

1. Расчет плиты покрытия

Сбор нагрузок:

Собственный вес плиты:

Принимаем плиту толщиной 200 мм, бетон В25.

$$q_{\text{плиты}} = 25 * 0,2 * 1,1 = 5,5 \text{ кН/м};$$

Снеговая нагрузка:

Снеговой район- IV

Коэффициент учитывающий снос снега с покрытий зданий:

$$c_e = (1,2 - 0,1 * 3,3 * \sqrt{0,94})(0,8 + 0,002 * 7) = 0,72;$$

Нормативная снеговая нагрузка:

$$S_0 = 0,7 * 0,72 * 1 * 1 * 2,4 = 1,21 \text{ кПа.}$$

Расчетная нагрузка:

$$S = 1,4 * 1,21 = 1,69 \text{ кПа}$$

Равномерно распределенная нагрузка на покрытие для отдыха составляет 1,5 кПа.

Суммарная нагрузка на квадратный метр покрытия составит 8,69 кПа.

Расчет армирования плиты:

Определим максимальный момент:

$$M_{\text{max}} = \frac{8,69 * 5,2^2}{8} = 29,4 \text{ кН * м};$$

Принятые материалы:

Бетон В25, арматура АIII.

$$R_b = 14,5 \text{ МПа};$$

$$R_s = 365 \text{ МПа};$$

Определим граничную высоту сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 * 14,5 * 0,9}{1 + \frac{365}{500} * (1 - \frac{0,85 - 0,008 * 14,5 * 0,9}{1,1})} = 0,604.$$

Рабочая высота сечения:

$$h_0 = \sqrt{\frac{29400}{0,289 * 14500000 * 0,9 * 1}} = 0,09 \text{ м.}$$

$$h = 0,09 + 0,04 = 0,13 \text{ м.}$$

$$\alpha_m = \frac{29400}{14500000 * 0,9 * 1 * 0,16^2} = 0,088.$$

Следовательно:

$$\zeta = 0,958$$

$$\xi = 0,095$$

$$A_s = \frac{29400}{36500000 * 0,9 * 0,958 * 0,16} = 0,00058 \text{ м}^2.$$

Исходя из полученного значения подбираем арматуру диаметром 14 мм, с шагом 200 мм

$$A = 7,69 \text{ см}^2.$$

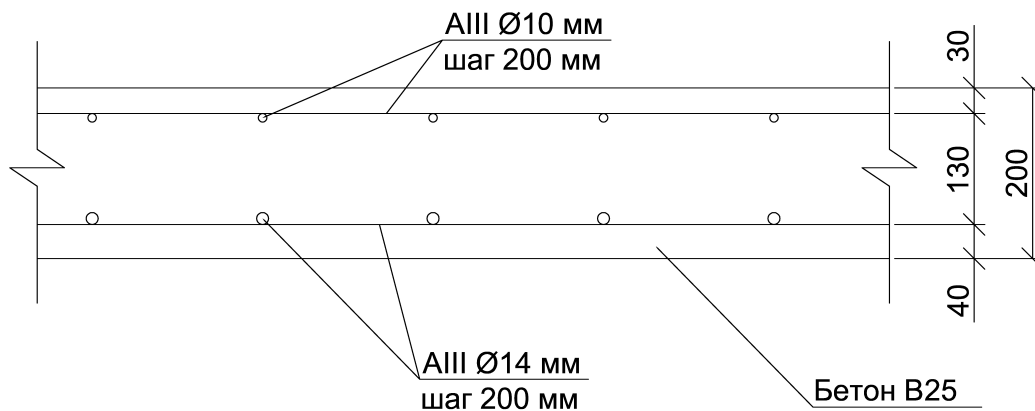
Проверка по наклонным сечениям на действие поперечной силы.

$$Q \leq Q_{b \min} = \varphi_{b3} * (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0.$$

$$Q_{\max} = \frac{29,4 * 5,2}{2} = 76,4 \text{ кН.}$$

$$Q_{b \min} = 0,6 * (1 + 0 + 0) * 1,05 * 10^6 * 0,9 * 1 * 0,16 = 90,72 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.



2. Расчет ригеля под покрытие

Сбор нагрузок:

Собственный вес ригеля:

Предварительная высота и ширина балки:

$$h = 4,55 / 12 = 0,37 \text{ м}$$

Принимаем 0,4 м.

$$b = 0,4 * 0,5 = 0,2 \text{ м.}$$

Предварительно принимаем балку сечением 0,4x0,25 м.

$$q_{\text{ригеля}} = 1,1 * 0,4 * 0,25 * 25 = 2,2 \text{ кН/м.}$$

Вес покрытия на ригель.

$$q_{\text{покрытия}} = 8,69 * 3,5 = 30,4 \text{ кНм.}$$

Расчет армирования ригеля:

Определим максимальный момент:

$$M_{\text{max}} = \frac{32,6 * 4,55^2}{8} = 84,4 \text{ кН * м;}$$

Принятые материалы:

Бетон В25, арматура АIII.

$$R_b = 14,5 \text{ МПа;}$$

$$R_s = \frac{390}{1,07} = 365 \text{ МПа;}$$

Определим граничную высоту сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 * 14,5 * 0,9}{1 + \frac{365}{500} * \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 * 14,5 * 0,9}{1,1}\right)} = 0,604.$$

$$\alpha_m = \frac{84,4}{14,5 * 1000 * 1 * 0,36^2} = 0,045.$$

Следовательно:

$$\zeta = 0,978$$

$$\xi = 0,045$$

$$A_s = \frac{84,4}{365 * 1000 * 0,978 * 0,36} = 0,00066 \text{ м}^2.$$

Исходя из полученного значения подбираем арматуру диаметром 18 мм, $A = 7,63 \text{ см}^2$. (3 стержня)

Величина сжатой зоны:

$$x = \frac{365 * 0,000763}{14,5 * 0,25} = 0,08 \text{ м.}$$

$0,08 < 0,604 * 0,21$. -Армирование сжатой зоны не требуется, принимаем его конструктивно (АIII диаметр 10 мм).

Проверка по наклонным сечениям на действие поперечной силы.

$$Q_{\text{max}} = \frac{84,4 * 4,55}{2} = 192,01 \text{ кН.}$$

$$Q_{b \text{ min}} = 0,6 * (1 + 0 + 0) * 1,05 * 10^6 * 0,9 * 0,25 * 0,36 = 51,0 \text{ кН.}$$

Условие не выполнено, следовательно продолжаем расчет.

$$d_{sw} = 18 * 0,25 = 4,5 \text{ мм.}$$

Предварительно принимаем поперечную арматуру АIII $\varnothing 8$ мм, с шагом 200 мм.

$$q_{sw} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 0.000101}{0.20} = 146,8 \text{ кН/м.}$$

Находим длину проекции опасной наклонной трещины:

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,36^2}{146,5 \cdot 1000}} = 0,65 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,36 = 0,72 \text{ м.}$$

Следовательно $c_0 = c = 0.65$ м.

Определяем поперечное усилие воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,36^2}{0,65} = 94,2 \text{ кН.}$$

Определяем поперечное усилие воспринимаемое арматурой:

$$Q_{sw} = 146,8 \cdot 0.65 = 95,4 \text{ кН.}$$

$$192 > 94,2 + 95,4$$

Условие не выполнено, следовательно увеличиваем диаметр поперечной арматуры до 10 мм.

Повторим расчет:

$$q_{sw} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 0.000157}{0.20} = 227,7 \text{ кН/м.}$$

Находим длину проекции опасной наклонной трещины:

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,36^2}{227,7 \cdot 1000}} = 0,52 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,36 = 0,72 \text{ м.}$$

Следовательно $c_0 = c = 0.52$ м.

Определяем поперечное усилие воспринимаемое бетоном:

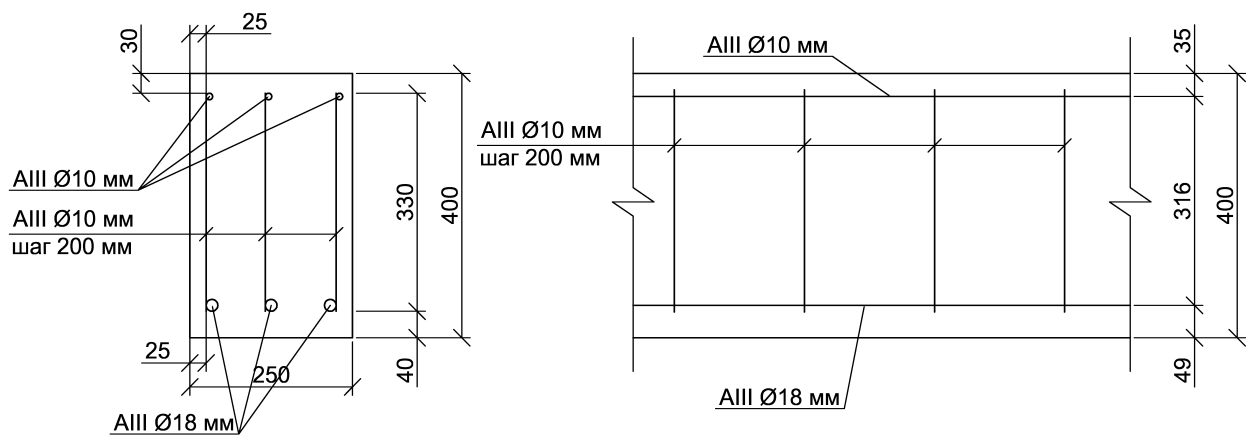
$$Q_b = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,36^2}{0,52} = 117,8 \text{ кН.}$$

Определяем поперечное усилие воспринимаемое арматурой:

$$Q_{sw} = 227,7 \cdot 0.52 = 118,4 \text{ кН.}$$

$$192 > 117,8 + 118,4$$

Условие выполнено, следовательно, прочность обеспечена.



3. Расчет колонны

Сбор нагрузок:

Собственный вес колонны:

$$N_{\text{колонны}} = 1,1 * 6,65 * 0,3 * 0,3 * 25 = 16,5 \text{ кН.}$$

Нагрузка на колонну:

От ригелей:

$$N_{\text{ригели}} = 1,1 * 25 * 0,4 * 0,2 * 4,55 = 10,0 \text{ кН}$$

Покрытие:

$$N_{\text{покрытие}} = 3,5 * 8,69 * 4,55 = 138,4 \text{ кН.}$$

Перекрытие:

$$N_{\text{перекрытие}} = 0,2 * 3 * 4,5 * 1,1 * 25 = 75,1 \text{ кН.}$$

Стены:

$$N_{\text{стены}} = 1,2 * 0,4 * 6 * 4,55 * 5,6 = 73,4 \text{ кН.}$$

Полезная нагрузка на перекрытие:

$$N_{\text{п.н.п.}} = 1,5 * 4,55 * 2,6 = 17,8 \text{ кН.}$$

Суммарная нагрузка на колонну:

$$N_{\text{общ}} = 16,5 + 10 + 138,4 + 75,1 + 73,4 + 17,8 = 331,2 \text{ кН.}$$

Расчет колонны:

Задаемся колонной сечением 300x300 мм.

Бетон В25, арматура АIII.

$$R_{sc} = 365 \text{ МПа.}$$

$$\alpha_s = \frac{365}{14,5 \cdot 0,9} \cdot 0,02 = 0,56.$$

$$\varphi = 0,89 + 2 \cdot (0,90 - 0,89) \cdot 0,56 = 0,90.$$

$$(A_s + A'_s) = \frac{\frac{331,2 \cdot 1000}{0,90} - 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 0,3}{365 \cdot 10^6} = -0,002 \text{ м}$$

Принимаем арматуру конструктивно, 4 стержня диаметром 12 мм.

$$d_{sw} = 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ мм.}$$

Поперечную арматуру принимаем диаметром 6 мм АIII.

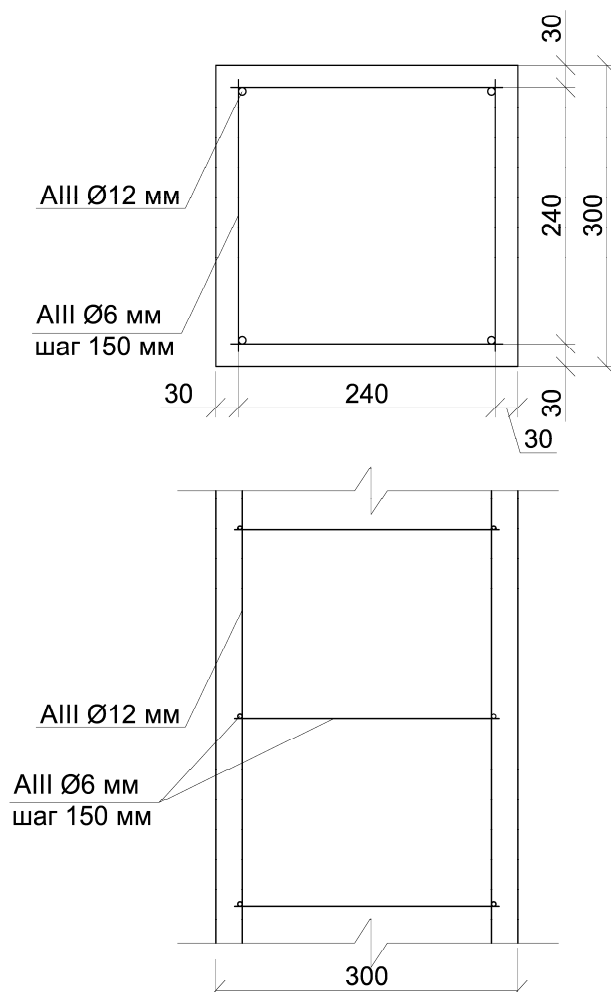
Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$S \leq 15 \cdot 12 = 180 \text{ мм}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры 150 мм.

$$331,2 < 0,90(365 \cdot 10^6 \cdot 0,000452 + 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 0,3) = 1206 \text{ кН.}$$

Условие выполнено.



4 Расчет стены

Сбор нагрузок:

Принимаем стену толщиной 300 мм, бетон В25, арматура АIII.

Максимальное загрузение стена испытывает под колоннами.

Рассмотрим сечение стены 300x300 мм.

Собственный вес тены:

$$N_{\text{стены}} = 1,1 * 3 * 0,3 * 0,3 * 25 = 7,4 \text{ кН.}$$

Вышележащая нагрузка

$$N_{\text{в}} = 331,2 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка:

$$N_{\text{общ}} = 331,2 + 7,4 = 338,6 \text{ кН.}$$

$$R_{\text{сc}} = 365 \text{ МПа.}$$

$$\alpha_s = \frac{365}{14,5 * 0,9} * 0,02 = 0,56.$$

$$\varphi = 0,89 + 2 * (0,90 - 0,89) * 0,56 = 0,90.$$

$$(A_s + A'_s) = \frac{\frac{338,6 * 1000}{0,90} - 14,5 * 10^6 * 0,9 * 0,3 * 0,3}{365 * 10^6} = -0,002 \text{ м}$$

Принимаем арматуру конструктивно, 4 стержня диаметром 12 мм.

$$d_{\text{sw}} = 0,25 * 12 = 3 \text{ мм.}$$

Поперечную арматуру принимаем диаметром 6 мм АIII.

Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры 150 мм.

$$338,6 < 0,90(365 * 10^6 * 0,000452 + 14,5 * 10^6 * 0,9 * 0,3 * 0,3) = 1206 \text{ кН.}$$

Условие выполнено.

На глубину от 0 до 1.15 м на стену давит грунт с усилием от 0 до 5,7 кПа.

Выполним расчет поперечной арматуры:

Распределенную нагрузку от грунта приведем к сосредоточенной силе:

$$N = 0,5 * 5,7 * 1,15 = 3,3 \text{ кН.}$$

Максимальный момент составит 1,1 кНм.

Определим граничную высоту сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0.85 - 0.008 * 14.5 * 0.9}{1 + \frac{365}{500} * \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 * 14.5 * 0.9}{1.1}\right)} = 0.604.$$

$$\alpha_m = \frac{1100}{14500000 * 0.9 * 1 * 0.36^2} = 0.0007.$$

Следовательно:

$$\zeta = 0.999$$

$$\xi = 0.001$$

$$A_s = \frac{1100}{365000000 * 0.9 * 0.999 * 0.36} = 0.000009 \text{ м}^2.$$

Следовательно арматура АIII Ø6 мм остается неизменной.

5. Расчет фундаментной плиты.

Сбор нагрузок

Предварительно принимаем толщину плиты 300 мм, класс бетона В15, арматура АIII.

Рассмотрим погонный метр плиты параллельно короткой стороне здания.

Нагрузка от стены:

$$q_{\text{стены}} = 1.1 * 3 * 1 * 0.4 * 25 = 33 \text{ кНм.}$$

Нагрузка воспринимаемая стеной:

$$N_{\text{в.с}} = 29.3 + 344 * 2 + 4.55 * 3 * 0.4 * 5.6 * 1.1 * 2 = 784.6 \text{ кН.}$$

Длина стены составляет 10 м.

Нагрузка на плиту от погонного метра стены:

$$N = \frac{784.6}{10} + 33 = 111.5 \text{ кНм. По всей длине стены}$$

$$N = \frac{344 + 33 * 6.4}{6.4} = 86.75 \text{ кНм. От призмы стены}$$

Принимаем к расчету максимальную.

Давление образующееся под подошвой фундамента от призмы нагружения:

$$P = \frac{111.5}{1.2} = 92.9 \text{ кПа.}$$

Рассчитаем армирование консоли:

Максимальный момент составил 37,16 кНм.

Принятые материалы:

$$R_b = 8,5 \text{ МПа};$$

$$R_s = \frac{390}{1,07} = 365 \text{ МПа};$$

$$\alpha_m = \frac{37,2}{8,5 \cdot 1000 \cdot 1 \cdot 0,23^2} = 0,08.$$

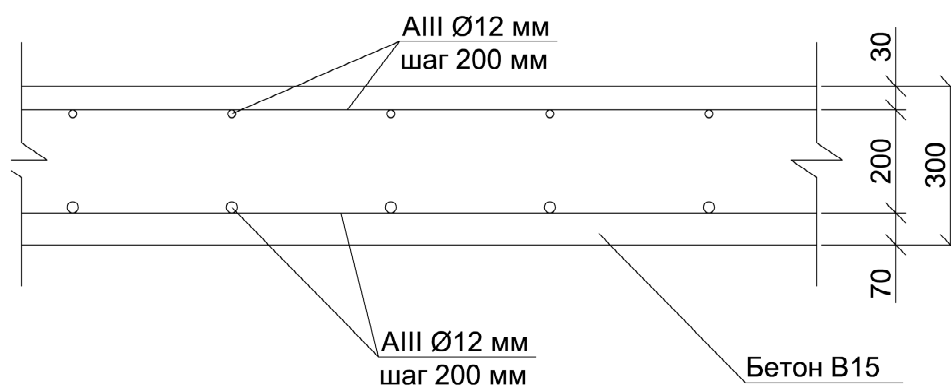
Следовательно:

$$\zeta = 0,958$$

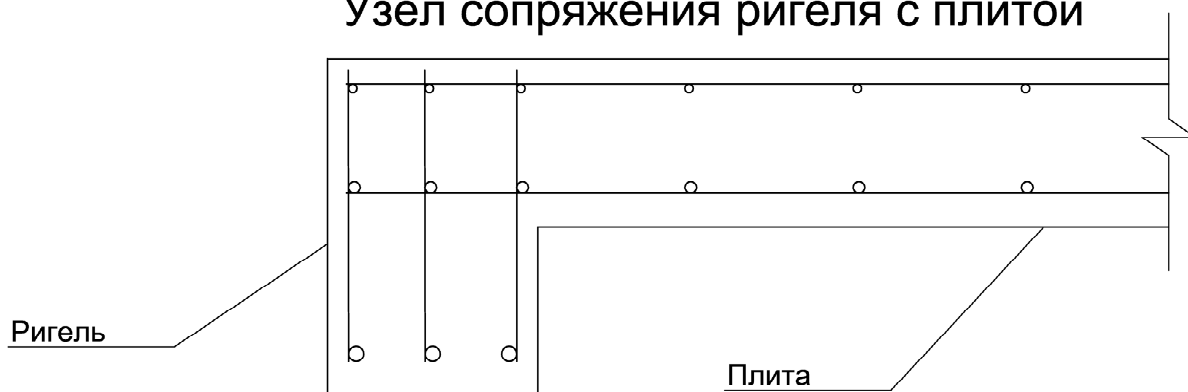
$$\xi = 0,085$$

$$A_s = \frac{37,2}{365 \cdot 1000 \cdot 0,958 \cdot 0,23} = 0,0004 \text{ м}^2.$$

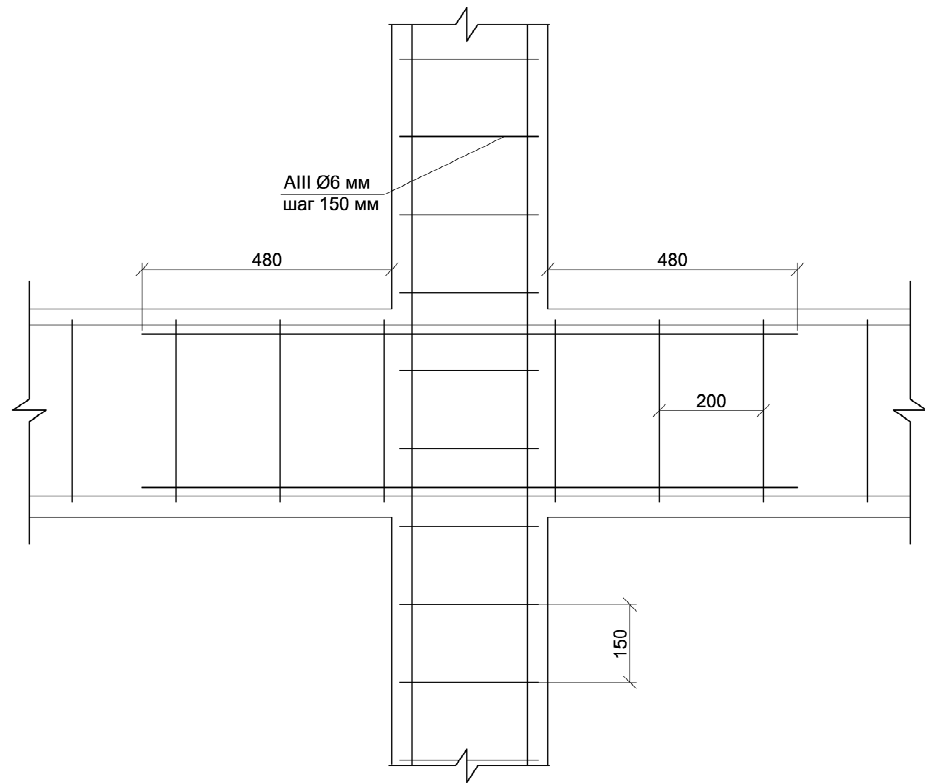
Арматуру принимаем конструктивно AIII $\varnothing 12$ мм.



Узел сопряжения ригеля с плитой



Узел сопряжения ригеля с колонной



Узел сопряжения колонны с фундаментной плитой

