

По условию на одну сваю приходится нагрузка 2 тс, тогда на весь фундамент $6 \cdot 2 = 12$ тс (условно принимается, что горизонтальная нагрузка распределена равномерно между всеми сваями).

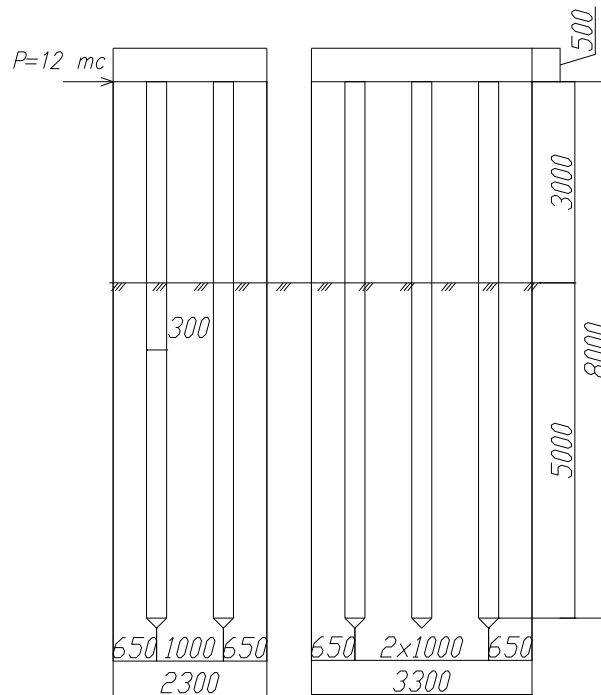


Рисунок 1 – Общий вид конструкции

При расчете сваи по прочности материала сваю следует 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 ростверка до уровня поверхности грунта, м. $l_0 = 3$ м;

a_d – коэффициент деформации, определяемый:

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

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. $b_c = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95$ м;

γ_c – коэффициент условий работ.

$$a_d = \sqrt[5]{\frac{15000 \cdot 0,95}{1 \cdot 300000000 \cdot 0,000675}} = 0,932 \text{ 1/м.}$$

Тогда $l_1 = 3 + 2/0,932 = 5,15$ м. Расчетная схема сваи:

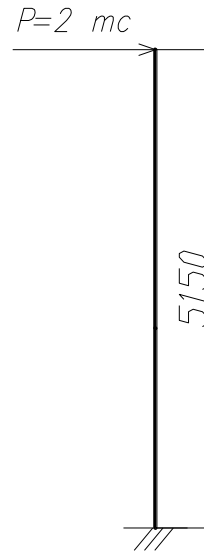


Рисунок 2 – Расчетная схема сваи

Все расчеты свай следует выполнять применительно к приведенной глубине расположения сечения сваи в грунте z' и приведенной глубине погружения сваи в грунт l' , определяемых:

| | |
|--------------|-----|
| $z' = za_d,$ | (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. $l' = 5 \cdot 0,932 = 4,66$.

Значения усилий вычислим по формулам:

| | |
|--|-----|
| $M = a_d^2 E_\delta I y_0 A_3 - a_d E_\delta I \varphi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{a_d} D_3,$ | (5) |
| $Q = a_d^3 E_\delta I y_0 A_4 - a_d^2 E_\delta I \varphi_0 B_4 + a_d M_0 C_4 + H_0 D_4,$ | (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, равное H (в уровне головы сваи), $H=2$ тс;

M_0 – расчетное значение изгибающего момента в рассматриваемом сечении сваи, равное $M+Hl_0$. l_0 – длина сваи от подошвы ростверка до поверхности грунта, $l_0 = 3$ м, $M_0 = 0+2*3 = 6$ тс*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 $l' = 4,66$ и опирании на дисперсный грунт $A_0 = 2,441$, $B_0 = 1,621$, $C_0 = 1,751$. Тогда:

$$\varepsilon_{HH} = 1,45 \cdot 10^{-4}, \varepsilon_{HM} = \varepsilon_{MH} = 9,21 \cdot 10^{-5}, \varepsilon_{MM} = 9,28 \cdot 10^{-5}.$$

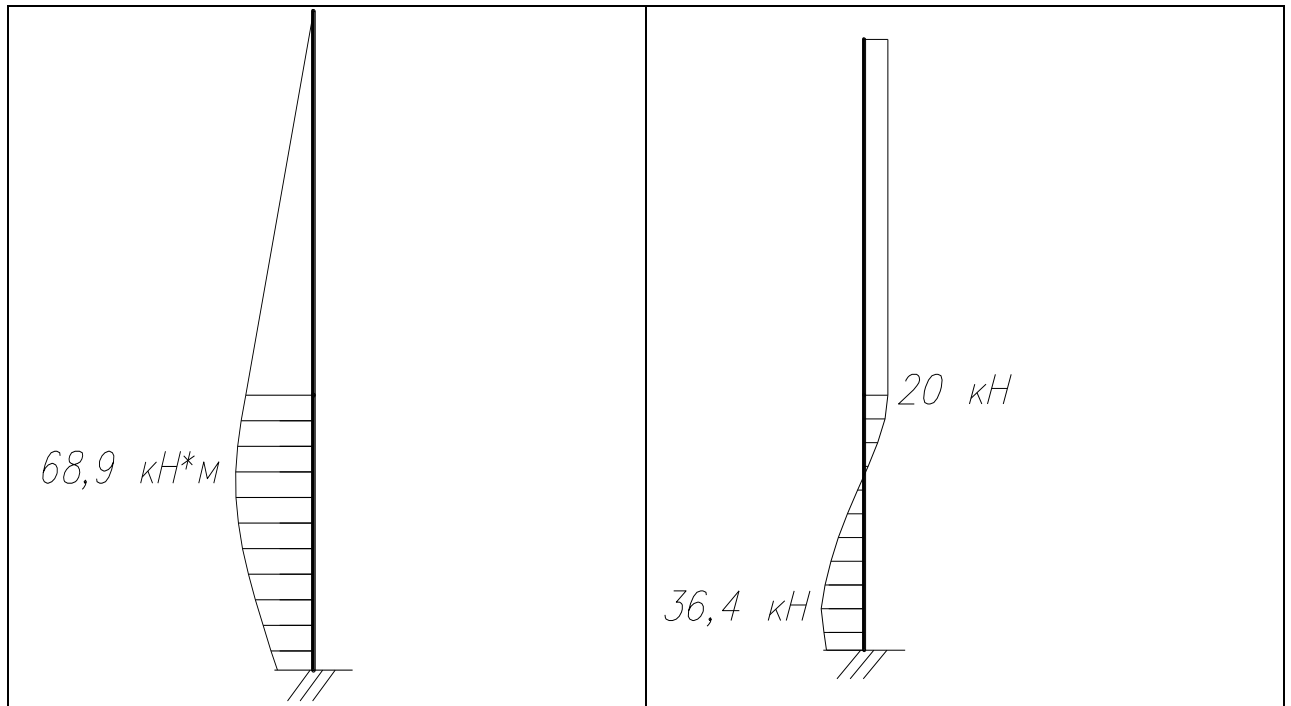
$$y_0 = 20 \cdot 1,45 \cdot 10^{-4} + 60 \cdot 9,21 \cdot 10^{-5} = 0,0085 \text{ м.}$$

$$\varphi_0 = 20 \cdot 9,21 \cdot 10^{-5} + 60 \cdot 9,28 \cdot 10^{-5} = 0,0074 \text{ рад.}$$

| 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 | 0,186 | -0,001 | 0 | 1 | 0,2 | -0,02 | -0,003 | 0 | 1 | 64,14 | 17,60 |
| 0,4 | 0,373 | -0,011 | -0,002 | 1 | 0,4 | -0,08 | -0,021 | -0,003 | 0,999 | 67,22 | 11,39 |
| 0,6 | 0,559 | -0,036 | -0,011 | 0,998 | 0,6 | -0,18 | -0,072 | -0,016 | 0,994 | 68,91 | 3,26 |
| 0,8 | 0,746 | -0,085 | -0,034 | 0,992 | 0,799 | -0,32 | -0,171 | -0,051 | 0,98 | 68,70 | -5,60 |
| 1 | 0,932 | -0,167 | -0,083 | 0,975 | 0,994 | -0,499 | -0,333 | -0,125 | 0,946 | 66,45 | -14,26 |
| 1,2 | 1,119 | -0,287 | -0,173 | 0,938 | 1,183 | -0,716 | -0,575 | -0,259 | 0,876 | 62,91 | -21,88 |
| 1,4 | 1,305 | -0,455 | -0,319 | 0,866 | 1,358 | -0,967 | -0,91 | -0,479 | 0,747 | 57,62 | -28,11 |
| 1,6 | 1,491 | -0,676 | -0,543 | 0,739 | 1,507 | -1,248 | -1,35 | -0,815 | 0,529 | 51,45 | -33,10 |
| 1,8 | 1,678 | -0,956 | -0,867 | 0,53 | 1,612 | -1,547 | -1,906 | -1,299 | 0,181 | 44,58 | -36,36 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
| 2 | 1,864 | -1,295 | -1,314 | 0,207 | 1,646 | -1,848 | -2,578 | -1,966 | -0,057 | 37,71 | -32,81 |
| 2,2 | 2,051 | -1,693 | -1,906 | -0,271 | 1,575 | -2,125 | -3,36 | -2,849 | -0,692 | 30,74 | -31,60 |

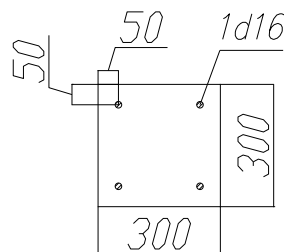
Эпюры изгибающих моментов (слева) и поперечной силы (справа):



В расчет берем следующие значения: $M = 68,9 \text{ кН*м}$, $Q = 36,4 \text{ кН}$.

Расчет согласно СП 35.13330.2011 (Мосты и трубы).

Армирование выполнено четырьмя стержнями $d16$ 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 по формуле:

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

где M – значение изгибающего момента, $M = 68,9 \text{ кН*м}$;

$b = 0,3 \text{ м}$;

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

x – высота сжатой зоны, определяется из условия:

| | |
|------------------------------|------|
| $x = \frac{R_s A_s}{R_b b'}$ | (13) |
|------------------------------|------|

где R_s – предел прочности растянутой арматуры, $R_s = 295$ МПа;

A_s – площадь растянутой арматуры.

Предположим, что в растянутой зоне находится два стержня из четырех. Тогда $A_s = 4 \cdot 3,14 \cdot 0,008^2 = 0,0004$ м². $h_0 = 0,25$ м.

$x = \frac{295 \cdot 0,0004}{13 \cdot 0,3} = 0,03$ м. Пересчитаем с четырьмя стержнями в растянутой зоне: $A_s = 8 \cdot 3,14 \cdot 0,008^2 = 0,0008$ м².

$x = \frac{295 \cdot 0,0008}{13 \cdot 0,3} = 0,06$ м. В запас прочности в дальнейший расчет принимаем два стержня в растянутой зоне.

Относительная высота сжатой зоны :

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

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

$\sigma_1 = 295$ 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:

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

$68,9 > 27,5$ – условие не выполнено, необходимо увеличить количество арматуры. Дальнейший подбор здесь производить не будем, это чисто технический процесс.

Расчет наклонного сечения по поперечной силе.

- расчет на действие поперечной силы между наклонными трещинами согласно п. 7.77:

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

где Q – величина поперечной силы;

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

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

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

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

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

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

$$b = 0,3 \text{ м.}$$

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

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

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

$36,4 < 277$ – проверка выполнена.

- расчет по наклонной трещине по п. 7.78.

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

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

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

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

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

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

$$R_{bt} = 0,95 \text{ МПа.}$$

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

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

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

Тогда проверка по наклонной трещине:

$36,4 < 6,6 + 92,7$ – проверка выполнена.

Расчет по второй группе предельных состояний.

Предельное значение раскрытия трещин принимаем равным $0,02 \text{ см}$ (в сваях опор, находящихся в зоне переменного уровня воды).

- расчет по образованию продольных трещин:

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

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

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

$$I_{red} = (0,3 \cdot 0,03^3)/3 + 20 \cdot 0,0004(0,25 - 0,03)^2 = 0,00038 \text{ м}^4.$$

$$R_{b,mc2} = 11,8 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_b = \frac{68,9}{0,00038} \cdot 0,03 \leq 11800.$$

$5440 < 11800$ – проверка выполнена.

- расчет по раскрытию нормальных трещин

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

где σ_s – напряжения в арматуре:

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

$\sigma_s = 20 \frac{68,9}{0,00038} (0,25 - 0,03) = 798$ МПа – полученные напряжения превышают предел текучести 15ХСНД, но в данной работе производить подбор стержней не будем, в расчет пойдут эти напряжения.

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. $A_r = 0,3(6*0,016+0,05) = 438$ см².

β – коэффициент, при одиночных стержнях равный 1.

n – количество стержней рабочей арматуры, $n=2$.

$d = 1,6$ см – диаметр стержня.

$$R_r = \frac{438}{1*2*1,6} = 137.$$

$$\psi = 1,5 \sqrt{137} = 17,6 \text{ см.}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{798}{210000} 17,6 \leq 0,02.$$

$0,067 > 0,2$ – проверка не выполняется, необходимо увеличить площадь рабочей арматуры.