

По условию на одну сваю приходится нагрузка 2 тс. Согласно п. 7.1.13 СП 24.13330.2011 [1], горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент с жестким ростверком и вертикальными поперечными сваями одинакового поперечного сечения, допускается принимать равномерно распределенной между всеми сваями. Тогда на весь фундамент действует $6 \cdot 2 = 12$ тс.

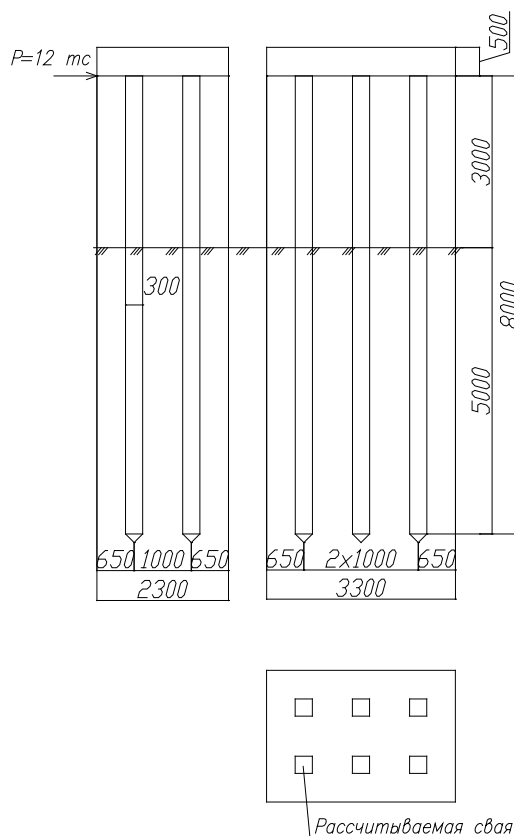


Рисунок 1 – Общий вид конструкции

Согласно п. 7.1.8 [1], при расчете свай всех видов по прочности материала сваю допускается рассматривать как стержень, жестко защемленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии l_1 , определяемом по формуле:

$$l_1 = l_0 + 2/a_d, \quad (1)$$

где l_0 – длина участка сваи от подошвы высокого ростверка до уровня планировки грунта, м. $l_0 = 3$ м;

a_d – коэффициент деформации, определяемый согласно п. В.4 [1]:

$$a_d = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{\gamma_c EI}}, \quad (2)$$

где K – коэффициент пропорциональности, для песка средней крупности $K = 15000$ кН/м⁴;

E – модуль упругости бетона. Для В25 $E = 30000$ МПа;

I – момент инерции сечения сваи. $I = 0,3^4/12 = 0,000675$ м⁴;

b_c – условная ширина сваи. $b_c = 1,5d + 0,5 = 1,5*0,3+0,5 = 0,95$ м;

γ_c – коэффициент условий работ.

Согласно п. В.5 [1], при статическом расчете свай в составе куста следует учитывать их взаимодействие. Допустимо производить расчет как для одиночной сваи, но коэффициент пропорциональности K умножается на понижающий коэффициент α_i , равный:

$$\alpha_i = \gamma_c \prod_{j \neq i} \left(1 - \frac{d}{r_{ij}} \left(1,17 + 0,36 \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} - 0,15 \left(\frac{x_j - x_i}{r_{ij}} \right)^2 \right) \right), \quad (2.1)$$

где γ_c – коэффициент, учитывающий уплотнение грунта при погружении свай и принимаемый равным 1,2 для забивных свай сплошного сечения;

$d = 0,3$ м;

$$r_{ij} = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2}, \quad (2.2)$$

где x_i, y_i – координаты оси i -й сваи в плане, причем горизонтальная нагрузка приложена в направлении оси x ;

x_j, y_j – то же, для j -й сваи.

Произведение $\prod_{j \neq i}$ распространяется только на сваи куста, непосредственно примыкающие к i -й свае. Схема для определения α_i дана на рисунке 1.1.

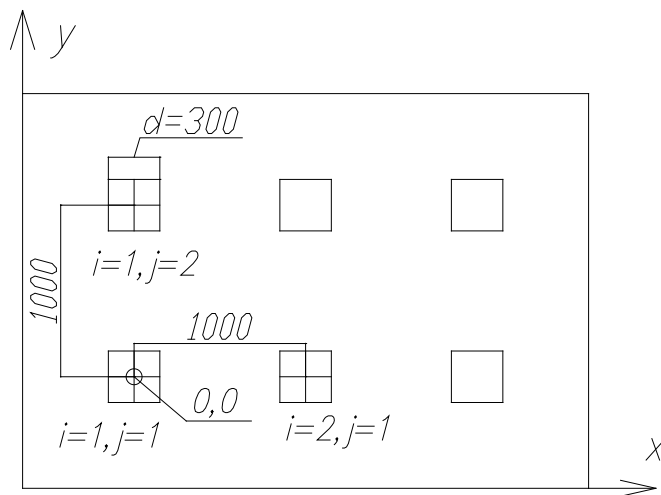


Рисунок 1.1 – Схема для определения α_i

$$r_{12} = r_{21} = \sqrt{(0 - 1)^2 + (0 - 1)^2} = 1,41.$$

$$\Pi_{i=1,j=2} = 1 - \frac{0,3}{1,41} \left(1,17 + 0,36 \frac{1-0}{1,41} - 0,15 \left(\frac{1-0}{1,41} \right)^2 \right) = 0,713.$$

$$\Pi_{i=2,j=1} = 1 - \frac{0,3}{1,41} \left(1,17 + 0,36 \frac{0-1}{1,41} - 0,15 \left(\frac{0-1}{1,41} \right)^2 \right) = 0,822.$$

$$\alpha_i = 1,2 * 0,713 * 0,822 = 0,703.$$

$$a_d = \sqrt[5]{\frac{0,703 \cdot 15000 \cdot 0,95}{1 \cdot 30000000 \cdot 0,000675}} = 0,869 \text{ л/м.}$$

Тогда $l_1 = 3 + 2/0,869 = 5,3$ м. Расчетная схема сваи:



Рисунок 2 – Расчетная схема сваи

В соответствии с п. Д.3 [2], расчеты свай следует выполнять с использованием значений приведенной глубины погружения сваи в грунт l' и приведенной глубины расположения сечения сваи в грунте z' , определяемых по формулам:

$z' = za_d,$	(3)
$l' = la_d,$	(4)

где z – действительная глубина расположения сечения сваи в грунте, считая от поверхности грунта;

l – действительная глубина погружения сваи, считая от поверхности грунта. $l' = 5 * 0,869 = 4,35$.

Значения усилий вычислим по формулам из п. Д.7 [2]:

$M = a_D^2 E_6 I y_0 A_3 - a_D E_6 I \varphi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{a_D} D_3,$	(5)
$Q = a_D^3 E_6 I y_0 A_4 - a_D^2 E_6 I \varphi_0 B_4 + a_D M_0 C_4 + H_0 D_4,$	(6)

где $A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$ – коэффициенты в зависимости от l' .

H_0 – расчетное значение поперечной силы, в рассматриваемом сечении сваи, равно H (в уровне головы сваи), $H=2$ тс;

M_0 – расчетное значение изгибающего момента в рассматриваемом сечении сваи, равно:

$M_0 = M + Hl_0,$	(6.1)
-------------------	-------

где l_0 – длина сваи от подошвы ростверка до поверхности грунта, $l_0 = 3$ м;

M – изгибающий момент, действующий на голову сваи. В соответствии с п.8.8 [1], жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями следует предусматривать в случае, когда:

- стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.) – *данный момент нужно было оговорить заранее;*

- в месте сопряжения сжимающая нагрузка, передаваемая на сваю, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения – *за счет того, что сила приложена в уровне головы сваи, сжимающего усилия возникать не будет;*

- на сваю действуют горизонтальные нагрузки, значения перемещений от которых при свободном опирании оказываются более предельных для проектируемого здания или сооружения – *мало данных для данного расчета;*

- в фундаменте имеются наклонные или вертикальные составные сваи – *нет;*

- сваи работают на выдергивающие нагрузки – *нет.*

Из всех вышеуказанных пунктов ни один не подпадает под наши условия, поэтому предполагаем шарнирное сопряжение головы сваи и ростверка.

Рассмотрим случай при жесткой заделке сваи в ростверк. Расчетный момент заделки M_f , учитываемый при расчете свай (т.е. момент M ,

действующий на голову сваи), обеспечивающий невозможность поворота головы сваи, следует определять по формуле:

$M_f = - \frac{\varepsilon_{MH} + l_0 \varepsilon_{MM} + \frac{l_0^2}{2EI}}{\varepsilon_{MM} + \frac{l_0}{EI}},$	(6.2)
--	-------

Знак «минус» при этом означает, что при горизонтальной силе H , направленной слева направо, на голову сваи со стороны заделки передается момент, направленный против часовой стрелки (т.е. в сторону, противоположную моменту от горизонтальной силы). Деформированные виды и схематичные эпюры моментов при разных схемах закрепления приведены на рисунке 2.1.

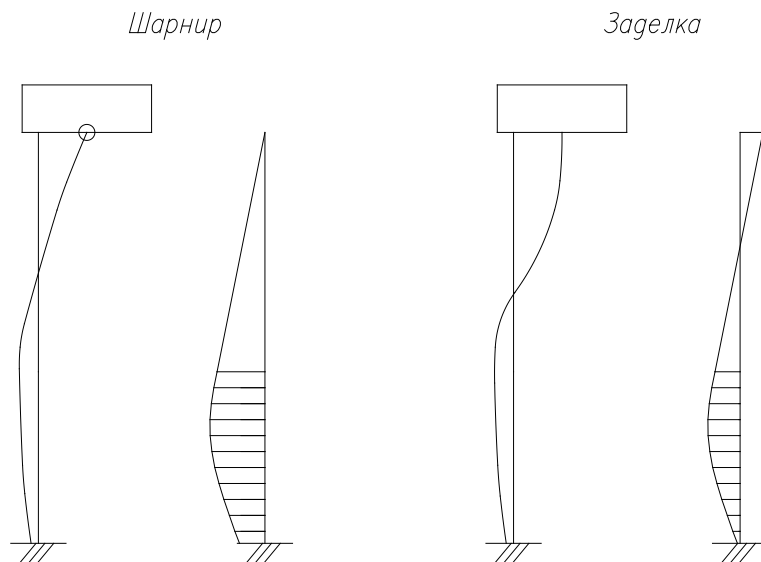


Рисунок 2.1 - Деформированные виды и схематичные эпюры моментов при разных схемах закрепления головы сваи

Таким образом, максимальные значения изгибающего момента при шарнирном закреплении будут больше, чем при жестком. Тогда значение опорного момента $M = 0$.

$$M_0 = 0 + 2 \cdot 3 = 6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

y_0 – горизонтальное перемещение, м, поперечного сечения сваи в уровне поверхности грунта:

$y_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{HH} + M_0 \cdot \varepsilon_{HM},$	(7)
--	-----

φ_0 – угол поворота, рад, поперечного сечения сваи в уровне поверхности грунта.

$\varphi_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{MH} + M_0 \cdot \varepsilon_{MM},$	(8)
--	-----

$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{a_D^3 EI} A_0,$	(9)
$\varepsilon_{HM} = \varepsilon_{MH} = \frac{1}{a_D^2 EI} B_0,$	(10)
$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{a_D EI} C_0,$	(11)

При $l' = 4,35$ и опирании на дисперсный грунт $A_0 = 2,441$, $B_0 = 1,621$, $C_0 = 1,751$. Тогда:

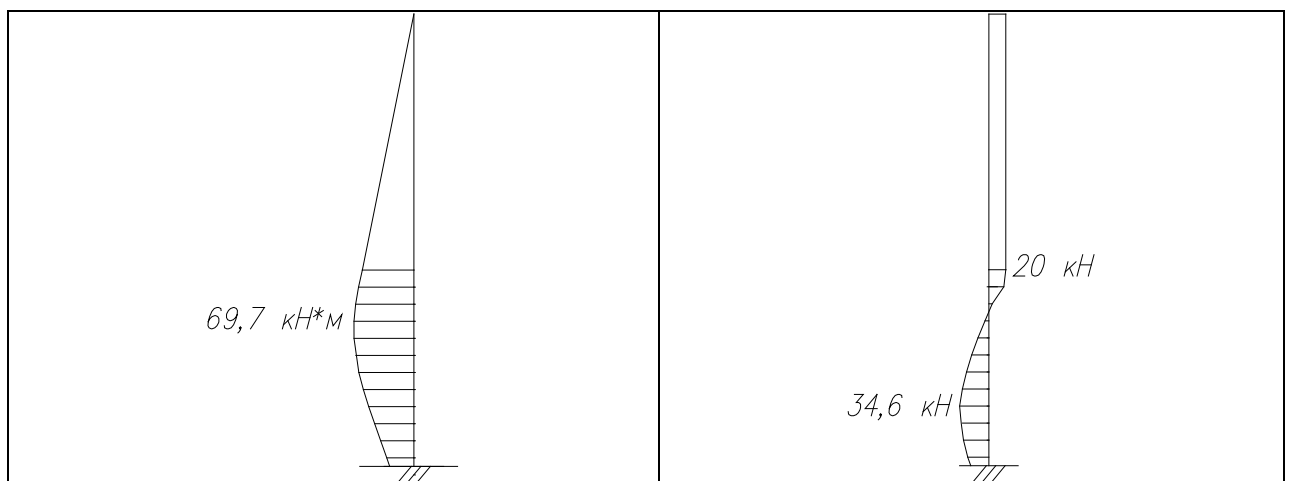
$$\varepsilon_{HH} = 1,84 \cdot 10^{-4}, \quad \varepsilon_{HM} = \varepsilon_{MH} = 1,06 \cdot 10^{-4}, \quad \varepsilon_{MM} = 9,96 \cdot 10^{-5}.$$

$$y_0 = 20 \cdot 1,84 \cdot 10^{-4} + 60 \cdot 1,06 \cdot 10^{-4} = 0,01 \text{ м.}$$

$$\varphi_0 = 20 \cdot 1,06 \cdot 10^{-4} + 60 \cdot 9,96 \cdot 10^{-5} = 0,0081 \text{ рад.}$$

z	z'	A3	B3	C3	D3	A4	B4	C4	D4	M, кН*м	Q, кН
0	0,000	0	0	1	0	0	0	0	1	60,00	20,00
0,2	0,174	-0,001	0	1	0,2	-0,02	-0,003	0	1	64,45	17,70
0,4	0,347	-0,011	-0,002	1	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	0,999	67,81	11,76
0,6	0,521	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,994	69,74	3,96
0,8	0,695	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,32	-0,171	-0,051	0,98	69,71	-4,57
1	0,869	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,946	67,57	-12,93
1,2	1,042	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,876	64,11	-20,31
1,4	1,216	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,91	-0,479	0,747	58,82	-26,38
1,6	1,390	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,35	-0,815	0,529	52,61	-31,29
1,8	1,564	-0,956	-0,867	0,53	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,181	45,65	-34,57
2	1,737	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	38,67	-31,11
2,2	1,911	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692	31,57	-30,04
2,4	2,085	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	24,79	-27,79

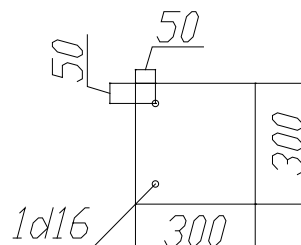
Эпюры изгибающих моментов (слева) и поперечной силы (справа):



В расчет берем следующие значения: $M = 69,7 \text{ кН*м}$, $Q = 34,6 \text{ кН}$.

Расчеты свай по материалу выполнены согласно СП 35.13330.2011 Мосты и трубы [3].

Первоначально принимаем армирование в виде двух стержней $d16 \text{ мм}$ из стали 15ХСНД. Предел текучести 295 МПа . Для В25 $R_b = 13 \text{ МПа}$.



Расчеты по первой группе предельных состояний.

Расчет изгибаемого железобетонного элемента выполним в соответствии с п. 7.62 [3] по формуле:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (12)$$

где M – значение изгибающего момента, $M = 69,7 \text{ кН*м}$;

$$b = 0,3 \text{ м};$$

h_0 – рабочая высота сечения – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до сжатой грани;

x – высота сжатой зоны, определяется из условия:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}, \quad (13)$$

где R_s – предел прочности растянутой арматуры, $R_s = 295 \text{ МПа}$;

A_s – площадь растянутой арматуры. $A_s = 4 * 3,14 * 0,008^2 = 0,0004 \text{ м}^2$. $h_0 = 0,25 \text{ м}$.

$$x = \frac{295 * 0,0004}{13 * 0,3} = 0,03 \text{ м}.$$

Относительная высота сжатой зоны :

$$\frac{x}{h_0} \leq \frac{w}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}, \quad (14)$$

где $w = 0,85 - 0,008 * R_b = 0,85 - 0,008 * 13 = 0,746$;

$\sigma_1 = 295 \text{ МПа}$.

$\sigma_2 = 500$ МПа – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны.

$$\frac{0,03}{0,25} \leq \frac{0,746}{1 + \frac{295}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)}$$

$0,12 < 0,626$ – условие выполнено.

Тогда условие прочности:

$$68,9 \leq 13000 * 0,3 * 0,03(0,25 - 0,5 * 0,03).$$

$68,9 > 27,5$ – условие не выполнено, необходимо увеличить количество арматуры. Принимаем 4 стержня $d=20$ мм. Промежуточные расчеты проведены в программе Excel.

$$A_s = 0,001256 \text{ м}^2.$$

$$h_0 = 0,25 \text{ м}.$$

$$x = 0,091 \text{ м}.$$

$69,7 \text{ кН*м} < 75,0 \text{ кН*м}$ – проверка по изгибающему моменту выполнена.

Расчет наклонного сечения по поперечной силе.

- расчет на действие поперечной силы между наклонными трещинами выполнен согласно п. 7.77 [3]:

$Q \leq 0,3\varphi_{wl}\varphi_{bl}R_bbh_0,$	(15)
--	------

где Q – величина поперечной силы;

$$\varphi_{wl} = 1 + \eta n_1 \mu_w, \varphi_{wl} \leq 1,3, \text{ где}$$

$\eta = 5$ при хомутах, нормальных к продольной оси элемента;

n_1 – отношение модулей упругости арматуры и бетона. По п. 7.48 [3] для В25 $n_1 = 20$.

$\mu_w = A_{sw} / bS_w,$	(16)
--------------------------	------

где A_{sw} – площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости. В качестве хомутов приняты стержни $d=6$ мм, расположенные с шагом 20 см. $A_{sw} = 2 * 3,14 * 0,003^2 = 0,000056 \text{ м}^2$.

S_w – расстояние между хомутами по нормали к ним, $S_w = 0,2$ м;

$$b = 0,3 \text{ м}.$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 * 20 * \left(\frac{0,000056}{0,2 * 0,3} \right) = 1,09.$$

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 * 13 = 0,87.$$

$$36,4 \leq 0,3 * 1,09 * 0,87 * 13000 * 0,3 * 0,25 = 277 \text{ кН.}$$

36,4 кН < 277 кН – проверка выполнена.

- расчет по наклонной трещине выполнен в соответствии с п. 7.78 [3].

Так как наклонной рабочей арматуры нет и угол наклона трещины принят равным 45^0 , формула для проверки примет вид:

$Q \leq \sum R_{sw}A_{sw} + Q_b,$	(17)
-----------------------------------	------

где $\sum R_{sw}A_{sw}$ – сумма проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой арматуры (хомутов). Трещина пересекает 4 хомута, тогда $\sum R_{sw}A_{sw} = 0,8 * 295 * 3,14 * 0,003^2 = 6,6 \text{ кН.}$

Q_b – поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения и определяемое по формуле:

$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0,$	(18)
---	------

где m – коэффициент условий работ, в запас прочности принимаем равным 1,3;

$$R_{bt} = 0,95 \text{ МПа для бетона В25.}$$

c – длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента. Так как угол наклона трещины принят равным 45^0 , $c = 0,3 - 0,03/2 = 0,285 \text{ м.}$

$$Q_b = \frac{2 * 0,95 * 0,3 * 0,285^2}{0,285} \leq 1,3 * 0,95 * 0,3 * 0,25.$$

$$125 \text{ кН} > 92,7 \text{ кН, в расчет принимаем } Q_b = 92,7 \text{ кН.}$$

Тогда проверка по наклонной трещине:

$$36,4 \text{ кН} < 6,6 + 92,7 = 99,3 \text{ кН} – \text{ проверка выполнена.}$$

Расчет по второй группе предельных состояний.

Предельное значение раскрытия трещин принимаем равным 0,02 см (в сваях опор, находящихся в зоне переменного уровня воды.

- расчет по образованию продольных трещин выполнен в соответствии с п.7.100 [3]:

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{red}} x \leq R_{b,mc2}, \quad (19)$$

где I_{red} – момент инерции приведенного сечения без учета площади растянутого бетона;

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + n'A_s(h_0 - x)^2, \quad (20)$$

$$I_{red} = (0,3*0,09^3)/3+20*0,001256*(0,25-0,09)^2 = 0,00072 \text{ м}^4.$$

$$R_{b, mc2} = 11,8 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_b = \frac{69,7}{0,00072} 0,09 \leq 11800.$$

8,71 МПа < 11,8 МПа – проверка по образованию продольных трещин выполнена.

- расчет по раскрытию нормальных трещин выполнен в соответствии с п. 7.105 [3] по формуле:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_s}{E} \psi \leq 0,02, \quad (21)$$

где σ_s – напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = n' \frac{M}{I_{red}} (h_0 - x), \quad (22)$$

$\sigma_s = 20 \frac{69,7}{0,00072} (0,25 - 0,09) = 310 \text{ МПа}$ – полученные напряжения превышают предел текучести 15ХСНД, в качестве материала сваи применим сталь 10ХСНД с пределом текучести 350 МПа.

ψ – коэффициент раскрытия трещин, при арматуре периодического профиля:

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r}, \quad (23)$$

где:

$$R_r = \frac{A_r}{\beta n d'}, \quad (24)$$

где $A_r = b(6d+a_s)$ – площадь взаимодействия бетона и арматуры, ограниченная контуром сечения и прямой, отложенной на расстоянии 6 диаметров от оси арматурных стержней. $A_r = 30(6*2+5) = 510 \text{ см}^2$.

β – коэффициент, при одиночных стержнях равный 1 .

n – количество стержней рабочей арматуры, $n = 4$.

$d = 2,0 \text{ см}$ – диаметр стержня.

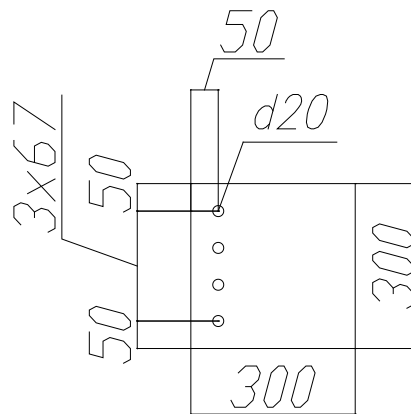
$$R_r = \frac{510}{1*4*2} = 63,75.$$

$$\psi = 1,5\sqrt{63,75} = 12,0 \text{ см.}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{310}{210000} 12 \leq 0,02.$$

$0,018 \text{ см} < 0,2 \text{ см}$ – проверка по трещиностойкости по раскрытию нормальных трещин выполнена.

Вывод: в качестве рабочего армирования железобетонной сваи 30×30 см, выполненной из бетона В25, принимаем четыре стержня $d20$ мм из стали 10ХСНД.



Список литературы

1. СП 24.13330.2011. Свод правил. Свайные фундаменты.
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов.
3. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы