

ИСА | 08.03.01 | ПГС | 6-й семестр

Железобетонные и каменные конструкции

Практическое занятие №12



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; PekinDA@mgsu.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.

Практическое занятие №12 – краткий обзор:

Железобетонные подпорные стены:

- Основные типы железобетонных подпорных стен
- Расчет монолитных железобетонных подпорных стен
- Пример расчета монолитной железобетонной подпорной стены

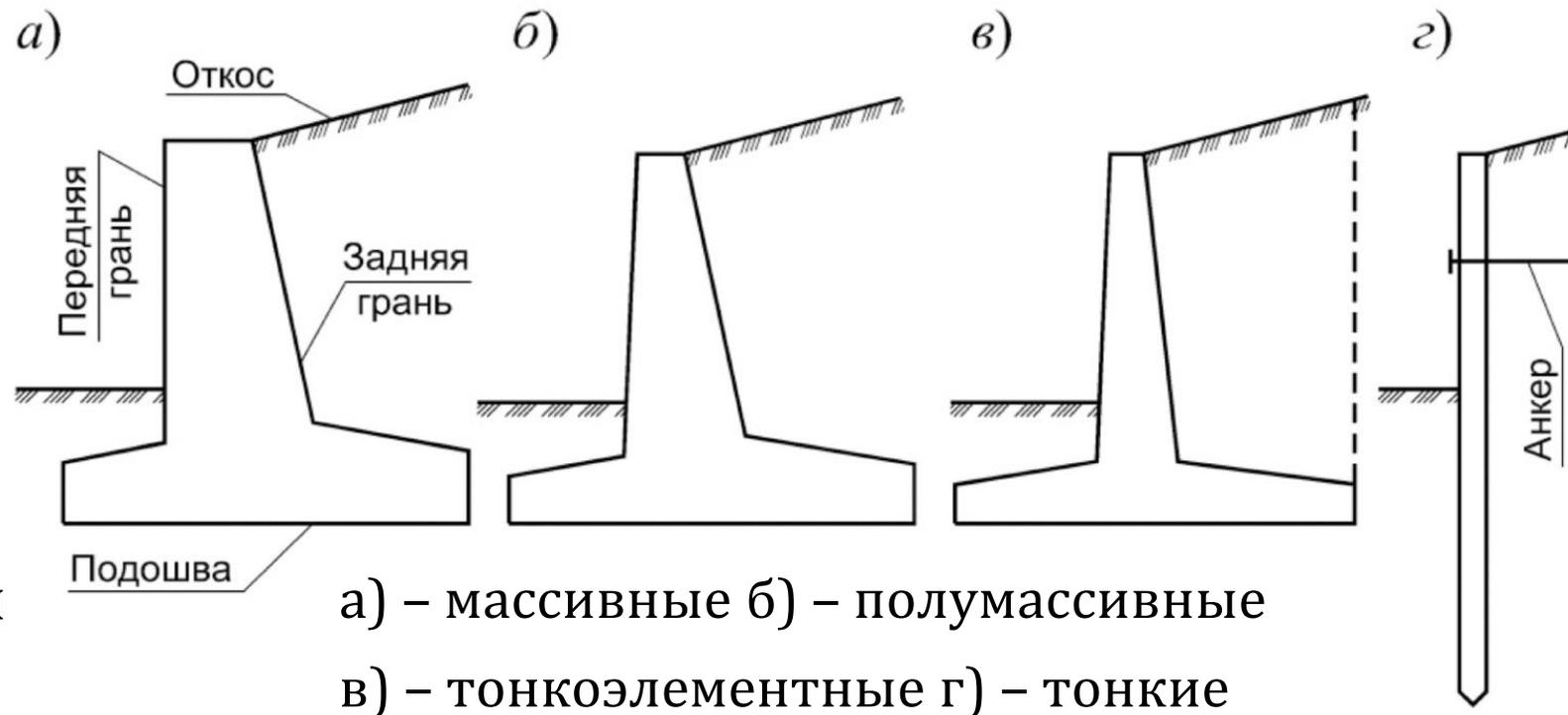
Железобетонные резервуары:

- Основные типы железобетонных резервуаров
- Расчет стен железобетонных прямоугольных резервуаров

Железобетонные подпорные стены

Разделяются в зависимости от характера работы на:

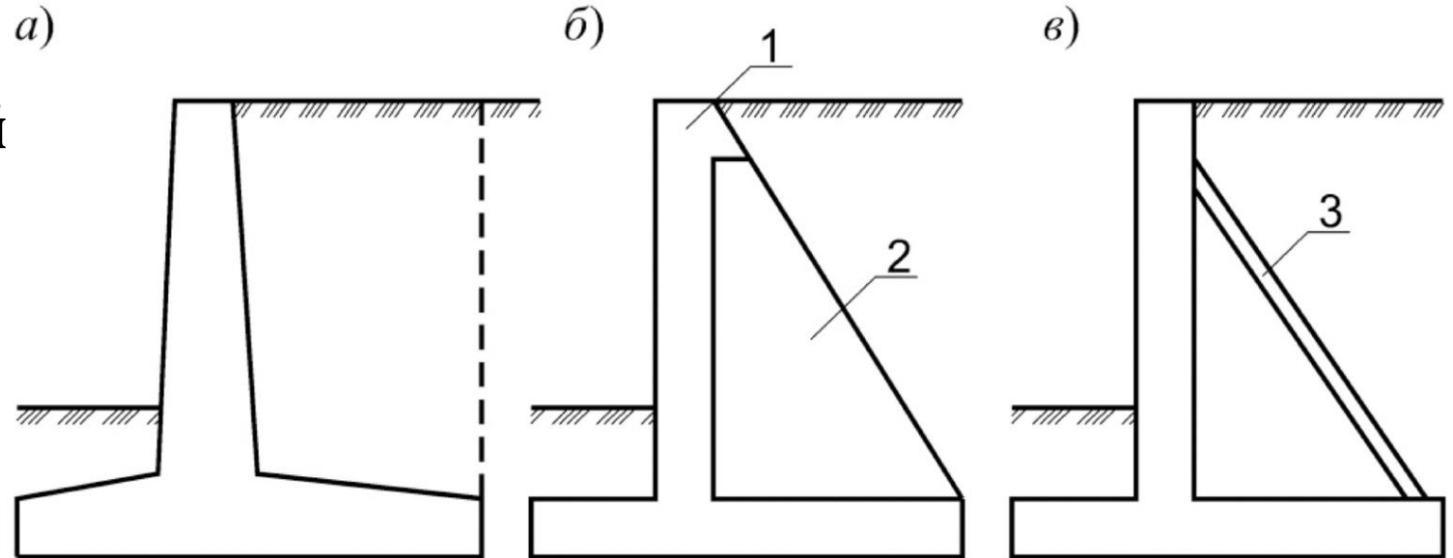
- **Массивные** – устойчивость обеспечивается за счет собственного веса
- **Полумассивные** – устойчивость обеспечивается за счет собственного веса и частично веса грунта на подошве подпорной стены
- **Тонкоэлементные** – устойчивость обеспечивается в основном за счет веса грунта на подошве подпорной стены
- **Тонкие** – устойчивость обеспечивается заделкой в основании и анкерами



Конструкции железобетонных подпорных стен

Наиболее распространенных в практике строительства:

- **Угловые** – консольная схема работы стенки и частей подошвы
- **Контрфорсные** – стенка и внутренняя часть подошвы рассчитываются как плиты, опертые по трем сторонам
- **Анкерные** – консольная схема работы с неподвижной опорой в местах сопряжения стенки и внутренней части подошвы с анкером



а) – угловые б) – контрфорсные в) – анкерные

1 – ребро жесткости 2 – контрфорс 3 – анкер

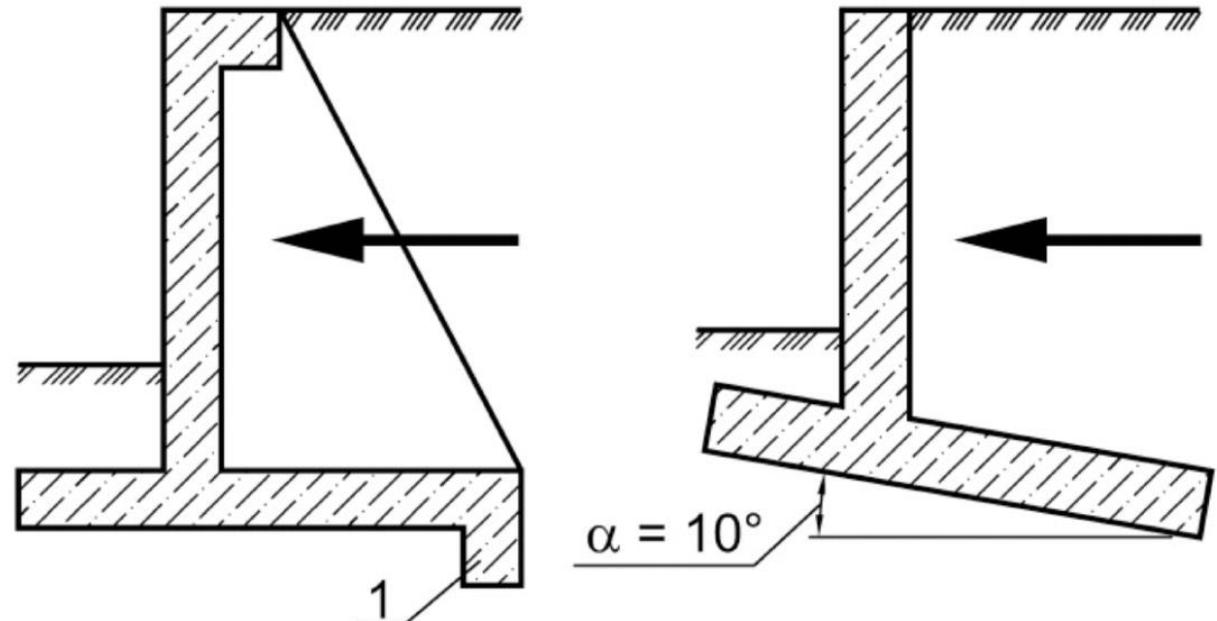
Устойчивость против скольжения

Подшвы монолитной железобетонной подпорной стены относительно грунта основания может быть повышена с помощью дополнительных конструктивных мероприятий – устройство:

- **Выступа** – вертикальный элемент, увеличивающий площадь поверхности материкового грунта, сопротивляющейся боковому давлению насыпи или
- **Наклона** подошвы подпорной стены относительно горизонтали с углом α до 10°

1 – выступ

стрелкой показано направление бокового давления грунта



Сборные железобетонные подпорные стены

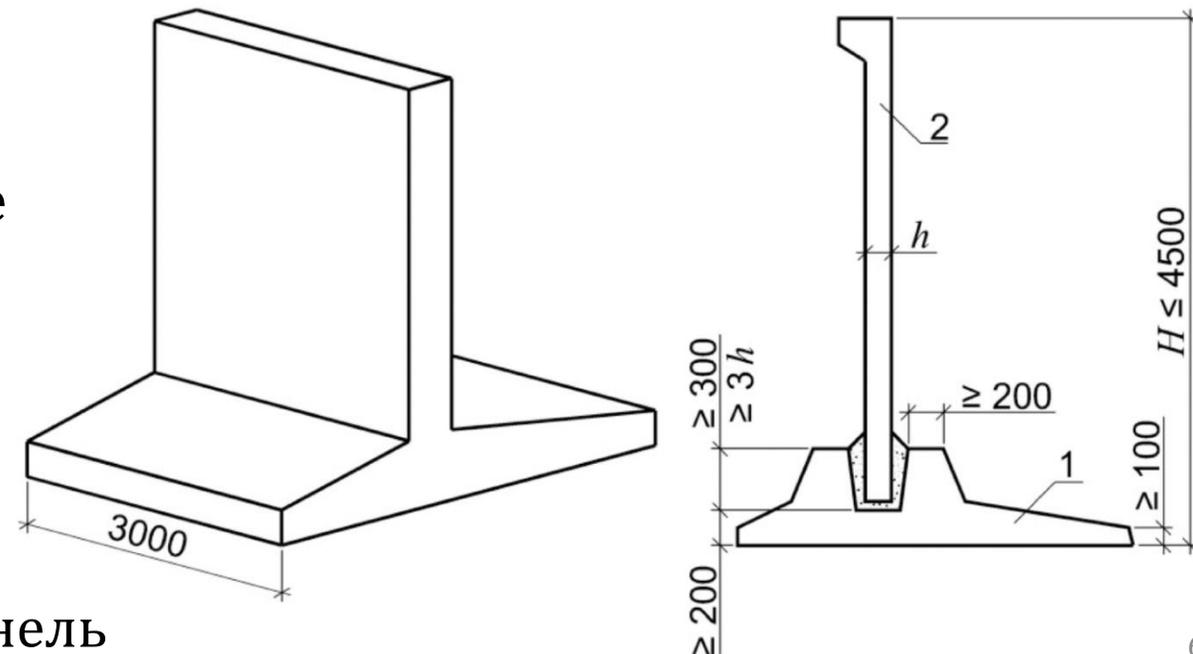
В зависимости от высоты выполняются уголковыми ($H \leq 4,5$ м) или контрфорсными ($H > 4,5$ м), с длиной элементов не более 3 м, исходя из ограничений транспортировки, и могут состоять из одного или нескольких конструктивных элементов

При монтаже элементы устанавливаются вплотную друг к другу, образуя подпорную стену необходимой длины

Для уголковых подпорных стен разработана **Серия 3.002.1-1** – Сборные железобетонные подпорные стены межотраслевого применения с высотой подпора 1,2-4,8 м

1 – подошва

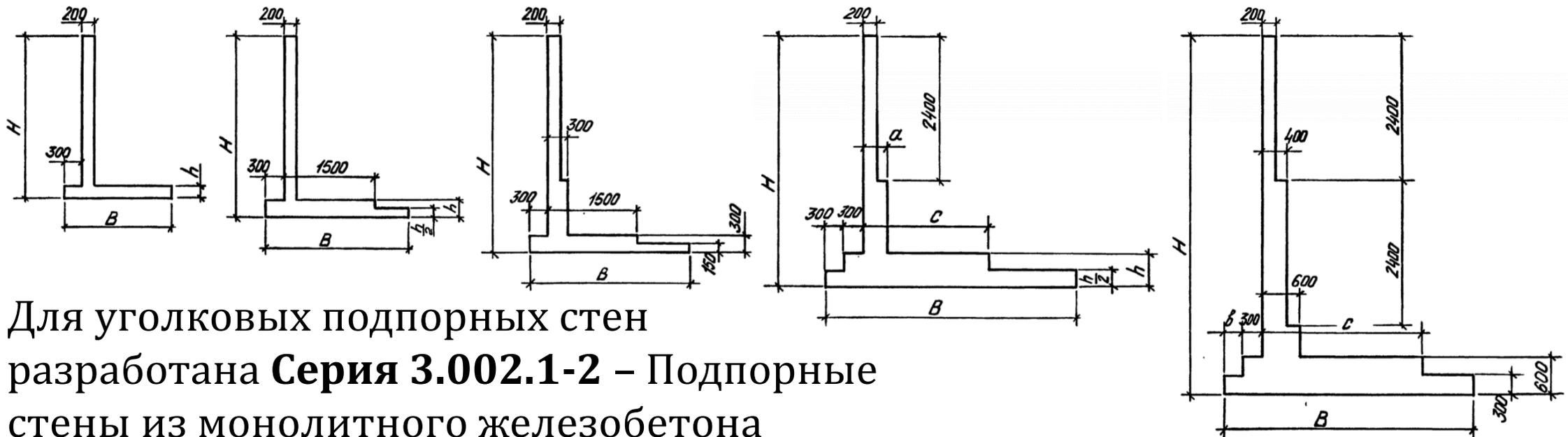
2 – вертикальная панель



Монолитные железобетонные подпорные стены

В зависимости от высоты также выполняются уголковыми с переменной толщиной стенки и подошвы ($H \leq 6,6$ м), контрфорсными или анкерными

Длина монолитных железобетонных подпорных стен без устройства температурных швов не должна превышать 25 м либо необходимо учитывать изменение средней температуры и перепад по сечению элемента



Для уголковых подпорных стен разработана **Серия 3.002.1-2** – Подпорные стены из монолитного железобетона

Давление грунта на подпорные стены (п. 9.18 СП 22)

Ограждения котлованов и стены подземных частей сооружений следует определять с учетом:

- Внешних нагрузок и воздействий на грунтовый массив (нагрузки от складированных материалов, строительных механизмов, транспортные нагрузки на проезжую часть, нагрузки, передаваемые фундаментами сооружений окружающей застройки) и пр.
- Наличия существующих подземных и заглубленных сооружений
- Наклона граней стены к вертикали
- Наклона поверхности грунта, неровности рельефа и отклонение границ инженерно-геологических элементов от горизонтали
- Возможности устройства берм и откосов в котловане в процессе производства работ
- Прочностных характеристик на контакте «конструкция – грунтовый массив»

Давление грунта определяется с учетом (п. 9.18 СП 22)

- Вертикальных и горизонтальных перемещений конструкции и их направление относительно основания
- Деформационных характеристик подпорной конструкции, анкерных и распорных элементов
- Последовательности производства работ
- Возможности перебора грунта в процессе экскавации
- Фильтрационных сил в массиве грунта
- Дополнительного давления на подпорные конструкции, вызванные морозным пучением и набуханием грунтов, а также проведением работ по нагнетанию в грунт растворов, тампонажу и пр.
- Температурных воздействий
- Динамических воздействий и их влияния на статическое давление грунта

Характеристики грунта (п. 9.19 СП 22)

Используемые при определении величины бокового давления зависят от вида расчета или группы предельных состояний:

- При расчетах по первой группе предельных состояний (прочность, устойчивость положения) следует использовать значения прочностных характеристик грунтов φ_I и c_I
- При расчетах по второй группе предельных состояний (образование трещин, раскрытие трещин, деформации) следует использовать значения прочностных характеристик грунтов φ_{II} и c_{II}

где φ_I и c_I (φ_{II} и c_{II}) – расчетные (нормативные) угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта

Коэффициент надежности по нагрузке для удельного веса грунта в обоих случаях должен приниматься $\gamma_{f(g)} = 1,0$

Боковое давление в состоянии покоя (п. 9.20 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u подпорного сооружения или стены подвала менее $0,0005H$ (H – глубина котлована или высота конструкции) на глубине z вычисляют по формуле:

$$\sigma'_{h,0}(z) = K_0 [\sigma'_{z\gamma}(z) + \sigma'_{zp}(z)]$$

где K_0 – коэффициент бокового давления грунта в покое

$\sigma'_{z\gamma}(z)$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z

$\sigma'_{zp}(z)$ – вертикальное напряжение на глубине z от поверхностной нагрузки

Коэффициент бокового давления грунта в покое следует определять в процессе инженерно-геологических изысканий полевыми методами

При горизонтальной или наклонной поверхности грунта коэффициент K_0 или $K_{0,\beta}$ для нормально уплотненных грунтов допускается вычислять по формуле:

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad \text{или} \quad K_{0,\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$$

где ν – коэффициент поперечной деформации грунта

β – угол наклона поверхности грунта к горизонтали ($\beta \leq \varphi$)

Активное и пассивное давления (п. 9.21 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u подпорного сооружения или стены подвала более $0,0005H$ зависимость величин бокового давления грунта допускается определять в соответствии с кусочно-линейной диаграммой (знак перемещений считается положительным при перемещении конструкции в направлении грунтового массива):

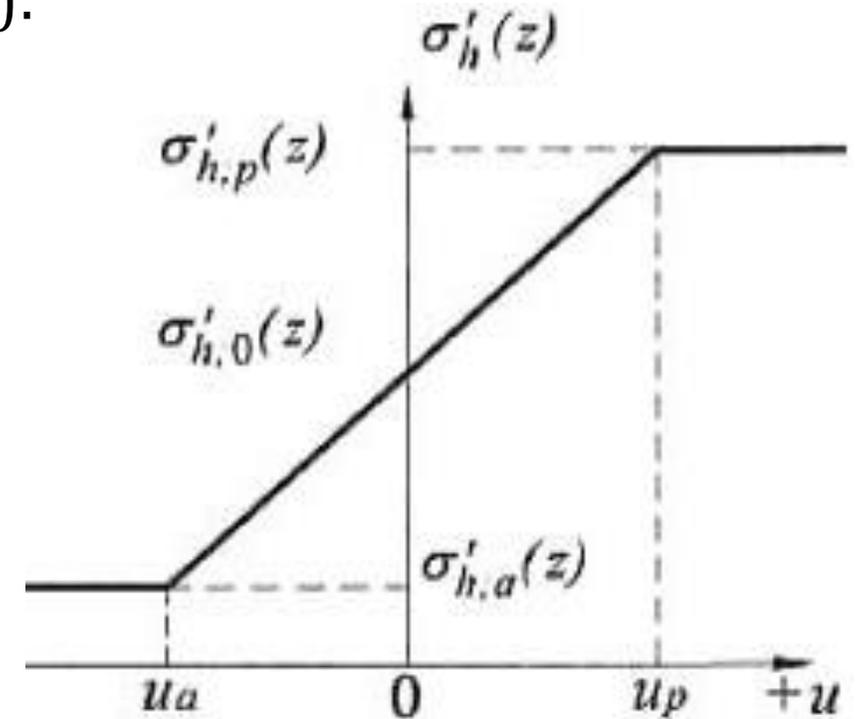
$\sigma'_{h,a}(z)$ – активное боковое давление грунта на глубине z

$\sigma'_{h,0}(z)$ – боковое давление грунта в состоянии покоя на глубине z

$\sigma'_{h,p}(z)$ – пассивное боковое давление грунта на глубине z

$u_a = 0,001H$ – перемещение конструкции и грунта в одном направлении

$u_p = (0,01 \dots 0,02)H$ – перемещение конструкции и грунта навстречу друг другу



Боковое активное давление грунта (п. 9.22 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u_a подпорного сооружения или стены подвала более $0,001H$ и при наличии вертикальной равномерно распределенной нагрузки P на поверхности определяется по формуле:

$$\sigma'_{h,a}(z) = K_a(\gamma z + P) - 2c\sqrt{K_a}$$

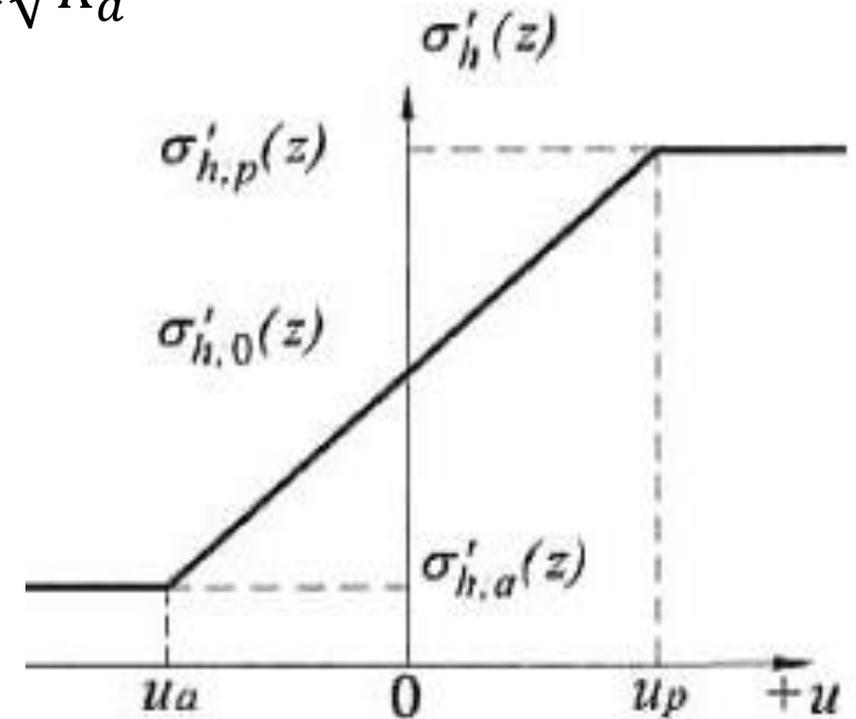
где γ – удельный вес грунта, принимаемый во взвешенном состоянии для водонасыщенных грунтов

c – удельное сцепление грунта

z – глубина, на которой определяется боковое давление грунта

P – вертикальная нагрузка на поверхности

K_a – коэффициент активного давления



Боковое пассивное давление грунта (п. 9.23 СП 22)

При горизонтальных перемещениях u_p подпорного сооружения или стены подвала более $0,01H$ (для влажных) и $0,02H$ (для водонасыщенных) и при наличии вертикальной равномерно распределенной нагрузки P на поверхности определяется по формуле:

$$\sigma'_{h,a}(z) = K_p(\gamma z + P) + 2c\sqrt{K_p}$$

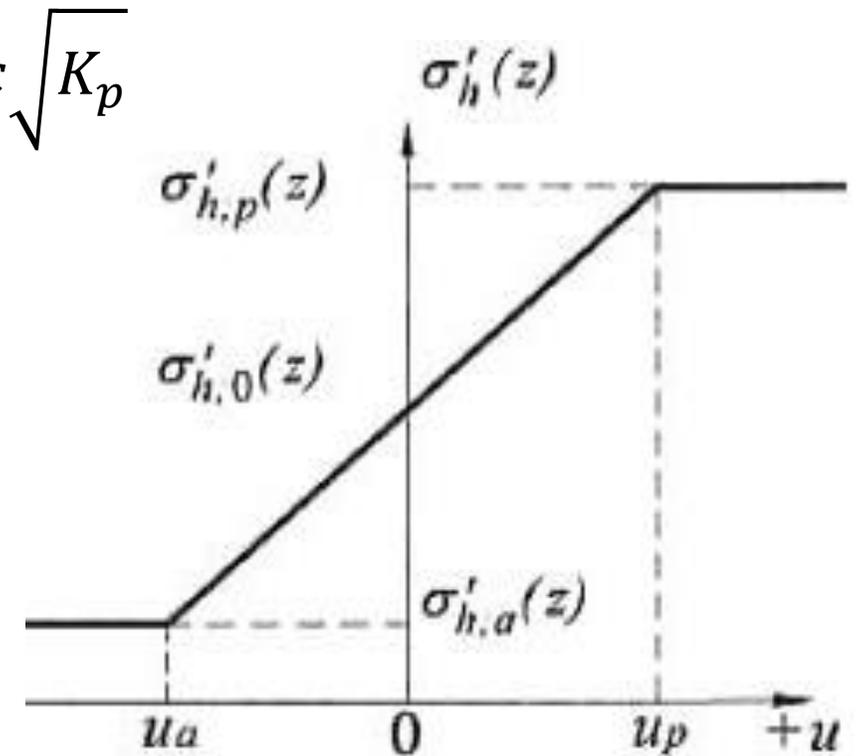
где γ – удельный вес грунта, принимаемый во взвешенном состоянии для водонасыщенных грунтов

c – удельное сцепление грунта

z – глубина, на которой определяется боковое давление грунта

P – вертикальная нагрузка на поверхности

K_p – коэффициент пассивного давления



Активное боковое давление. Коэффициенты K_a и K_p

В частном случае при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной абсолютно гладкой грани конструкции определяются по формулам:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{и} \quad K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

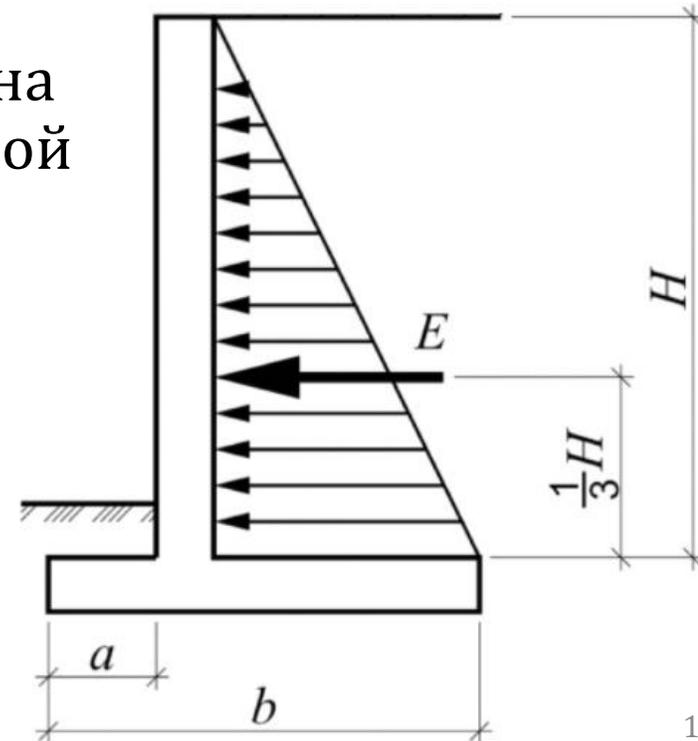
где φ – угол внутреннего трения грунта

Боковое активное давление грунта на подпорную стену на глубине H и равнодействующая E без учета поверхностной нагрузки находятся по формулам:

$$\sigma'_{h,a}(H) = K_a \gamma H = \gamma H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E = \frac{H}{2} \cdot \sigma'_{h,a}(H) = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Слагаемым $2c\sqrt{K_a}$ в формуле $\sigma'_{h,a}(H)$ в запас пренебрегают



Активное боковое давление

Боковое активное давление грунта на подпорную стену от поверхностной нагрузки на глубине 0 или H и равнодействующая E_P находятся по формулам:

$$\sigma'_{h,a,P}(0) = \sigma'_{h,a,P}(H) = K_a P = P \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E_P = H \cdot \sigma'_{h,a,P}(H) = H \cdot P \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

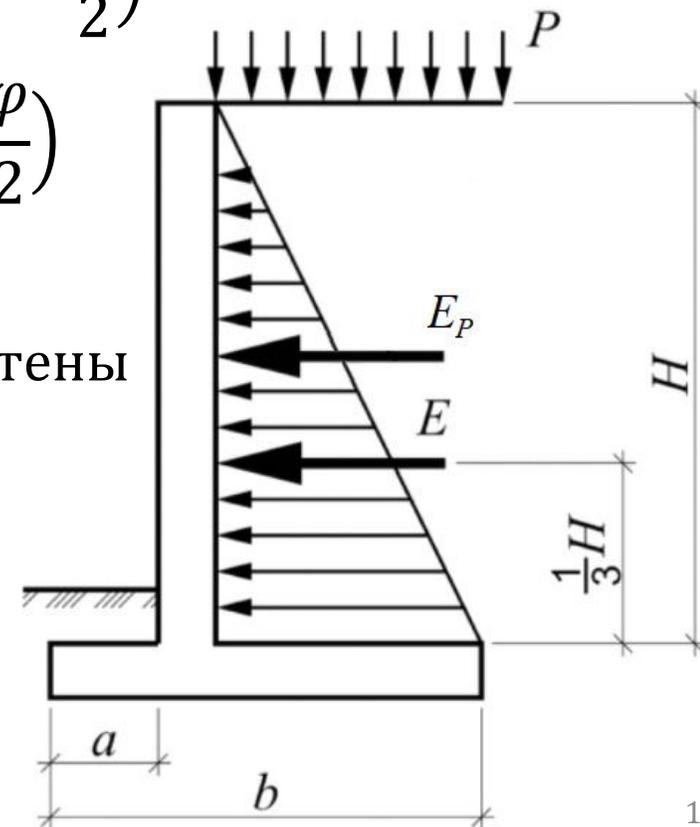
где φ – угол внутреннего трения грунта

H и $b = (0,5 \dots 0,7)H$ – высота и ширина подошвы подпорной стены

$a = (0,25 \dots 0,3)b$ – расстояние от края стенки до подошвы

P – вертикальная нагрузка на поверхности

Расстояния от верхней грани подошвы до равнодействующих E и E_P составляют $H/3$ и $H/2$ соответственно



Устойчивость положения подпорной стены

Определяется следующими проверками для предотвращения скольжения подошвы (с длиной $l = 1$ м) по грунту и опрокидывания относительно точки O :

$$\frac{\Sigma G_i \mu_{\text{тр}}}{E} \geq 1,2 \quad \text{и} \quad \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{опр}}} > 1,5$$

где $\Sigma G_i = G_1 + G_2 + G_3$ – суммарная расчетная нагрузка от веса элементов подпорной стены и грунта (со знаком «+»)

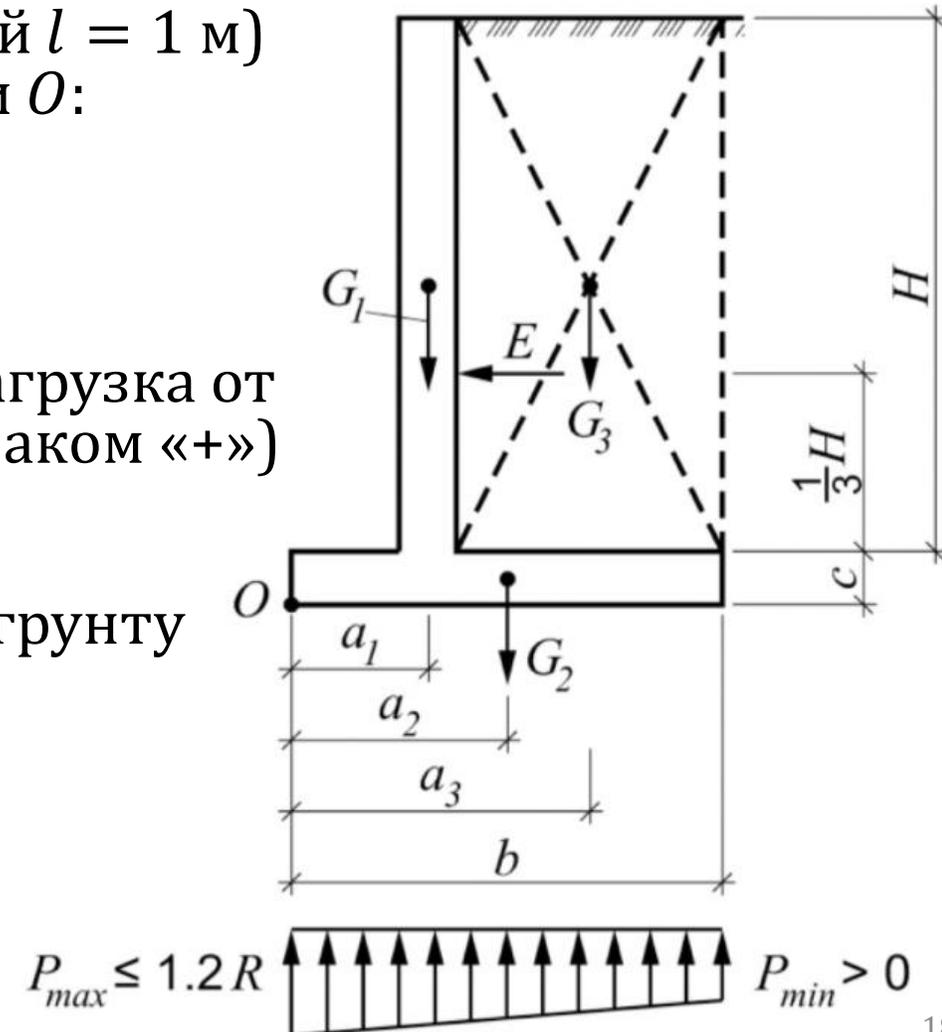
$E = H \cdot \sigma'_{h,a}(H)/2$ – сдвигающая сила

$\mu_{\text{тр}} = 0,3 \dots 0,6$ – коэффициент трения бетона по грунту

$M_{\text{уд}} = G_1 a_1 + G_2 a_2 + G_3 a_3$ – удерживающий от опрокидывания момент

$M_{\text{опр}} = E(H/3 + c)$ – опрокидывающий момент

где b , c и H – ширина, толщина подошвы и высота подпорной стены



Давление на грунт под подошвой подпорной стены

Определяется как для внецентренно-нагруженного фундамента (с длиной подошвы $l = 1$ м) по формулам:

$$P_{max} = \frac{\Sigma G_i}{lb} + \frac{12a_2M}{lb^3} \leq 1,2R \quad \text{и} \quad P_{min} = \frac{\Sigma G_i}{lb} - \frac{12a_2M}{lb^3} > 0$$

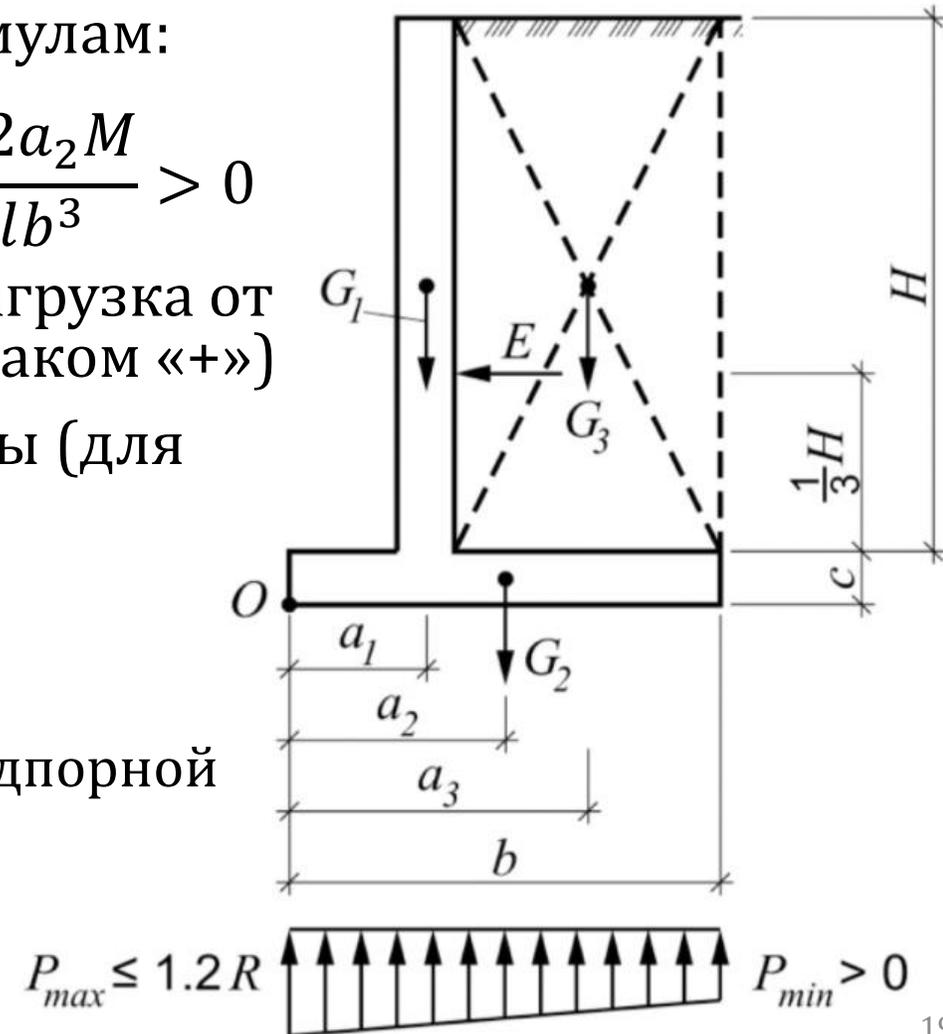
где $\Sigma G_i = G_1 + G_2 + G_3$ – суммарная расчетная нагрузка от веса элементов подпорной стены и грунта (со знаком «+»)

$a_2 = b/2$ – расстояние от центра до края подошвы (для случая с постоянной толщиной подошвы)

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right)$$

где b , c и H – ширина, толщина подошвы и высота подпорной стены

(M определен при постоянной толщине подошвы без учета поверхностной нагрузки P)



Расчетная схема стенки

Расчет стенки выполняется по консольной схеме (с длиной пролета H) на действие максимального изгибающего момента и поперечной силы в заделке, определяемых по формулам:

$$M_{\text{ст}} = M + M_P = \frac{EH}{3} + \frac{E_P H}{2} = \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a}(H)}{6} + \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)}{2}$$

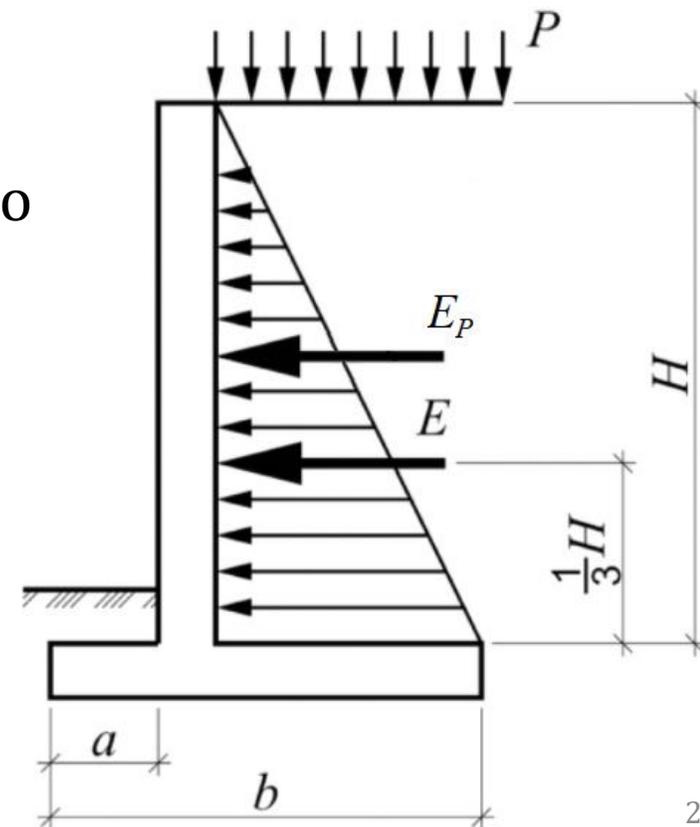
$$Q_{\text{ст}} = E + E_P = H \cdot \sigma'_{h,a}(H)/2 + H \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)$$

Максимальный прогиб (в конце консоли) вычисляется по формуле:

$$f_{\text{tot}} = f + f_P$$

$$f = \frac{H^4 \cdot \sigma'_{h,a}(H)}{30 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{5} \cdot \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a}(H)}{6 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{5} \cdot \frac{M}{D_{crc}} = U \cdot \frac{1}{r}$$

$$f_P = \frac{H^4 \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)}{8 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{4} \cdot \frac{H^2 \cdot \sigma'_{h,a,P}(H)}{2 \cdot E_{b1} I_{x,red,crc}} = \frac{H^2}{4} \cdot \frac{M_P}{D_{crc}} = U_P \cdot \frac{1}{r_P}$$



Расчетная схема короткого участка подошвы

Расчет короткого участка подошвы также выполняется по консольной схеме (с длиной пролета a) на действие максимального изгибающего момента и поперечной силы в заделке (наружная грань стенки) от реактивного отпора грунта и пригруза G_4 , определяемых по формулам:

$$M_K = \frac{(P_K - q_1)a^2}{2} + \frac{2(P_{max} - P_K)a^2}{3}$$

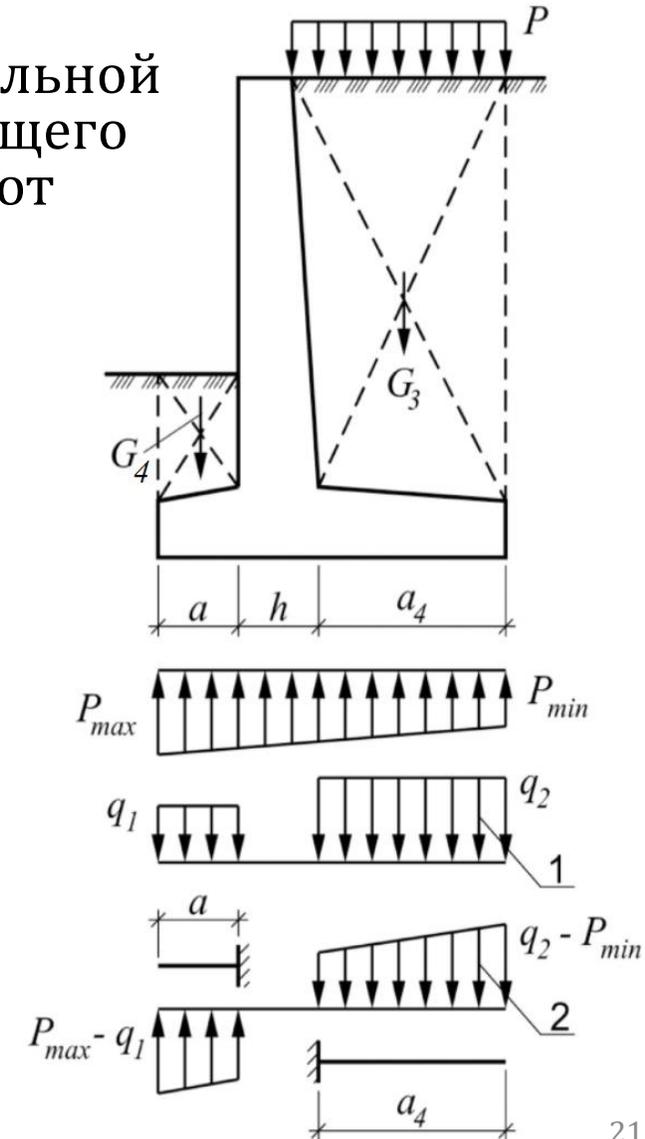
$$Q_K = (P_K - q_1)a + \frac{(P_{max} - P_K)a}{2}$$

где $q_1 = G_4/a$ – давление грунта на консоль шириной 1 м

$P_{max} = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} + \frac{12a_2M}{lb^3}$ – максимальный реактивный отпор

$P_K = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} + \frac{12(a_2 - a)M}{lb^3}$ – реактивный отпор в заделке

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) - Pa_4 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right) + E_P \left(\frac{H}{2} + c \right)$$



Расчетная схема длинного участка подошвы

Расчет длинного участка подошвы также выполняется по консольной схеме (с длиной пролета a_4) на действие максимального изгибающего момента и поперечной силы в заделке (внутренняя грань стенки) от пригруза G_3 с дополнительным давлением P , определяемых по формулам:

$$M_{\text{д}} = \frac{(q_2 - P_{\text{д}})a_4^2}{2} + \frac{2(P_{\text{д}} - P_{\text{min}})a_4^2}{3}$$

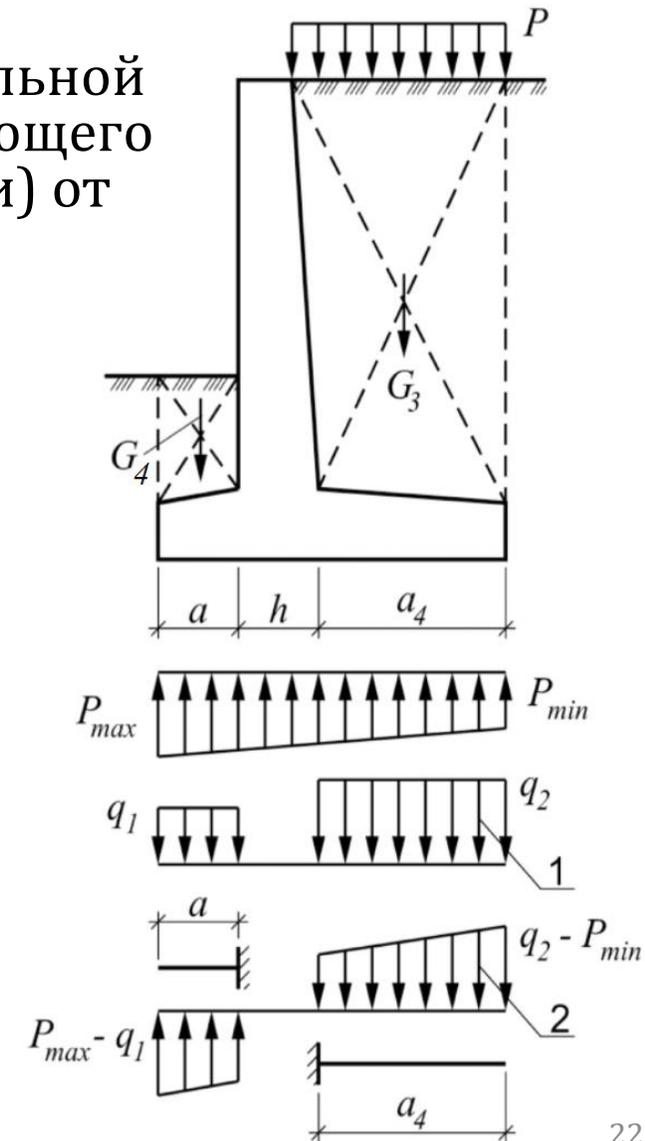
$$Q_{\text{д}} = (q_2 - P_{\text{д}})a_4 + \frac{(P_{\text{д}} - P_{\text{min}})a_4}{2}$$

где $q_2 = G_3/a_4 + P$ – давление на консоль шириной 1 м

$P_{\text{min}} = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} - \frac{12a_2M}{lb^3}$ – минимальный реактивный отпор

$P_{\text{д}} = \frac{\Sigma G_i + Pa_4}{lb} + \frac{12(a_2 - a - h)M}{lb^3}$ – реактивный отпор в заделке

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) - Pa_4 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right) + E_P \left(\frac{H}{2} + c \right)$$



Пример 1. Уголкообразная железобетонная подпорная стена

Дано: монолитная железобетонная подпорная стена, толщина стенки $h = 300$ мм, толщина подошвы $c = 400$ мм, высота подпора $H = 4,2$ м, зададимся шириной подошвы $b = (0,5 \dots 0,7)H = 2,5$ м и расстоянием стенки от края подошвы $a = (0,25 \dots 0,3)b = 0,6$ м

грунт: песок мелкий, средней плотности, удельный вес $\gamma = 16$ кН/м³, угол внутреннего трения $\varphi_1 = 27^\circ$, расчетное сопротивление $R = 300$ кПа

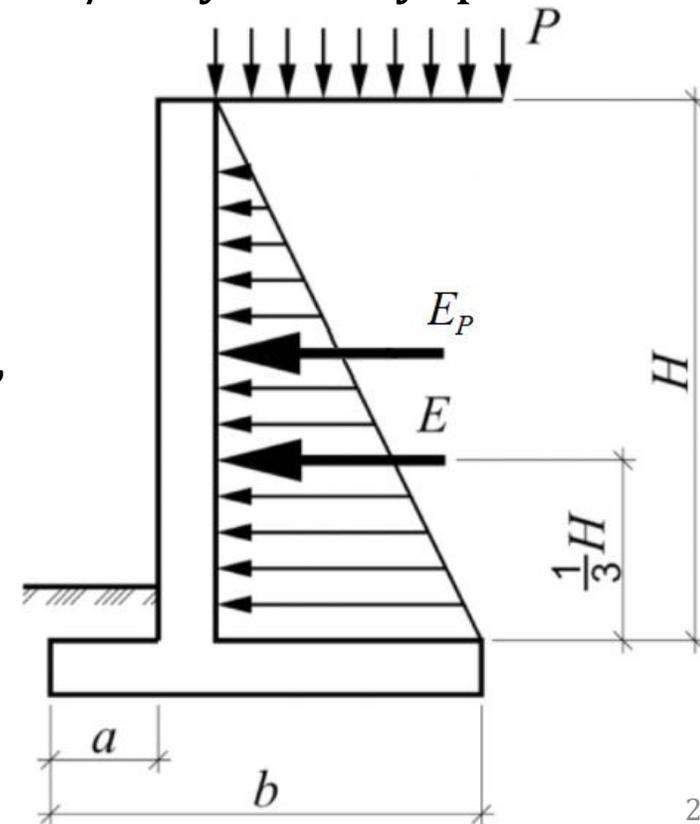
поверхность грунта горизонтальная, с нормативной кратковременной нагрузкой $P = 10,0$ кПа ($\gamma_f = 1,2$)

внутренняя грань стенки вертикальная и абсолютно гладкая

материалы: бетон класса В25 ($E_b = 30000$ МПа, $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, $\gamma_6 = 25$ кН/м³)

арматура класса А500 ($E_s = 200000$ МПа, $R_s = 435$ МПа, $R_{sc} = 400(435)$ МПа)

расстояния от центров тяжести продольной арматуры до граней $a = a' = 50$ мм



Пример 1. Активное боковое давление на подпорную стену

При горизонтальной поверхности грунта и вертикальной абсолютно гладкой грани конструкции на глубине $H = 4,2$ м *определяется* по формуле:

$$\sigma'_{h,a}(H) = K_a \gamma_I H = 0,376 \cdot 16 \cdot 4,2 = 25,3 \text{ кПа}$$

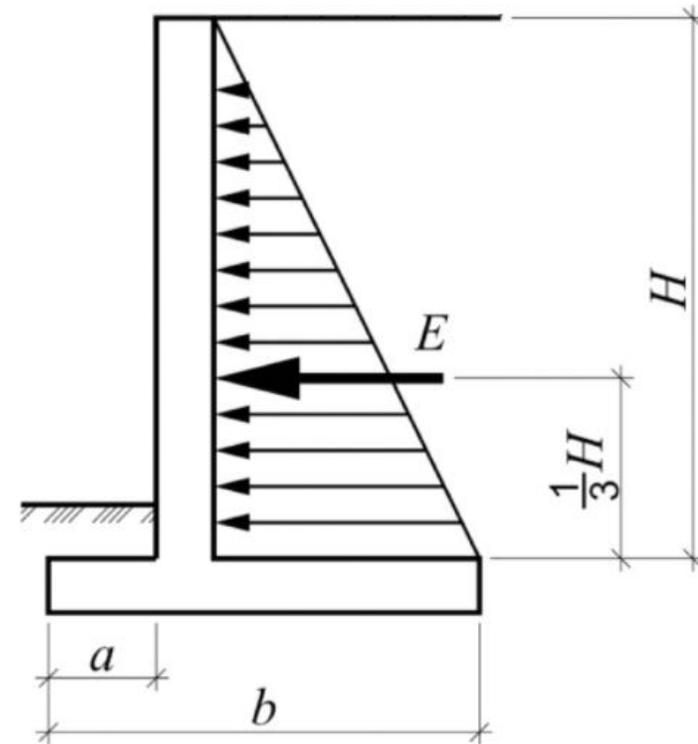
где $\gamma_I = \gamma \cdot \gamma_{f(g)} = 16 \cdot 1,0 = 16 \text{ кН/м}^3$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right) = 0,376$$

$\varphi_I = 27^\circ$ – угол внутреннего трения грунта для I группы ПС

Равнодействующая активного давления E находится по формуле:

$$E = H \cdot \frac{\sigma'_{h,a}(H)}{2} = 4,2 \cdot \frac{25,3}{2} = 53,1 \text{ кН}$$



Пример 1. Активное боковое давление на подпорную стену

От действия поверхностной нагрузки P при горизонтальной поверхности грунта и вертикальной абсолютно гладкой грани конструкции на глубине $H = 4,2$ м определяется по формуле:

$$\sigma'_{h,a,P}(H) = K_a P_I = 0,376 \cdot 12,0 = 4,5 \text{ кПа}$$

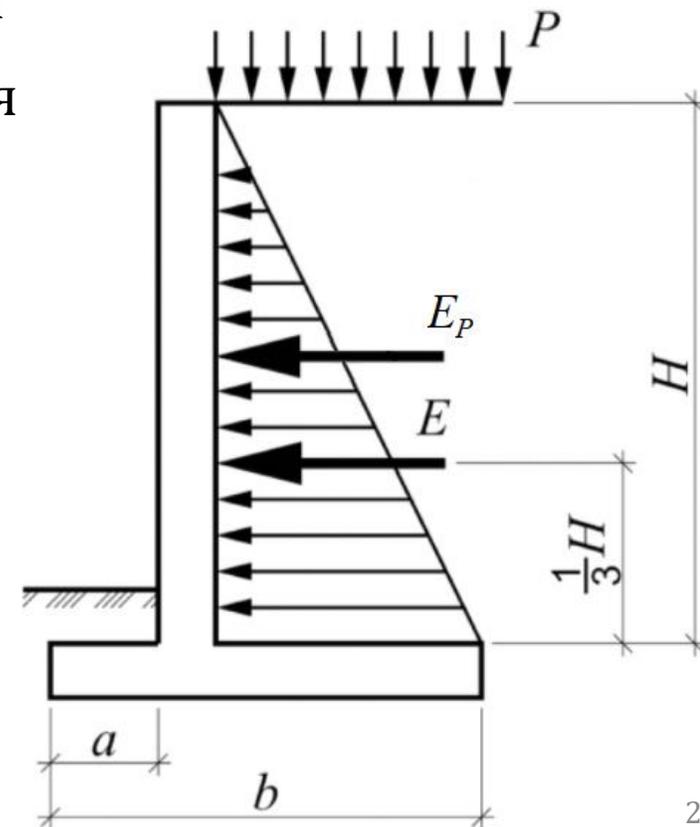
где $P_I = P \cdot \gamma_f = 10,0 \cdot 1,2 = 12,0$ кПа – вертикальная расчетная кратковременная нагрузка на поверхности

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right) = 0,376$$

$\varphi_I = 27^\circ$ – угол внутреннего трения грунта для I группы ПС

Равнодействующая активного давления E_P от поверхностной нагрузки P находится по формуле:

$$E_P = H \cdot \sigma'_{h,a,P}(H) = 4,2 \cdot 4,5 = 18,9 \text{ кН}$$



Пример 1. Устойчивость положения подпорной стены

Против скольжения подошвы (с длиной $l = 1$ м) проверяется при заданных габаритах $b = 2,5$ м и $a = 0,6$ м по формуле:

$$\frac{(\Sigma G_i + P_I \cdot a_4) \cdot \mu_{\text{тр}}}{E + E_p} = \frac{183,2 \cdot 0,5}{53,1 + 18,9} = 1,27 \geq 1,2$$

$$\Sigma G_i = G_1 + G_2 + G_3 + P_I a_4 = ((hN + cb)\gamma_6 + a_4 H \gamma) \cdot \gamma_{f(g)} + P_I \cdot a_4 =$$

$$= ((0,3 \cdot 4,2 + 0,4 \cdot 2,5) \cdot 25 + 1,6 \cdot 4,2 \cdot 16) \cdot 1,0 + 12,0 \cdot 1,6 = 183,2 \text{ кН}$$

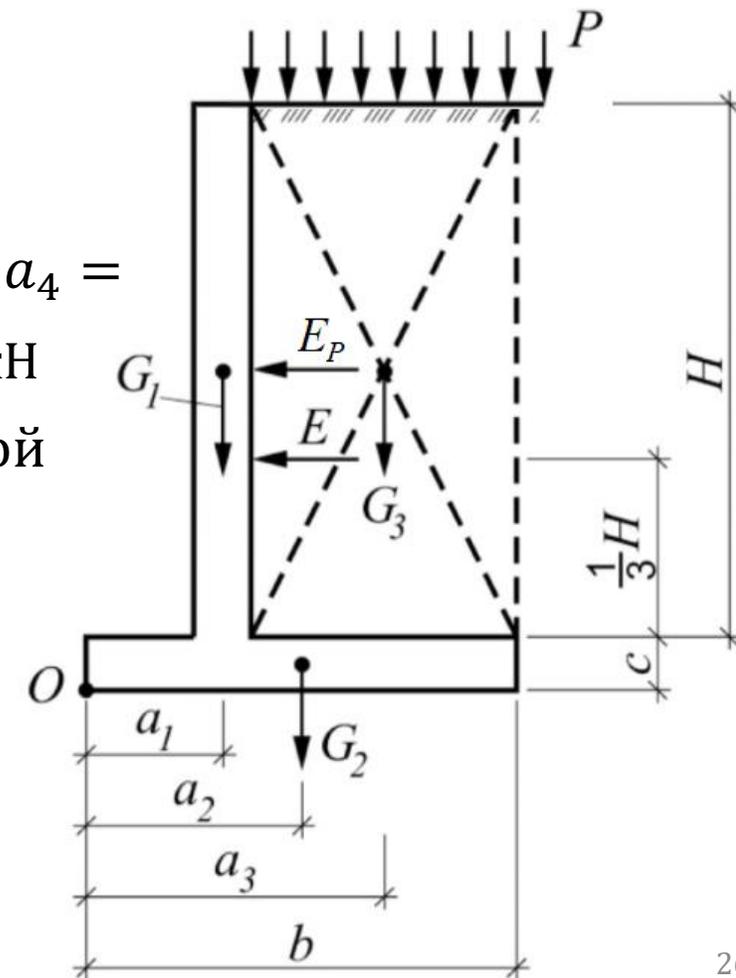
– суммарная расчетная нагрузка от веса элементов подпорной стены, грунта и нагрузки на поверхности

$\mu_{\text{тр}} = 0,5$ – коэффициент трения бетона по песку согласно п. 6.30 СП 15.13330

$$a_4 = b - a - h = 2,5 - 0,6 - 0,3 = 1,6 \text{ – ширина грунта } G_3$$

$$h = 0,3 \text{ м – толщина стенки } c = 0,4 \text{ м – толщина подошвы}$$

Устойчивость положения против скольжения **обеспечена**



Пример 1. Устойчивость положения подпорной стены

Против опрокидывания (с длиной $l = 1$ м) относительно точки O проверяется при заданных габаритах $b = 2,5$ м и $a = 0,6$ м по формуле:

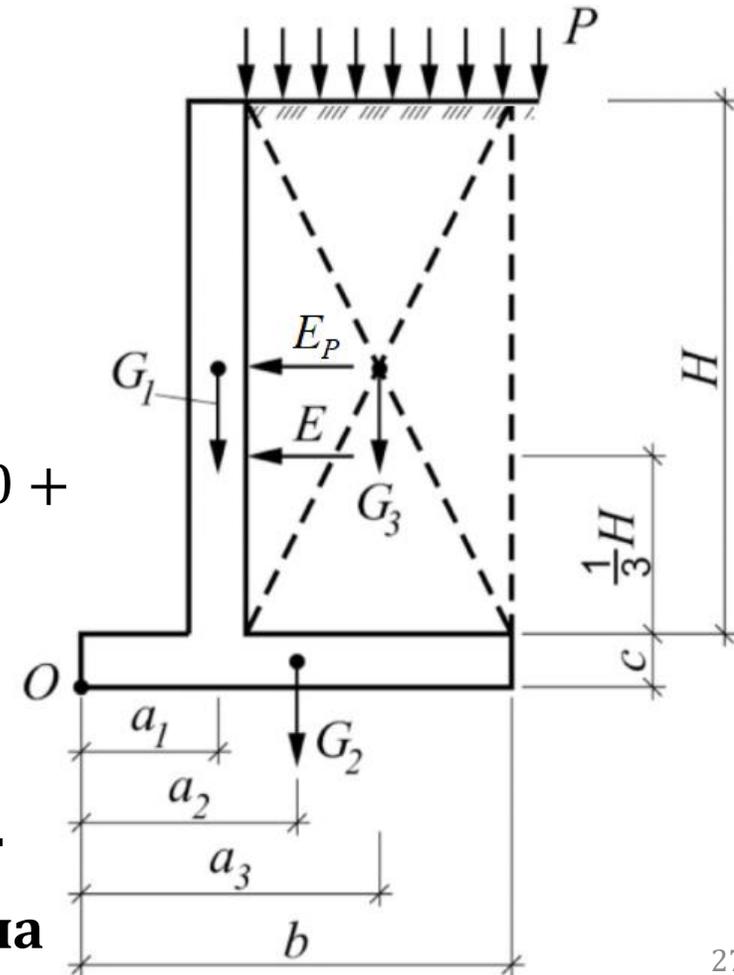
$$\frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{опр}}} = \frac{270,3}{142,8} = 1,9 \geq 1,5$$

$$\begin{aligned} M_{\text{уд}} &= G_1 a_1 + G_2 a_2 + G_3 a_3 + a_4 P_1 a_3 = \\ &= ((hNa_1 + cba_2)\gamma_6 + a_4 H \gamma a_3) \cdot \gamma_{f(g)} + a_4 P_1 a_3 = \\ &= ((0,3 \cdot 4,2 \cdot 0,75 + 0,4 \cdot 2,5 \cdot 1,25) \cdot 25 + 1,6 \cdot 4,2 \cdot 16 \cdot 1,7) \cdot 1,0 + \\ &+ 12,0 \cdot 1,6 \cdot 1,7 = 270,3 \text{ кНм} - \text{удерживающий момент} \end{aligned}$$

где $a_4 = b - a - h = 2,5 - 0,6 - 0,3 = 1,6$ - ширина грунта G_3

$$\begin{aligned} M_{\text{опр}} &= E(H/3 + c) + E_P(H/2 + c) = 53,1 \cdot (4,2/3 + 0,4) + \\ &+ 18,9 \cdot (4,2/2 + 0,4) = 142,8 \text{ кНм} - \text{опрокидывающий момент} \end{aligned}$$

Устойчивость положения против опрокидывания **обеспечена**



Пример 1. Максимальное давление на грунт под подошвой

Определяется как для внецентренно-нагруженного фундамента (с длиной подошвы $l = 1$ м) по формуле:

$$P_{max} = \frac{\Sigma G_i + P_1 \cdot a_4}{lb} + \frac{12a_2M}{lb^3} = \frac{183,2}{1 \cdot 2,5} + \frac{12 \cdot 1,25 \cdot 102}{1 \cdot 2,5^3} = 171 \text{ кПа}$$

где $a_4 = b - a - h = 2,5 - 0,6 - 0,3 = 1,6$ - ширина грунта G_3

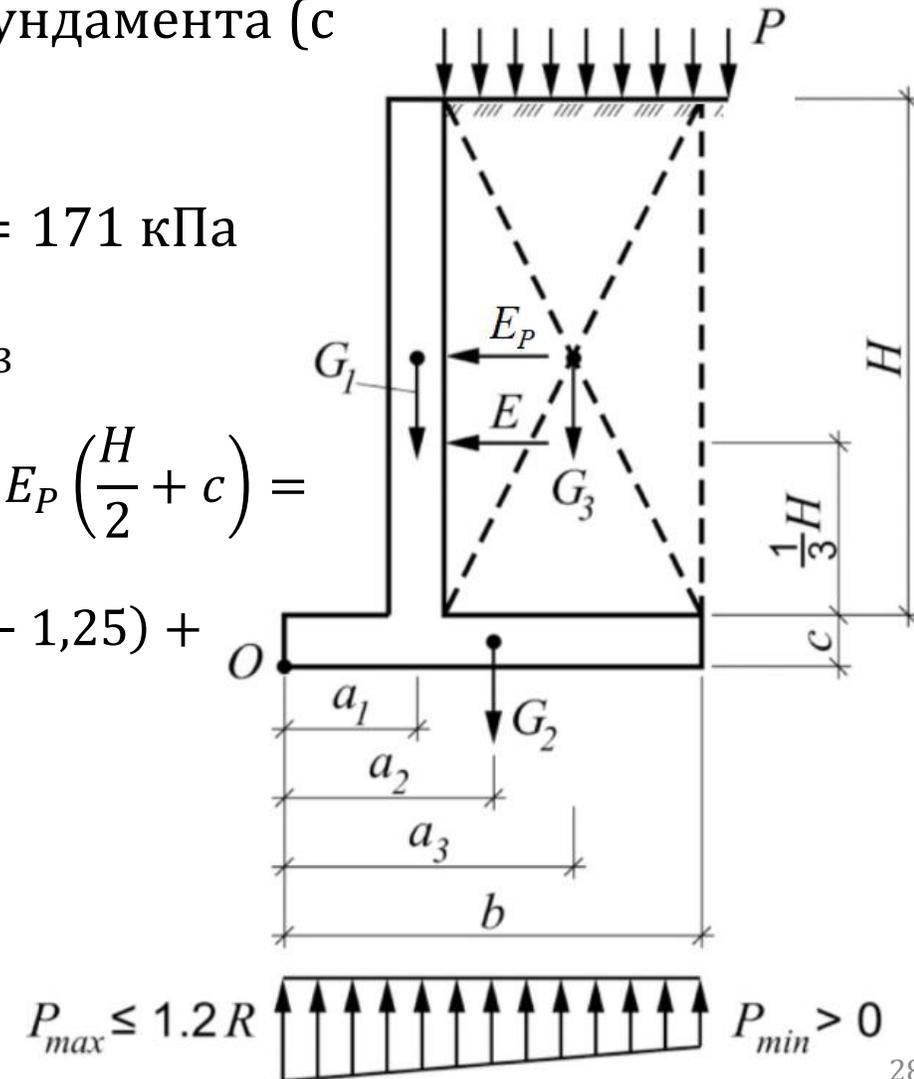
$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) - Pa_4 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right) + E_P \left(\frac{H}{2} + c \right) =$$

$$= 31,5 \cdot (1,25 - 0,75) - 107,5 \cdot (1,7 - 1,25) - 12,0 \cdot 1,6 \cdot (1,7 - 1,25) +$$

$$+ 53,1 \cdot (1,4 + 0,4) + 18,9 \cdot (2,1 + 0,4) = 102 \text{ кНм}$$

$$P_{max} = 171 \text{ кПа} \leq 1,2R = 1,2 \cdot 300 = 360 \text{ кПа}$$

Максимальное давление на грунт **не превышает** его расчетного сопротивления



Пример 1. Минимальное давление на грунт под подошвой

Определяется как для внецентренно-нагруженного фундамента (с длиной подошвы $l = 1$ м) по формуле:

$$P_{min} = \frac{\Sigma G_i + P_1 \cdot a_4}{lb} - \frac{12a_2M}{lb^3} = \frac{183,2}{1 \cdot 2,5} - \frac{12 \cdot 1,25 \cdot 102}{1 \cdot 2,5^3} = -24 \text{ кПа} < 0$$

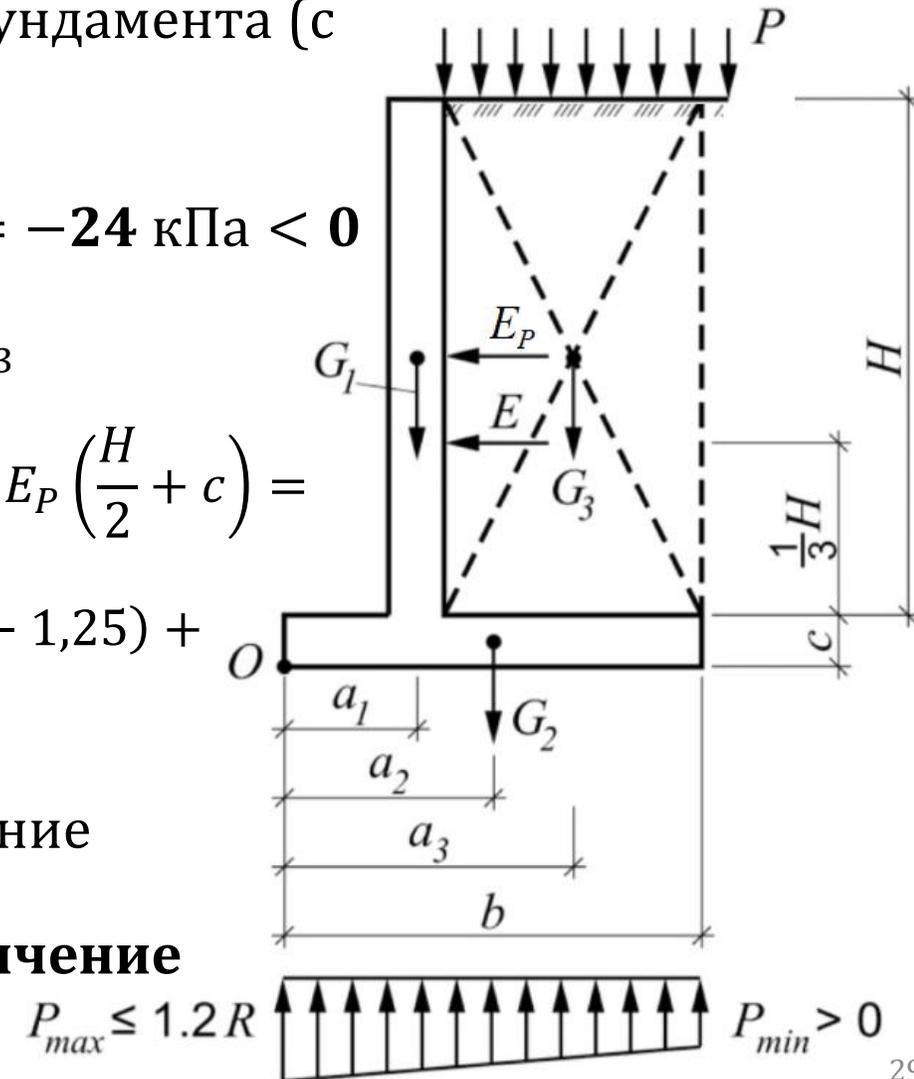
где $a_4 = b - a - h = 2,5 - 0,6 - 0,3 = 1,6$ - ширина грунта G_3

$$M = G_1 \left(\frac{b}{2} - a_1 \right) - G_3 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) - Pa_4 \left(a_3 - \frac{b}{2} \right) + E \left(\frac{H}{3} + c \right) + E_P \left(\frac{H}{2} + c \right) =$$

$$= 31,5 \cdot (1,25 - 0,75) - 107,5 \cdot (1,7 - 1,25) - 12,0 \cdot 1,6 \cdot (1,7 - 1,25) +$$

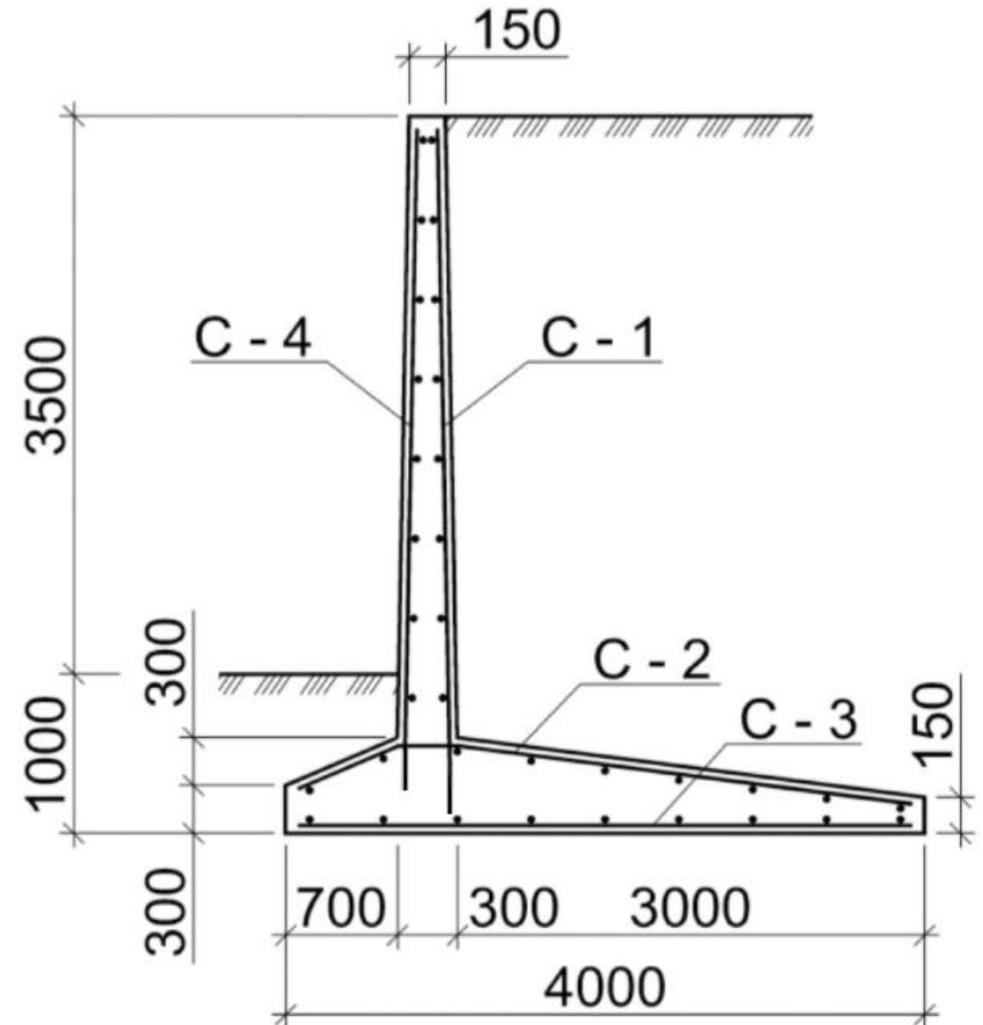
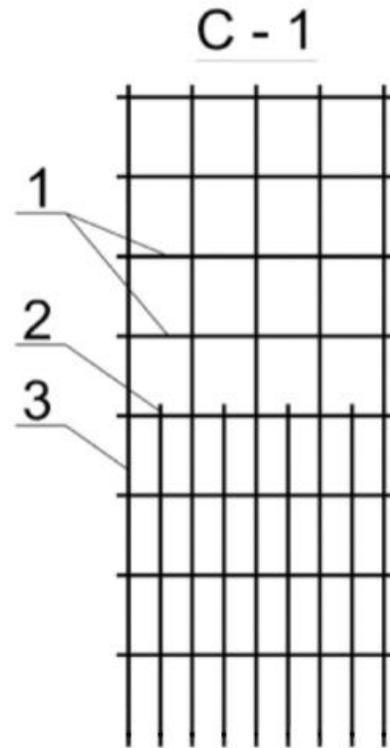
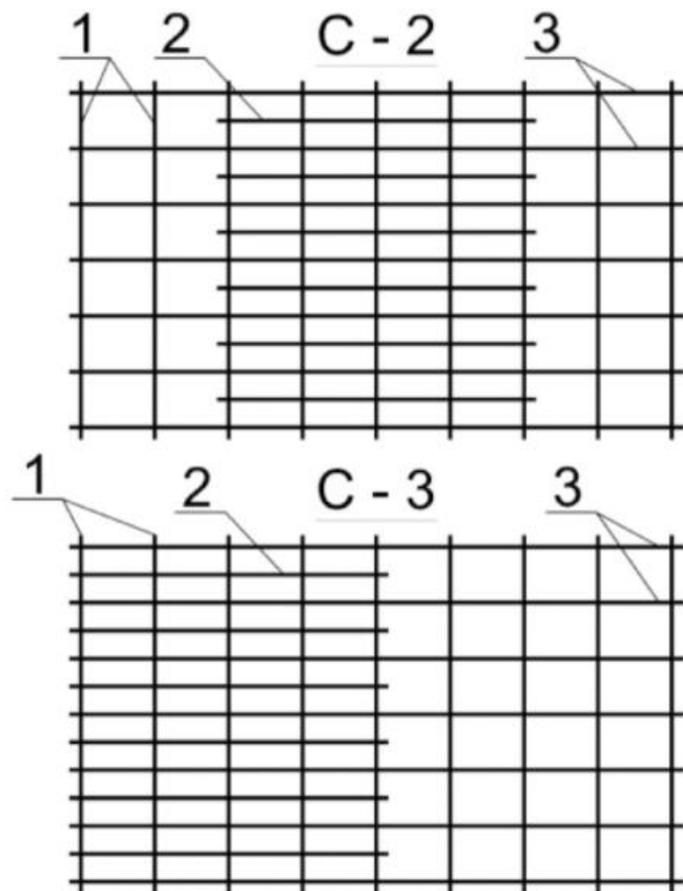
$$+ 53,1 \cdot (1,4 + 0,4) + 18,9 \cdot (2,1 + 0,4) = 102 \text{ кНм}$$

$P_{min} = -24 \text{ кПа} < 0$ - получено **отрицательное** значение давления, что вызывает отрыв подошвы от грунта и **недопустимо** для подпорных стенок, требуется **увеличение** ширины подошвы



Пример армирования подпорной стены сетками

- 1 – распределительные стержни 2 – дополнительная рабочая арматура
3 – основная рабочая арматура



Железобетонные резервуары

По форме в плане разделяются на:

- Прямоугольные
- Цилиндрические
- Овальные
- Сложной формы (сферические, торовые, линзообразные и др.)

По функциональному назначению для:

- Хранения нефти и нефтепродуктов
- Систем водоснабжения и водоотведения
- Хранения продуктов производства (растворов, удобрений и др.)

Железобетонные резервуары

По расположению в пространстве:

- Заглубленные (подземные) и полузаглубленные (частично подземные)
- Наземные (на поверхности земли) и надземные (водонапорные башни)

По конструктивному решению стен:

- С вертикальными или наклонными стенами
- Со стенами из пространственных конструкций

По конструктивному решению покрытия:

- С плоским или пространственным покрытием
- С комбинированным вариантом покрытия или без покрытия

Пример сборного железобетонного резервуара

- а) – план в двух вариантах
- б) и в) – разрезы для этих вариантов

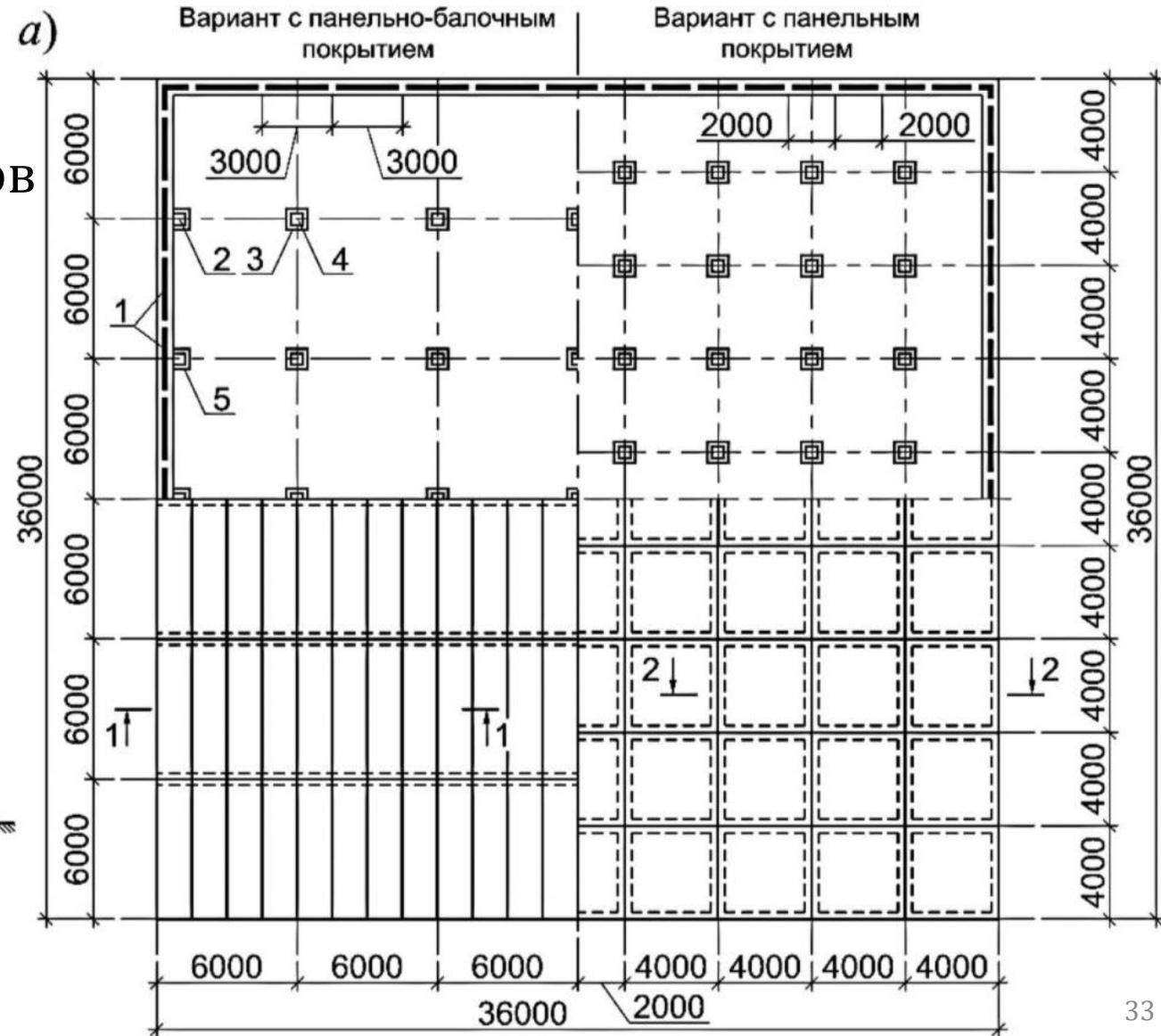
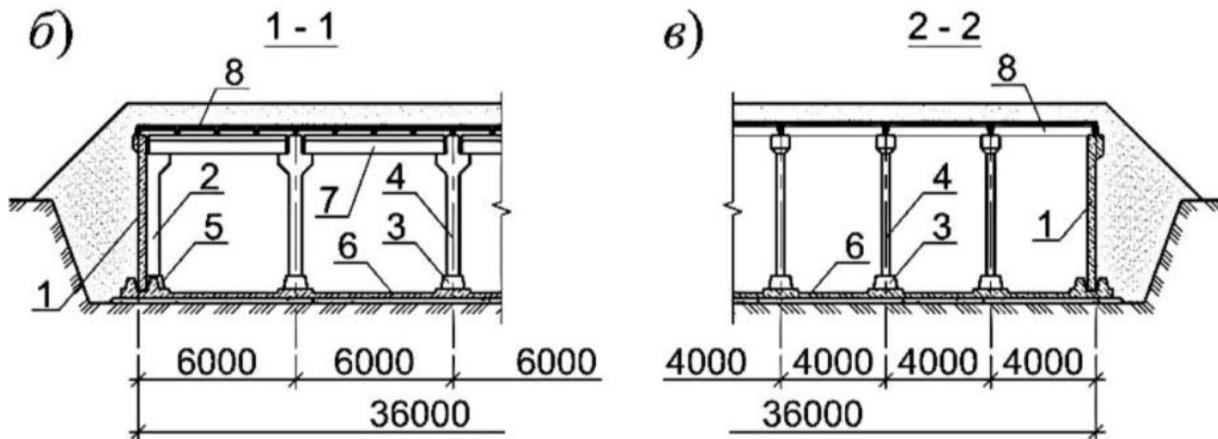
1 – стеновые панели

2 и 5 – крайняя колонна и ее фундамент

3 и 6 – подколонник и плита днища

4 – центральная колонна

7 и 8 – ригель и плита покрытия



Расчет стен резервуаров без контрфорсов

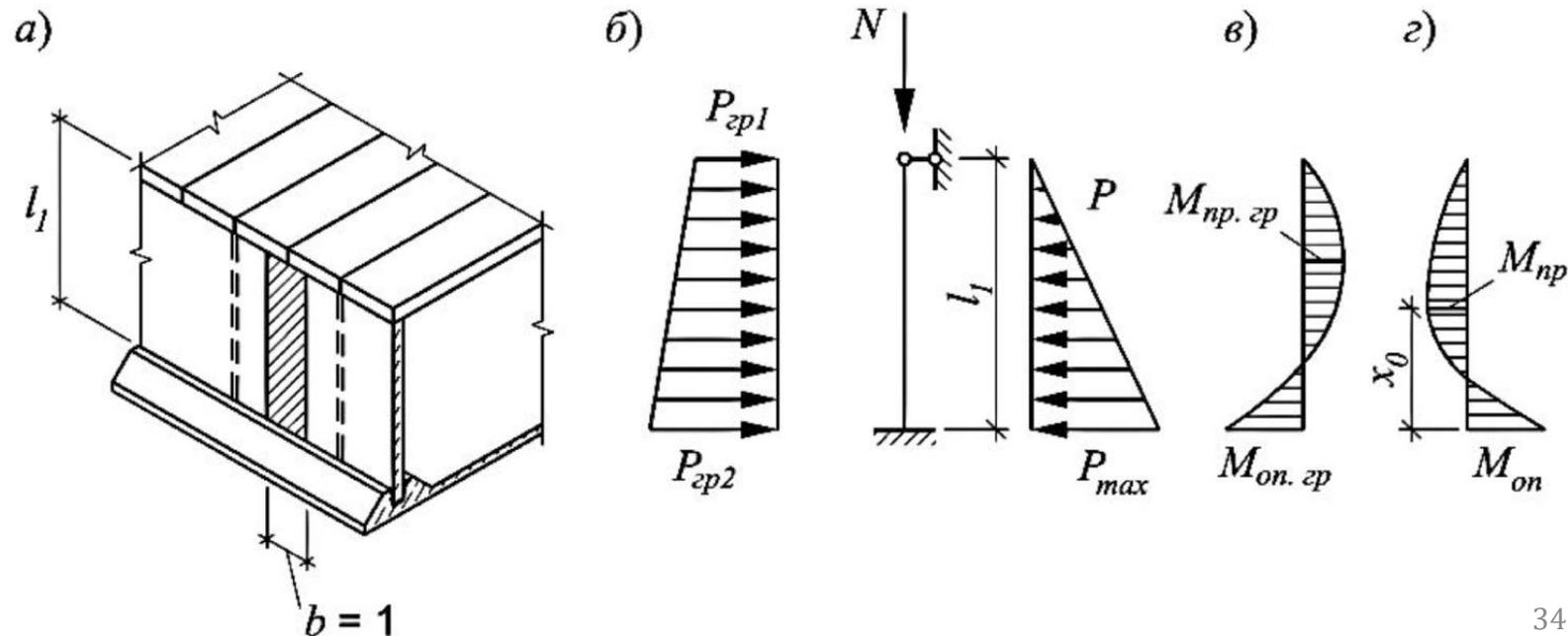
- а) – конструктивное решение подземного резервуара
- б) – расчетная схема при шарнирном узле опирания покрытия на стену
- в) – эпюра изгибающих моментов от бокового давления грунта
- г) – эпюра изгибающих моментов от гидростатического давления жидкости

Расчетные ситуации:

1 – давление жидкости
(случай испытаний герметичности)

2 – давление грунта
(случай ремонта)

3 – давление жидкости и
грунта (случай
эксплуатации)



Расчет стен резервуаров с контрфорсами

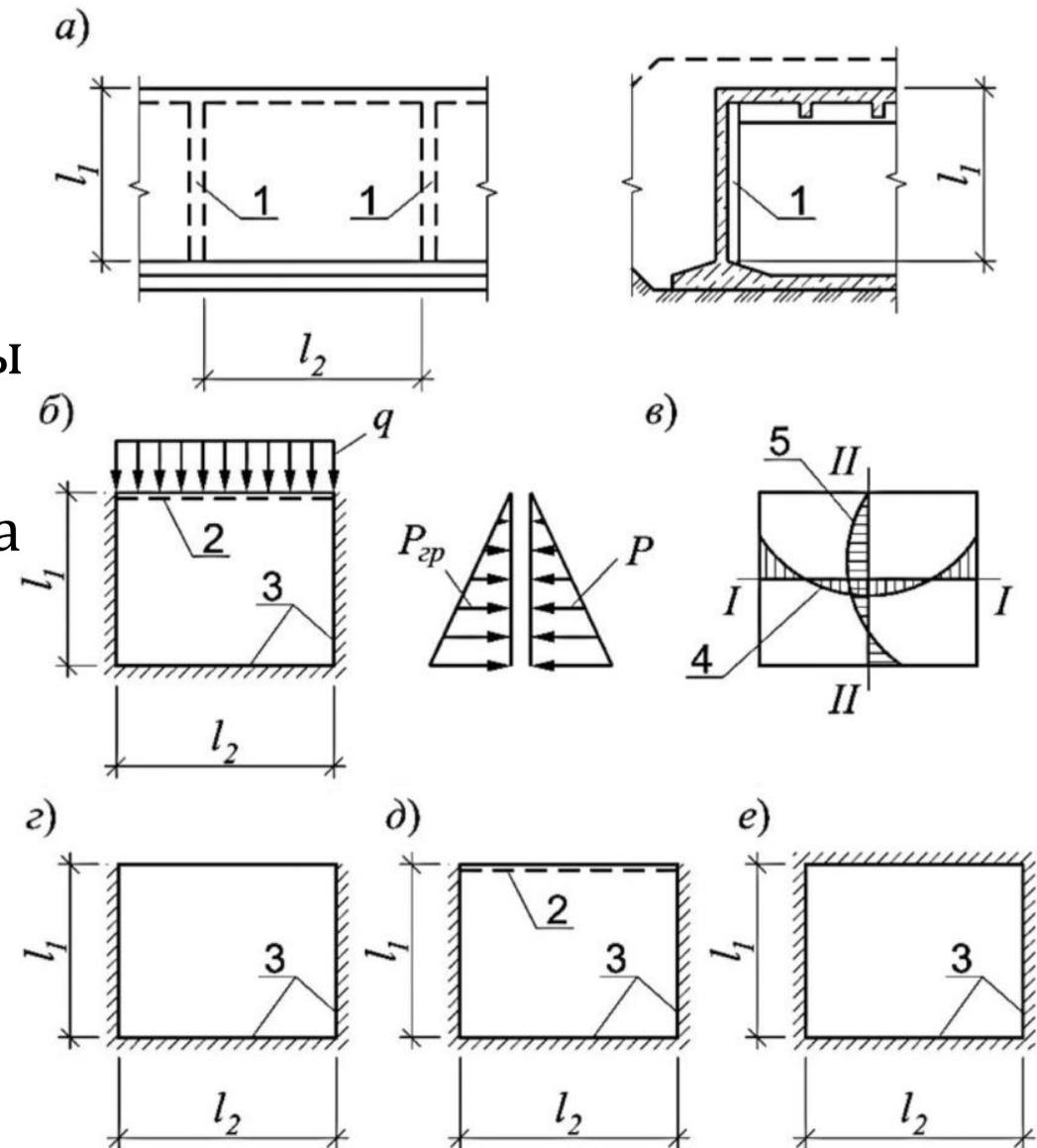
- а) – конструктивное решение подземного резервуара
- б) и в) – расчетная схема при шарнирном узле опирания покрытия на стену и эпюры изгибающих моментов
- г) – расчетная схема открытого резервуара
- д) и е) – расчетные схемы при шарнирном и жестком узлах покрытия и стен

1 – контрфорсы

2, 3 – шарнирное, жесткое сопряжение

4, 5 – эпюры изгибающих моментов в горизонтальном и вертикальном направлениях

q – нагрузка от покрытия



Литература:

- СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия
- СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции
- СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений
- СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии
- Кумпяк О. Г., Самсонов В. С., Галяутдинов З. Р., Пахмурин О. Р. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 672 с.

ИСА | 08.03.01 | ПГС | 6-й семестр

Железобетонные и каменные конструкции

Практическое занятие №12



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ**

www: mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/

e-mail: gbk@mgsu.ru; PekinDA@mgsu.ru

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.