ЦНИИПромзданий
ГОССТРОЯ СССР

НИИЖБ
ГОССТРОЯ СССР

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ



МОСКВА — 1974

gost.e-ecolog.ru

УДК 624.155.04

Рекомендации по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий (ЦНИИпромзданий и НИИЖБ Госстроя СССР). М., Стройиздат, 1974, 40 с.

Рекомендации содержат основные положения по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. Приведены требования по расчету стаканных ростверков под сборные железобетонные колонны, плитных ростверков под монолитные железобетонные и стальные колонны.

Рекомендации предназначены для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 5.

© Стройиздат, 1974

Р $\frac{30213-669}{047(01)-74}$ Инструкт.-нормат., II вып — 18—73

ПРЕДИСЛОВИЕ

«Рекомендации по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий» разработаны в развитие главы СНиП II-В.1-62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

Рекомендации содержат указания по расчету ростверков под сборные железобетонные колонны со «стаканным» сопряжением колонн с ростверком под монолитные железобетонные и стальные колонны.

Рекомендации разработаны Центральным научно-исследовательским и проектно-экспериментальным институтом промышленных зданий и сооружений ЦНИИпромзданий (инженерами В. С. Балюковым, Б. Ф. Васильевым) и Научно-исследовательским институтом бетона и железобетона НИИЖБ (кандидатами техн. наук Н. Н. Коровиным, В. Н. Голосовым) при участии НИИ оснований и подземных сооружений НИИОПС (канд. техн. наук Б. В. Бахолдин).

Предназначены для инженерно-технических работников проектных организаций.

1*(0,25) Зак. 640

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящие рекомендации по расчету монолитных железобетонных ростверков отдельных свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий являются дополнением к «Руководству по проектированию свайных фундаментов», М., Стройиздат, 1971 г.

Рекомендации разработаны в соответствии с главой СНиП II-В.1-62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» с развитием пп. 7.62, 7.63 этих же норм, касающихся расчета на продавливание конструкций из тяжелого бетона. Рекомендации распространяются на ростверки квадратной и прямоугольной формы в плане с количеством свай в кусте от четырех и более.

1.2. Расчет ростверков производится по первому предельному состоянию (по несущей способности) на основное, дополнительное и особое сочетание расчетных нагрузок и в необходимых случаях — по третьему предельному состоянию (по раскрытию трещин) на основное и дополнительное сочетание нормативных нагрузок.

1.3. Расчет ростверков на сваях сплошного круглого сечения производится так же, как и на сваях квадратного сечения. При этом в расчете ростверка сечения круглых свай условно приводятся к сваям квадратного сечения, эквивалентного круглым сваям по площади, т. е. с размером стороны сечения, равным $0{,}89\,d_{св}$, где $d_{св}$ — диаметр свай.

2. РАСЧЕТ РОСТВЕРКОВ ПО ПРОЧНОСТИ

А. РАСЧЕТ РОСТВЕРКОВ ПО ПРОЧНОСТИ ПОД СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ

2.1. Расчет ростверков по прочности под сборные железобетонные колонны со стаканным сопряжением колонн с ростверком производится: на продавливание ростверка колонной; на продавливание угловой сваей нижней плиты ростверка; по поперечной силе в наклонных сечениях; на изгиб ростверка; на местное сжатие (смятие) под торцами колонн. Помимо этого, проверяется прочность стакана ростверка.

2.2. Расчет на продавливание центрально нагруженных железобетонных ростверков свайных фундаментов колонной производится из условия

$$P \leqslant 0{,}8 S F_{\text{бок}} R_{\text{р}}, \qquad (1)$$

где P — расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания. При этом реакции свай подсчитываются только от нормальной силы, действующей в сечении колонны у обреза ростверка;

$F_{\text{бок}}$ — боковая поверхность пирамиды продавливания при высоте ее h_1, где h_1 — рабочая высота сечения ростверка на проверяемом участке, принимаемая от верха нижней рабочей арматуры сетки до дна стакана;

$R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций;

$$S = \left(1 - \frac{k_i}{3}\right) \frac{\sqrt{k_i^2 + 1}}{k_i}; \quad k_i = \frac{c_i}{h_1},$$

где c_i — расстояние от плоскости грани колонны до плоскости ближайшей грани свай.

В преобразованном виде формула (1) при расчете на продавливание центрально нагруженных ростверков колонной прямоугольного сечения будет иметь следующий вид:

$$P \leqslant [\alpha_1 (b_{\text{к}} + c_2) + \alpha_2 (d_{\text{к}} + c_1)]\, h_1 R_{\text{р}}, \qquad (2)$$

где $b_{\text{к}}$ и $d_{\text{к}}$ — размеры сечений колонны у подошвы;

c_1 — расстояние от плоскости грани колонны с размером $b_{\text{к}}$ до плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером $b_{\text{к}}$;

c_2 — расстояние от плоскости грани колонны с размером $d_{\text{к}}$ до плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне колонны с размером $d_{\text{к}}$;

α_1 и α_2 — безразмерные коэффициенты:

$$\alpha_1 = 1{,}6\left(1 - \frac{k_1}{3}\right)\left(k_1 + \frac{1}{k_1}\right);$$

$$\alpha_2 = 1{,}6\left(1 - \frac{k_2}{3}\right)\left(k_2 + \frac{1}{k_2}\right),$$

где $k_1 = \frac{c_1}{h_1}$; $k_2 = \frac{c_2}{h_1}$.

Значения коэффициентов α_1 и α_2 в зависимости от $k_i = \frac{c_i}{h_1}$ принимаются по табл. 1.

Таблица 1

Значения коэффициентов α_1 и α_2

$k_i = \frac{c_i}{h_1}$	α_i	$k_i = \frac{c_i}{h_1}$	α_i	$k_i = \frac{c_i}{h_1}$	α_i	$k_i = \frac{c_i}{h_1}$	α_i
0,3	5,24	0,48	3,44	0,66	2,72	0,84	2,34
0,31	5,07	0,49	3,4	0,67	2,69	0,85	2,32
0,32	4,94	0,5	3,34	0,68	2,66	0,86	2,3
0,33	4,8	0,51	3,28	0,69	2,64	0,87	2,29
0,34	4,65	0,52	3,23	0,7	2,62	0,88	2,28
0,35	4,53	0,53	3,18	0,71	2,6	0,89	2,27
0,36	4,42	0,54	3,14	0,72	2,57	0,9	2,26
0,37	4,32	0,55	3,1	0,73	2,54	0,91	2,24
0,38	4,2	0,56	3,06	0,74	2,52	0,92	2,23
0,39	4,1	0,57	3,01	0,75	2,5	0,93	2,22
0,4	4,02	0,58	2,98	0,76	2,48	0,94	2,21
0,41	3,93	0,59	2,94	0,77	2,46	0,95	2,2
0,42	3,85	0,6	2,9	0,78	2,45	0,96	2,19
0,43	3,77	0,61	2,86	0,79	2,43	0,97	2,18
0,44	3,7	0,62	2,83	0,8	2,4	0,98	2,16
0,45	3,64	0,63	2,8	0,81	2,38	0,99	2,15
0,46	3,57	0,64	2,77	0,82	2,37	1	2,13
0,47	3,5	0,65	2,74	0,83	2,36		

При определении величины P предполагается, что пирамида продавливания ограничивается боковыми сторонами, проходящими от наружных граней колонн до ближайших граней свай, при этом наклон граней принимается при $c_1 > h_1$ или $c_2 > h_1$ под углом $\varphi = 45°$ (рис. 1); при $c_1 < 0{,}3h_1$ или $c_2 < 0{,}3h_1$ под углом, соответствующим $c_1 = 0{,}3h_1$ или $c_2 = 0{,}3h_1$. В соответствии с этим коэффициенты k_1 и k_2 при $\frac{c_1}{h_1} > 1$ и $\frac{c_2}{h_1} > 1$ принимаются равными 1, а c_1 и c_2 — равными h_1; при $\frac{c_1}{h_1} < 0{,}3$ и

$\frac{a_2}{h_1} < 0{,}3$ принимаются: $k_1 = 0{,}3$ и $k_2 = 0{,}3$, а c_1 и c_2 — равными $0{,}3h_1$.

При квадратной колонне центрально нагруженных ростверков при $c_1 = c_2$ формула (2) будет иметь следующий вид:

$$P \leqslant 2\alpha_1 (d_к + c_1)\, h_1 R_р. \qquad (3)$$

2.3. Расчет на продавливание внецентренно нагруженных ростверков под колонны прямоугольного сечения производится по тем же формулам, что и расчет на продавливание центрально нагруженных ростверков, но при этом расчетная величина продавливающей силы принимается: $P = 2\Sigma P_{ф,i}$, где $\Sigma P_{ф,i}$ — сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка за вычетом реакций свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны.

При моментах, действующих в двух направлениях, величина $\Sigma P_{ф,i}$ определяется в каждом направлении отдельно; в расчете принимается бóльшая из этих величин.

Примечание. При стаканном сопряжении сборной колонны с ростверком и эксцентрицитете $e > 0{,}5\, d_к$ допускается величину $\Sigma P_{ф,i}$ определять, принимая величину момента $M = 0{,}5\, d_к N$; при этом высота ростверка определяется из расчета на продавливание по периметру колонны. При полном моменте $M = eN$ и соответствующей ему сумме реакций $\Sigma P_{ф,i}$ высота ростверка должна, кроме того, проверяться на продавливание по наружному периметру «стакана».

2.4. При сборных железобетонных двухветвевых колоннах, имеющих общий стакан, высота ростверка на продавливание колонной рассчитывается как при колонне сплошного прямоугольного сечения по общему периметру колонны (рис. 2).

2.5. При многорядном расположении свай (рис. 3) помимо расчета ростверка на продавливание колонной по пирамиде продавливания, боковые стороны которой проходят от наружных граней колонны до ближайших граней свай, должна быть проведена проверка на продавливание ростверка колонной в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, две или все четыре боковые стороны которой наклонены под углом 45°.

2.6. При стаканном сопряжении колонны с ростверком в тех случаях, когда стенки стакана имеют боль-

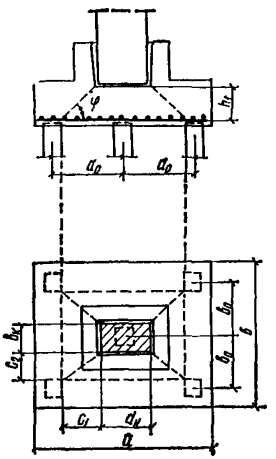


Рис. 1. Схема образования пирамиды продавливания под сборной железобетонной колонной прямоугольного сечения

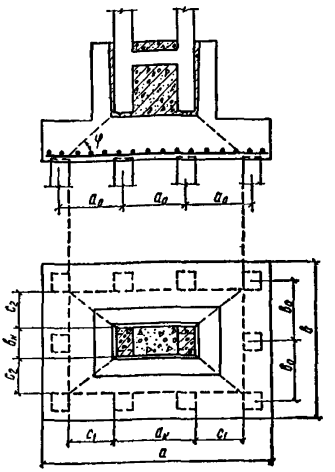


Рис. 2. Схема образования пирамиды продавливания под сборной железобетонной двухветвевой колонной

шие толщины, например в плитных ростверках (рис. 4), можно производить расчет ростверка на продавливание колонной, принимая h_1 от верха ростверка, при условии соблюдения требования

$$P \leqslant 2\mu F_б R_р, \qquad (4)$$

где $\mu = 0{,}8 - 0{,}0025\sigma_{обж}$; $\sigma_{обж} = \dfrac{0{,}5 F_б R_р}{d_к h_к}$ *кг/см²*;

P — расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, подсчитанных от нормальной силы, действующей в сечении колонны у обреза ростверка;

$F_б$ — наименьшая площадь вертикального сечения бетона ростверка по оси колонны за вычетом стакана и площади трапеции, расположенной под стаканом с наклоненными под углом 45° сторонами (на рис. 4 площадь трапеции показана пунктирными линиями). При определении величины $F_б$ высота ростверка должна приниматься не более $2h_к$ (в расчет принимаются ступени, в которые заглублена колонна);

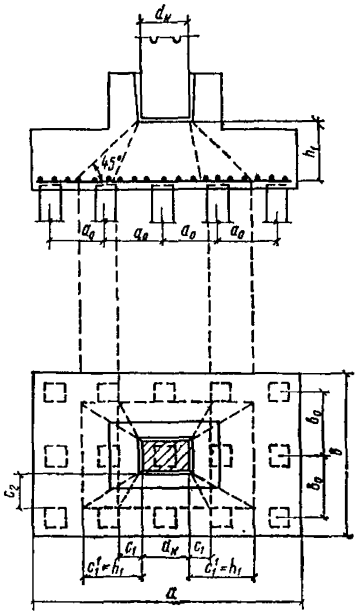


Рис. 3. Схема образования пирамид продавливания под сборной железобетонной колонной при многорядном расположении свай за наружными гранями колонны

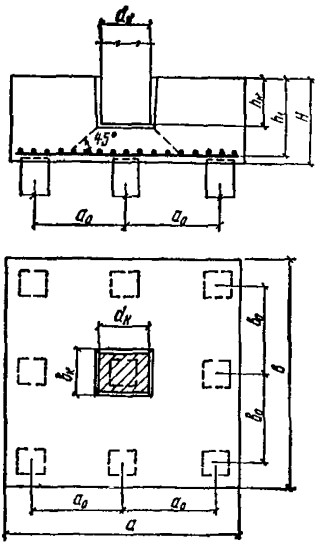


Рис. 4. Схема свайного фундамента с плитным ростверком

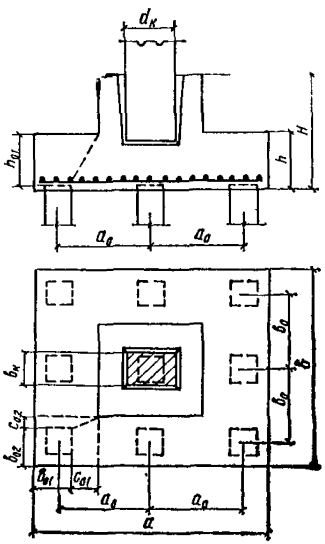


Рис. 5. Схема продавливания ростверка угловой сваей

$h_к$ — глубина заделки колонны в стакан ростверка;
$d_к$ — размер сечения колонны в плоскости, соответствующей площади $F_б$;
$R_р$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций.

Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

2.7. Расчет ростверка на продавливание угловой сваей производится из условия

$$P_{ф.\,i} \leqslant \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2}\right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2}\right)\right] h_{01} R_р, \qquad (5)$$

где $P_{ф,i}$ — расчетная нагрузка на угловую сваю, включая влияние местной нагрузки (например, от стенового заполнения), с учетом моментов в двух направлениях;
b_{01} и b_{02} — расстояния внутренних граней угловой сваи до наружных граней плиты ростверка (рис. 5);
c_{01} и c_{02} — расстояния от плоскости внутренних граней свай до ближайших граней подколонника (стакана) ростверка или до ближайших граней ступени при ступенчатом ростверке;
h_{01} — высота нижней ступени от верха свай;
$R_р$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций;
β_1 и β_2 — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 2.

Таблица 2

Значения коэффициента β

$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{01}}$	β_i	$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{01}}$	β_i	$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{01}}$	β_i	$k_{0i} = \frac{c_{0i}}{h_{01}}$	β_i
0,3	1,05	0,42	0,84	0,56	0,73	0,7	0,67
0,32	1	0,44	0,82	0,58	0,72	0,75	0,66
0,34	0,96	0,48	0,78	0,6	0,71	0,8	0,65
0,36	0,92	0,5	0,76	0,62	0,7	1	0,64
0,38	0,89	0,52	0,75	0,64	0,69		
0,4	0,86	0,54	0,74	0,67	0,68		

Примечания: 1. При k_{01} и k_{02}, меньшем 0,3, коэффициенты β_1 и β_2 принимаются соответственно такими же, как и при $k_{0i} = 0{,}3$, т. е. равными 1,05; при этом c_{01} и c_{02} принимаются равными $0{,}3h_{01}$.
При k_{01} и k_{02}, большем 1, коэффициенты β_1 и β_2 принимаются равными 0,64, а величины c_{01} и c_{02} — равными h_{01}.
2. В тех случаях, когда угловая свая в ростверках с подколонником заходит в плане за обе грани подколонника на 50 *мм* и более, проверка на продавливание плиты ростверка угловой сваей может не производиться.

Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе

2.8. Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе производится по формуле

$$Q \leqslant m b h_0 R_р, \qquad (6)$$

где $Q = \Sigma P_{ф,i}$ — сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения;

b — ширина подошвы ростверка;

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций;

h_0 — рабочая высота в рассматриваемом сечении ростверка;

m — безразмерный коэффициент, принимаемый по табл. 3 в зависимости от отношения $\frac{c}{h_0}$, где c — длина проекции наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника или ступени ростверка (рис. 6,*а*), а при плитных ростверках — до ближайшей грани колонн (рис. 6,*б*).

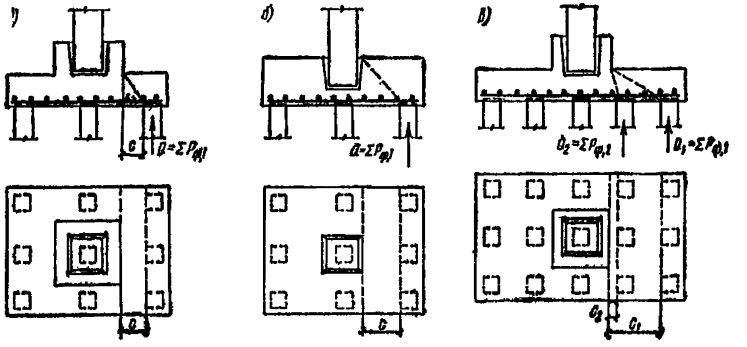


Рис. 6. Схемы, принимаемые при расчете прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе

а — для ростверка с подколонником; *б* — для плитного ростверка; *в* — для ростверка с многорядным расположением свай за гранью подколонника

Примечание. В ступенчатых ростверках при проверке прочности наклонных сечений, пересекающих две ступени, за расчетную величину b в формуле (6) принимается приведенная величина $b_п$, определяемая по формуле

$$b_п = \frac{b h_{01} + b_2 h_2}{h_{01} + h_2},$$

где b — ширина нижней ступени (ширина подошвы ростверка);
b_2 — ширина второй ступени;
h_{01} — рабочая высота нижней ступени ростверка;
h_2 — высота второй ступени ростверка.

2.9. При многорядном расположении свай проверка прочности наклонных сечений ростверка производится по сечениям, проходящим через внутренние грани каждого ряда свай (рис. 6,*в*).

Таблица 3

Значения коэффициента m

$\frac{c}{h_0}$	m	$\frac{c}{h_0}$	m	$\frac{c}{h_0}$	m	$\frac{c}{h_0}$	m
0,3	2,45	0,42	1,81	0,54	1,47	0,78	1,15
0,31	2,38	0,43	1,77	0,56	1,43	0,8	1,13
0,32	2,31	0,44	1,73	0,58	1,39	0,82	1,11
0,33	2,24	0,45	1,7	0,6	1,36	0,84	1,09
0,34	2,18	0,46	1,67	0,62	1,33	0,86	1,08
0,35	2,12	0,47	1,64	0,64	1,3	0,88	1,07
0,36	2,07	0,48	1,61	0,66	1,27	0,9	1,06
0,37	2,02	0,49	1,59	0,68	1,25	0,92	1,04
0,38	1,97	0,5	1,56	0,7	1,23	0,94	1,03
0,39	1,93	0,51	1,54	0,72	1,2	0,96	1,02
0,4	1,88	0,52	1,52	0,74	1,18	0,98	1,01
0,41	1,85	0,53	1,49	0,76	1,16	1	1

Примечание. При $c < 0{,}3h_0$ коэффициент m принимается равным 2,45; при $c > h_0$ коэффициент m определяется из условия $m = \frac{h_0}{c}$ и принимается не менее 0,6.

Расчет ростверка на изгиб

2.10. Расчет прочности ростверка на изгиб производится в сечениях по граням колонны, а также по наружным граням «стакана» ростверка или по граням ступеней ростверка.

2.11. Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяется как сумма моментов от реакции свай (от расчетных нагрузок на ростверк) и от местных расчетных нагрузок, приложенных к консольному свесу

ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения:

$$M_{а,\,i} = \Sigma P_{ф.п}\, x_i - M_{0,\,а}; \qquad (7)$$

$$M_{в,\,i} = \Sigma P_{ф.п}\, y_i - M_{0,\,в}, \qquad (8)$$

где $M_{а,i}$ и $M_{в,i}$ — изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях;

$M_{0а}$ и $M_{0в}$ — изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях от местной нагрузки;

$P_{ф.п}$ — расчетная нагрузка на сваю, нормальная к площади подошвы ростверка;

x_i и y_i — расстояния соответственно от осей свай до рассматриваемого сечения.

Примечание. При работе свай на выдергивание необходимо производить проверку прочности ростверка на изгиб на действие отрицательных реакций свай.

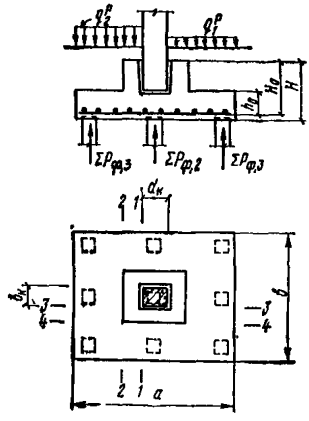


Рис. 7. Расчетная схема для определения арматуры подошвы ростверка

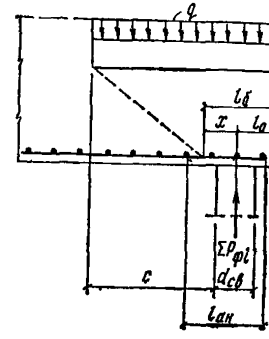


Рис. 8. Расчетная схема при проверке рабочей арматуры в плите ростверка на прочность при изгибе по наклонным сечениям

2.12. Сечение арматуры, параллельной стороне *а*, в сечении *1—1* (рис. 7) на всю ширину ростверка определяется по формуле

$$F_{а\,1} = \frac{M_{а\,1}}{0{,}9\, H_0\, R_а}. \qquad (9)$$

То же, по грани ступени в сечении *2—2*

$$F_{a\,2} = \frac{M_{a\,2}}{0{,}9\,h_0\,R_a}. \qquad (10)$$

Сечение арматуры, параллельной стороне b, в сечении *3—3* на всю длину ростверка определяется по формуле

$$F_{a\,3} = \frac{M_{в\,1}}{0{,}9\,H_0'\,R_a}. \qquad (11)$$

То же, по грани ступени в сечении *4—4*

$$F_{a\,4} = \frac{M_{в\,2}}{0{,}9\,h_0'\,R_a}, \qquad (12)$$

где M_{a1} и M_{a2} — изгибающие моменты на всю ширину ростверка соответственно в сечениях *1—1* и *2—2*;

$M_{в1}$ и $M_{в2}$ — изгибающие моменты на всю длину ростверка соответственно в сечениях *3—3* и *4—4*.

H_0 — рабочая высота ростверка в сечении *1—1*;

h_0 — рабочая высота ростверка в сечении *2—2*;

H_0' — рабочая высота ростверка в сечении *3—3*;

h_0' — рабочая высота ростверка в сечении *4—4*;

R_a — расчетное сопротивление арматуры.

2.13. При расчете ростверка на изгиб, помимо проверки прочности нормальных сечений, для крайних свай необходимо дополнительно производить проверку прочности наклонных сечений по изгибающему моменту, равному:

$M_a = (c + \frac{d_{св}}{2})\ \Sigma P_{фi} - M_0$ — с учетом возможного понижения расчетного сопротивления арматуры на длине зоны анкеровки из условия

$$F_a = \frac{(2c + d_{св})\ \Sigma P_{ф,\,i} - 2M_0}{1{,}8\,h_0\,R_a} \cdot \frac{l_{ан}}{l_б}, \qquad (13)$$

где F_a — площадь арматуры на всю ширину ростверка;

$\Sigma P_{ф,i}$ — сумма реакций всех свай крайнего ряда со

стороны рассматриваемого сечения плитной части ростверка;

M_0 — изгибающий момент от местной нагрузки [собственный вес ростверка, засыпка земли на уступе плиты и т. п. (рис. 8)];

c — расстояние от плоскости внутренних граней свай крайнего ряда до плоскости ближайшей грани подколонника или ступени ростверка, или до ближайшей грани колонны при плитных ростверках (см. рис. 8);

$d_{св}$ — размер сечения сваи;

R_a — расчетное сопротивление арматуры;

$l_{ан}$ — длина анкеровки арматуры, принимаемая при армировании сварными сетками и бетоне марки 200 и более равной 20∅ для стержней из стали класса А-II и 25∅ для стержней из стали класса А-III;

$l_б = l_0 + x$, где l_0 — расстояние от оси свай крайнего ряда до наружной грани ростверка;

$$x = \frac{b h^3 R_р}{3{,}5 \Sigma P_{ф,\, i}} \geqslant 0{,}5\, d_{св},$$

где b — ширина ростверка;

h — полная высота плитной части ростверка;

$R_р$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для бетонных конструкций.

Если $l_б \geqslant l_{ан}$, то проверки прочности наклонных сечений не требуется.

Расчет стаканной части ростверка

2.14. В ростверках стаканного типа, когда отношение толщины стенок стакана к высоте его уступа или к глубине стакана равно или более 0,75, стенки стакана не армируются. При отношении стенок стакана к высоте его уступа или глубине стакана менее 0,75 стенки стакана ростверка рассчитываются как железобетонные элементы.

Расчет продольной арматуры стенок стакана производится на внецентренное сжатие как коробчатого сечения в плоскости заделанного торца колонны (рис. 9, сечение $I—I$).

Минимальная площадь продольной арматуры в стенках стакана должна составлять не менее 0,05% расчет-

чого сечения бетона стакана. При этом должны удовлетворяться требования по анкеровке продольной арматуры стенок стакана в плитной части ростверка.

Поперечная арматура в стенках стакана в сечениях *II—II* и *II′—II′* (см. рис. 9) определяется по расчетному моменту от действия сил относительно оси, проходящей

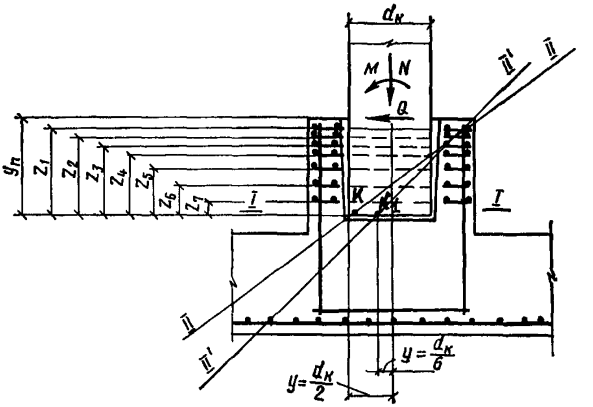


Рис. 9. Расчетная схема стаканной части ростверка

через точку k или k_1 поворота колонны.

Величины моментов принимаются равными:

при $\frac{d_к}{2} > e_0 > \frac{d_к}{6}$

$$M_{к1} = M + Q\,y_n - 0{,}7\,N\,e_0; \qquad (14)$$

при $e_0 = \frac{M}{N} > \frac{d_к}{2}$

$$M_к = 0{,}8\left(M + Q\,y_n - N\,\frac{d_к}{2}\right); \qquad (15)$$

при этом $M_к$ принимается не менее величины $M_{к1}$, определяемой по формуле (14),

где M — изгибающий момент на уровне верха стакана;

N — продольная сила;

Q — поперечная сила на уровне верха стакана.

Поперечная арматура определяется из уравнений:

$$\sum_1^n R_а\,F_{а,i}\,Z_i = M_{к1} \quad \text{и} \quad \sum_1^n R_а\,F_{а,i}\,Z_i = M_к,$$

где n — число горизонтальных сеток в стенках стакана;

R_a — расчетное сопротивление арматуры в стержнях сетки;

$F_{a,i}$ — сечение арматуры в стержнях сетки каждого направления;

Z_i — расстояние по высоте от каждой сетки до дна стакана.

При одинаковых диаметрах поперечной арматуры и одинаковой марке стали площадь сечения поперечной арматуры каждой сварной сетки будет равна:

при $e_0 \geqslant \frac{d_к}{2}$

$$F_{a,\,i} = \frac{M_к}{R_a \sum_1^n Z_i}; \qquad (16)$$

при $\frac{d_к}{2} > e_0 > \frac{d_к}{6}$

$$F_{a,\,i} = \frac{M_{к,\,1}}{R_a \sum_1^n Z_i}. \qquad (17)$$

В случае заглубления стакана в плитную часть ростверка (рис. 10) сечение поперечной арматуры также определяется по формулам (14)—(17), при этом сетки

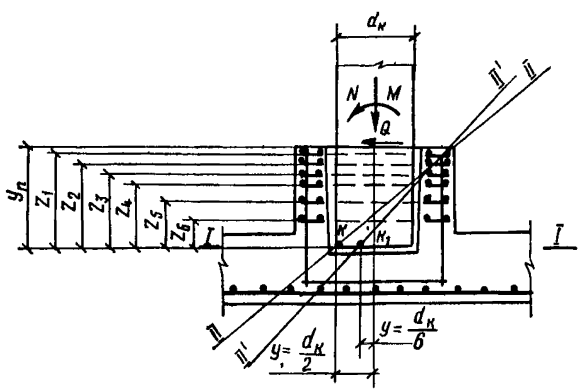


Рис. 10. Расчетная схема стаканной части ростверка при заглублении стакана в плитную часть ростверка

поперечного армирования становятся в пределах подколонника.

В случае действия нормальной силы в пределах ядра сечения ($e_0 \leqslant \frac{d_к}{6}$) поперечное армирование стенок стакана назначается конструктивно.

Расчет ростверка на местное сжатие

2.15. При проектировании ростверков свайных фундаментов под сборные железобетонные колонны должна быть произведена проверка прочности на местное сжатие (смятие) ростверка под торцами колонн.

2.16. Расчет на местное сжатие (смятие) под торцами сборных железобетонных колонн квадратного и прямоугольного сечения и под торцами двухветвевых колонн с распоркой внизу производится по формуле

$$N \leqslant 1{,}5\, R_{пр}\, F, \tag{18}$$

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

$R_{пр}$ — призменная прочность бетона ростверка для бетонного элемента;

F — площадь сечения колонны (для двухветвевых колонн площадь сечения колонны принимается по полной площади колонны, включая и распорку).

Расчет на местное сжатие (смятие) под торцами ветвей сборных железобетонных двухветвевых колонн без распорки внизу (см. рис. 2) производится по формуле

$$N_1 \leqslant 2\, R_{пр}\, F_1, \tag{19}$$

где N_1 — максимальная расчетная нормальная сила в сечении наиболее нагруженной ветви колонны;

F_1 — площадь сечения ветви колонны.

В табл. 4 и 5 для ряда сечений колонн при марках бетона ростверка 150, 200 и 300 приведены предельные величины расчетных нормальных сил N и N_1, соответствующие значениям, определенным по формулам (18) и (19).

При бо́льших усилиях необходимо под опорами колонн в верхней части стакана вводить дополнительное

Таблица 4

Предельные величины расчетных нормальных сил N в колоннах прямоугольного сечения и в двухветвевых колоннах с распоркой внизу, при которых не требуется расчета на сжатие под торцами колонн

Сечение колонн в *см*	Марки бетона ростверка		
	150	200	300
	N в *т*		
40×40	145	170	275
40×60	215	250	410
50×50	225	260	430
50×60	270	310	520
40×80	290	340	550
50×80	360	420	690
40×100	360	420	690
50×100	450	520	860
50×130	580	680	1100
50×140	630	730	1200
60×140	750	880	1450

Таблица

Предельные величины расчетных нормальных сил N_1 в ветвях двухветвевых колонн без распорок внизу, при которых не требуется расчета на сжатие под торцами ветвей колонн

Сечение ветви колонны в *см*	Марка бетона ростверка		
	150	200	300
	N_1 в *т*		
40×20	95	110	180
40×25, 50×20	120	140	230
50×25	150	175	290
50×30	180	210	350
60×30	210	250	410
60×35	250	290	480

косвенное армирование в виде сварных сеток. Расчет косвенного армирования должен производиться согласно указаниям п. 7.13 главы СНиП II-В.1-62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

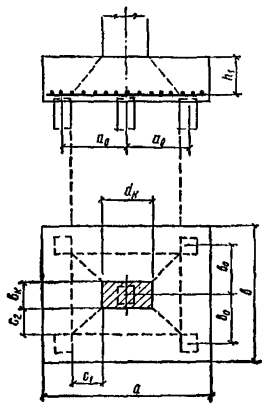


Рис. 11. Схема образования пирамиды продавливания при монолитной железобетонной колонне

Б. РАСЧЕТ РОСТВЕРКОВ ПО ПРОЧНОСТИ ПОД МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОННЫ

2.17. Расчет ростверков под монолитные железобетонные колонны по прочности производится на продавливание ростверка колонной, на продавливание угловой сваей нижней плиты ростверка, по поперечной силе в наклонных сечениях и на изгиб ростверка.

2.18. Расчет ростверков на продавливание колонной производится по пп. 2.2, 2.3, 2.5, при этом в формулах (2) и (3) рабочая высота ростверка h_1 должна приниматься от верха ростверка до верха нижней рабочей арматуры сетки (рис. 11).

Расчет ростверков на продавливание угловой сваей производится по п. 2.7; расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе производится по пп. 2,8, 2.9, а расчет ростверка на изгиб — по пп. 2.10, 2.11, 2.12 и 2.13.

В. РАСЧЕТ РОСТВЕРКОВ ПО ПРОЧНОСТИ ПОД СТАЛЬНЫЕ КОЛОННЫ

2.19. Расчет ростверков под стальные колонны по прочности производится: на продавливание ростверка колонной; на продавливание ростверка угловой сваей; по поперечной силе в наклонных сечениях; на изгиб ростверка и на местное сжатие (смятие) под стальными опорными плитами базы стальных колонн.

Расчет ростверка на продавливание колонной

2.20. При стальных колоннах сплошного сечения (рис. 12) и при сквозных (решетчатых) колоннах, имеющих единую стальную жесткую базу (рис. 13), расчет на продавливание ростверка колонной производится из условия

$$P \leqslant [\alpha_1 (b_п + c_2) + \alpha_2 (a_п + c_1)]\, H_1 R_р, \qquad (20)$$

где P — расчетная продавливающая сила. При центрально нагруженных ростверках величина P принимается равной сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания от нормальной силы, действующей в колонне у обреза ростверка. При внецентренно нагруженных ростверках расчетная величина продавливающей силы принимается равной $P=2\Sigma P_{ф,i}$, где $\Sigma P_{ф,1}$ — сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка, за вычетом свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны;

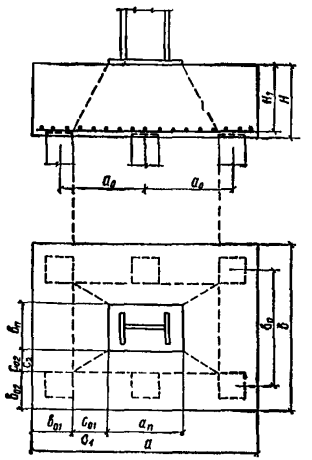


Рис. 12. Схема образования пирамиды продавливания при стальных колоннах сплошного сечения

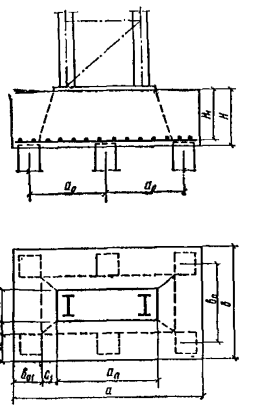


Рис. 13. Схема образования пирамиды продавливания при сквозных (решетчатых) колоннах, имеющих единую стальную базу

$b_п$ и $a_п$ — размеры опорной стальной плиты базы колонны;

H_1 — рабочая высота ростверка, принимаемая от верха нижней рабочей арматуры сетки до подошвы опорной стальной плиты базы колонны;

c_1 — расстояние от плоскости грани опорной стальной плиты базы колонны до плоскости ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне $b_п$;

c_2 — расстояние от плоскости грани опорной стальной плиты базы колонны до ближайшей грани свай, расположенных снаружи плоскости, проходящей по стороне с размером $a_п$.

Коэффициенты α_1 и α_2 принимаются по табл. 1 (п. 2.2) в зависимости от величины $k_i = \frac{c_i}{H_1}$.

При $c_1 < 0{,}3\,H_1$ и $c_2 < 0{,}3\,H_1$ величины c_1 и c_2 в формуле (20) принимаются равными $0{,}3\,H_1$, а k_1 и k_2 при определении коэффициентов α_1 и α_2 принимаются равными 0,3.

При $c_1 > H_1$ и $c_2 > H_2$ величины c_1 и c_2 принимаются равными H_1, а k_1 и k_2 — равными 1 (см. п. 2.2).

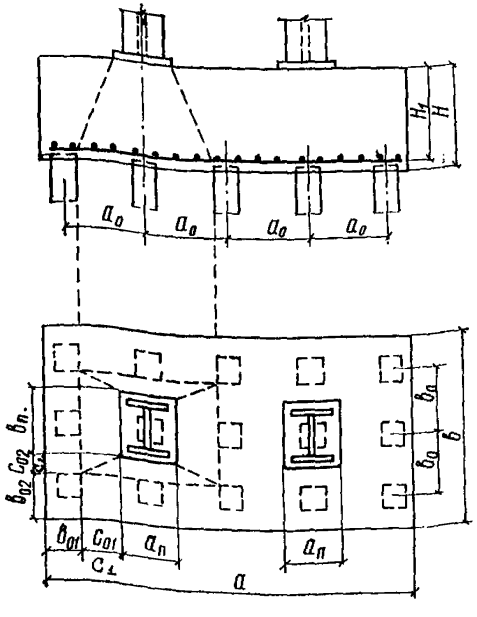


Рис. 14. Схема образования пирамиды продавливания при стальных сквозных (решетчатых) колоннах, имеющих раздельные стальные базы под каждой ветвью

2.21. При сквозных решетчатых стальных колоннах, имеющих раздельные базы под каждую ветвь колонны (рис. 14), расчет ростверка производится на продавливание наиболее нагруженной ветвью колонны по периметру стальной плиты базы этой ветви. Расчет производится по формуле (20), при этом за расчетную величину продавливающей силы принимается $P=2\Sigma P_{\phi,i}$, где $\Sigma P_{\phi,i}$ — сумма реакций всех свай, расположенных с наружной стороны от оси ветви, за вычетом реакций свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси ветви колонны.

Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

2.22. Расчет ростверка на продавливание угловой сваей при стальных колоннах производится по п. 2.7, при этом в формуле (5) величины c_{01} и c_{02} в плитных ростверках принимаются равными расстояниям от плоскостей внутренних граней угловой сваи до соответствующих ближайших граней опорного стального листа базы колонны, а при ступенчатых ростверках — до соответствующих ближайших граней ступени ростверка.

При значениях $\frac{c_{01}}{h_{01}}$ и $\frac{c_{02}}{h_{01}}$, меньших 0,3 и больших 1, величины c_{01}, c_{02} и коэффициенты β_1 и β_2 в формуле (5) принимаются согласно указаниям примечания 1 к табл. 2 (п. 2.7).

Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе

2.23. Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе производится по пп. 2.8, 2.9, при этом в формуле (6) величина c (длина проекции наклонного сечения) принимается равной расстоянию от плоскостей внутренних граней свай до ближайшей грани опорной стальной плиты базы колонны, а при ступенчатых ростверках — до ближайшей грани ступени.

Расчет ростверка на изгиб

2.24. Расчет прочности ростверков на изгиб при стальных колоннах производится в сечениях по осям ветвей колонн, а в ступенчатых ростверках, кроме того, — в сечениях по граням ступеней ростверка.

2.25. Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяется как сумма моментов от реакций свай (от расчетных нагрузок на ростверк) и расчетных

нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения.

Величины изгибающих моментов определяются по формулам (7) и (8), сечение арматуры — по формулам (9)—(12) (см. пп. 2.11, 2.12).

2.26. Проверки прочности наклонных сечений по изгибающему моменту производятся по п. 2.13. При этом величина c в формуле (13) принимается равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай крайнего ряда до ближайшей боковой грани стальной опорной плиты базы колонны при плитном ростверке или до грани ступени при ступенчатом ростверке.

Расчет ростверка на местное сжатие

2.27. Расчет на местное сжатие (смятие) под стальными опорными плитами базы стальных колонн производится по формуле

$$N \leqslant \gamma R_{пр} F_1, \qquad (21)$$

где N — расчетная нормальная сила на опорную плиту базы колонны;

F_1 — площадь опорной плиты базы колонны; $\gamma = \sqrt{\frac{F}{F_1}}$, но не более 1,5;

F — расчетная площадь сечения, определяемая по указаниям п. 6.12 СНиП II-В.1-62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

При больших усилиях в опорных частях колонн для уменьшения размеров баз колонн допускается применять в верхних частях ростверка дополнительное местное косвенное армирование в виде сеток. Расчет на местное сжатие (смятие) с учетом косвенного армирования должен производиться согласно указаниям п. 7.13 СНиП II-В.1-62*.

3. РАСЧЕТ РОСТВЕРКОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

3.1. При применении для армирования подошвы ростверка арматуры из стали класса А-III необходимо производить проверку ширины раскрытия нормальных трещин.

Расчет по раскрытию трещин должен производиться

согласно указаниям п. 10.4 СНиП II-В.1-62*. Ширина раскрытия нормальных трещин $a_т$ должна быть не более 0,2 *мм*.

4. КОНСТРУКТИВНЫЕ УКАЗАНИЯ

4.1. Форму ростверков отдельных свайных фундаментов в плане при центральной нагрузке рекомендуется принимать квадратную, если этому не препятствуют фундаменты соседних зданий, подземные сооружения, фундаменты под оборудование и т. д.

При внецентренной нагрузке ростверки рекомендуется принимать прямоугольной формы в плане с соотношением сторон, определяемым на основе сравнений вариантов из условия размещения свай, их несущей способности, эксцентрицитета нагрузок и т. п.

4.2. Размеры ростверков рекомендуется принимать:

в плане подошвы, ступеней, подколонника — кратными 300 *мм*;

по высоте плитной части, ступеней и подколонника — кратными 150 *мм*;

расстояние от края плиты ростверка до ближайших граней свай — не менее 100 *мм*.

Примечание. Расстояние от края плиты ростверка до ближайших граней свай с учетом допусков на производство работ должно быть не менее 50 *мм*.

4.3. Проектную марку бетона по прочности на сжатие для ростверков отдельных свайных фундаментов рекомендуется назначать не ниже 150.

4.4. Для армирования ростверков применяется стержневая горячекатаная арматура периодического профиля классов А-II, А-III и круглая (гладкая) класса А-I.

4.5. При стаканном сопряжении сборных железобетонных колонн с ростверком толщина дна стакана принимается по расчету ростверка на продавливание колонной, но не менее 250 *мм*.

При проектировании стаканной части ростверка следует пользоваться «Руководством по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий».

4.6. Бетон для замоноличивания стаканов ростверков под сборные колонны должен быть не ниже марки бетона ростверка и не ниже марки бетона колонны, уменьшенной на одну ступень.

4.7. Армирование плит ростверков рекомендуется осуществлять в каждом направлении отдельными сварными сетками. Расстояние между осями рабочих стержней в сетках должно приниматься, как правило, равным 200 *мм*.

Диаметр рабочих стержней рекомендуется принимать: при длине стержней до 3 *м* — не менее 10 *мм*; при длине стержней более 3 *м* — не менее 12 *мм*.

Минимальный процент армирования плиты ростверка не регламентируется.

4.8. Для изготовления рабочей арматуры сварных сеток рекомендуется горячекатаная арматура периодического профиля из стали класса А-II. Может применяться также горячекатаная арматура периодического профиля из стали класса А-III при условии проверки ширины раскрытия нормальных трещин.

4.9. Арматурные сетки, как правило, должны быть сварены во всех точках пересечения стержней.

Допускается часть пересечений связывать проволокой при условии обязательной сварки всех точек пересечений в двух крайних рядах по периметру сеток.

Для обеспечения анкеровки рабочей арматуры по концам сеток на расстоянии 25 *мм* от конца продольных стержней должны быть предусмотрены поперечные стержни диаметром $\frac{d}{2}$, где d — диаметр продольной арматуры (рис. 15).

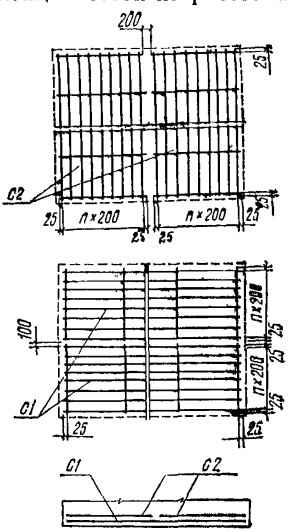


Рис. 15. Расположение сварных сеток при армировании плиты ростверка

4.10. При заделке верхних концов свай в плиту ростверка на глубину 50 *мм* арматурные сетки плиты ростверка укладываются сверху на оголовки свай. При заделке свай в плиту ростверка на большую глу-

бину стержни сеток, попадающие на сваи, вырезаются и сетки укладываются с защитным слоем 50 *мм*.

В случае необходимости по расчету взамен вырезанных стержней по контуру свай укладываются дополнительно местные сетки или отдельные стержни, привязанные к основным сеткам.

4.11. Армирование стенок стакана ростверка под сборные железобетонные колонны производится продольной и поперечной арматурой (рис. 16).

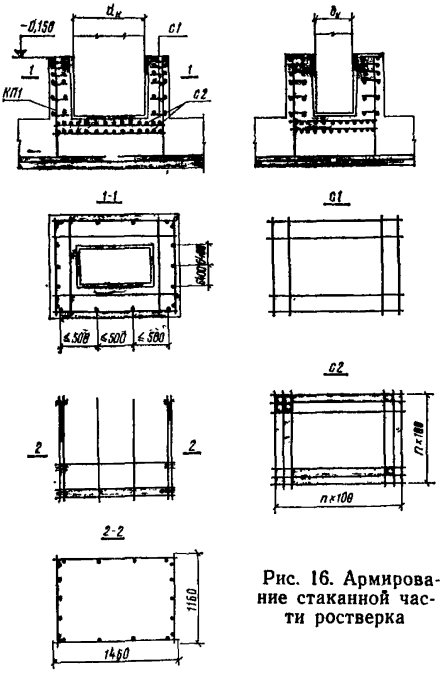


Рис. 16. Армирование стаканной части ростверка

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

Диаметр арматурных стержней сеток принимается по расчету, но не менее 0,25 диаметра продольной арматуры стенок стакана ростверка.

Расстояние между сетками следует принимать не более 0,25 глубины заделки колонн и не более 200 *мм*.

При определении сечения арматуры сеток по формуле (14) в верхней части стакана рекомендуется устанавливать 2—3 сетки с шагом 100 *мм*.

Продольная арматура стенок стакана устанавливается по расчету и должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

4.12. Сетки косвенного поперечного армирования, необходимые по расчету на местное сжатие (смятие) под торцами сборных железобетонных колонн, устанавливаются в количестве не менее 2 шт., а под опорными плитами базы стальных колонн — в количестве не менее 4 шт. с расстоянием по высоте 50—100 *мм*.

4.13. Соединение монолитных колонн с монолитными ростверками осуществляется так же, как и с монолитными фундаментами на естественном основании (см. «Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий»).

4.14. При проектировании ростверков под стальные колонны помимо настоящих рекомендаций следует пользоваться «Руководством по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий».

5. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА РОСТВЕРКОВ

ПРИМЕР 1

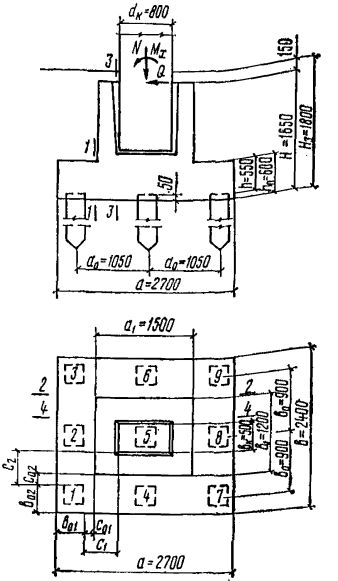
Дано: свайный фундамент под сборную железобетонную колонну; размеры сечения колонны: $a_к=80$ *см*; $b_к=50$ *см*. Бетон марки 300. Арматура из горячекатаной стали класса А-II.

Расчетные нагрузки на ростверк от колонны на уровне верха ростверка: $N=370$ *т*; $M=80$ *т·м*; $Q=10$ *т*. Сваи забивные железобетонные квадратные с размерами сечений 30×30 *см*.

Несущая способность свай из условий сопротивления грунта основания свай $P_ф=50$ *т*; несущая способность крайних свай (с учетом перегрузки в размере 20% их несущей способности) $P_{ф,1}=60$ *т*.

Ростверк принимаем прямоугольной формы в плане размером 270×240 *см*. Размеры подколонника (стакана)

Рис. 17. Внецентренно нагруженный свайный фундамент под сборную железобетонную колонну



в плане 150×120 *см*. Колонна заделывается в ростверк на глубину $h_к$=90 *см*. Отметка верха ростверка 0,15 *м* (от уровня чистого пола).

Куст свай под ростверком принимается из девяти свай. Расположение свай в кусте и расстояние между сваями в осях приведены на рис. 17.

Верхние концы свай заделываются в плиту ростверка на 50 *мм*.

Расчет ростверка на продавливание колонной

Расчет производится по формуле (2) (см. п. 2.2)

$$P \leqslant [\alpha_1 (b_к + c_2) + \alpha_2 (d_к + c_1)]\ h_1 R_р .$$

Определение величин реакций свай от расчетных нагрузок колонны на ростверк на уровне верха ростверка:

а) в первом ряду свай от края ростверка со стороны наиболее нагруженной части ростверка

$$P_{ф,1} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_1}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{370}{9} + \frac{80 \cdot 1{,}05}{6 \cdot 1{,}05^2} = 41{,}1 + 12{,}7 =$$

$$= 53{,}8\ т;$$

б) реакции свай во втором ряду от края ростверка

$$P_{ф,2} = 41{,}1\ т.$$

Определение величины продавливающей силы (см. п. 2.3)

$$P = 2 \sum_{1}^{n} P_{\phi, i} = 2\,(3P_{\phi, 1} + P_{\phi, 2}) =$$

$$= 2\,(3 \cdot 53{,}8 + 41{,}1) = 405 \ т.$$

Задаемся толщиной дна стакана ростверка $h_{дн} = 75$ *см*.

Рабочая высота дна стакана

$$h_1 = h_{дн} - a_1 = 75 - 7 = 68 \ см.$$

Определяем величины c_1 и c_2 (расстояния от плоскостей граней колонны до соответствующих ближайших граней свай):

$$c_1 = \frac{2 \cdot 105 - (80 + 30)}{2} = 50 \ см; \quad c_2 = \frac{2 \cdot 90 - (50 + 30)}{2} = 50 \ см.$$

Определение величин k_1 и k_2:

$$k_1 = \frac{c_1}{h_1} = \frac{50}{68} = 0{,}74; \quad k_2 = \frac{c_2}{h_1} = \frac{50}{68} = 0{,}74.$$

По табл. 1 по значениям k_1 и k_2 находим:

$$\alpha_1 = 2{,}52 \quad \text{и} \quad \alpha_2 = 2{,}52.$$

Определяем предельную величину продавливающей силы, которую может воспринять ростверк с заданной толщиной дна стакана:

$$P_п = [2{,}52\,(0{,}5 + 0{,}5) + 2{,}52\,(0{,}8 + 0{,}5)]\ 0{,}68 \cdot 105 =$$

$$= 414 \ т > P = 405 \ т,$$

следовательно, прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена.

Принимаем толщину дна стакана ростверка $h_{дн} = 75$ *см*.

Полная высота ростверка $H_р = h_к + h_{дн} = 90 + 75 = 165$ *см*.

Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

Расчет производится по формуле (5) (см. п. 2.7)

$$P_{\phi, 1} \leqslant \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2}\right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2}\right)\right] h_{01} R_р.$$

Определяем величину расчетной нагрузки на наиболее нагруженную угловую сваю с учетом нагрузок от

собственного веса ростверка и веса грунта на уступах ростверка.

Усредненный вес грунта и собственный вес ростверка принимаем равным $\gamma_{ср}=2{,}1\ т/м^3$, коэффициент перегрузки $n_п=1{,}1$.

Расчетная нагрузка на сваи от собственного веса ростверка и веса грунта на уступах ростверка:

$$G = a\,b\,H_3\,\gamma_{ср}\,n_п = 2{,}7\cdot 2{,}4\cdot 1{,}8\cdot 2{,}1\cdot 1{,}1 = 27\ т;$$

$$N_п = N + G = 370 + 27 = 397\ т;$$

$$M_п = M + Q\,H_р = 80 + 10\cdot 1{,}65 = 96{,}5\ т\cdot м.$$

Расчетная нагрузка на угловую сваю

$$P_ф = \frac{N_п}{n} + \frac{M_п\,y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{397}{9} + \frac{96{,}5\cdot 1{,}05}{6\cdot 1{,}05^2} = 59{,}5\ т <$$

$$< 1{,}2\,P_ф = 1{,}2\cdot 50 = 60\ т,$$

следовательно, несущая способность сваи обеспечена.

Задаемся высотой плиты ростверка $h=60\ см$.

Высота плиты ростверка от верха головки сваи

$$h_{01} = h - 5\ см = 60 - 5 = 55\ см.$$

Определяем величины b_{01}; b_{02}; c_{01}; c_{02}:

$$b_{01} = \frac{270 + 30 - 210}{2} = 45\ см;\quad b_{02} = \frac{240 + 30 - 180}{2} = 45\ см;$$

$$c_{01} = \frac{210 - (150 + 30)}{2} = 15\ см;\quad c_{02} = \frac{180 - (120 + 30)}{2} =$$

$$= 15\ см.$$

Определяем величины коэффициентов k_{01} и k_{02}:

$$k_{01} = \frac{c_{01}}{h_{01}} = \frac{15}{55} = 0{,}272 < 0{,}3.$$

Принимаем $k_{01}=0{,}3$, $c_{01}=0{,}3\,h_{01}=0{,}3\cdot 55=16{,}5\ см$ (см. п. 1 примечания к табл. 2).

$k_{02}=\frac{c_{02}}{2}$ также меньше 0,3. Принимаем $k_{02}=0{,}3$;

$$c_{02} = 16{,}5\ см.$$

При k_{01} и $k_{02}<0{,}3$ коэффициенты β_1 и β_2 равны 1,05 (см. табл. 2).

Определяем предельную нагрузку на угловую сваю, которую может воспринять плита ростверка из условия продавливания угловой сваей

$$P_{\text{ф. п}} = 2\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2}\right) h_{01} R_{\text{р}} = 2 \cdot 1{,}05 \left(0{,}45 + \frac{0{,}165}{2}\right) \times$$

$$\times 0{,}55 \cdot 105 = 64{,}5 > P_{\text{ф, 1}} = 59{,}5 \ т,$$

следовательно, прочность плиты ростверка на продавливание угловой сваей обеспечена.

Расчет прочности наклонных сечений плиты ростверка по поперечной силе

Расчет производится по формуле (6) (см. п. 2.8)

$$Q \leqslant m b h_0 R_{\text{р}}.$$

Определяем расчетную величину поперечной силы со стороны наиболее нагруженной части ростверка как сумму реакций всех свай крайнего ряда от расчетных нагрузок на сваи

$$Q = \sum_{1}^{n} P_{\text{ф}, i} = 3 P_{\text{ф, 1}} = 3 \cdot 59{,}5 = 178{,}5 \ т;$$

коэффициент m определяется по табл. 3 в зависимости от отношения $\frac{c}{h_0}$;

$$c = 15 \ см; \quad \frac{c}{h_0} = \frac{15}{53} \approx 0{,}283 < 0{,}3; \quad m = 2{,}45.$$

Определяем предельную величину поперечной силы, которую может воспринять плита ростверка по наклонному сечению

$$Q_{\text{п}} = 2{,}45 \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}53 \cdot 105 = 328 \ т > Q = 178{,}5 \ т,$$

следовательно, прочность наклонных сечений плиты ростверка обеспечена.

Расчет ростверка на изгиб

Определение величин изгибающих моментов:

а) в сечениях *1—1* и *2—2* по граням подколонника (см. рис. 17):

$$M_{\text{а 1}} = 3 P_{\text{ф.1}} \cdot 0{,}3 - \frac{G}{2{,}7} \cdot \frac{0{,}6^2}{2} = 3 \cdot 59{,}5 \cdot 0{,}3 -$$

$$- \frac{27}{2{,}7} \ 0{,}18 = 51{,}7 \ т \cdot м;$$

$$M_{в2} = \frac{N_{п3}}{n}\ 0{,}3 - \frac{G}{2{,}4} \cdot \frac{0{,}6^2}{2} =$$

$$= \frac{397 \cdot 3}{9}\ 0{,}3 - \frac{27}{2{,}4}\ 0{,}18 = 37{,}7\ т \cdot м;$$

б) в сечениях *3—3* и *4—4* по граням колонн (см. рис. 17):

$$M_{а3} = 3 \cdot 59{,}5 \cdot 0{,}65 - \frac{27}{2{,}7} \cdot \frac{0{,}95^2}{2} = 111{,}5\ т \cdot м;$$

$$M_{в4} = \frac{397 \cdot 3}{9}\ 0{,}65 - \frac{27}{2{,}4} \cdot \frac{0{,}95^2}{2} = 81\ т \cdot м.$$

Определение сечения арматуры в плите ростверка (арматура принимается из стали класса А-II):

а) в сечении *1—1* на всю ширину плиты ростверка:

$$F_{а1} = \frac{M_{а1}}{0{,}9 h_0 R_а} = \frac{5\,170\,000}{0{,}9 \cdot 54 \cdot 2700} = 39{,}5\ см^2;$$

б) в сечении *3—3* на всю ширину плиты ростверка:

$$F_{а3} = \frac{M_{а3}}{0{,}9 H_0 R_а} = \frac{1\,115\,000}{0{,}9 \cdot 159 \cdot 2700} = 28{,}8\ см^2;$$

в) в сечении *2—2* на всю длину плиты ростверка:

$$F_{а2} = \frac{M_{в2}}{0{,}9 h_0' R_а} = \frac{3\,770\,000}{0{,}9 \cdot 52 \cdot 2700} = 30\ см^2;$$

г) в сечении *4—4* на всю длину плиты ростверка:

$$F_{а4} = \frac{M_{в4}}{0{,}9 H_0' R_а} = \frac{8\,100\,000}{0{,}9 \cdot 157 \cdot 2700} = 21{,}2\ см^2.$$

Расчетными оказались сечения *1—1* и *3—3* по граням подколонника.

Принимаем арматуру в плите ростверка:

в продольном направлении — 12Ø22AII—$F_{а1}$ = =45,62 $см^2$;

в поперечном направлении — 14Ø18AII — $F_{а2}$ = =35,62 $см^2$.

Армирование плиты ростверка производится сварными сетками (рис. 18).

Проверка прочности наклонных сечений плиты ростверка по изгибающему моменту

Проверка производится со стороны наиболее нагруженной части плиты ростверка по формуле (13) (см. п. 2.13).

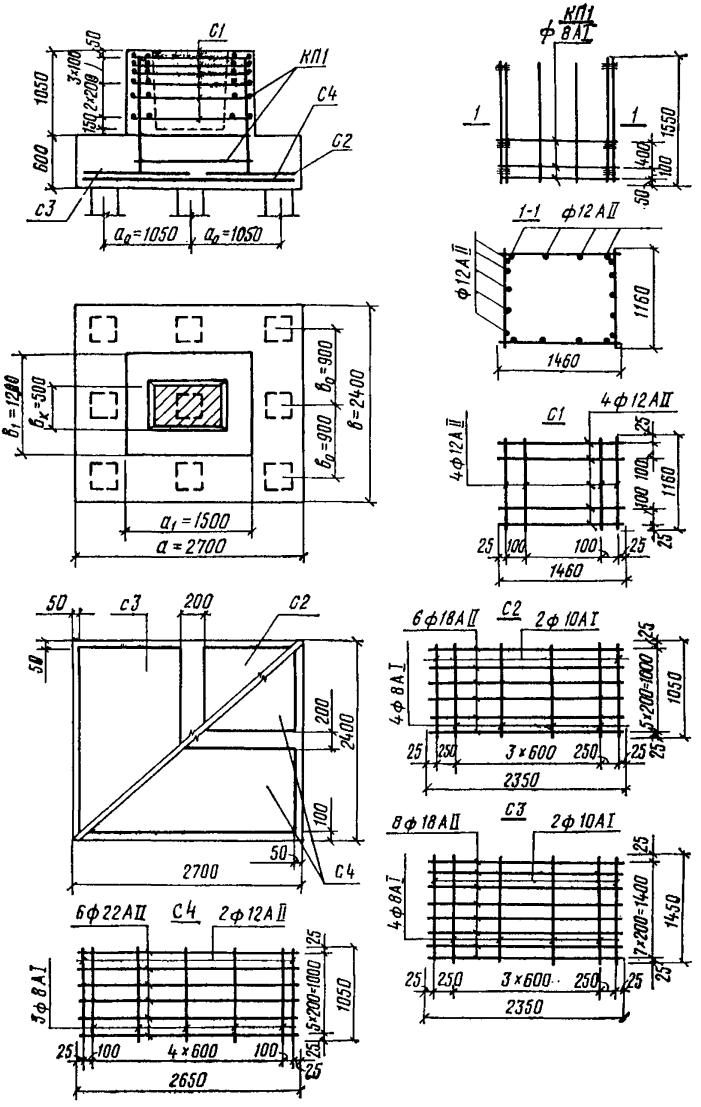


Рис. 18. Армирование ростверка

$$F_a = \frac{(2c + d_{св})\ \Sigma P_{ф,\,i} - 2M_0}{1{,}8 h_0 R_a} \cdot \frac{l_{ан}}{l_б}.$$

При Ø22AII $l_{ан} = 20 \cdot 2{,}2 = 44$ *см*.

Определяем величину $l_б$ [длина участка нижней ступени от края, на котором прочность наклонных сечений обеспечивается бетоном (см. рис. 8)]:

$$l_б = l_0 + x; \quad l_0 = 30 \text{ см};$$

$$x = \frac{b h^2 R_р}{3{,}5 Q} = \frac{240 \cdot 60^2 \cdot 10{,}5}{3{,}5 \cdot 178\,500} = 14{,}5 \text{ см};$$

$$l_б = 30 + 14{,}5 = 44{,}5 \text{ см} > l_{ан} = 44 \text{ см},$$

следовательно, прочность наклонных сечений плиты ростверка по изгибающему моменту обеспечена (см. п. 2.13).

Расчет поперечной арматуры в стенках стакана ростверка

$$N = 370 \text{ т}, \quad M = 80 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Определяем величину относительного эксцентриситета

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8\,000\,000}{370\,000} = 21{,}6 \text{ см}.$$

Поперечную арматуру в стенках стакана определяем по формуле (17), так как $\frac{d_к}{2} > e_0 > \frac{d_к}{6}$:

$$F_{a\,x} = \frac{M_{к\,1}}{R_a \sum_1^n Z_i}.$$

Принимаем по высоте стакана шесть поперечных сеток.

Расположение сеток приведено на рис. 18.

$$M_{к\,1} = M + Q y_п - 0{,}7 N e_0 = 80 + 10 \cdot 0{,}9 - \\ - 0{,}7 \cdot 370 \cdot 0{,}216 = 33 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$\sum_1^n Z_i = 85 + 75 + 65 + 55 + 35 + 15 = 330 \text{ см};$$

$$F_{a\,x} = \frac{3\,300\,000}{2700 \cdot 330} = 3{,}7 \text{ см}^2.$$

Сечение каждого рабочего стержня сетки $f_{ax} = \frac{3,7}{4} =$ $= 0,925$ *см*^{2}.

Принимаем шесть сварных сеток со стержнями $\varnothing$ 12 *мм* (см. рис. 18).

ПРИМЕР 2

Дано: свайный фундамент с кустом из 15 свай под сквозную (решетчатую) стальную колонну с раздельными базами под каждую ветвь колонны (рис. 19).

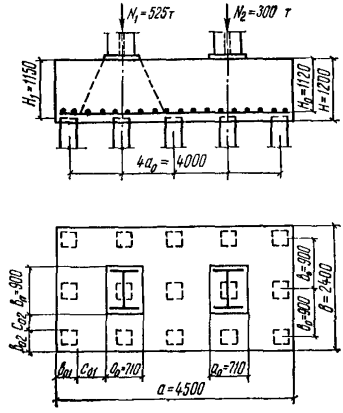


Рис. 19. Свайный фундамент под стальную колонну

Размеры ростверка в плане 450×240 *см*. Высота ростверка из условия заделки анкерных болтов для крепления баз колонн принята равной 120 *см*. Верх ростверка принят на отметке 100 *см* от уровня чистого пола.

Размеры опорных листов баз колонн: $a_п = 71$ *см*, $b_п = 90$ *см*.

Сваи сечением 30×30 *см* заделываются в ростверк на глубину 5 *см*. Арматурные сетки плиты ростверка уложены на оголовки свай.

Марка бетона ростверка 200.

Расчетные нагрузки на ростверк:

$N_1 = 525$ *т* — нормальная сила на уровне верха ростверка от наиболее нагруженной ветви колонны;

$N_2 = 300$ *т* — нормальная сила на уровне верха ростверка от наименее нагруженной ветви колонны.

Требуется проверить прочность ростверка на продавливание колонной и угловой сваей.

Проверка ростверка на продавливание колонной

Проверка прочности ростверка производится на продавливание наиболее нагруженной ветви колонны по периметру стальной плиты базы этой ветви по формуле (20)

$$P \leqslant [\alpha_1 (b_в + c_2) + \alpha_2 (a_п + c_1)]\ H_1 R_р.$$

Величина продавливающей силы равна:

$$P = 2 \Sigma P_{ф\,i} = 2\ (3 P_{ф\,1} + P_{ф\,2}),$$

где $P_{ф1}$ — величина реакций свай в первом ряду свай от края ростверка со стороны наиболее нагруженной части ростверка от расчетных нагрузок на ростверк от колонны;

$P_{ф2}$ — величина реакций свай во втором ряду от края ростверка со стороны наиболее нагруженной части ростверка;

$$P_{ф\,1} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\Sigma y_i^2};$$

$$N = N_1 + N_2 = 525 + 300 = 825\ т;$$

$$M_x = (N_1 - N_2)\ l_1 = (525 - 300)\ 1 = 225\ т \cdot м;$$

$$P_{ф\,1} = \frac{825}{15} + \frac{225 \cdot 2}{6 \cdot 2^2 + 6 \times 1^2} = 55 + 15 = 70\ т;$$

$$P_{ф\,2} = \frac{825}{15} + \frac{225 \cdot 1}{6 \cdot 2^2 + 6 \cdot 1^2} = 62{,}5\ т;$$

$$P = 2\ (3 \cdot 70 + 62{,}5) = 545\ т;$$

$$c_1 = 100 - \frac{a_п + d_{св}}{2} = 100 - \frac{71 + 30}{2} = 49{,}5\ см;$$

$$c_2 = 90 - \frac{b_п + d_{св}}{2} = 90 - \frac{90 + 30}{2} = 30\ см;$$

$$H_1 = 112\ см;\quad k_1 = \frac{c_1}{H_1} = \frac{49{,}5}{112} \approx 0{,}44;$$

$$k_2 = \frac{c_2}{H_1} = \frac{30}{112} < 0{,}3.$$

Принимаем: $k_2=0{,}3$; $c_2=0{,}3\cdot H_1=0{,}3\cdot 112=33{,}6$ *см*.

По табл. 1 при $k_1=0{,}44$ и $k_2=0{,}3$ находим $\alpha_1=3{,}7$, $\alpha_2=5{,}24$.

Предельная величина продавливающей силы, которую может воспринять ростверк:

$$P_{\text{п}} = [3{,}7\ (0{,}9 + 0{,}336) + 5{,}24\ (0{,}71 + 0{,}495)]\ 1{,}12 \cdot 72 =$$
$$= 875 > P = 545\ т.$$

Следовательно, прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена.

Проверка ростверка на продавливание угловой сваей

Определяем величину расчетной нагрузки на наиболее нагруженную угловую сваю с учетом нагрузок от собственного веса ростверка и веса грунта на ростверк:

а) расчетная нагрузка на сваи от собственного веса ростверка

$$G_1 = a\,b\,H\,\gamma_6 n_{\text{п}\,1} = 4{,}5\cdot 2{,}4\cdot 1{,}2\cdot 2{,}5\cdot 1{,}1 \approx 36\ т;$$

б) расчетная нагрузка от засыпки земли на ростверк

$$G_2 = a\,b\,h_3\,\gamma_3\,n_{\text{п}\,2} = 4{,}5\cdot 2{,}4\cdot 1\cdot 1{,}8\cdot 1{,}2 \approx 23\ т.$$

Определяем величину реакции угловой сваи

$$P_{\phi\,1} = \frac{N + G_1 + G_2}{n} + \frac{M_x\,y_1}{\Sigma y_i^2} = \frac{825 + 36 + 23}{15} +$$
$$+ \frac{225\cdot 2}{6\cdot 2^2 + 6\cdot 1^2} = 74\ т.$$

Предельная величина продавливающей силы угловой сваи определяется по формуле (5)

$$P_{\text{п.ф}\,1} = \left[\beta_1\left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2}\right) + \beta_2\left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2}\right)\right] H_{01}\,R_{\text{р}},$$

где $b_{01} = \dfrac{450-400+30}{2} = 40$ *см*; $b_{02} = \dfrac{240-180+30}{2} = 45$ *см*;

$$c_{01} = 49{,}5 \qquad c_{02} = 30\ см;$$
$$H_{01} = H - 5\ см = 120 - 5 = 115\ см;$$
$$k_1 = \frac{c_{01}}{H_{01}} = \frac{49{,}5}{115} \approx 0{,}43;$$

$$k_2 = \frac{c_{02}}{H_{01}} = \frac{30}{115} = 0{,}26 < 0{,}3.$$

Принимаем $k_2 = 0{,}3$; $c_{02} = 0{,}3$ $H_{01} = 0{,}3 \cdot 115 = 34{,}5$ *см*.
По табл. 2 при $k_1 = 0{,}43$ и $k_2 = 0{,}3$ находим

$$\beta_1 = 0{,}83; \quad \beta_2 = 1{,}05.$$

$$P_{\text{п. ф 1}} = \left[0{,}83\left(0{,}45 + \frac{0{,}345}{2}\right) + 1{,}05\left(0{,}4 + \frac{0{,}495}{2}\right)\right] \times$$

$$\times 1{,}15 \cdot 72 = 99 \text{ т} > P_{\text{ф 1}} = 74 \text{ т}.$$

Следовательно, прочность ростверка на продавливание угловой сваей обеспечена.

ПРИМЕР 3

Дано: центрально нагруженный ростверк квадратной формы в плане на 16 сваях под сборную железобетонную колонну сечением 40×40 *см*.

Размеры ростверка в плане 330×330 *см*, высота ростверка 120 *см*. Колонна заделывается в ростверк на 60 *см*. Сваи сечением 30×30 *см*. Расстояние между осями свай 90 *см*.

Остальные размеры ростверка приведены на рис. 20.

Бетон ростверка марки 300.

Расчетная нормальная сила от нагрузки на колонну на уровне верха ростверка $N = 400$ *т*.

Требуется проверить ростверк на продавливание колонной. Проверяем условие P по формуле (4) (см. п. 2.6 Рекомендаций):

$$P \leqslant 2\mu F_6 R_p;$$

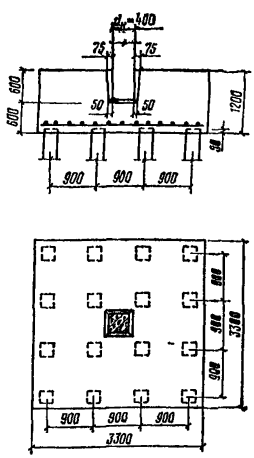


Рис. 20. Плитный ростверк свайного фундамента под сборную железобетонную колонну

$$F_б = 330 \cdot 120 - \left(\frac{55+50}{2}\ 60 + \frac{40+65}{2}\ 60\right) = 33\,300\ см^2;$$

$$\mu = 0{,}8 - 0{,}0025\,\sigma_{обж};$$

$$\sigma_{обж} = \frac{0{,}5\,F_б\,R_р}{d_к\,h_к} = \frac{0{,}5 \cdot 33\,300 \cdot 10{,}5}{40 \cdot 60} = 73\ кг/см^2;$$

$$\mu = 0{,}8 - 0{,}0025 \cdot 73 = 0{,}617;$$

$$P = 2 \cdot 0{,}617 \cdot 33\,300 \cdot 10{,}5 = 432\,000\ кг = 432\ т > N = 400\ т.$$

Следовательно, в этом случае расчет ростверка на продавливание колонной можно производить по формуле (2) как при монолитном сопряжении колонны с ростверком, принимая рабочую высоту ростверка h_1 (при расчете ростверка на продавливание) от верха ростверка до верха нижней рабочей арматуры сетки.

Поскольку в нашем случае $c_1 = c_2$ и колонна квадратного сечения (см. рис. 20), расчет на продавливание ростверка колонной производится по формуле (3)

$$P \leqslant 2\,\alpha_1\,(d_к + c_1)\ h_1\,R_р,$$

где $c_1 = c_2 = 90 - \frac{(40+25)}{2} = 12{,}5\ см$; $h_1 \approx h - 7\ см = 120 - 7 = 113\ см$,

$$k_1 = k_2 = \frac{c}{h_1} = \frac{12{,}5}{113} = 0{,}11 < 0{,}3.$$

Принимаем $k_1 = k_2 = 0{,}3$; $c_1 = 0{,}3\ h_1 = 0{,}3 \cdot 113 = 34\ см$. По табл. 1 при $k = 0{,}3$ имеем $\alpha_1 = 5{,}24$.

$$P = 2 \cdot 5{,}24\ (0{,}4 + 0{,}34)\ 1{,}13 \cdot 105 = 915\ т > 400\ т.$$

Следовательно, прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
1. Общие указания	4
2. Расчет ростверков по прочности	4
А. Расчет ростверков по прочности под сборные железобетонные колонны	4
Б. Расчет ростверков по прочности под монолитные железобетонные колонны	20
В. Расчет ростверков по прочности под стальные колонны	20
3. Расчет ростверков по раскрытию трещин	24
4. Конструктивные указания	25
5. Примеры расчета ростверков	28

Центральный научно-исследовательский
и проектно-экспериментальный институт
промышленных зданий и сооружений
ЦНИИПромзданий Госстроя СССР
Научно-исследовательский институт бетона и железобетона
НИИЖБ Госстроя СССР

Рекомендации
по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий

Редактор издательства *С. В. Беликина*
Технический редактор *Ю. Л. Циханкова*
Корректор *Г. Г. Морозовская*

Сдано в набор 29/X 1973 г. Подписано к печати 25/II 1974 г.

Т-03981 Формат 84×108¹/₃₂ Бумага типографская № 3

2,1 усл. печ. л. (уч.-изд. 2,0 л.)

Тираж 37.000 экз. Изд. № XII—4588 Зак. № 649 Цена 10 коп.

Стройиздат
103777, Москва, Кузнецкий мост, д. 9
Подольская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

gost.e-ecolog.ru