{0{,}8 \cdot 70}{100}\left(\frac{0{,}406}{2} + 0{,}342 + \frac{0{,}309}{2}\right) = 2{,}51 + 0{,}39 = 2{,}90 \text{ см}.$$

Крен фундамента по оси A с учетом влияния соседнего фундамента по оси $Б$

$$i_{l\,2} = \frac{S_0 - S_M}{l} = \frac{2{,}9 - 2{,}12}{390} = 0{,}002$$

Суммарный крен фундамента $i_{l1} + i_{l2} = 0{,}0047 + 0{,}002 = 0{,}0067$

Пример 7 (рис. 47). Определение размеров и арматуры подошвы внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

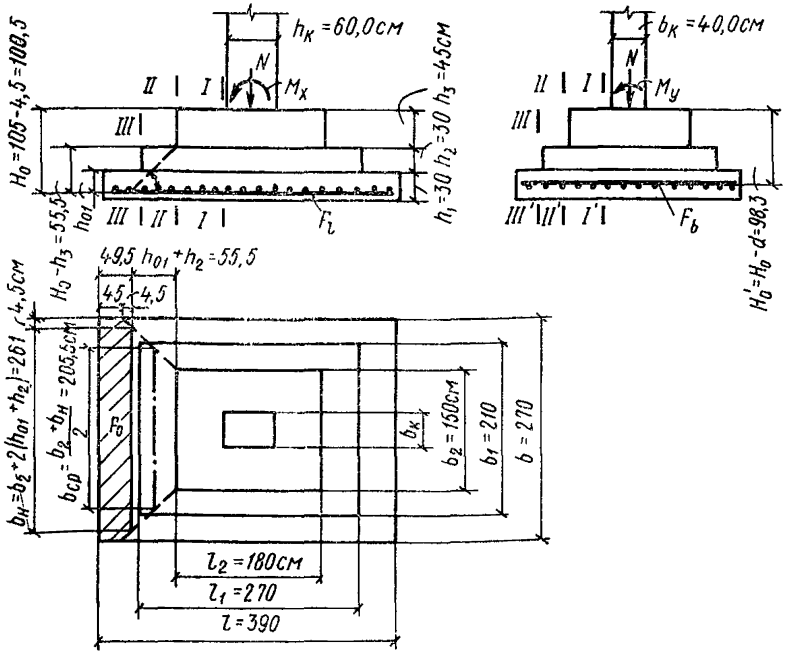


Рис 47 Схема образования пирамиды продавливания двух нижних ступеней фундамента

Дано основное сочетание нормативных нагрузок на уровне подошвы фундамента $N^н = 220$ тс, $M_x^н = 68$ тс м, $M_y^н = 15$ тс·м; основное сочетание расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента для расчета оснований по деформациям с коэффициентом пере-

грузки, равным 1; $N=220$ тс; $M_x=68$ тс·м; $M_y=15$ тс·м; основное сочетание расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента для расчета конструкций на прочность с коэффициентом перегрузки по СНиП II-6-74 $N=264$ тс; $M_x=81{,}6$ тс·м; $M_y=18$ тс·м.

Характеристики грунта: глинистый грунт с консистенцией $I_L\leqslant 0{,}5$; $\varphi_{II}=20°$С; $c_{II}=0{,}12$ кгс/см^2 $=1{,}2$ тс/м^2; глубина заложения фундамента $h=3$ м.

По табл. 2 (17 СНиП II-15-74) для глинистых грунтов с $I_L=0{,}5$ определяем $m_1=1{,}2$; для зданий с гибкой конструктивной схемой $m_2=1$. Коэффициент $k_н=1$ при определении расчетных характеристик грунта по результатам непосредственных испытаний образцов (см. п 3.8).

Назначаем отношение сторон подошвы фундамента $m=b/l=0{,}75$. Бетон фундамента марки М 150; сечение монолитной колонны $b_к=40$ см; $h_к=60$ см

1. Определение размеров подошвы фундамента В соответствии с табл. 19 (2 прил. 4 СНиП II-15-74) для глин с консистенцией $I_L=0{,}3$ и коэффициентом пористости $e=0{,}8$ назначаем условное расчетное давление на основание $R_0=2{,}7$ кгс/см$^2=27$ тс/м^2.

По графику рис 57 при

$$F_1=\frac{N}{1{,}5\,R-\gamma_{ср}\,h}=\frac{220}{1{,}5\cdot 27-2\cdot 3}=6{,}4 \quad \text{и}$$

$$e_1=\frac{M_x}{N}+\frac{M_y}{N\,m}=\frac{68}{220}+\frac{15}{220\cdot 0{,}75}=0{,}4$$

определяем коэффициент $A=20$, вес фундамента $G=nAh=20\cdot 3=60$ тс

По графику рис 58 при

$$F_2=\frac{N+G}{1{,}5\,R\,m}=\frac{220+60}{1{,}5\cdot 27\ 0{,}75}=9{,}2 \quad \text{и}$$

$$e_2=\frac{M_x}{N+G}+\frac{M_y}{(N+G)\ m}=\frac{68}{220+60}+\frac{15}{(220+60)\ 0{,}75}=$$

$$=0{,}243+0{,}071=0{,}314$$

определяем $l=3{,}7$ м, $b=ml=0{,}75\cdot 3{,}7=2{,}78$ м

Первая подстановка Задаемся $b=2{,}7$ м По графику рис 56,*д* при $\varphi_{II}=20°$, $c_{II}=1{,}2$ тс/м^2, $b=2{,}7$ м, $h=3$ м.

Определяем $R'=25{,}8$ тс/м^2,

$$R=\frac{1{,}2\cdot 1}{1}\ 25{,}8=31 \text{ тс/м}^2.$$

По графику рис. 57 при

$$F_1=\frac{220}{1{,}5\cdot 31-2\cdot 3}=5{,}44$$

и $e_1=0{,}4$ определяем $A=17{,}5$, вес фундамента $G=Ah=17{,}5\ 3=52{,}5$ тс

По графику рис 58 при

$$F_2=\frac{220+52{,}5}{1{,}5\cdot 31\cdot 0{,}75}=7{,}8 \quad \text{и}$$

$$e_2=\frac{68}{220+52{,}5}+\frac{15}{(220+52{,}5)\ 0{,}75}=0{,}322$$

определяем $l=3{,}5$ м; $b=ml=0{,}75\cdot 3{,}5=2{,}63$ м

Полученное значение ширины подошвы фундамента $b=2{,}63$ отличается от принятого значения $b=2{,}7$ м менее чем на 3%, что вполне допустимо (см п. 3.17,*д*)

Определяем среднее давление под подошвой фундамента.

$$p=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h=\frac{220}{2{,}7\cdot 3{,}6}+2\cdot 3=28{,}7\ \text{тс/м}^2<R=31\ \text{тс/м}^2.$$

Определяем краевые давления под подошвой фундамента

$$p=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h+\frac{M_x}{W_x}=\frac{220}{2{,}7\cdot 3{,}6}+2\cdot 3+\frac{68\cdot 6}{2{,}7\cdot 3{,}6^2}=$$

$$=40{,}3\ \text{тс/м}^2>1{,}2\,R=1{,}2\cdot 31=37{,}2\ \text{тс/м}^2;$$

$$p=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h+\frac{M_y}{W_y}=\frac{220}{2{,}7\cdot 3{,}6}+2\cdot 3+\frac{15\cdot 6}{3{,}6\cdot 2{,}7^2}=$$

$$=32{,}1\ \text{тс/м}^2<1{,}2\,R=37{,}2\ \text{тс/м}^2.$$

Поскольку краевое давление под подошвой фундамента превышает допустимую величину, производим определение размеров подошвы фундамента исходя из условия (8):

$$p_{макс}=\frac{N}{F}+\gamma_{ср}\,h+\frac{M}{W}\leqslant 1{,}2\,R.$$

Первая подстановка: Задаемся шириной подошвы фундамента $b=2{,}7$ м.

По графику рис. 56,*д* при $\varphi_{II}=20°$С; $c_{II}=1{,}2$ тс/м^2, $b=2{,}7$ м и $h=3$ м определяем $R'=25{,}8$ тс/м^2,

$$R=\frac{1{,}2\ 1}{1}\ 25{,}8=31\ \text{тс/м}^2;$$

По графику рис. 57 при

$$F_1=\frac{220}{1{,}2\cdot 31-2\cdot 3}=7{,}05\quad\text{и}\quad e_1=\frac{M_x}{N}=\frac{68}{220}=0{,}31$$

определяем коэффициент $A=20$, вес фундамента $G=20\cdot 3=60$ т.

По графику рис. 58 при

$$F_2=\frac{220+60}{1{,}2\cdot 31\cdot 0{,}75}=10\quad\text{и}$$

$$e_2=\frac{68}{220+60}=0{,}243$$

определяем $l=3{,}7$ м; $b=0{,}75\cdot 3{,}7=2{,}77$ м

Полученное значение $b=2{,}77$ отличается от принятого значения $b=2{,}7$ м менее чем на 3%, что вполне допустимо. Размеры подошвы $b=2{,}7$ м, $l=3{,}9$ м.

2. Определение высоты фундамента и разбивка ступеней в плане и по высоте

Для расчета по прочности в данном случае невыгодной комбинацией является основное сочетание нагрузок.

Определяем высоту фундамента по основному сочетанию нагрузок при учете только постоянных и длительных нагрузок $N=264$ тс, $M_x=81{,}6$ тс·м, $M_y=18$ тс·м.

По табл 15 СНиП II-21-75 при учете постоянных и длительных нагрузок для тяжелого бетона и глинистого грунта с $I_L<0{,}5$ принимаем $m_{б1}=0{,}85$.

Вычисляем $p_2=\dfrac{N}{F}+\dfrac{M_x}{W_x}=\dfrac{264}{2{,}7\cdot 3{,}9}+\dfrac{81{,}6\cdot 6}{2{,}7\cdot 3{,}9^2}=25{,}1+$

$+11{,}9=37$ тс/м$^2=3{,}7$ кгс/см^2.

По графику рис 61 для

$$\frac{m_{б\,1}\,R_р}{p_{гр}}=\frac{0{,}85\cdot 6{,}3}{3{,}7}=1{,}45;$$

$F_з=b(l-0{,}5b+b_к-h_к)=2{,}7(3{,}9-0{,}5\cdot 2{,}7+0{,}4-0{,}6)=6{,}35$ м^2, $b_к=$ $=40$ см находим $H_0=95$ см, $H=95+3{,}5+1=99{,}5$ см

В соответствии с п 5 3 и табл 9 принимаем $H=105$ см и разбиваем ступени по высоте: $h_1=30$ см, $h_2=30$ см, $h_3=45$ см.

По табл. 10 $b-b_1>2h_{01}$ при $p_2=3{,}7$ кгс/см^2 и марке бетона М150 находим: $c_1=2{,}04$ $h_{01}=2{,}04\cdot 25{,}5=52$ см. Принимаем $c_1=$ $=60$ см.

По формулам (41)—(44) для трехступенчатого фундамента определяем $l_1=l-2c_1=390-2\cdot 60=270$ см, $b_1=ml_1=0{,}75\cdot 270=202$см;

$$l_2=\frac{(l-2c_1-h_к)\,h_3}{h_2+h_3}+h_к=\frac{(390-2\cdot 60-60)\,45}{30+45}+60=$$

$$=186\text{ см};\quad b_2=0{,}75\cdot 186=140\text{ см}.$$

В соответствии с п 5 3 принимаем размеры ступеней фундамента в плане кратными 300 мм: $l_1=270$ см; $b_1=210$ см; $l_2=180$ см; $b_2=150$ см

Размер $l_2=180$ см получен округлением в меньшую сторону, поэтому найденный консольный вынос ступеней должен быть проверен расчетом на продавливание Этот расчет двух нижних ступеней фундамента производится из условия (20), где $P=F_0p_2$ (рис 47):

$$P=F_0\,p_2=\left(261\cdot 49{,}5+2\,\frac{45+49{,}5}{2}\,4{,}5\right)3{,}7=$$

$$=49\,400\text{ кгс}<R_р\,H_0\,b_{ср}=6{,}2\cdot 55{,}5\cdot 205{,}5=70\,800\text{ кгс}.$$

Условие (20) выполнено

3. Определение арматуры подошвы фундамента.

В сечении $I-I$ по грани колонны по формуле (57):

$$p_3=\frac{N}{F}+\frac{M_x}{W_x}\,k,\quad\text{где } k=\frac{h_к}{l}=\frac{60}{390}=0{,}154;$$

$$p_3=2{,}51+1{,}19\cdot 0{,}154=2{,}69\text{ кгс/см}^2.$$

По графику рис. 62 для

$$\frac{p_3+2p_2}{3}=\frac{2{,}69+2\cdot 3{,}7}{3}=3{,}36\text{ кгс/см}^2;\quad l-h_к=390-60=330\text{ см}$$

и $H_0 = 105 - 3{,}5 - 1 = 100{,}5$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 пог м ширины фундамента,

$$F_l = F_a \frac{p_3 + 2p_2}{3} = 5{,}5 \cdot 3{,}36 = 18{,}5 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Проверяем арматуру F_l по граням ступеней фундамента. В сечении *II—II*

$$p_3 = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} k, \quad \text{где } k = \frac{l_2}{l} = \frac{180}{390} = 0{,}46;$$

$p_3 = 2{,}51 + 1{,}19\ 0{,}46 = 3{,}06$ кгс/см^2

По графику рис 62 для

$$\frac{p_3 + 2p_2}{3} = \frac{3{,}06 + 2 \cdot 3{,}7}{3} = 3{,}49 \text{ кгс/см}^2, \quad l - l_2 = 390 - 180 =$$

$$= 210 \text{ см} \quad \text{и} \quad H_0 - h_3 = 100{,}5 - 45 = 55{,}5 \text{ см}$$

находим площадь арматуры класса А-II на 1 м ширины фундамента:

$$F_l = F_a \frac{p_3 + 2p_2}{3} = 4{,}2\ 3{,}49 = 14{,}7 \text{ см}^2/\text{м}.$$

В сечении *III—III*

$$k = \frac{l_1}{l} = \frac{270}{390} = 0{,}692; \quad p_3 = 2{,}51 + 1{,}19 \cdot 0{,}692 = 3{,}33 \text{ кгс/см}^2.$$

По графику рис. 62 для

$$\frac{p_3 + 2p_2}{3} = \frac{3{,}33 + 2 \cdot 3{,}7}{3} = 3{,}58 \text{ кгс/см}^2, \quad l - l_1 = 390 - 270 =$$

$$= 120 \text{ см}$$

$h_{01} = h_1 - 3{,}5 - 1 = 25{,}5$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 м ширины фундамента.

$$F_l = F_a \frac{p_3 + 2p_2}{3} = 2{,}55 \cdot 3{,}58 = 9{,}12 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Определяющим является количество арматуры по грани колонны. Принимаем 5Ø 22А-II (19 см^2/м ширины фундамента)
Определяем арматуру в сечении *I'—I'* по грани колонны.

$$p_2 = \frac{N}{F} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{264}{2{,}7 \cdot 3{,}9} + \frac{18 \cdot 6}{2{,}7^2 \cdot 3{,}9} = 25{,}1 + 3{,}8 =$$

$$= 28{,}9 \text{ тс/м}^2 = 2{,}89 \text{ кгс/см}^2;$$

$$p_3 = \frac{N}{F} + \frac{M_y}{W_y} k, \quad \text{где } k = \frac{b_к}{b} = \frac{40}{270} = 0{,}148;$$

$$p_3 = 2{,}51 + 0{,}38 \cdot 0{,}148 = 2{,}57 \text{ кгс/см}^2;$$

По графику рис. 62 для

$$\frac{p_3 + 2p_2}{3} = \frac{2{,}57 + 2{,}89 \cdot 2}{3} = 2{,}78 \text{ кгс/см}^2;$$

$$b - b_к = 270 - 40 = 230 \text{ см}$$

и $H_0' = H_0 - d = 100{,}5 - 2{,}2 = 98{,}3$ см находим площадь арматуры класса А-II на 1 м длины фундамента

$$F_b = F_a \frac{p_3 + 2p_2}{3} = 2{,}75 \cdot 2{,}78 = 7{,}65 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Определяющим является количество арматуры по грани колонны

Принимаем 5Ø 14А-II (7,69 см²/м длины фундамента).

Пример 8 (рис. 48). Определение поперечной арматуры подколонника со стаканом

Дано: расчетные усилия на уровне верха подколонника $M = 60$ тс·м; $Q = 5$ тс, $N = 80$ тс.

Марка бетона подколонника М 200, арматура горячекатаная класса А-II Сечение колонны 80×40 см, арматурные стержни Ø 30А-III.

Требуется определить поперечную арматуру подколонника.

По табл. 13 из условия анкеровки арматуры колонны принимаем глубину стакана 95 см.

Толщину стен стакана определяем по табл. 15. При

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{80} = 0{,}75 \text{ м} = 75 \text{ см} < 2h_к = 2 \cdot 80 = 160 \text{ см}$$

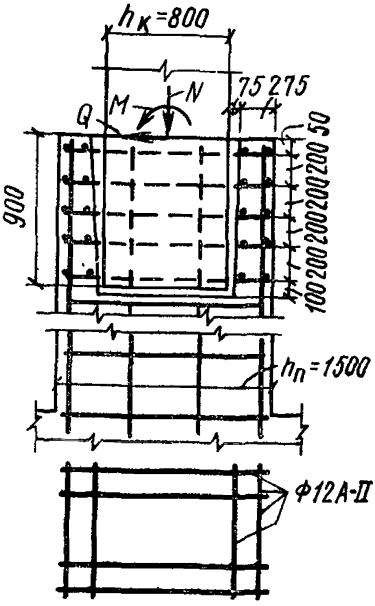


Рис 48. Армирование стаканной части подколонника

(толщина стен должна быть не менее 0,2 $h_к = 0{,}2 \cdot 80 = 16$ см и не менее 20 см)

В соответствии с п. 5.3 для получения унифицированного размера подколонника назначаем толщину стен равной 27,5 см

Поперечную арматуру определяем по формуле (69), так как

$$e_0 = 75 \text{ см} > \frac{h_к}{2} = 40 \text{ см}:$$

$$\sum_1^n z_i = 85 + 65 + 45 + 25 + 5 = 225 \text{ см};$$

$$F_x = \frac{M_к}{R_a \sum_1^n z_i} = \frac{0{,}8\left(M + Q y_п - N \frac{h_к}{2}\right)}{R_a \sum_1^n z_i} =$$

$$= 0{,}8\ \frac{\left(6\,000\,000 + 5000 \cdot 90 - 80\,000\ \frac{80}{2}\right)}{2700 \cdot 225} = 4{,}3\ \text{см}^2.$$

Сечение каждого рабочего стержня сварной сетки

$$\frac{4{,}3}{4} = 1{,}075\ \text{см}^2.$$

Принимаем пять сварных сеток со стержнями ∅ 12 мм.

Пример 9 (рис. 49). Расчет фундамента в случае неполного ка-

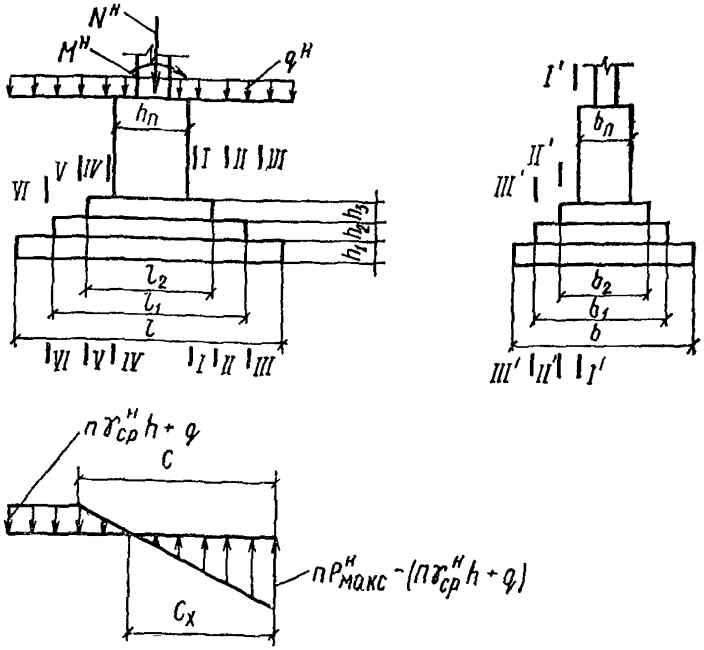


Рис 49. Расчетная схема фундамента в случае неполного касания подошвы фундамента с грунтом

сания подошвы фундамента с грунтом, когда $l/6 < e \leqslant l/4$, где

$$e = \frac{M^н}{N^н + \gamma_{ср}^н\, h\, b\, l + q^н\, b\, l}$$

На рис 49 величина $p^н$ равна·

$$p^н = \frac{2}{3}\ \frac{N^н + \gamma_{ср}^н\, h\, b\, l + q^н\, b\, l}{b\left(\frac{l}{2} - e\right)} \leqslant 1{,}2\, R^н. \qquad (79)$$

Высота плитной части фундамента определяется из расчета на продавливание по условию (20) с помощью графика рис 61, причем

$$p_2 = n\ (p^{н}_{макс} - \gamma^{н}_{ср}\, h - q^{н}),$$

где n — средний коэффициент перегрузки от всех нагрузок

Прочность бетона плитной части фундамента на «обратный» момент проверяется в сечениях по грани подколонника и по граням ступеней *IV—IV, V—V, VI—VI*:

В сечениях *IV—IV* и *V—V*:

$$M_{IV-IV} \leqslant R_р\, W_т; \tag{80}$$

$$M_{V-V} \leqslant R_р\, W_т. \tag{81}$$

В сечении *VI—VI*:

$$M_{VI-VI} \leqslant \frac{b\, h_1^2}{3{,}5}\, R_р. \tag{82}$$

Изгибающие моменты в сечениях определяются для консольных участков плитной части фундамента при ширине фундамента b по эпюре давлений (см. рис. 49)

При невыполнении условий (80)—(82) рекомендуется повысить марку бетона фундамента или увеличить габариты плитной части фундамента, уменьшая вынос нижней ступени и увеличивая высоту плитной части за счет верхних ступеней

Сечение рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольного выступа плитной части фундамента в сечениях по граням подколонника и по граням ступеней фундамента *I—I, II—II, III—III, I′—I′, II′—II′, III′—III′* по формулам (51), (53), (55), (58), (60), (62); изгибающие моменты определяются по формулам:

в сечении *I—I*:

$$M_{I-I} = \frac{(l - h')^2}{8}\, p_{ср}; \tag{83}$$

в сечении *II—II*·

$$M_{II-II} = \frac{(l - l_2)^2}{8}\, p_{ср}; \tag{84}$$

в сечении *III—III*.

$$M_{III-III} = \frac{(l - l_1)^2}{8}\, p_{ср}; \tag{85}$$

в формулах (83)—(85): $p_{ср}$ — усредненное давление на рассматриваемом консольном выступе·

в сечении *I—I*

$$p_{ср} = \left(c_x - \frac{l - h_п}{4}\right) \frac{p_2}{c_x}; \tag{86}$$

в сечении *II—II*·

$$p_{ср} = \left(c_x - \frac{l - l_2}{4}\right) \frac{p_2}{c_x}; \tag{87}$$

в сечении *III—III*:

$$p_{ср} = \left(c_x - \frac{l - l_1}{4}\right) \frac{p_2}{c_x}, \qquad (88)$$

где $$c_x = \frac{c\,p_2}{p_{макс}} = 3\left(\frac{l}{2} - e\right)\frac{p_2}{p_{макс}}; \qquad (89)$$

$$p_{макс} = n\,p^{н}_{макс};$$

$$e = \frac{M^{н}}{N^{н} + \gamma^{н}_{ср}\,h\,b\,l + q^{п}\,b\,l};$$

в сечениии *I′—I′*

$$M_{I'-I'} = \frac{(b - b_п)^2}{16}\,p_2; \qquad (90)$$

в сечении *II′—II′*

$$M_{II'-II'} = \frac{(b - b_2)^2}{16}\,p_2; \qquad (91)$$

в сечении *III′—III′*

$$M_{III'-III'} = \frac{(b - b_1)^2}{16}\,p_2. \qquad (92)$$

В формулах (83)—(92) b, b_1, b_2, l, l_1, l_2, $b_п$, $h_п$, e в м; p_2, $p_{макс}$ в тс/м²; $N^{н}$ в тс

Дано: расчетные усилия на уровне отметки подошвы фундамента для расчета по деформациям: $N = N^{н} = 70$ тс; $M = M^{н} = 218$ тс·м.

Расчетные усилия на уровне отметки подошвы фундамента для расчета по прочности: $N = 84$ тс; $M = 262$ тс·м.

Глубина заложения подошвы фундамента $h = 3$ м; $\gamma^{н}_{ср} = 2$ тс/м³.

Размеры подошвы фундамента определены: $b = 3{,}3$ м, $l = 5{,}1$ м.

Бетон фундамента М200, арматура класса А-II.

Вычисляем давление на грунт под подошвой фундамента:

$$p^{н}_{макс} = \frac{2}{3}\,\frac{N^{н} + \gamma^{н}_{ср}\,h\,l\,b}{b\,(l/2 - e)}, \quad \text{где}$$

$$e = \frac{M^{н}}{N^{н} + \gamma^{н}_{ср}\,h\,l\,b};$$

$$e = \frac{218}{70 + 2 \cdot 3 \cdot 5{,}1 \cdot 3{,}3} = \frac{218}{171} = 1{,}275;$$

$$e = \frac{l}{4} = \frac{5{,}1}{4} = 1{,}275;$$

$$p^{н}_{макс} = \frac{2}{3}\,\frac{70 + 2 \cdot 3 \cdot 5{,}1 \cdot 3{,}3}{3{,}3\left(\frac{5{,}1}{2} - 1{,}275\right)} = 27{,}1 \text{ тс/м}^2.$$

1. Определение размеров и арматуры фундамента.

Высота плитной части фундамента определяется из расчета на продавливание по условию (20) с помощью графика рис. 61.

$$p_{гр} = 1{,}2\ (p^{н}_{макс} - \gamma^{н} h) = 1{,}2\ (27{,}1 - 2 \cdot 3) = 25{,}3\ тс/м^2.$$

Размеры подколонника: $h_п = 1{,}5$ м; $b_п = 1{,}2$ м.

По табл. 15 СНиП II-21-75 при учете постоянных и длительных нагрузок для тяжелого бетона и глинистого грунта с $I_L < 0{,}5$ принимает $m_{б1} = 0{,}85$.

По графику рис. 61 для

$$\frac{m_{б1} R_р}{p_{гр}} = \frac{0{,}85 \cdot 7{,}5}{2{,}53} = 2{,}52,$$

$F_з = b(l - 0{,}5b + b_п - h_п) = 3{,}3(5{,}1 - 0{,}5 \cdot 3{,}3 + 1{,}2 - 1{,}5) = 10{,}4$ м^2, $b_п = 120$ см находим $H_0 = 74$ см. $H = H_0 + 3{,}5 + d/2 = 74 + 3{,}5 + 1 = 78{,}5$ см Принимаем $H = 90$ см. Ступени по высоте $h_1 = h_2 = h_3 = 30$ см По табл. 10 при $b - b_1 > 2h_{01}$ при $p_{гр} = 2{,}53$ кгс/см^2 и марке бетона М200 находим $c_1 = 2{,}65$, $h_{01} = 2{,}65 \cdot 25{,}5 = 68$ см.

Принимаем $c_1 = 60$ см. По формулам (41)—(44) для трехступенчатого фундамента с учетом модуля 300 мм определяем:

$l_1 = 390$ см; $b_1 = 270$ см;

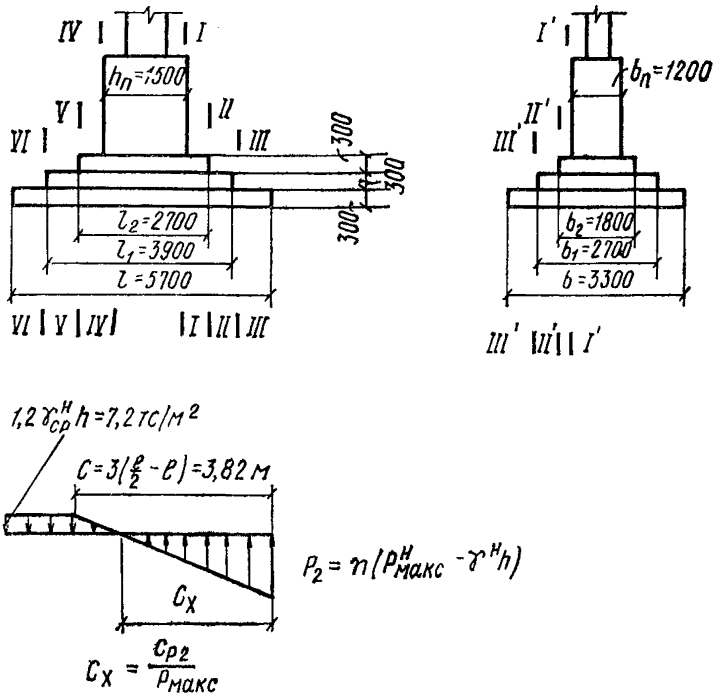


Рис. 50 Размеры фундамента и расчетная схема в случае неполного касания подошвы фундамента с грунтом

l_2=270 см; b_2=180 см.

Определяем арматуру фундамента F_l и F_b.

Эпюра давлений по подошве фундамента показана на рис. 50:

$$p_2 = n\,(p^{н}_{макс} - \gamma^{н} h) = 1{,}2\ (27{,}1 - 2{\cdot}3) = 25{,}3\ \text{тс/м}^2;$$

$$c_x = \frac{c\,p_2}{p_{макс}} = 3{,}82\,\frac{25{,}3}{1{,}2{\cdot}27{,}1} = 2{,}97\ \text{м}.$$

Сечение рабочей арматуры определяется из расчета на изгиб консольного выступа фундамента в сечениях по грани подколонника и по граням ступеней фундамента *I—I, II—II, III—III*.

В сечении *I—I*:

$$p_{ср} = \left(c_x - \frac{l - h_п}{4}\right)\frac{p_{гр}}{c_x} = \left(2{,}97 - \frac{5{,}1 - 1{,}5}{4}\right)\frac{25{,}3}{2{,}97} = 17{,}6\ \text{тс/м}^2;$$

$$M_{I-I} = \frac{(l - h_п)^2}{8}\,p_{ср} = \frac{(5{,}1 - 1{,}5)^2}{8}\,17{,}6 = 28{,}5\ \text{тс·м} =$$

$$= 2\,850\,000\ \text{кгс см};$$

$$F_l = \frac{M_{I-I}}{0{,}9\,H_0\,R_a} = \frac{2\,850\,000}{0{,}9{\cdot}(90 - 3{,}5 - 1)\ 2700} = 13{,}7\ \text{см}^2/\text{м}.$$

В сечении *II—II*:

$$p_{ср} = \left(2{,}97 - \frac{5{,}1 - 2{,}7}{4}\right)\frac{25{,}3}{2{,}97} = 20{,}2\ \text{тс/м}^2;$$

$$M_{II-II} = \frac{(5{,}1 - 2{,}7)^2}{8}\,20{,}2 = 14{,}6\ \text{тс·м} = 1\,460\,000\ \text{кгс·см};$$

$$F_l = \frac{M_{II-II}}{0{,}9\ (h_{01} + h_2)\ R_a} = \frac{1\,460\,000}{0{,}9\ (60 - 3{,}5 - 1)\ 2700} = 10{,}8\ \text{см}^2/\text{м}.$$

В сечении *III—III*:

$$p_{ср} = \left(2{,}97 - \frac{5{,}1 - 3{,}9}{4}\right)\frac{25{,}3}{2{,}97} = 22{,}8\ \text{тс/м}^2;$$

$$M_{III-III} = \frac{(5{,}1 - 3{,}9)^2}{8}\,22{,}8 = 4{,}1\ \text{тс·м} = 410\,000\ \text{кгс·см};$$

$$F_l = \frac{M_{III-III}}{0{,}9\,h_{01}\,R_a} = \frac{410\,000}{0{,}9\ (30 - 3{,}5 - 1)\ 2700} = 6{,}6\ \text{см}^2/\text{м}.$$

Определяющим является количество арматуры по грани подколонника

Принимаем 5Ø 20 А-II (15,71 см²) на 1 м ширины фундамента

Арматура подошвы F_b в сечении *I′—I′* на 1 м длины.

$$M_{I'-I'} = \frac{(b - b_п)^2}{16}\,p_{ср};$$

$$M_{I'-I'} = \frac{(3{,}3 - 1{,}2)^2}{16}\,25{,}3 = 6{,}97\ \text{тс м}$$

$$F_b = \frac{M_{I'-I'}}{0{,}9\, H_0\, R_a} = \frac{697\,000}{0{,}9\ (90-3{,}5-2{,}2-1)\ 2700} = 3{,}45 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Арматура подошвы F_b в сечении $II'-II'$ на 1 м длины

$$M_{II'-II'} = \frac{(b-b_2)^2}{16}\, p_2;$$

$$M_{II'-II'} = \frac{(3{,}3-1{,}8)^2}{16}\, 25{,}3 = 3{,}55 \text{ тс·м}.$$

$$F_b = \frac{M_{II'-II'}}{0{,}9\ (h_{01}+h_2)\ R_a} = \frac{355\,000}{0{,}9\ (60-3{,}5-2{,}2-1)\ 2700} = 2{,}74 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Арматура подошвы F_b в сечении $III'-III'$ на 1 м длины:

$$M_{III'-III'} = \frac{(3{,}3-2{,}7)^2}{16}\, 25{,}3 = 0{,}57 \text{ тс·м};$$

$$F_b = \frac{M_{III'-III'}}{0{,}9\, h_{01}\, R_a} = \frac{57\,000}{0{,}9\ (30-3{,}5-2{,}2-1)\ 2700} = 1 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Определяющим является количество арматуры по грани подколонника.

Принимаем 5Ø 12А-II (5,65 см²) на 1 м длины фундамента.

Проверяем прочность бетона в сечении *VI—VI:*

$$M_{VI-VI} \leqslant \frac{b\, h_1^2}{3{,}5}\, R_p, \text{ где } b=1 \text{ м};$$

$$M_{VI-VI} = \frac{(l-l_1)^2}{8}\, 1{,}2\, \gamma_{ср}^{н}\, h = \frac{(5{,}1-3{,}9)^2}{8}\, 7{,}2 =$$

$$= 1{,}3 \text{ тс·м} = 130\,000 \text{ кгс·см} < \frac{b\, h_1^2}{3{,}5}\, R_p = \frac{100 \cdot 30^2}{3{,}5}\, 6{,}4 =$$

$$= 165\,000 \text{ кгс·см}.$$

Прочность бетона в сечении *VI—VI* удовлетворена

Пример 10 (рис. 51). Проверка прочности бетона плитной части фундамента на «обратный» момент в случае, когда

$$e \leqslant \frac{l}{6} \text{ и } p_{мин} < 0, \text{ где } p_{мин} = \frac{N}{F} - \frac{M+Q\,h}{W},$$

$$e = \frac{M^н + Q^н\, h}{N^н + \gamma_{ср}^{н}\, h\, l\, b + q^н\, b\, l}$$

Прочность бетона плитной части фундамента проверяется в сечениях по грани подколонника и по граням ступеней.

в сечении *IV—IV*

$$M_{IV-IV} = \frac{b}{24}\, (l-h_п)^2\, (p_3+2\,p_4) \leqslant R_p\, W_т; \qquad (93)$$

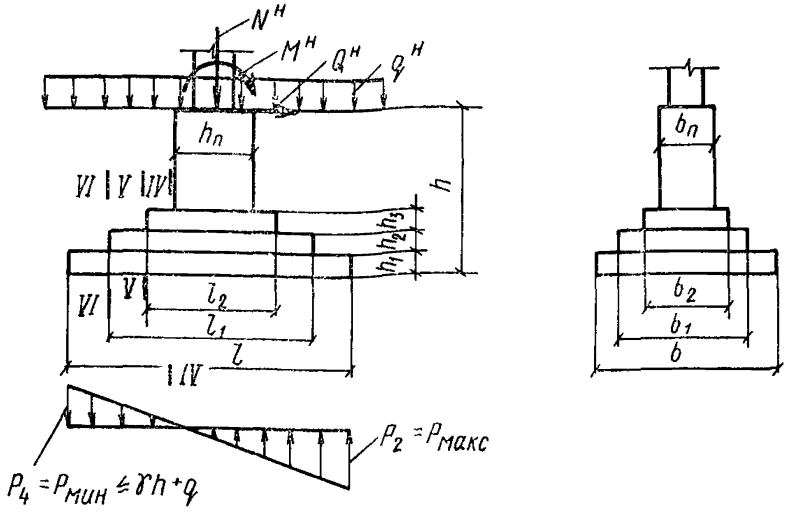


Рис 51 Расчетная схема фундамента при расчете фундамента на «обратный момент»

в сечении $V—V$

$$M_{V-V} = \frac{b}{24}\,(l - l_2)^2\,(p_3 + 2p_4) \leqslant R_р\,W_т\,; \qquad (94)$$

в сечении $VI—VI$

$$M_{VI-VI} = \frac{b}{24}\,(l - l_1)^2\,(p_3 + 2p_4) \leqslant \frac{b\,h_1^2}{3{,}5}\,R_р\,. \qquad (95)$$

В формулах (93) — (95) b_1, l, l_1, l_2, $h_п$, h в см; p_3, p_4 в кгс/см²; $R_р$ в кгс/см².

$$p_4 = p_{мин} = \frac{N}{F} - \frac{M + Q\,h}{W}\,:$$

коэффициент k для сечения $IV—IV$: $k = h_п/l$;
для сечения $V—V$. $k = l_2/l$;
для сечения $VI—VI$: $k = l_1/l$,
формулы (93)—(95) справедливы для $p_3 < 0$

При $p_3 > 0$ проверка прочности в данном сечении не требуется.

В формулах (93), (94) $W_т$ — момент сопротивления для растянутой грани бетонного сечения

В целях экономии расхода бетона при невыполнении условия прочности для нижней ступени фундамента в сечении $VI—VI$ следует уменьшить вынос нижней ступени; при невыполнении условия прочности в сечении $IV—IV$ следует увеличить высоту плитной части прежде всего за счет высоты верхней ступени фундамента.

Дано: нагрузки на фундамент на отметке ±0,00 м:
$M^н = 174{,}5$ тс·м; $Q^н = 17$ тс, $N^н = 55{,}5$ тс, $q^н = 0$.

Глубина заложения подошвы фундамента $h=3$ м

Размеры фундамента (рис 52) определены с учетом проверки на продавливание

$$e=\frac{M^{н}+Q^{н}h}{N^{н}+\gamma_{ср}^{н}\,h\,l\,b+q^{н}\,b\,l}=\frac{174{,}5+17\cdot3}{55{,}5+2\cdot3\cdot6{,}3\cdot4{,}2}=105\ \text{см};$$

$$e=\frac{l}{6}=\frac{630}{6}=105\ \text{см},$$

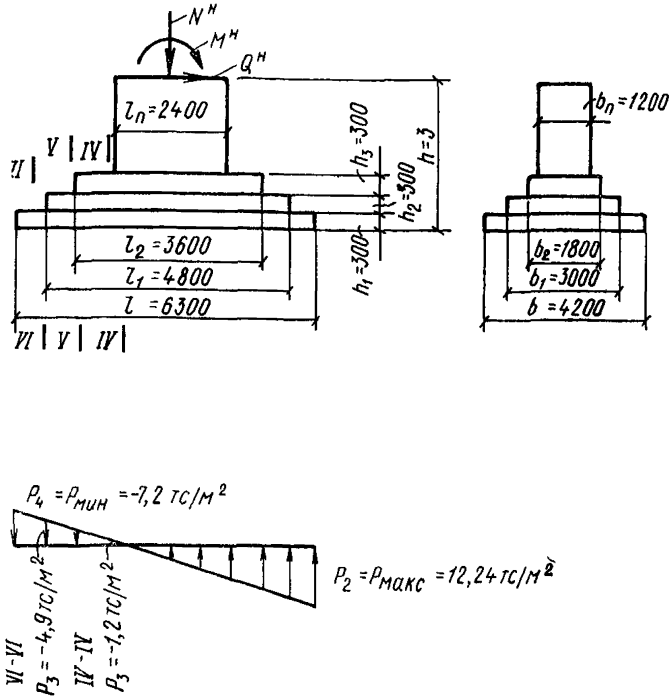


Рис 52 Размеры фундамента и расчетная схема при расчете фундамента на «обратный момент»

условие применения расчета выполнено.

$$p_{н}=p_{мин}=\frac{N}{F}-\frac{M+Qh}{W}=\frac{55{,}5\cdot1{,}2}{6{,}3\cdot4{,}2}-\frac{(174{,}5+17\ 3)\ 1{,}2\cdot6}{4{,}2\cdot6{,}32}=$$

$$=2{,}52-9{,}72=-7{,}2\ \text{тс/м}^2=-0{,}72\ \text{кгс/см}^2.$$

Проверяем прочность бетона плитной части фундамента в сечении *IV—IV:*

$$p_{в}=\frac{N}{F}-\frac{(M+Qh)\,h_{п}}{W\,l}=2{,}52-9{,}72\ \frac{2{,}4}{6{,}3}=-1{,}18\ \text{тс/м}^2=$$

$$=-0{,}118\ \text{кгс/см}^2\approx0{,}12\ \text{кгс/см}^2;$$

$p_3 < 0$ — проверка прочности в данном сечении требуется

$$M_{IV-IV} = \frac{420}{24}(630-240)^2(0{,}12+2\cdot 0{,}72) =$$

$$= 4\,160\,000 \text{ кгс·см} = 41{,}6 \text{ тс·м}.$$

Определяем величину $W_т$ в сечении $IV—IV$.
Сечение $IV—IV$ см на рис 53·

$$F = 420\cdot 30 + 300\cdot 30 + 180\cdot 30 = 12\,600 + 9000 + 5400 = 27\,000 \text{ см}^2;$$

$$S = 12\,600\cdot 15 + 9000\cdot 45 + 5400\ 75 = 999\,000 \text{ см}^3;$$

$$y^н = \frac{999\,000}{27\,000} = 37 \text{ см}; \quad y^в = 90 - 37 = 53 \text{ см}.$$

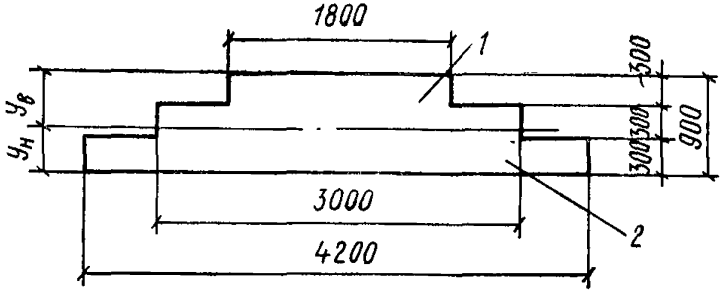


Рис. 53. Плитная часть фундамента в сечении $IV—IV$
1 — растянутая часть сечения, *2* — сжатая часть сечения

Момент инерции сжатой части сечения относительно нулевой линии

$$I_c = \frac{420\cdot 30^3}{12} + \frac{300\cdot 7^3}{12} + 420\cdot 30\ (37-15)^2 +$$

$$+ 300\ 7\cdot 3{,}5^2 = 7\,078\,000 \text{ см}^4.$$

Статический момент растянутой части сечения относительно нулевой линии

$$S_p = 300\cdot 23\cdot 11{,}5 + 180\ 30\ (53-15) = 284\,500 \text{ см}^3.$$

По формуле (21) СНиП II-21-75

$$W_т = \frac{2\,I_{бо}}{h-x} + S_{бр} = \frac{2\cdot 7\,078\,000}{37} + 284\,500 =$$

$$= 382\,000 + 284\,500 = 666\,500 \text{ см}^3.$$

При марке бетона М150: $R_р W_т = 0{,}85\cdot 6{,}3\cdot 666\,500 = 3\,560\,000 =$ $= 35{,}6$ тс·м; $M_{IV-IV} = 41{,}6$ тс·м $> R_р W_т$ условие прочности не удовлетворено. Проверяем прочность бетона нижней ступени фундамента в сечении $VI—VI$·

$$p_3 = \frac{N}{F} - \frac{M+Qh}{W}\ \frac{l_1}{l} = 2{,}52 - 9{,}72\ \frac{4{,}8}{6{,}3} =$$

$$= -4{,}9 \text{ тс/м}^2 = -0{,}49 \text{ кгс/см}^2;$$

$$M_{VI-VI} = \frac{420}{24}(630-480)^2\,(0{,}49+2\cdot 0{,}72) = 760\,000 \text{ кгс·см} =$$

$$= 7{,}6 \text{ тс·м};$$

$$\frac{b h_1^2}{3{,}5} R_p = \frac{420\cdot 30^2}{3{,}5} 0{,}85\cdot 6{,}3 = 580\,000 \text{ кгс·см} = 5{,}8 \text{ тс·м}.$$

$M_{VI-VI} = 7{,}6$ тс м $> \frac{b h_1^2}{3{,}5} R_p$ — условие прочности не удовлетворено и для нижней ступени

Изменяем габариты плитной части фундамента, уменьшив вынос нижней ступени и увеличив высоту верхней ступени (рис. 54)

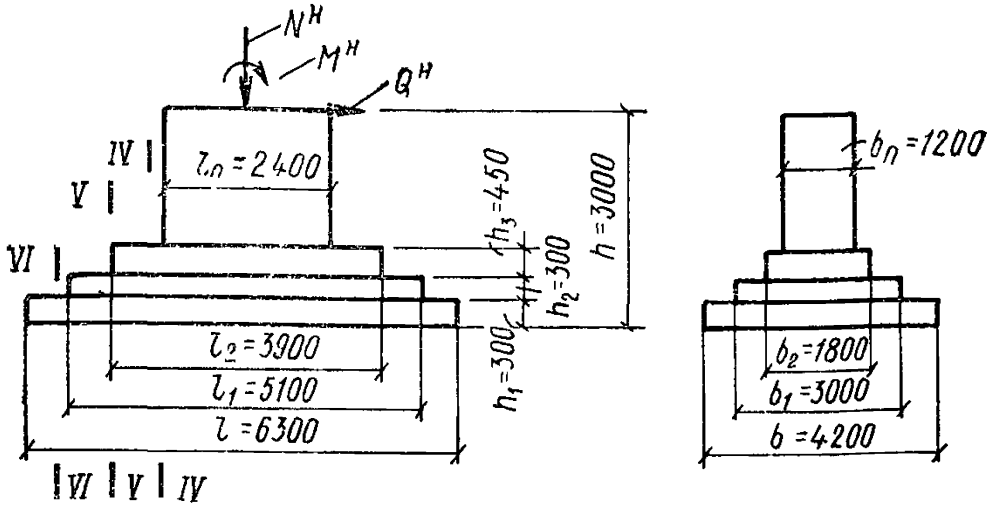


Рис 54. Размеры фундамента при изменении габаритов его плитной части

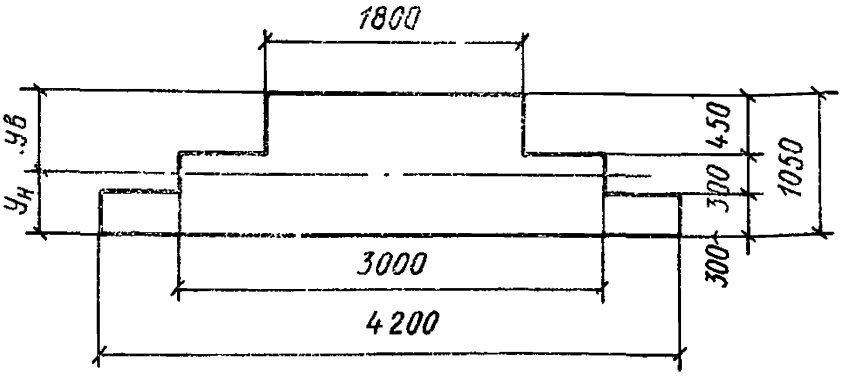


Рис 55 Плитная часть фундамента в сечении *IV—IV* при изменении габаритов фундамента

Проверяем прочность бетона нижней ступени фундамента в сечении *VI—VI*

$$p_s = 2{,}52 - 9{,}72\,\frac{5{,}1}{6{,}3} = -5{,}3 \text{ тс/м}^2 = -0{,}53 \text{ кгс/см}^2;$$

$$M_{VI-VI} = \frac{420}{24}(630-510)^2\,(0{,}53+2\cdot 0{,}72) = 495\,000 \text{ кгс}\cdot\text{см} =$$

$$= 4{,}95 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$M_{VI-VI} = 4{,}95 < \frac{b h_1^2}{3{,}5} R_p = 5{,}8 \text{ тс}\cdot\text{м}$$ — условие прочности нижней ступени выполнено

Проверяем прочность бетона плитной части фундамента в сечении *IV—IV*.

Определяем величину $W_т$ в сечении *IV—IV* (рис 55):

$$F = 420\cdot 30+300\cdot 30+180\cdot 45 = 12\,600+9000+8100 = 29\,700 \text{ см}^2;$$

$$S = 12\,600\cdot 15+9000\cdot 45+8100\cdot 82{,}5 = 1\,262\,000 \text{ см}^3;$$

$$y_н = \frac{1\,262\,000}{29\,700} = 42{,}5 \text{ см}; \quad y_в = 105-42{,}5 = 62{,}5 \text{ см}.$$

Момент инерции сжатой части сечения относительно нулевой линии

$$I_c = \frac{420\cdot 30^3}{12}+\frac{300\cdot 12{,}5^3}{12}+420\cdot 30\,(42{,}5-15)^2+$$

$$+300\cdot 12{,}5\cdot 6{,}25^2 = 10\,670\,000 \text{ см}^4$$

Статический момент растянутой части сечения относительно нулевой линии:

$$S_p = 300\cdot 17{,}5\cdot 8{,}75+180\cdot 45\,(62{,}5-22{,}5) = 370\,000 \text{ см}^3;$$

$$W_т = \frac{2\cdot 10\,670\,000}{42{,}5}+370\,000 = 502\,000+370\,000 = 872\,000 \text{ см}^3;$$

$$R_p W_т = 0{,}85\cdot 6{,}3\;872\,000 = 4\,670\,000 = 46{,}7 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$M_{IV-IV} = 41{,}6$ тс·м $< R_p W_т = 46{,}7$ тс·м — условие прочности выполнено

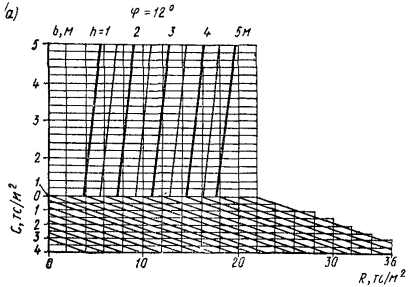
Принимаем размеры плитной части фундамента по рис 54

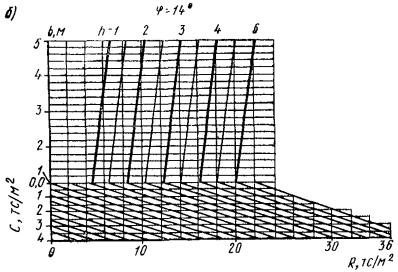
ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ГРАФИКИ ДЛЯ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Примечания к графикам рис. 56

1. Порядок определения расчетного давления на основание указан стрелками на графиках рис 56,*в,г,з,м* В частности, на графике 3 указан порядок определения R для случаев $\varphi=16°$, $b=2{,}8$ м, $h=2{,}8$ м, $c=2$ т/м². Проследив за направлением стрелок, начинающихся от $b=2{,}8$ м, можно определить, что расчетное давление на основание $R=24$ тс/м².
2. Объемный вес грунта принят равным 1,8 т/м³ Если фактический объемный вес грунта отличается от принятого, то при определении расчетного давления на основание по графикам следует значение при $c=0$ умножить на отношение $\gamma_o/1{,}8$, где γ_o — фактически установленный объемный вес грунта





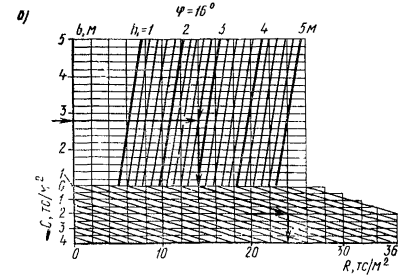
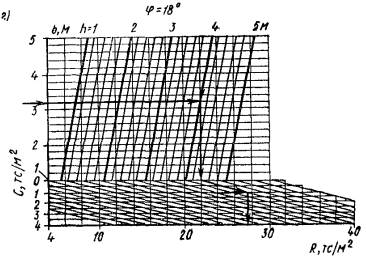
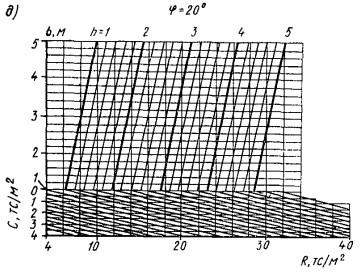


Рис 56. Графики для определения расчетного давления на основание

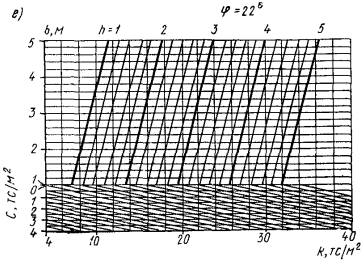
г)


φ = 18°
b, м
h = 1
2
3
4
5 м
5
4
3
2
1
0
1
2
3
4
C, тс/м²
4
10
20
30
40
R, тс/м²

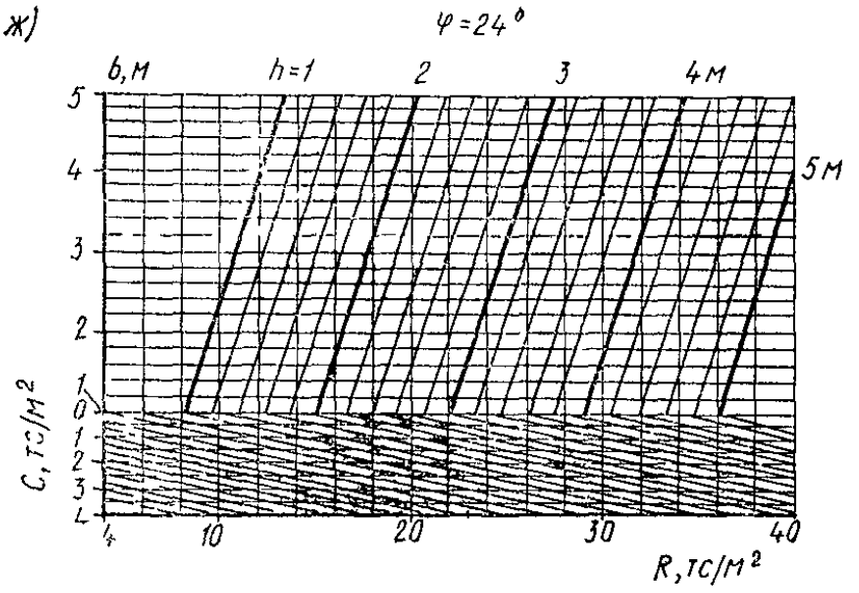
д)


φ = 20°
b, м
h = 1
2
3
4
5
5
4
3
2
1
0
1
2
3
4
C, тс/м²
4
10
20
30
40
R, тс/м²

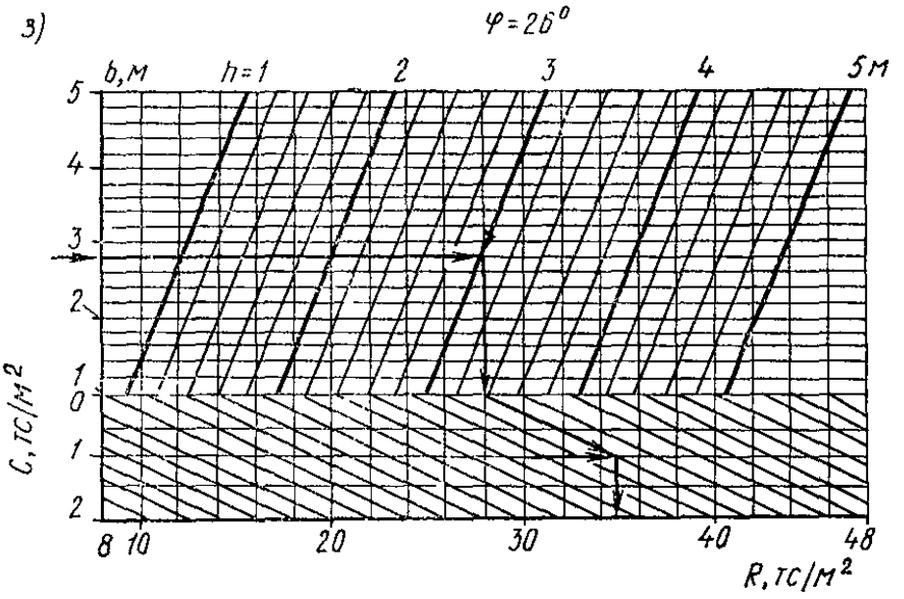
е)


φ = 22°
b, м
h = 1
2
3
4
5
5
4
3
2
1
0
1
2
3
4
C, тс/м²
4
10
20
30
40
R, тс/м²

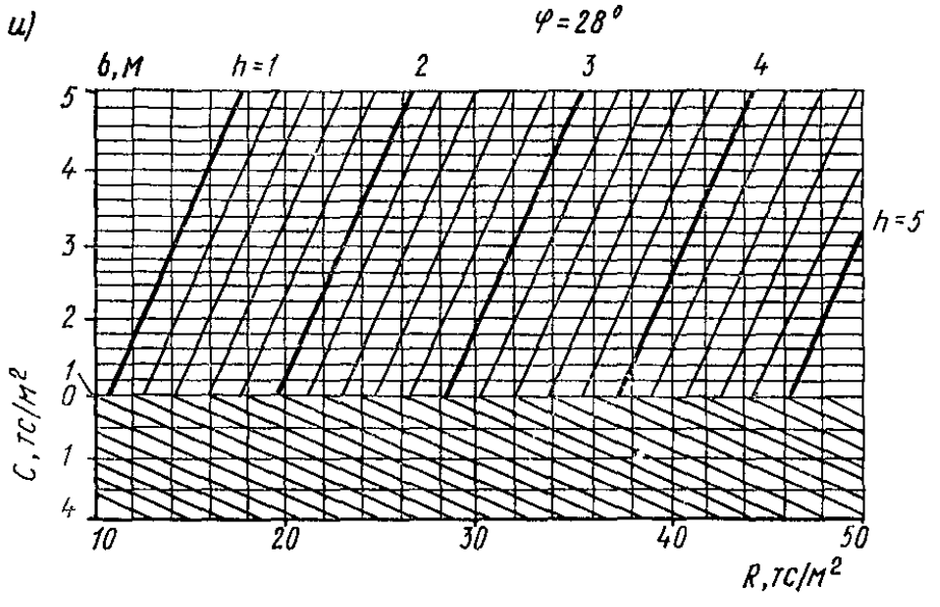
ж)


φ=24°
b,м
h=1
2
3
4м
5м
C, тс/м²
R, тс/м²

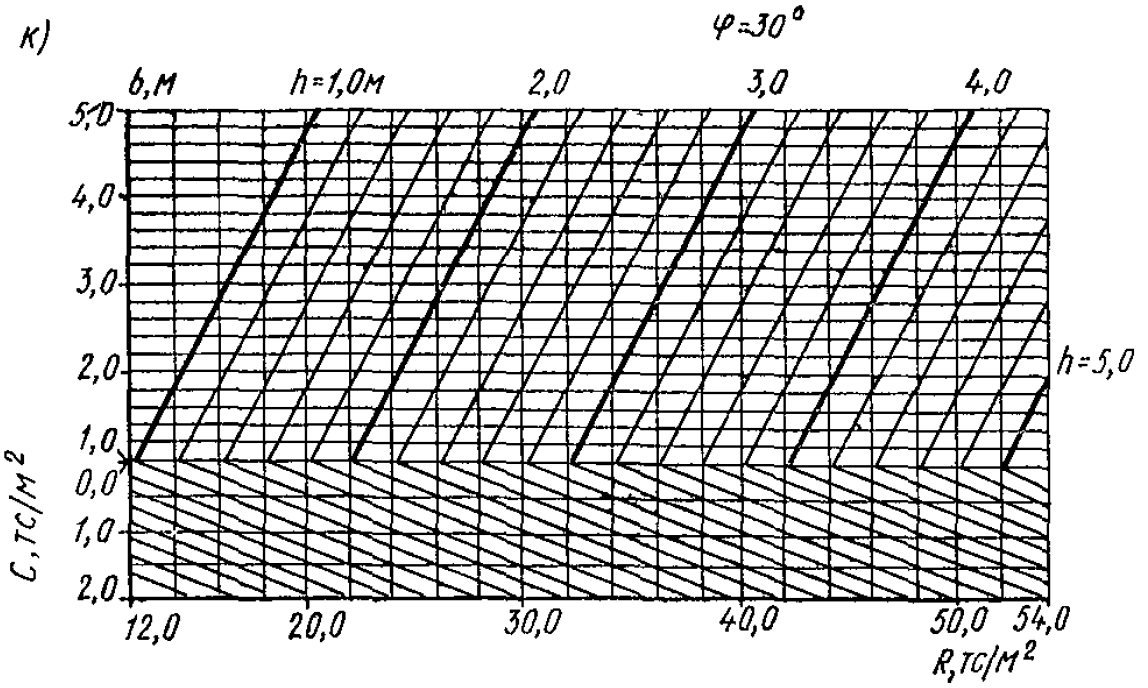
з)


φ=26°
b,м
h=1
2
3
4
5м
C, тс/м²
R, тс/м²

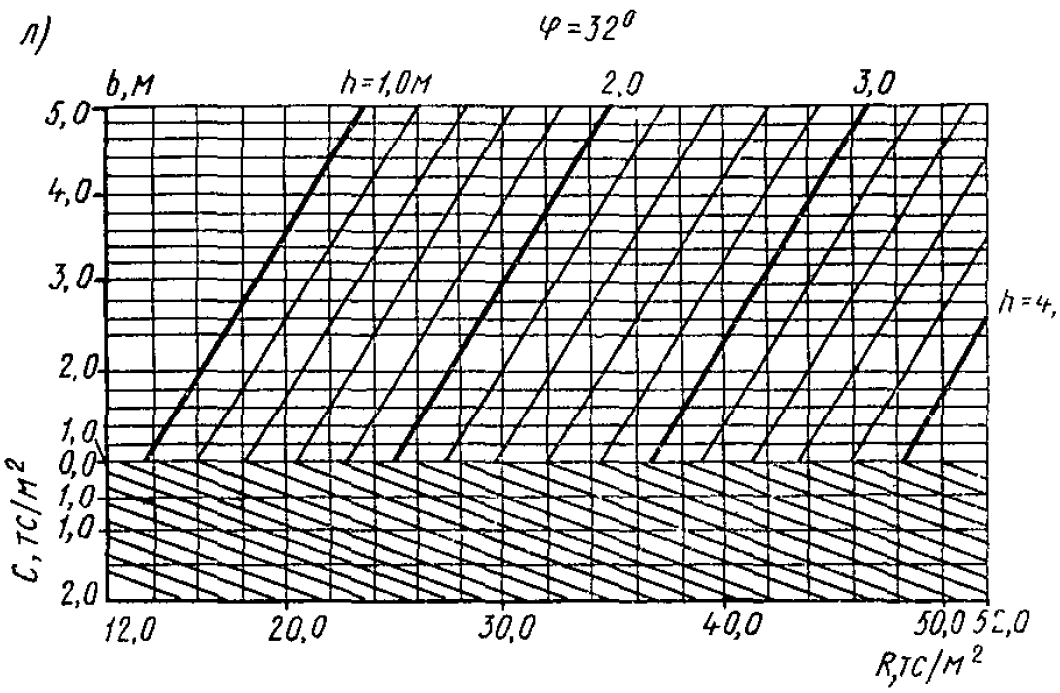
и)


φ=28°
b,м
h=1
2
3
4
h=5
C, тс/м²
R, тс/м²

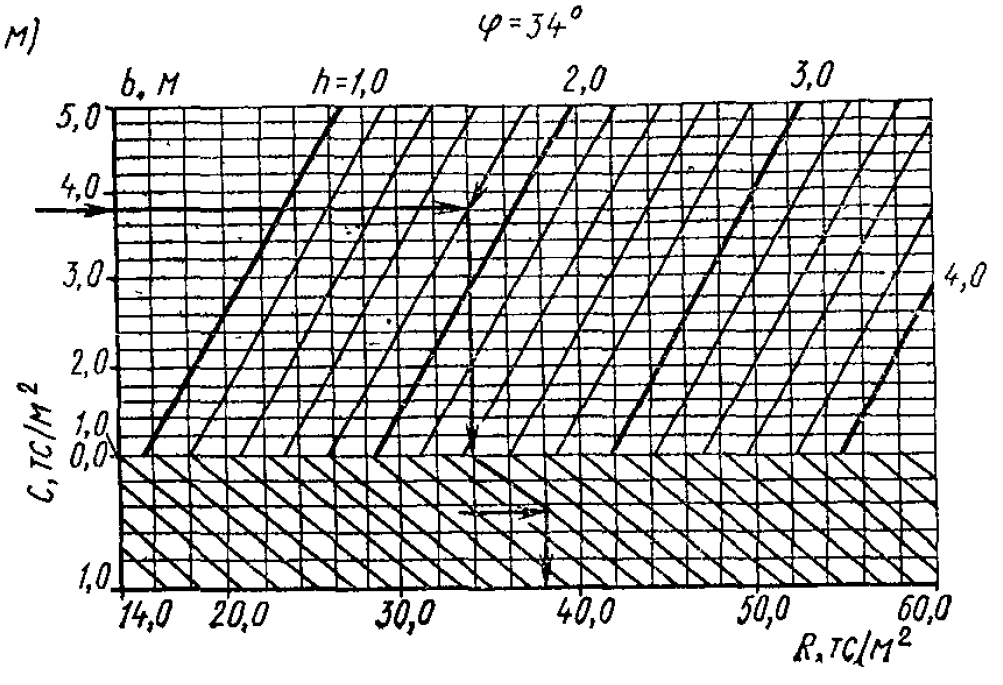
к)

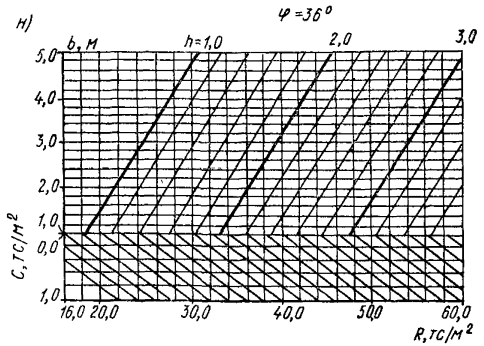

φ=30°
b,м
h=1,0м
2,0
3,0
4,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
1,0
2,0
h=5,0
C, тс/м²
12,0
20,0
30,0
40,0
50,0
54,0
R, тс/м²

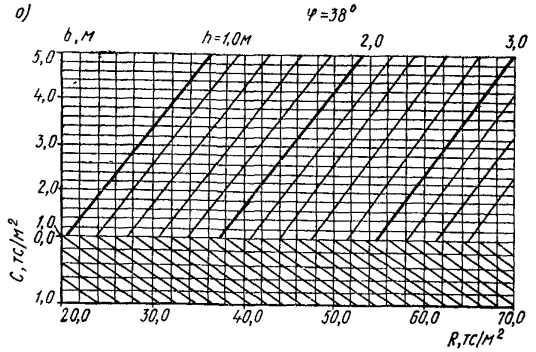
л)

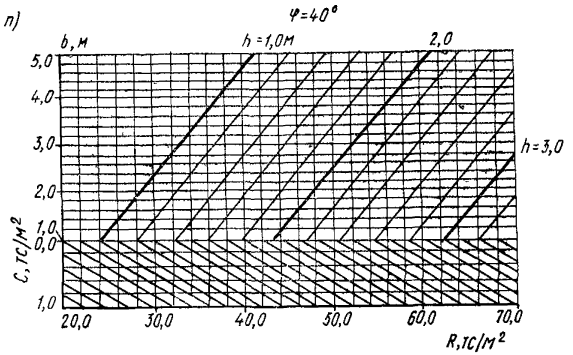

φ=32°
b,м
h=1,0м
2,0
3,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
1,0
2,0
h=4,0
C, тс/м²
12,0
20,0
30,0
40,0
50,0
52,0
R, тс/м²

м)


φ=34°
b, м
h=1,0
2,0
3,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
1,0
4,0
C, тс/м²
14,0
20,0
30,0
40,0
50,0
60,0
R, тс/м²


н)
φ=36°
b, м
h=1,0
2,0
3,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
1,0
C, тс/м²
16,0
20,0
30,0
40,0
50,0
60,0
R, тс/м²


о)
φ=38°
b, м
h=1,0м
2,0
3,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
1,0
C, тс/м²
20,0
30,0
40,0
50,0
60,0
70,0
R, тс/м²


п)
φ=40°
b, м
h=1,0м
2,0
h=3,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
1,0
C, тс/м²
20,0
30,0
40,0
50,0
60,0
70,0
R, тс/м²

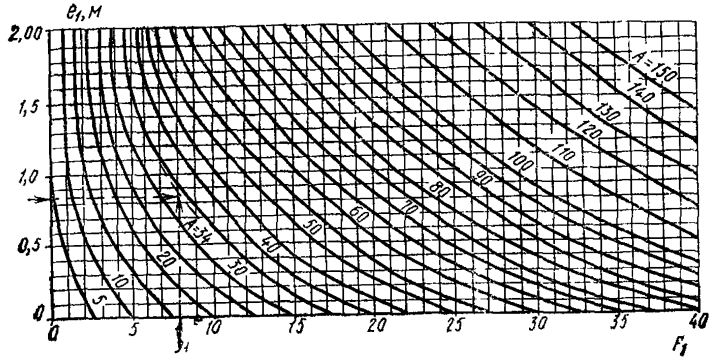


Рис 57. График коэффициентов A для определения веса фундамента с весом грунта на его уступах $F_1 = \dfrac{N}{1{,}2R - \gamma_{ср} h}$; $e_1 = \dfrac{M}{N}$ — для внецентренно нагруженного фундамента, м; $e_1 = \dfrac{M_x}{N} + \dfrac{M_y}{N m}$ — для внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух направлениях, м; $1{,}2R$ — наибольшее расчетное давление на основание у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента; $1{,}5R$ — то же, в угловой точке подошвы внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух направлениях, т/м²; G — вес фундамента с весом грунта на его уступах, т; $G = Ah$; N, т; M, M_x, M_y, тс м, $\gamma_{ср}$, тс/м³; h, м Порядок определения коэффициента A указан на графике стрелками, в частности, для $F_1 = 8$ и $e_1 = 0{,}83$ находим $A = 34$

Таблица 27

b, м	Значения коэффициента k при h, м				
	1	2	3	4	5
1	1	1,3	1,6	1,9	2,2
2	1	1,2	1,4	1,65	1,9
3	1	1,15	1,3	1,45	1,65
4	1	1,1	1,25	1,4	1,55
5	1	1,1	1,2	1,35	1,45

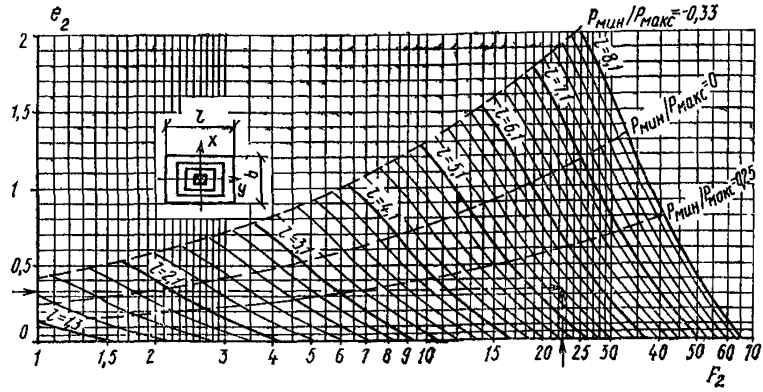


Рис 58. График для определения размеров подошвы фундаментов $F_2=\dfrac{N+G}{1{,}2\,Rm}$; $e_2=\dfrac{M}{N+G}$ — для внецентренно нагруженного фундамента, м, $e_2=\dfrac{M_x}{N+G}+\dfrac{M_y}{(N+G)\,m}$ — для внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух направлениях, м; $1{,}2\,R$ — наибольшее расчетное давление на основание у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента; $1{,}5\,R$ — то же, в угловой точке подошвы внецентренно нагруженного фундамента с моментами в двух направлениях, тс/м², N, т; M, M_x, M_y, тс·м; $\gamma_{ср}$, тс/м³; h, м; l, м Порядок определения большего размера подошвы фундамента l указан на графике стрелками

В частности, для $e_2=0{,}33$ и $F_2=22{,}4$ находим $l=5{,}5$ м

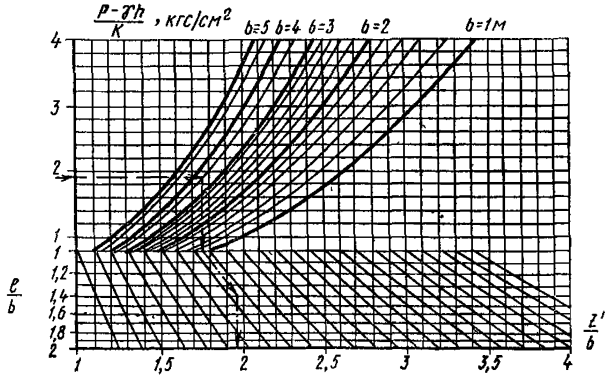


Рис 59 График для определения глубины z' сжимаемой толщи основания. Порядок определения отношения $\dfrac{z'}{b}$ указан на графике стрелками В частности, для $\dfrac{p-\gamma h}{k}=1{,}92$ кгс/см²; $b=3{,}5$ м и $l/b=1{,}4$ находим $z'/b=1{,}96$; $z'=1{,}96$ $b=6{,}9$ (значение k определяется по табл. 27)

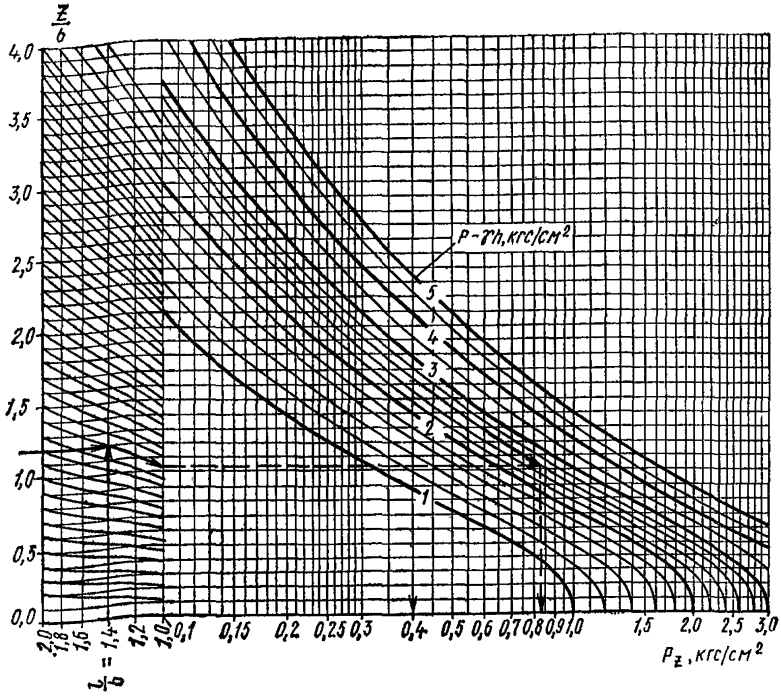


Рис. 60. График для определения дополнительного (к природному) давления в грунте p_z (на глубине z ниже подошвы фундамента). Порядок определения p_z указан на графике стрелками. В частности, для $z/b=1{,}2$, $l/b=1{,}4$; $p-\gamma h=2{,}6$ кгс/см² находим $p_z=0{,}83$ кгс/см²

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

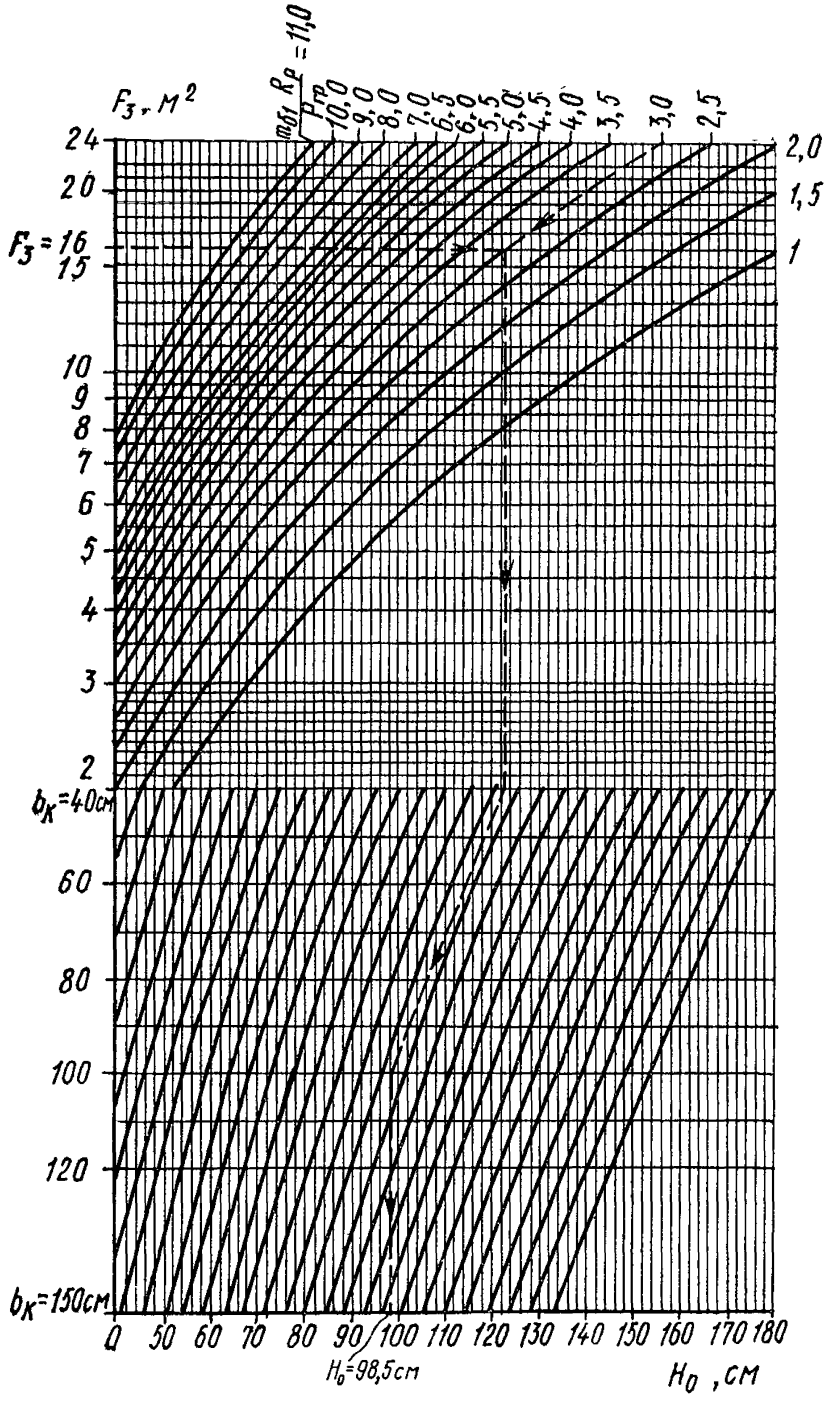
ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок

N — нормальная сила на уровне подошвы фундамента от расчетных нагрузок без учета веса фундамента и грунта на его уступах;

M — изгибающий момент на уровне подошвы фундамента от расчетных нагрузок, передающихся на фундамент от колонны;

Q — поперечная сила на уровне верха фундамента от расчетных нагрузок, передающаяся на фундамент от колонны,


F_3, м²
R_p = 11,0
10,0
9,0
8,0
7,0
6,5
6,0
5,5
5,0
4,5
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1
24
20
F_3 = 16
15
10
9
8
7
6
5
4
3
2
$b_к$=40см
60
80
100
120
$b_к$=150см
0 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180
H_0=98,5см
H_0, см

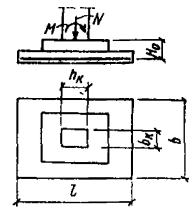


Рис. 61. График для определения рабочей высоты фундамента H_0. Для центрально нагруженного фундамента $p_{гр}=p_1=\frac{N}{l\,b}$, кгс/см²; для внецентренно нагруженного фундамента $p_{гр}=p_2=\frac{N}{l\,b}+\frac{6\,M}{l^2\,b}$, кгс/см²; $F_3=b\,(l-0{,}5\,b+b_к-h_к)$, м²; $R_р$ — расчетное сопротивление бетона растяжению, кгс/см²; $m_{б_1}$ — коэффициент условий работы бетона согласно табл. 15 СНиП II-21-75

Порядок определения высоты фундамента H_0 показан стрелками на графике: по найденным значениям $F_3=16$ м² и $\frac{m_{б_1}\,R_р}{p_{гр}}=3$ по заданному значению $b_к=100$ см находят рабочую высоту фундамента $H_0=98{,}5$ см

В случае когда проверка на продавливание производится от нижнего обреза подколонника, величина $b_к$ заменяется величиной $b_п$, $h_к$ — величиной $h_п$

$N^н$ — нормальная сила на уровне подошвы фундамента от нормативных нагрузок без учета веса фундамента и грунта на его уступах;

$M^н$ — изгибающий момент на уровне подошвы фундамента от нормативных нагрузок,

$M^н_x$ — изгибающий момент на уровне подошвы фундамента от нормативных нагрузок, действующий в направлении большего размера фундамента l,

$M^н_y$ — изгибающий момент на уровне подошвы фундамента от нормативных нагрузок, действующий в направлении меньшего размера b фундамента

Характеристика материалов

R — проектная марка бетона фундамента по прочности на сжатие (кубиковая прочность бетона), кгс/см².

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона растяжению, принимаемое как для железобетонных конструкций, кгс/см²,

$R_а$ — расчетное сопротивление продольной растянутой арматуры, кгс/см².

Характеристика грунта

φ и $\varphi^н$ — соответственно расчетный и нормативный угол внутреннего трения грунта;

c и $c^н$ — соответственно расчетное и нормативное удельное сцепление для глинистых грунтов или расчетный и нормативный параметр линейности для песчаных грунтов;

E — модуль деформации грунта;

R — расчетное давление на грунты основания;

$\gamma_о$ — объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента;

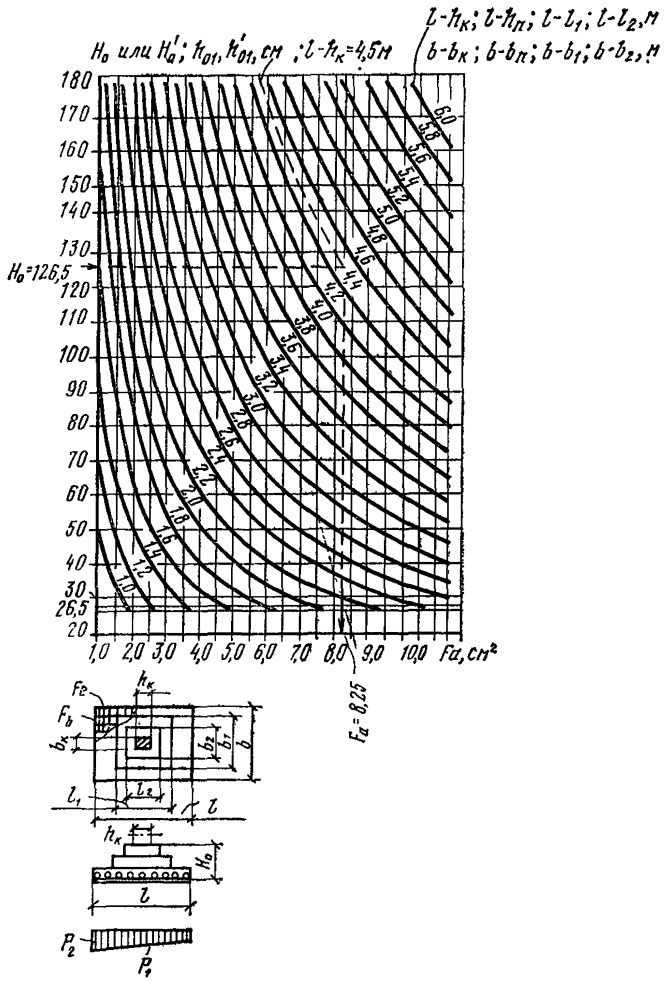


Рис. 62 График для определения арматуры подошвы фундамента F_a на 1 м ширины для давления 1 кг/см² арматуры класса А-II; F_l — площадь сечения арматуры на 1 м ширины; $F_b = F_a p_1$, см²; $F_l = F_a \dfrac{p_3 + 2p_2}{3}$, см²; p_1, p_2, p_3 — давления на грунт от расчетных нагрузок, определяемые по формулам (27), (28), (51).

Порядок определения арматуры подошвы фундамента F_a показан стрелками на графике. В частности, для $H_0 = 126{,}5$ см и $l - h_к = 4{,}5$ м находим $F_a = 8{,}25$ см²

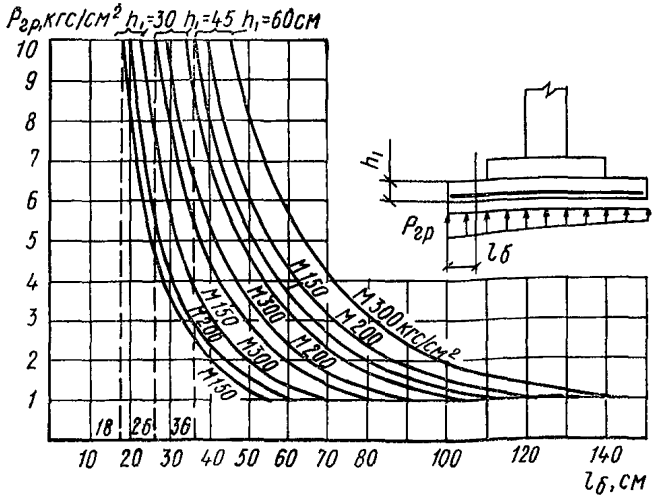


Рис 63 Предельные значения длины участка $l_б$ нижней ступени фундамента (высотой h_1=30, 45, 60 см из бетона марок М150, М200, М300 кгс/см²), на которой прочность наклонных сечений обеспечивается бетоном

Для центрально нагруженного фундамента $p_{гр}=p_1=\frac{N}{lb}$, кгс/см²

Для внецентренно нагруженного фундамента $p_{гр}=p_2=\frac{N}{lb}+$ $+\frac{M}{l^2 b}$, кгс/см². График составлен для коэффициента условий работы бетона $m_{б1}$=1, при других значениях $m_{б1}$ (см. табл. 15 СНиП II-21-75) полученное значение $l_б$ умножается на величину $\sqrt{m_{б1}}$

$\gamma_{ср}$ — усредненный объемный вес фундамента с грунтом;

p — среднее фактическое давление на грунт под подошвой фундамента от расчетных нагрузок, кгс/см², не превышающее расчетного давления R.

Геометрические характеристики

F — площадь подошвы фундамента;

W — момент сопротивления подошвы фундамента в направлении действующего изгибающего момента,

W_x — момент сопротивления подошвы фундамента в направлении действия изгибающего момента M_x;

W_y — момент сопротивления подошвы фундамента в направлении действия изгибающего момента M_y;

b — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента;

l — большая сторона прямоугольной подошвы фундамента;

$b_к$ — меньший размер сечения подколонника;

$l_п$ — больший размер сечения подколонника;

m — отношение меньшей стороны прямоугольной подошвы фундамента к большей;

$h_в$ — расстояние между наружными гранями двухветвевой колонны;

$b_к$ — меньший размер сечения прямоугольной колонны у обреза фундамента;

$h_к$ — больший размер сечения прямоугольной колонны у обреза фундамента,

$H_ф$ — полная высота фундамента;

H — высота плитной части фундамента,

H_0 — рабочая высота плитной части фундамента;

$h_п$ — высота подколонника;

h_1, h_2, h_3 — соответственно высота от подошвы фундамента первой, второй и третьей ступеней фундамента;

h_{01} — рабочая высота нижней ступени фундамента;

h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или от планировки срезкой до подошвы фундамента

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
1. Общие указания	4
2. Нагрузки, учитываемые в расчетах оснований и конструкций фундаментов	5
3. Расчет оснований и определение размеров подошвы фундаментов	6
4. Расчет фундаментов	22
Расчет на продавливание при монолитном сопряжении колонны или подколонника с плитной частью фундамента	22
Расчет на продавливание при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом	30
Определение сечения арматуры подошвы фундамента	33
Расчет подколонника и его стаканной части	37
5. Конструктивные указания	40
Сборные фундаменты	49
Фундаменты под стальные колонны	50
Приложение 1. Примеры расчета	54
Приложение 2. Графики для расчета оснований и фундаментов	95
Приложение 3. Основные буквенные обозначения	103

ГПИ ЛЕНИНГРАДСКИЙ ПРОМСТРОЙПРОЕКТ ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *Л. Н. Кузьмина*
Мл. редактор *С. А. Зудилина*
Технические редакторы *Т. В. Кузнецова, Ю. Л. Циханкова*
Корректоры *Г. Г. Морозовская, Е. В. Мажникова*

Сдано в набор 14/IX 1977 г. Подписано в печать 17/I 1978 г.
Т-03932 Формат 84×108 1/32 Бумага типографская № 2
5,88 усл. печ. л. (6,59 уч.-изд. л.)
Тираж 40 000 экз. Изд. № XII-7376 Зак. № 552 Цена 35 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

gost.e-ecolog.ru