

МИНЕСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И  
СТРОИТЕЛЬСТВА»

Инженерно-строительный институт  
Кафедра «Строительные конструкции»

## **КУРСОВОЙ ПРОЕКТ**

по дисциплине «Фундаменты, подпорные стены и ограждения котлованов»  
на тему:  
«Проектирование монолитной угловой подпорной стены»

Автор проекта: Гафаров М. З.

Группа: 22СТ1м

Обозначение: КП-2069059-08.04.01-220851-22.

Направление: 08.04.01 «Строительство»

Руководитель проекта: к.т.н., доцент Корнюхин А. В.

Проект защищен \_\_\_\_\_

Пенза 2022

## Содержание

Введение.....	3
1. Определение расчётных характеристик грунтов.....	3
2. Определение основных геометрических параметров подпорной стены.....	4
3. Определение параметров давления грунта на подпорную стену.....	5
4. Расчет устойчивости положения стены против сдвига.....	6
5. Расчет прочности грунтового основания.....	9
6. Расчет оснований по деформациям.....	11
7. Определение нагрузок, действующих на тонкостенную подпорную стену...	12
8. Проектирование монолитной уголково-консольной подпорной стены.....	14
8.1. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены.....	14
8.2. Подбор арматуры в элементах подпорной стены.....	15
8.3. Расчет подпорной стены по деформациям.....	19
Список используемых источников.....	22

## Введение

В данном курсовом проекте необходимо разработать монолитную угловую консольную подпорную стену.

В качестве задания принимаем следующие параметры:

1. Высота подпорной стены, м – 5,1;
2. Глубина заложения подошвы, м – 1,2;
3. Временная нормативная нагрузка, кПа – 12,5;
4. Класс бетона монолитных конструкций – В35;
5. Класс арматуры монолитных конструкций – А240;
6. Грунт основания – суглинок лёгкий;
7. Грунт засыпки – глина песчаная;
8. Объемный вес грунта основания, кН/м<sup>3</sup> – 18,0;
9. Объемный вес засыпки, кН/м<sup>3</sup> – 18,8;
10. Коэффициент пористости грунта основания – 0,7;
11. Коэффициент пористости грунта засыпки – 0,7;
12. Класс ответственности сооружения – I.

### 1. Определение расчётных характеристик грунтов.

По заданию, грунт основания – суглинок лёгкий с показателем текучести  $I_L = 0,2$ ; объемный вес грунта  $\gamma^n = 18 \text{ кН/м}^3$ ; коэффициент пористости грунта основания 0,7. По [1, табл. II и III, прил. 1] находим:

- удельное сцепление  $c^n = 28 \text{ кПа}$ ;
- угол внутреннего трения  $\varphi^n = 23,5^\circ$ ;
- модуль деформации  $E = 19,5 \text{ МПа}$ .

Расчётные параметры грунта основания:

- для расчётов по первой группе предельных состояний

$$\begin{aligned}\gamma_I &= 1,05 \cdot \gamma^n = 1,05 \cdot 18 = 18,9 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= \varphi^n \gamma_\varphi = 23,5 \cdot 1,15 = 27^\circ; \\ c_I &= \frac{c_n}{1,5} = \frac{28}{1,5} = 18,667 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

- для расчётов по второй группе предельных состояний

$$\begin{aligned}\gamma_{II} &= \gamma^n = 18 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_{II} &= \varphi^n = 23,5^\circ; \\ c_{II} &= c_n = 28 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

По заданию, грунт засыпки – глина песчаная с показателем текучести  $I_L = 0,3$ ; объемный вес грунта  $\gamma^n = 18,8 \text{ кН/м}^3$ ; коэффициент пористости грунта основания 0,7. По [1, табл. II и III, прил. 1] находим:

- удельное сцепление  $c^n = 53,5 \text{ кПа}$ ;
- угол внутреннего трения  $\varphi^n = 17,5^\circ$ ;
- модуль деформации  $E = 22,5 \text{ МПа}$ .

Расчётные параметры грунта засыпки:

- для расчётов по первой группе предельных состояний

$$\gamma'_I = 0,95 \cdot 1,05 \cdot \gamma^n = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 18,8 = 18,753 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi'_I = 0,9 \cdot \varphi^n \gamma_\varphi = 0,9 \cdot 23,5 \cdot 1,1 = 23,3^\circ;$$

$$c'_I = 0,5 \cdot \frac{c_n}{1,5} = 0,5 \cdot \frac{53,5}{1,5} = 17,833 \text{ кПа.}$$

– для расчётов по второй группе предельных состояний

$$\gamma'_{II} = 0,95 \cdot \gamma^n = 0,95 \cdot 18,8 = 17,86 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi'_{II} = 0,9 \cdot \varphi^n = 0,9 \cdot 18,8 = 16,9^\circ;$$

$$c'_{II} = 0,5 \cdot c_n = 0,5 \cdot 53,5 = 26,75 \text{ кПа.}$$

## 2. Определение основных геометрических параметров подпорной стены.

Основные геометрические параметры подпорной стены приведены на рис. 1. По заданию, высота подпорной стены  $h = 5,1$  м; глубина заложения подошвы  $d = 1,2$  м. Принимаем ширину подошвы фундамента стены в пределах  $(0,5 - 0,7)h$ , что при высоте стены 5,1 м составляет 2,55-3,57 м. Принимаем ширину подошвы фундамента  $b = 3$  м.

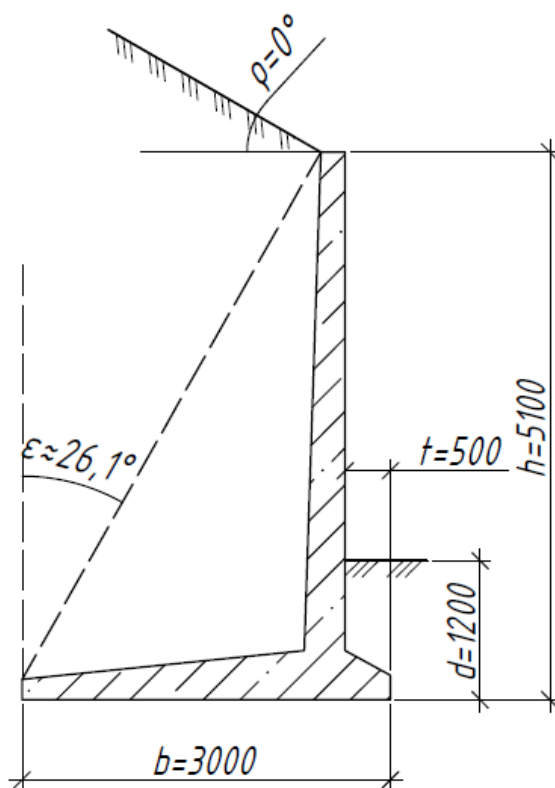


Рис. 1. Габаритные параметры подпорной стены.

Величину выступа передней консоли подошвы подпорной стены  $t$  (см. рис. 1) ориентировочно определяем по формуле:

$$t \approx 200 \text{ мм} + 0,05h = 200 + 0,05 \cdot 5100 = 455 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t = 500$  мм.

Поскольку заданием предусматривается временная нагрузка, расположенная на верхнем уровне стены, что предполагает здесь горизонтальную поверхность, получаем:  $\rho = 0^\circ$ .

Угол наклона расчетной плоскости (см. рис. 1) к вертикали определяем из уравнения:

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} \frac{b-t}{h} = \operatorname{arctg} \frac{3-0,5}{5,1} = \operatorname{arctg} 0,490 \approx 26,1^\circ \approx 0,456 \text{ рад},$$

при этом  $\varepsilon$  принимаем не более  $\left(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2}\right) = \left(45 - \frac{23,3}{2}\right) = 33,4^\circ \approx 0,583 \text{ рад}$ .

### 3. Определение параметров давления грунта на подпорную стену.

Расчетная схема подпорной стены уголкового профиля приведена на рис. 2. Поскольку наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки  $q$  определяется при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, получаем (см. рис. 2):  $a = 0, y_a = 0$ .

Горизонтальные нагрузки на подпорную стену от временной нагрузки и от активного давления грунта вычисляются по [1, формулы (1), (10)].

Предварительно по [1, формулы (5), (6), (7)] находим коэффициенты:

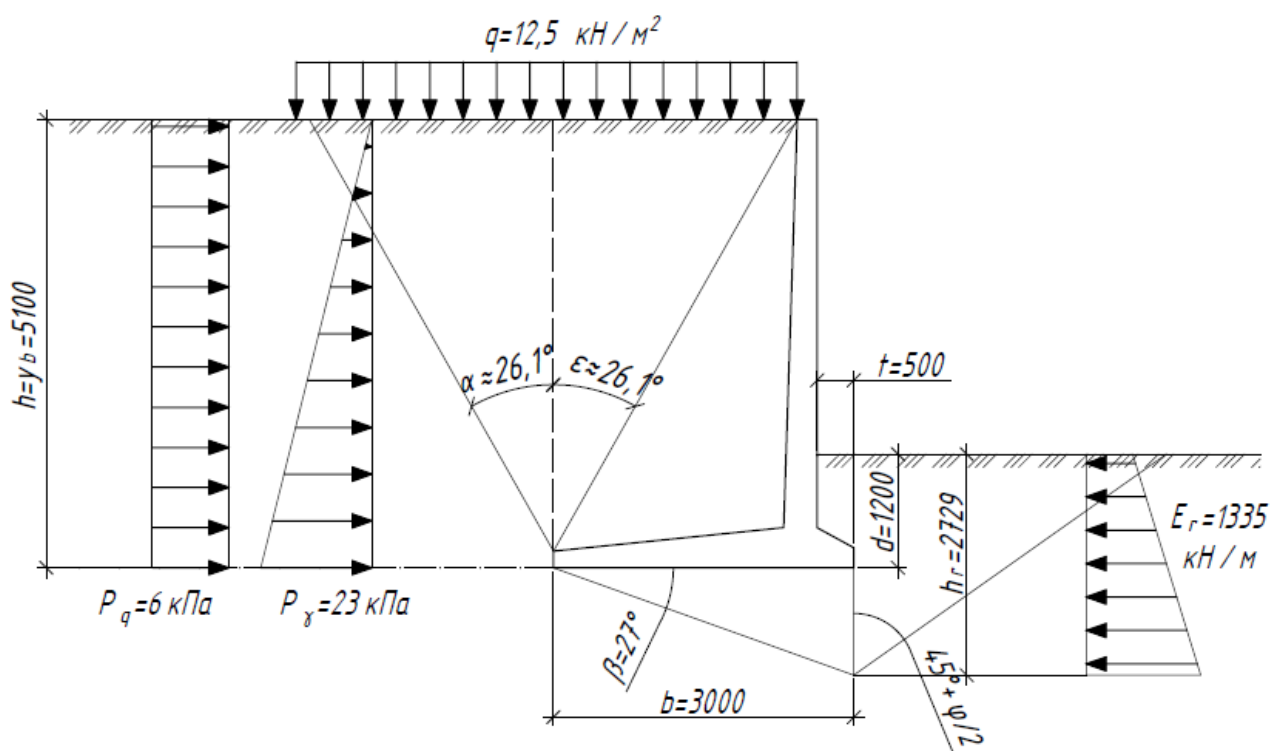


Рис. 2. Расчётная схема подпорной стены.

$$k_1 = \frac{\sin(\varphi'_I + \varphi_s) \sin(\varphi'_s - \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cos(\varepsilon - \rho)} = \frac{\sin(23,3^\circ + 23,3^\circ) \cdot \sin(23,3^\circ - 0^\circ)}{\cos(26,1^\circ + 23,3^\circ) \cdot \cos(26,1^\circ - 0^\circ)} = 0,4918;$$

$$k_2 = \frac{\sin(\varphi'_I + \varphi_s) \sin \varphi'_I}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho) \cos(\varepsilon - \rho)} = \frac{\sin(23,3^\circ + 23,3^\circ) \cdot \sin 23,3^\circ}{\cos(26,1^\circ + 23,3^\circ - 0^\circ) \cdot \cos(26,1^\circ - 0^\circ)} = 0,4918;$$

$$k_3 = \frac{\cos \varepsilon \cos(\varepsilon + \varphi_s)}{\cos(\varepsilon - \rho) \cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho)} = \frac{\cos 26,1^\circ \cdot \cos(26,1^\circ + 23,3^\circ)}{\cos(26,1^\circ - 0^\circ) \cdot \cos(26,1^\circ + 23,3^\circ - 0^\circ)} = 1,000,$$

где  $\varphi_s$  – угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для уголкового основания  $\varphi_s = \varphi = 23,3^\circ$ , но не более  $30^\circ$ . Принимаем  $\varphi_s = 23,3^\circ$ ).

Коэффициенты горизонтального давления грунта вычисляем по [1, формулы (3), (4)]:

$$\lambda_\varphi = \left[ \frac{\cos(\varphi'_I - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 - \sqrt{k_2})} \right]^2 = \left[ \frac{\cos(23,3^\circ - 26,1^\circ)}{\cos 26,1^\circ \cdot (1 - \sqrt{0,4918})} \right]^2 = 0,427;$$

$$\lambda_c = k_3 \left[ \frac{\cos(\varphi'_I - \varepsilon + \rho)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_2})} \right]^2 = 1 \cdot \left[ \frac{\cos(23,3^\circ - 26,1^\circ + 0^\circ)}{\cos 26,1^\circ \cdot (1 + \sqrt{0,4918})} \right]^2 = 0,427.$$

Вертикальное давление в грунте от собственного веса на глубине  $y = h$  определяем по [1, формула (2)]:

$$p_{\gamma h} = \gamma_f \gamma'_I h = 1,15 \cdot 18,753 \cdot 5,1 = 109,986 \text{ кПа.}$$

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h$  вычисляем по [1, формула (1)]:

$$p_\gamma = p_{\gamma h} \lambda_\varphi - \frac{c'_I}{tg \varphi'_I} (1 - \lambda_c) = 109,986 \cdot 0,427 - \frac{17,833}{tg 23,3^\circ} \cdot (1 - 0,427) =$$

$$= 23,299 \text{ кПа.}$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки  $q$ , расположенной на поверхности призмы обрушения, определяем по [1, формула (10)]:

$$p_q = q \gamma_f \lambda_\varphi = 12,5 \cdot 1,2 \cdot 0,427 = 6,411 \text{ кПа.}$$

Поскольку  $\varphi_I = 27^\circ > 15^\circ$ , коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\varphi}$  находим по [1, формула (15)]:

$$\lambda_{p\varphi} = \frac{\cos \varphi_s + \sqrt{\sin^2 \varphi_I - \sin^2 \varphi_s}}{\cos^2 \varepsilon (1 - \sin \varphi_I)} \times \exp \left[ \left( \varphi_s + \arcsin \frac{\sin \varphi_s}{\sin \varphi_I} + 2\varepsilon \right) tg \varphi_I \right] =$$

$$= \frac{\cos 27^\circ + \sqrt{\sin^2 27^\circ - \sin^2 26,1^\circ}}{\cos^2 26,1^\circ \cdot (1 - \sin 27^\circ)} \times \exp \cdot$$

$$\cdot \left[ \left( 0,471 + \arcsin \frac{\sin 27^\circ}{\sin 26,1^\circ} + 2 \cdot 0,456 \right) \cdot tg 27^\circ \right] = 8,276.$$

Коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{pc}$  вычисляем по [1, формула (18)]:

$$\lambda_{pc} = \lambda_{p\varphi} + tg \varepsilon tg \varphi_s = 8,276 + tg 26,1^\circ \cdot tg 27^\circ = 8,526.$$

Угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью  $\varphi_s$  принимаем для грунта основания  $\varphi_s = \varphi_I$ , но не более  $30^\circ$ , т.е. принимаем  $\varphi_s = 27^\circ = 0,471$  рад.

#### 4. Расчет устойчивости положения стены против сдвига.

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из [1, условие (20)]. При этом выделяем один погонный метр стенки. Предварительно определяем следующие параметры:

– по [1, формула (22)] – сдвигающую силу от собственного веса грунта:

$$F_{sa,\gamma} = \frac{p_{\gamma}h}{2} = \frac{23,299 \cdot 5,1}{2} = 59,412 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– по [1, формула (23)] – сдвигающую силу от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения (здесь  $y_b = h$ , поскольку  $y_a = 0$ ):

$$F_{sa,q} = p_q y_b = 6,411 \cdot 5,1 = 32,696 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– по [1, формула (21)] – сдвигающую силу:

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q} = 59,412 + 32,696 = 92,109 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  находим по [1, формула (24)] для трех значений угла наклона поверхности сдвига  $\beta$  (см. рис. 2).

Рассмотрим первый вариант:  $\beta = 0^\circ$ .

При  $\beta = 0^\circ$  следует учитывать следующие ограничения:

– удельное сцепление грунта – не более 5 кПа (так как в нашем случае  $c_I = 18,667$  кПа, принимаем  $c_I = 5$  кПа);

– угол внутреннего трения грунта – не более  $30^\circ$  (так как в нашем случае  $\varphi_I = 27^\circ < 30^\circ$ , принимаем  $\varphi_I = 27^\circ$ );

– коэффициенты пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\varphi}$  и  $\lambda_{pc}$  принимаем равными единице.

Высоту призмы выпора грунта находим по [1, формула (27)]:

$$h_r = d + btg\beta = 1,2 + 3 \cdot tg0^\circ = 1,2 \text{ м.}$$

Пассивное сопротивление грунта определяем по [1, формула (26)]:

$$E_r = \frac{\gamma_I h_r^2 \lambda_{p\varphi}}{2} + \frac{c_I h_r (\lambda_{pc} - 1)}{tg\varphi_I} = \frac{18,9 \cdot 1,2^2 \cdot 1}{2} + \frac{5 \cdot 1,2 \cdot (1 - 1)}{tg27^\circ} = 13,608 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость вычисляем по [1, формула (25)]:

$$\begin{aligned} F_v &= F_{sa} tg(\varepsilon + \varphi'_I) + \gamma_f \gamma'_I \left[ \frac{h(b-t)}{2} + td \right] + \frac{\gamma_I tg\beta b^2}{2} = \\ &= 92,109 \cdot tg(26,1^\circ + 23,3^\circ) + 1,2 \cdot 18,753 \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{5,1 \cdot (3 - 0,5)}{2} + 0,5 \cdot 1,2 \right] + \frac{18,9 \cdot tg0^\circ \cdot 3^2}{2} = 264,427 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  находим по [1, формула (24)]:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + bc_I + E_r = 264,427 \cdot \operatorname{tg}(27^\circ - 0^\circ) + 3 \cdot 5 + 13,608 = 163,341 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производим по [1, условие (20)]:

$$F_{sa} = 92,109 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 163,341}{1,15} = 127,832 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость стены против сдвига (при  $\beta = 0^\circ$ ) обеспечена.

Рассмотрим второй вариант:  $\beta = 0,5\varphi_I = 0,5 \cdot 27^\circ = 13,5^\circ$ .

Здесь указанные в случае  $\beta = 0^\circ$  ограничения не учитываются. Поэтому: удельное сцепление грунта  $c_I = 18,667 \text{ кПа}$ ; угол внутреннего трения грунта  $\varphi_I = 27^\circ$ ; коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{p\varphi} = 8,276$ ; коэффициент пассивного сопротивления грунта  $\lambda_{pc} = 8,526$ .

Расчет устойчивости положения стены против сдвига ведем аналогично.

Высоту призмы выпора грунта находим по [1, формула (27)]:

$$h_r = d + b \operatorname{tg}\beta = 1,2 + 3 \cdot \operatorname{tg}13,5^\circ = 1,920 \text{ м}.$$

Пассивное сопротивление грунта определяем по [1, формула (26)]:

$$\begin{aligned} E_r &= \frac{\gamma_I h_r^2 \lambda_{p\varphi}}{2} + \frac{c_I h_r (\lambda_{pc} - 1)}{\operatorname{tg}\varphi_I} = \\ &= \frac{18,9 \cdot 1,920^2 \cdot 8,276}{2} + \frac{18,667 \cdot 1,920 \cdot (8,526 - 1)}{\operatorname{tg}27^\circ} = \\ &= 817,831 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость вычисляем по [1, формула (25)]:

$$\begin{aligned} F_v &= F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_I) + \gamma_f \gamma'_I \left[ \frac{h(b-t)}{2} + td \right] + \frac{\gamma_I \operatorname{tg}\beta b^2}{2} = \\ &= 92,109 \cdot \operatorname{tg}(26,1^\circ + 23,3^\circ) + 1,2 \cdot 18,753 \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{5,1 \cdot (3 - 0,5)}{2} + 0,5 \cdot 1,2 \right] + \frac{18,9 \cdot \operatorname{tg}13,5^\circ \cdot 3^2}{2} = 284,846 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  находим по [1, формула (24)]:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + bc_I + E_r = 284,846 \cdot \operatorname{tg}(27^\circ - 13,5^\circ) + 3 \cdot 18,667 + 817,831 = 942,217 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$



Расчет устойчивости положения стены против сдвига производим по [1, условие (20)]:

$$F_{sa} = 92,109 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 942,217}{1,15} = 737,387 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость стены против сдвига (при  $\beta = 0,5\varphi_I = 0,5 \cdot 27^\circ = 13,5^\circ$ ) обеспечена.

Рассмотрим третий вариант:  $\beta = \varphi_I = 27^\circ$ .

Высоту призмы выпора грунта находим по [1, формула (27)]:

$$h_r = d + btg\beta = 1,2 + 3 \cdot tg27^\circ = 2,729 \text{ м}.$$

Пассивное сопротивление грунта определяем по [1, формула (26)]:

$$\begin{aligned} E_r &= \frac{\gamma_I h_r^2 \lambda_{p\varphi}}{2} + \frac{c_I h_r (\lambda_{pc} - 1)}{tg\varphi_I} = \\ &= \frac{18,9 \cdot 2,729^2 \cdot 8,276}{2} + \frac{18,667 \cdot 2,729 \cdot (8,526 - 1)}{tg27^\circ} = \\ &= 1334,601 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость вычисляем по [1, формула (25)]:

$$\begin{aligned} F_v &= F_{sa} tg(\varepsilon + \varphi'_I) + \gamma_f \gamma'_I \left[ \frac{h(b-t)}{2} + td \right] + \frac{\gamma_I tg\beta b^2}{2} = \\ &= 92,109 \cdot tg(26,1^\circ + 23,3^\circ) + 1,2 \cdot 18,753 \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{5,1 \cdot (3 - 0,5)}{2} + 0,5 \cdot 1,2 \right] + \frac{18,9 \cdot tg27^\circ \cdot 3^2}{2} = 307,763 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  находим по [1, формула (24)]:

$$\begin{aligned} F_{sr} &= F_v tg(\varphi_I - \beta) + bc_I + E_r = \\ &= 307,763 \cdot tg(27^\circ - 27^\circ) + 3 \cdot 18,667 + 1334,601 \\ &= 1390,602 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производим по [1, условие (20)]:

$$F_{sa} = 92,109 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 1390,602}{1,15} = 1088,297 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость стены против сдвига (при  $\beta = \varphi_I = 27^\circ$ ) обеспечена.

Поскольку [1, условие (20)] выполняется при всех трех вариантах, устойчивость стены против сдвига обеспечена.

## 5. Расчет прочности грунтового основания.

Тангенс угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из [1, условие (28)], при этом сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость  $F_v$  принимается при значении угла  $\beta = 0^\circ$ :

$$tg\delta_1 = \frac{F_{sa}}{F_v} = \frac{92,109}{264,427} = 0,348 \quad (\delta_1 = \arctg 0,348 = 20^\circ).$$

Поскольку  $tg\delta_1 = 0,348 < \sin \varphi_I = \sin 27^\circ = 0,454$ , требуется произвести расчет прочности грунтового основания. Этот расчет выполняем по [1, условие (29)].

Предварительно находим необходимые параметры.

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены определяем по [1, формула (34)]:

$$h^* = \frac{\left[ \frac{F_{sa,y}h}{3} + F_{sa,q} \left( h - y_a - \frac{y_b}{2} \right) \right]}{F_{sa}} = \frac{\left[ \frac{59,412 \cdot 5,1}{3} + 32,696 \cdot \left( 5,1 - 0 - \frac{5,1}{2} \right) \right]}{92,109}$$

$= 2,002$  м.

По [1, формула (33)] вычисляем сумму моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы:

$$\begin{aligned} M_0 &= F_{sa} \left[ h^* - tg(\varepsilon + \varphi'_I) \left( \frac{b}{2} - h^* tg\varepsilon \right) \right] + \gamma_f \gamma'_I (b - t) \cdot \frac{[h(b - 4t) + 6td]}{12} = \\ &= 92,109 \cdot \left[ 2,002 - tg(26,1^\circ + 23,3^\circ) \cdot \left( \frac{3}{2} - 2,002 \cdot tg26,1^\circ \right) \right] \\ &\quad + 18,753 \cdot 1,2 \cdot (3 - 0,5) \cdot \frac{[(5,1 \cdot (3 - 4 \cdot 0,5) + 6 \cdot 0,5 \cdot 1,2)]}{12} \\ &= 169,348 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, определяем по [1, формула (32)]:

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{169,348}{264,427} = 0,640 \text{ м},$$

что не превышает  $\frac{b}{3} = \frac{3}{3} = 1$  м.

Прицеленную ширину подошвы находим по [1, формула (31)]:

$$b' = h - 2e = 5,1 - 2 \cdot 0,640 = 3,820 \text{ м}.$$

Безразмерные коэффициенты несущей способности определяем по [1, прил. 2] в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта ( $\varphi_I = 27^\circ$ ) и угла наклона к вертикали ( $\delta_1 = 20^\circ$ ) равнодействующей внешней нагрузки на основание в уровне подошвы стены:

$$N_\gamma = 1,68; N_q = 5,93; N_c = 9,43.$$

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания  $N_u$ , находим по [1, формула (30)]:

$$N_u = b'(N_\gamma b' \gamma_I + N_q \gamma_I' d + N_c c_I) = 3,820 \cdot (1,68 \cdot 3,820 \cdot 18,9 + 5,93 \cdot 18,753 \cdot 1,2 + 9,43 \cdot 18,667) = 1645,057 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Производим расчет прочности основания по [1, условие (29)]:

$$F_v = 264,427 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < \frac{\gamma_c N_u}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 1645,057}{1,15} = 1287,436 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Поскольку условие выполняется, прочность основания обеспечена.

## 6. Расчет оснований по деформациям.

Поскольку эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, большой ( $e = 0,640 \text{ м} > \frac{b}{6} = \frac{3}{6} = 0,5 \text{ м}$ ), схема давления под подошвой фундамента принимается по рис. 3.

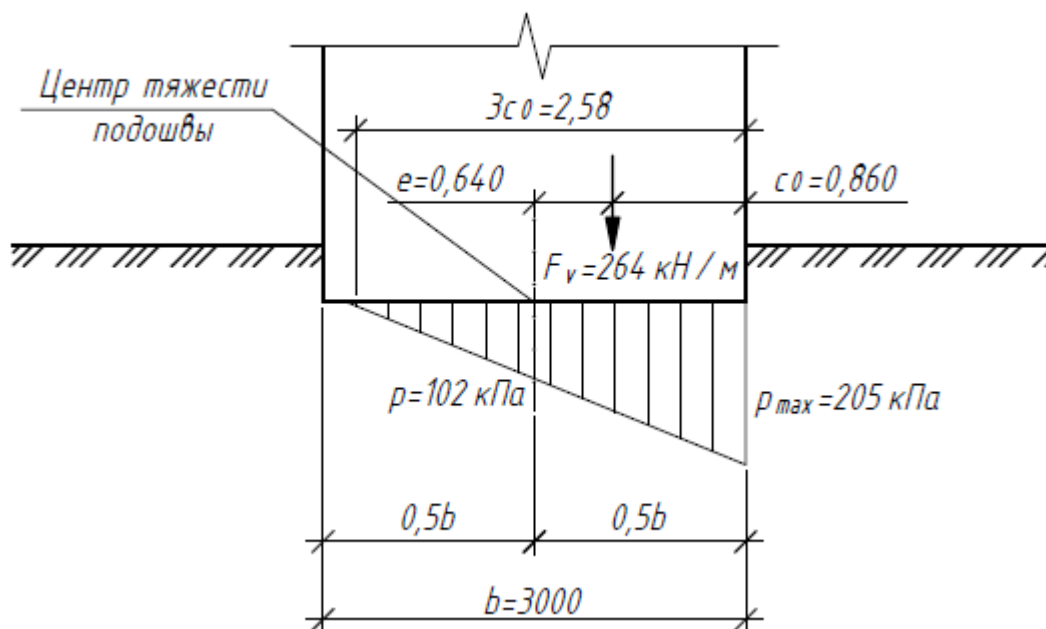


Рис. 3. Схема для определения давлений под подошвой стены.

Краевое давление на грунт под подошвой стены  $p_{max}$  вычисляется по [1, формула (37)]:

$$p_{max} = \frac{2F_v}{3c_0} = \frac{2 \cdot 264,427}{3 \cdot 0,860} = 204,982 \text{ кПа},$$

где  $3c_0$  – длина эпюры давления по подошве фундамента.

$$c_0 = 0,5b - e = 0,5 \cdot 3 - 0,640 = 0,860 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяется по [1, формула (39)]. Предварительно по [1, табл. 3] находим коэффициент  $\gamma_{c1}$ , а по [1, табл.

4] – коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания ( $\varphi_{II} = 23,5^\circ$ ):

$$\gamma_{c1} = 1,1; M_\gamma = 0,71; M_q = 3,76; M_c = 6,37.$$

$$R = \left( \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \right) (M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}) =$$

$$= \left( \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} \right) \cdot (0,71 \cdot 3 \cdot 18 + 3,76 \cdot 1,2 \cdot 17,86 + 6,37 \cdot 28) =$$

$$= 297,284 \text{ кПа}.$$

Проверяем [1, усл. (35)]:

$$p = 0,5 p_{max} = 0,5 \cdot 204,982 = 102,491 \text{ кПа} < R = 297,284 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = 204,982 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 297,284 = 356,741 \text{ кПа}.$$

Оба условия выполняются; следовательно, деформации основания не превышают допустимых величин.

## 7. Определение нагрузок, действующих на тонкостенную подпорную стену.

Схема приложения нагрузок к тонкостенной подпорной стене приведена на рис. 4.

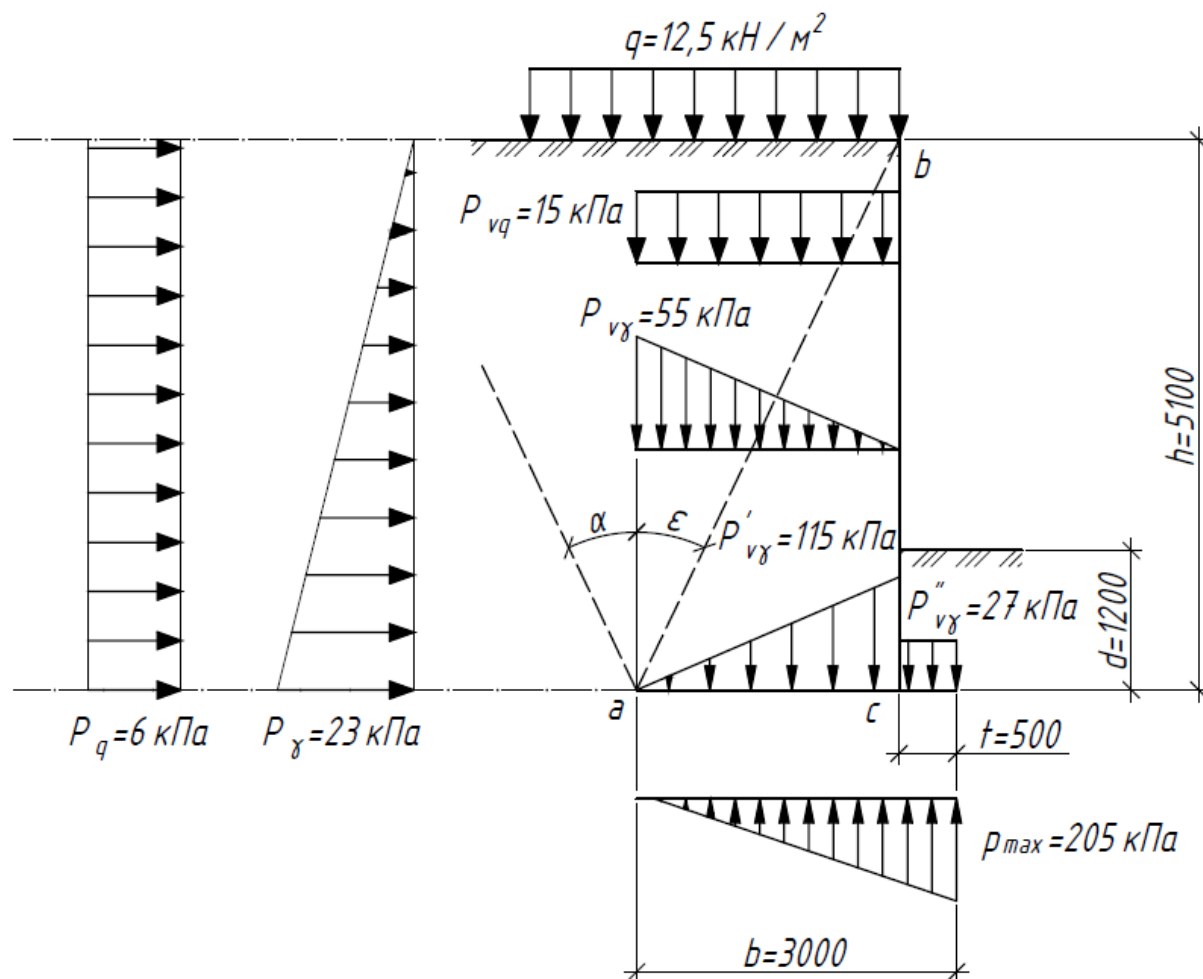


Рис. 4. Схема воздействия нагрузок на тонкостенную подпорную стену при расчете ее на прочность.

Интенсивности горизонтального давления  $p_\gamma$  и  $p_q$  были вычислены ранее (см. раздел 3):

$$p_\gamma = 23,299 \text{ кПа};$$

$$p_q = 6,411 \text{ кПа}.$$

Интенсивности вертикального давления от собственного веса грунта в призме обрушения  $p_{v\gamma}$  и от временной нагрузки  $p_{vq}$  определяются по [1, формулы (40), (41)]:

$$p_{v\gamma} = \frac{p_\gamma \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_l)}{\operatorname{tg} \varepsilon} = \frac{23,299 \cdot \operatorname{tg}(26,1^\circ + 23,3^\circ)}{\operatorname{tg} 26,1^\circ} = 55,488 \text{ кПа};$$

$$p_{vq} = \frac{p_q \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_l)}{\operatorname{tg} \varepsilon} = \frac{7,850 \cdot \operatorname{tg}(26,1^\circ + 23,3^\circ)}{\operatorname{tg} 26,1^\circ} = 15,268 \text{ кПа};$$

интенсивности вертикального давления от собственного веса грунта в контуре  $abc$   $p'_{v\gamma}$  и над передней консолью  $p''_{v\gamma}$  – по [1, формулы (42), (43)]:

$$p'_{v\gamma} = \gamma'_l \gamma_f h = 18,753 \cdot 1,2 \cdot 5,1 = 114,768 \text{ кПа};$$

$$p''_{v\gamma} = \gamma''_l \gamma_f d = 18,753 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 27,004 \text{ кПа}.$$

При приложении временной нагрузки ко всей поверхности (на рис. 4:  $a = 0$ ;  $b_0$  – не ограничено) равнодействующая всех усилий определяется по формуле:

$$\begin{aligned} N &= p_{vq}(b - t) + 0,5(p_{v\gamma} + p'_{v\gamma})(b - t) + p''_{v\gamma}t = \\ &= 15,268 \cdot (3 - 0,5) + 0,5 \cdot (55,488 + 114,768) \cdot (3 - 0,5) \\ &\quad + 27,004 \cdot 0,5 = 264,494 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент, действующий по подошве фундаментной плиты подпорной стены:

$$\begin{aligned} M &= \frac{p_q h^2}{2} + \frac{p_\gamma h^2}{6} - \frac{p_{vq} t(b - t)}{2} - \frac{p_{v\gamma}(b - t)(b + 2t)}{12} + \frac{p'_{v\gamma}(b - t)(b - 4t)}{12} \\ &\quad + \frac{p''_{v\gamma} t(b - t)}{2} = \frac{6,411 \cdot 5,1^2}{2} + \frac{23,299 \cdot 5,1^2}{6} - \\ &\quad - \frac{15,268 \cdot 0,5 \cdot (3 - 0,5)}{2} - \frac{55,488 \cdot (3 - 0,5) \cdot (3 + 2 \cdot 0,5)}{12} + \\ &\quad + \frac{114,768 \cdot (3 - 0,5) \cdot (3 - 4 \cdot 0,5)}{12} + \frac{27,004 \cdot 0,5 \cdot (3 - 0,5)}{2} = \\ &= 169,381 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}. \end{aligned}$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей относительно центра подошвы фундаментной плиты:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{169,381}{264,494} = 0,640 \text{ м.}$$

Поскольку эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, большой ( $e = 0,640 \text{ м} > \frac{b}{6} = \frac{3}{6} = 0,5 \text{ м}$ ), схема давления под подошвой фундамента принимается по рис. 3.

Краевое давление на грунт под подошвой стены  $p_{max}$  определяется по [1, формула (37)]:

$$p_{max} = \frac{2N}{3c_0} = \frac{2 \cdot 264,494}{3 \cdot 0,860} = 205,034 \text{ кПа.}$$

## 8. Проектирование монолитной уголкового консольной подпорной стены.

Расчетная схема и схема приложения нагрузок к подпорной стене приведены на рис. 5.

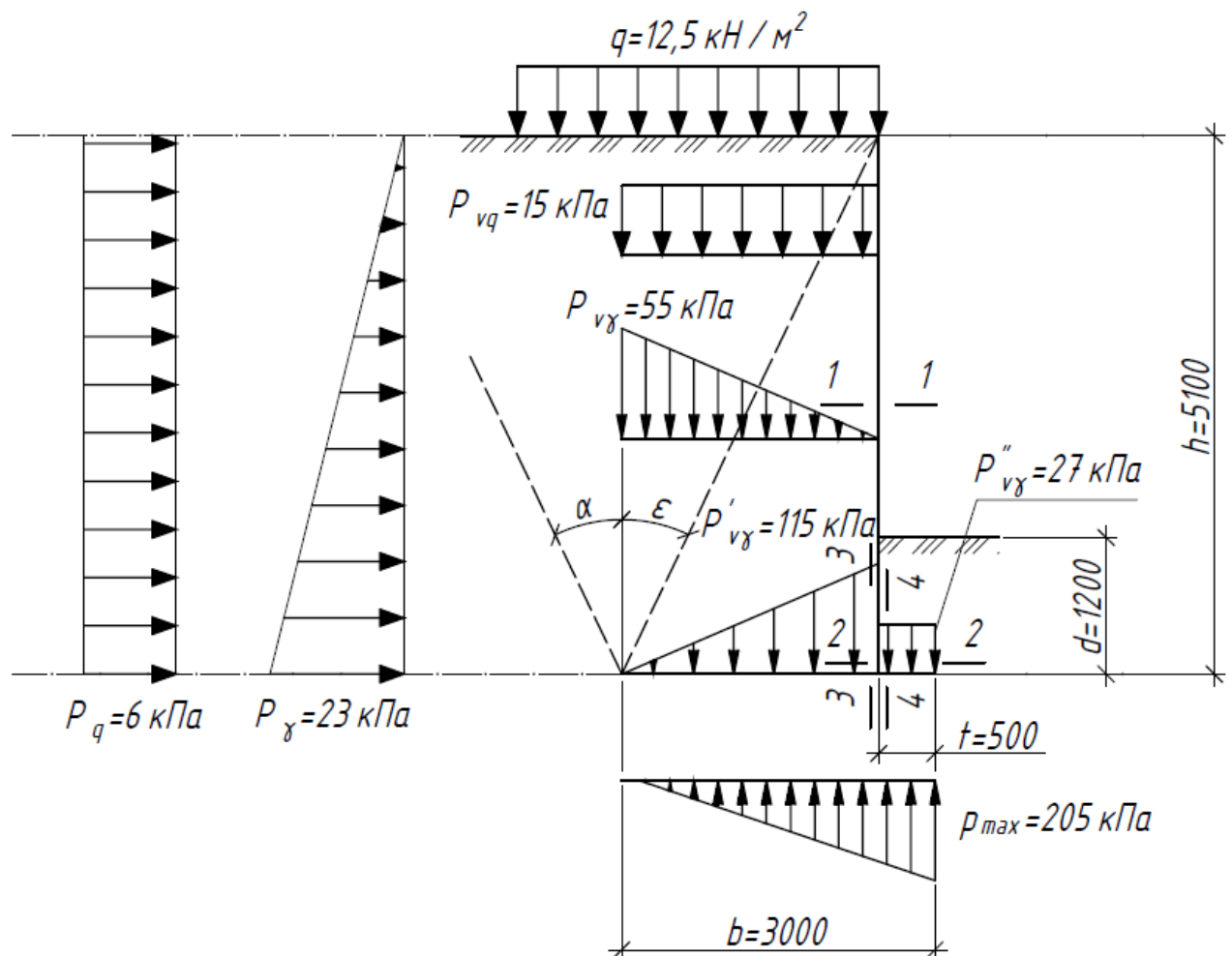


Рис. 5. Расчётная схема и схема приложения нагрузок к подпорной стене.

### 8.1. Определение внутренних усилий в элементах подпорной стены.

Определяем внутренние усилия:

– в сечении 1 – 1 – по [1, формулы (44), (45)]:

$$M_1 = p_{\gamma} \frac{h^2}{48} + p_q \frac{h^2}{8} = 23,299 \cdot \frac{5,1^2}{48} + 6,411 \cdot \frac{5,1^2}{8} = 33,469 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}};$$

$$Q_1 = 0,125p_{\gamma}h + 0,5p_qh = 0,125 \cdot 23,299 \cdot 5,1 + 0,5 \cdot 6,411 \cdot 5,1 = 31,201 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– в сечении 2 – 2 – по [1, формулы (46), (47)]:

$$M_2 = p_{\gamma} \frac{h^2}{6} + p_q \frac{h^2}{2} = 23,299 \cdot \frac{5,1^2}{6} + 6,411 \cdot \frac{5,1^2}{2} = 184,376 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}};$$

$$Q_2 = 0,5p_{\gamma}h + p_qh = 0,5 \cdot 23,299 \cdot 5,1 + 6,411 \cdot 5,1 = 92,109 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– в сечении 3 – 3 – по [1, формулы (48), (49)]; предварительно находим по [1, формула (50)] давление на грунт под лицевой панелью:

$$p_t = p_{\min} + (p_{\max} - p_{\min}) \frac{b - t}{b} = 0 + (205,034 - 0) \cdot \frac{3 - 0,5}{3} = 170,862 \text{ кПа};$$

$$M_3 = (2p_{\min} + p_t - 3p_{vq} - 2p_{v\gamma} - p'_{v\gamma}) \frac{(b - t)^2}{6} =$$

$$= (2 \cdot 0 + 170,862 - 3 \cdot 15,268 - 2 \cdot 55,488 - 114,768) \cdot \frac{(3 - 0,5)^2}{6} = -104,882 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}};$$

$$Q_3 = 0,5(p_{\min} + p_t - 2p_{vq} - p_{v\gamma} - p'_{v\gamma})(b - t) =$$

$$= 0,5 \cdot (0 + 170,862 - 2 \cdot 15,268 - 55,488 - 114,768) \cdot (3 - 0,5) = -37,413 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– в сечении 4 – 4 – по [1, формулы (54), (55)]:

$$M_4 = (2p_{\max} + p_t - 3p''_{v\gamma}) \frac{t^2}{6} = (2 \cdot 205,034 + 170,862 - 3 \cdot 27,004) \cdot \frac{0,5^2}{6} =$$

$$= 20,830 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}};$$

$$Q_4 = 0,5(p_{\max} + p_t - 2p''_{v\gamma})t = 0,5 \cdot (205,034 + 170,862 - 2 \cdot 27,004) \cdot 0,5 = 80,472 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

## 8.2. Подбор арматуры в элементах подпорной стены.

Эпюры внутренних усилий в элементах подпорной стенки приведены на рис. 6.

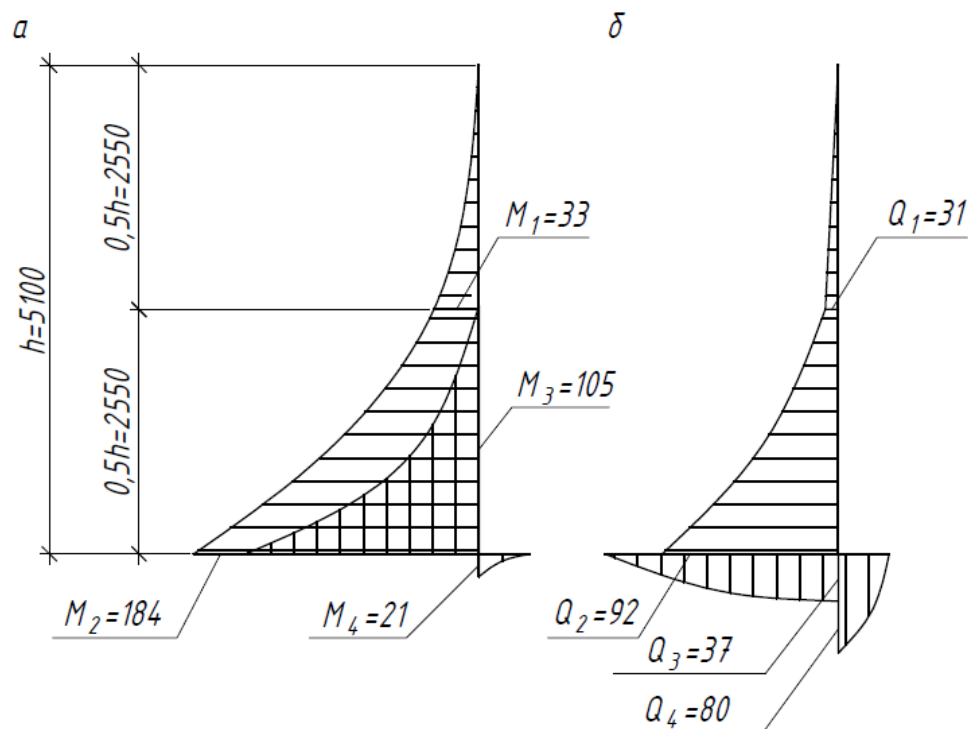


Рис. 6. Эпюры внутренних усилий в элементах угловой подпорной стены:

а – эпюра моментов,  $\frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$ ; б – эпюра поперечных сил,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}}$ .

Принимаем: толщину стены в месте примыкания к фундаментной плите не менее  $\frac{h}{15} = \frac{5100}{15} = 340$  мм, толщину стены 350 мм, толщины всех элементов по краям 200 мм. Опалубочные размеры подпорной стены приведены на рис. 7.

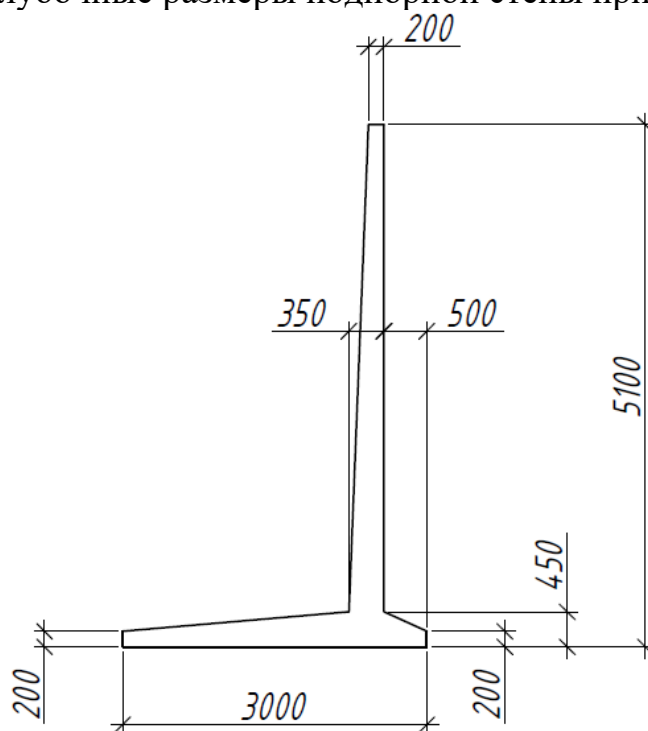


Рис. 7. Опалубочные размеры подпорной стены.

В соответствии с эпюрой моментов (см. рис. 6) в лицевой части подпорной стены растянутая зона находится с левой стороны. В связи с этим здесь будет располагаться продольная рабочая арматура. С правой стороны арматура будет монтажная.



Для расчета выделяем участок стены длиной 1 м. Расчетное сечение получается прямоугольным (см. рис. 8) с шириной  $b = 1$  м. Максимальный изгибающий момент в лицевой части в сечении 2 – 2. Высота сечения здесь  $h = 350$  мм. Принимаем расстояние от рабочей продольной арматуры до растянутой грани  $a = 50$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 350 - 50 = 300$  мм. Подбор арматуры проводим по формулам, согласно [1]. По заданию, класс бетона монолитной подпорной стены В35, класс рабочей арматуры А240. Расчетные характеристики бетона и арматуры принимаем по [2]:  $R_b = 19,5$  МПа,  $R_s = 210$  МПа.

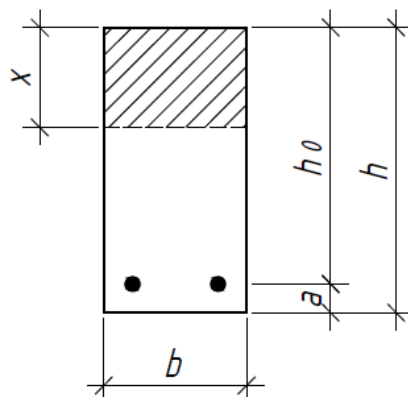


Рис. 8. Расчетное поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного профиля с одиночным армированием.

По [1, формула (97)] определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 184,376 \cdot 10^6}{1 \cdot 1,1 \cdot 19,5 \cdot 1000 \cdot 300^2} = 0,115.$$

Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{19,5 \cdot 1000 \cdot 300 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,115})}{210} = 3400 \text{ мм}^2.$$

По [3] принимаем диаметр стержней 22 мм, шаг стержней 100 мм (всего на 1 п.м. укладывается 10 стержней общей площадью сечения 3801 мм<sup>2</sup>).

Учитывая, что изгибающие моменты в верхней части стены значительно меньше, обрываем часть стержней (через один). Таким образом, на одном метре укладывается 5 стержней (с шагом 200 мм) общей площадью 1900 мм<sup>2</sup>. В сечении 1 – 1 изгибающий момент  $M_1 = 33,469 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$ . Высота сечения здесь  $h = 0,5 \cdot (350 + 200) = 275$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 275 - 50 = 225$  мм. По [1, формула (91)] определяем высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{\gamma_s R_s A_s}{\gamma_b R_b b} = \frac{1,1 \cdot 210 \cdot 1900}{1,1 \cdot 19,5 \cdot 1000} = 20,46 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{20,46}{225} = 0,091 < \xi_R = 0,6.$$

Проверяем условие прочности по [1, усл. (90)]:

$$\begin{aligned}\gamma_k \gamma_n M &= 1 \cdot 1,2 \cdot 33,469 = 40,163 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} < \gamma_c \gamma_b R_b b x (h_0 - 0,5x) = \\ &= 1 \cdot 1,1 \cdot 19,5 \cdot 1000 \cdot 20,46 \cdot (225 - 0,5 \cdot 20,46) = 94262 \text{ Н} \cdot \text{м} = \\ &= 94,262 \text{ кН} \cdot \text{м}.\end{aligned}$$

Условие выполняется. Следовательно, прочность сечения (1 – 1) обеспечена.

Фундаментная плита в соответствии с эпюрой моментов имеет растянутые зоны и сверху, и снизу. Следовательно, продольная рабочая арматура должна подбираться и для верхней, и для нижней зоны. Подбор продольной рабочей арматуры проводим аналогично подбору арматуры стены.

Для верхней арматуры в сечении 3 – 3  $M_3 = 104,882 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$ ; высота сечения  $h = 450$  мм. Принимаем расстояние от рабочей продольной арматуры до верхней грани  $a = 50$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 450 - 50 = 400$  мм. Подбор арматуры проводим по формулам, согласно [1]. По заданию, класс бетона монолитной подпорной стены В35, класс рабочей арматуры А240.

По [1, формула (97)] определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 104,882 \cdot 10^6}{1 \cdot 1,1 \cdot 19,5 \cdot 1000 \cdot 400^2} = 0,037.$$

Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры:

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{19,5 \cdot 1000 \cdot 400 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,037})}{210} = \\ &= 1388 \text{ мм}^2.\end{aligned}$$

По [3] принимаем диаметр стержней 14 мм, шаг стержней 100 мм (всего на 1 п.м. укладывается 10 стержней общей площадью сечения  $1539 \text{ мм}^2$ ).

Для нижней арматуры в сечении 4 – 4  $M_4 = 20,830 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$ ; высота сечения  $h = 450$  мм. Принимаем расстояние от рабочей продольной арматуры до верхней грани  $a = 100$  мм. В этом случае  $h_0 = h - a = 450 - 100 = 350$  мм. Подбор арматуры проводим по формулам, согласно [1]. По заданию, класс бетона монолитной подпорной стены В35, класс рабочей арматуры А240.

По [1, формула (97)] определяем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n M}{\gamma_c \gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 18,241 \cdot 10^6}{1 \cdot 1,1 \cdot 19,5 \cdot 1000 \cdot 350^2} = 0,010.$$

Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры:

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{19,5 \cdot 1000 \cdot 350 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,010})}{210} = \\ &= 311 \text{ мм}^2.\end{aligned}$$

По [3] принимаем диаметр стержней 10 мм, шаг стержней 200 мм. Всего на 1 п.м. укладывается 5 стержней общей площадью сечения 393 мм<sup>2</sup>. Схема расположения рабочей продольной арматуры в монолитной подпорной стене приведена на рис. 9.

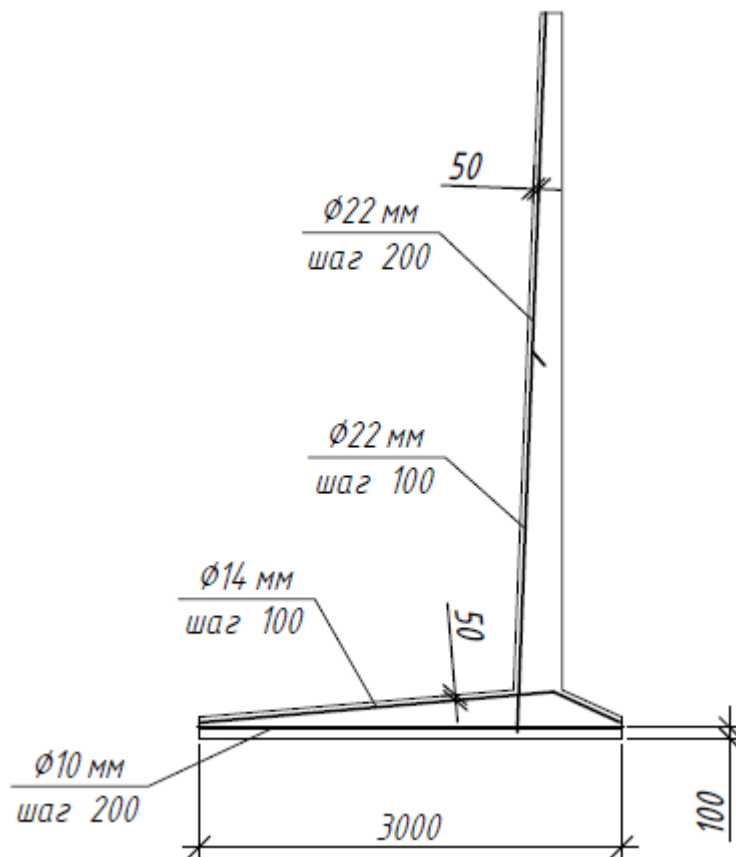


Рис. 9. Схема армирования монолитной подпорной стены продольной рабочей арматурой.

### 8.3. Расчет подпорной стены по деформациям.

Нормативная величина интенсивности горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h$  вычисляется по формуле:

$$p_{\gamma}^n = \frac{p_{\gamma}}{\gamma_n} = \frac{23,299}{1,15} = 20,260 \text{ кПа.}$$

Нормативная величина интенсивности горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки  $q$ , расположенной на поверхности призмы обрушения, определяется по формуле:

$$p_q^n = \frac{p_q}{\gamma_n} = \frac{6,411}{1,15} = 5,575 \text{ кПа.}$$

Изгибающий момент от постоянных нагрузок

$$C = p_{\gamma}^n \frac{h^2}{6} = 20,260 \cdot \frac{5,1^2}{6} = 87,827 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Изгибающий момент от временных нагрузок

$$V = p_q^n \frac{h^2}{2} = 5,575 \cdot \frac{5,1^2}{2} = 72,500 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Изгибающий момент от постоянных и временных нагрузок

$$M = C + V = 87,827 + 72,500 = 160,327 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}.$$

Параметры сечения 2 – 2 на рис. 5: высота сечения  $h = 350$  мм, рабочая высота сечения  $h_0 = 300$  мм. Расчетные характеристики бетона и арматуры при расчетах по второй группе предельных состояний принимаем по [2]:  $R_{b,ser} = 25,5$  МПа,  $E_b = 27500$  МПа,  $R_{s,ser} = 240$  МПа,  $E_s = 210000$  МПа.

Высота сжатой зоны при указанных характеристиках

$$x = \frac{R_{s,ser} A_s}{R_{b,ser} b} = \frac{240 \cdot 3801}{25,5 \cdot 1000} = 35,77 \text{ мм}.$$

Момент инерции сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения

$$I_b = \frac{bx^3}{12} + bx \left( \frac{h-x}{2} \right)^2 = \frac{1000 \cdot 35,77^3}{12} + 1000 \cdot 35,77 \cdot \left( \frac{350 - 35,77}{2} \right)^2 = 8,869 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента

$$I_s = A_s \left( h_0 - \frac{h}{2} \right)^2 = 3801 \cdot \left( 300 - \frac{350}{2} \right)^2 = 0,594 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Жесткость сечения определяем по [1, формула (111)]:

$$\begin{aligned} B &= \frac{1,1 E_b (I_b + \nu I_s) (C + V)}{\delta C + V} = \\ &= \frac{1,1 \cdot 27500 \cdot (8,869 \cdot 10^8 + 7,636 \cdot 0,594 \cdot 10^8) \cdot (87,827 + 72,500)}{2 \cdot 87,827 + 72,500} = \\ &= 261968 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2, \end{aligned}$$

где отношение модулей упругости арматуры и бетона

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{27500} = 7,636.$$

Отношение высоты сечения стены в верхней части  $h_B$  к высоте сечения в нижней  $h_H$

$$\alpha = \frac{h_B}{h_H} = \frac{200}{350} = 0,571.$$

Коэффициент, учитывающий изменение толщины стены по высоте, находим по [1, формула (113)]:

$$k = \frac{1 + 1,5\alpha - 3\alpha^2 + 0,5\alpha^3 + 3\alpha \ln \alpha}{(1 - \alpha)^4} =$$

$$= \frac{1 + 1,5 \cdot 0,571 - 3 \cdot 0,571^2 + 0,5 \cdot 0,571^3 + 3 \cdot 0,571 \cdot \ln 0,571}{(1 - 0,571)^4} = 0,341.$$

Горизонтальное смещение верха уголковой консольной подпорной стены определяем по [1, формула (112)]:

$$\Delta = k \frac{Mh^2}{B} = 0,341 \cdot \frac{160,327 \cdot 10^6 \cdot 5100^2}{261968 \cdot 10^8} = 54 \text{ мм.}$$

Допускаемую величину смещения верха стены в рамках курсового проектирования можно принять равной  $\frac{1}{75}h = \frac{1}{75} \cdot 5100 = 68 \text{ мм.}$

Поскольку смещение верха стены не превышает допускаемую величину, жесткость подпорной стены обеспечена.

Список использованных источников.

1. Багдоев, С.Г. Проектирование железобетонных подпорных стен: учеб. пособие / С.Г. Багдоев. – Пенза: ПГУАС, 2012. – 88 с.
2. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».
3. ГОСТ 5781-82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций».
4. Волосухин, В.А. Расчет и проектирование подпорных стен гидротехнических сооружений [Текст]: учеб. пособие / В.А. Волосухин, В.П. Дыба, С.И. Евтушенко. – М.: АСВ, 2008. – 96 с.
5. СП 20.13330.2017 «Нагрузки и воздействия».
6. Проектирование подпорных стен и стен подвалов [Текст]: справочное пособие к СНиП. – М.: Стройиздат, 1990. – 104 с.