

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА

УДК 624.452.655

С. Д. Семенюк, Ю. Н. Котов

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

UDC 624.452.655

S. D. Semeniuk, Y. N. Kotov

REINFORCED CONCRETE RETAINING WALLS

Аннотация

Приведена классификация подпорных стен, включающая гравитационные подпорные стены, шпунтовые и свайные стены, подпорные стены типа ряжей. Рассмотрены активное и пассивное давления грунта на стены. Даны общие сведения о расчетах подпорных стен, включающие устойчивость против сдвига и устойчивость против опрокидывания. Отмечено армирование угловых подпорных стен без контрфорсов и с контрфорсами, даны характеристики шпунтовых безанкерных стен и их расчет.

Ключевые слова:

подпорная стена, активное давление, пассивное давление, сдвиг, опрокидывание, устойчивость, расчет, армирование, сечение, интенсивность, нагрузка.

Abstract

The classification of retaining walls, including gravity retaining walls, sheet pile and pile walls, as well as crib retaining walls, is given. Active and passive earth pressure on the walls is considered. The general information on the calculation of retaining walls including shear resistance and stability against overturning is presented. The reinforcement of angular retaining walls with buttresses and without them is discussed, and the characteristics of unanchored sheet pile walls, as well as their calculations, are given.

Keywords:

retaining wall, active pressure, passive pressure, shear, overturning, stability, calculation, reinforcement, cross section, intensity, load.

Введение

Подпорная стена – конструкция, удерживающая от обрушения находящийся за ней массив грунта и воспринимающая расположенные на его поверхности нагрузки.

В соответствии с [1] подпорная стенка – это геотехническая конструкция, предназначенная для обеспечения устойчивости вертикальных или очень

крутых откосов (П2-01 к СНиП 2.05.02), или конструкция инженерного сооружения, удерживающая от обрушения находящийся за ним массив грунта.

Подпорные стены служат для поддержания откосов насыпей, выемок и естественных склонов от обсыпки. Кроме этого, их устраивают также для укрепления набережных рек, морей и водохранилищ. По конструктивным особенностям различают подпорные



стены – гравитационные, шпунтовые и свайные.

Гравитационные стены отличаются тем, что горизонтальное давление от грунта воспринимается в основном собственной массой стены и грунта, который находится в пределах размеров конструкции стены. Прочность шпунтовых и свайных стен обеспечивается со-

противлением изгибу, а устойчивость – сопротивлением выпирания грунта основания.

Гравитационные подпорные стены бывают массивные, уголкового, контрфорсные, рязевые (с дном или без него), уголкового с лицевыми элементами, прикрепленными к фундаментным плитам (рис. 1).

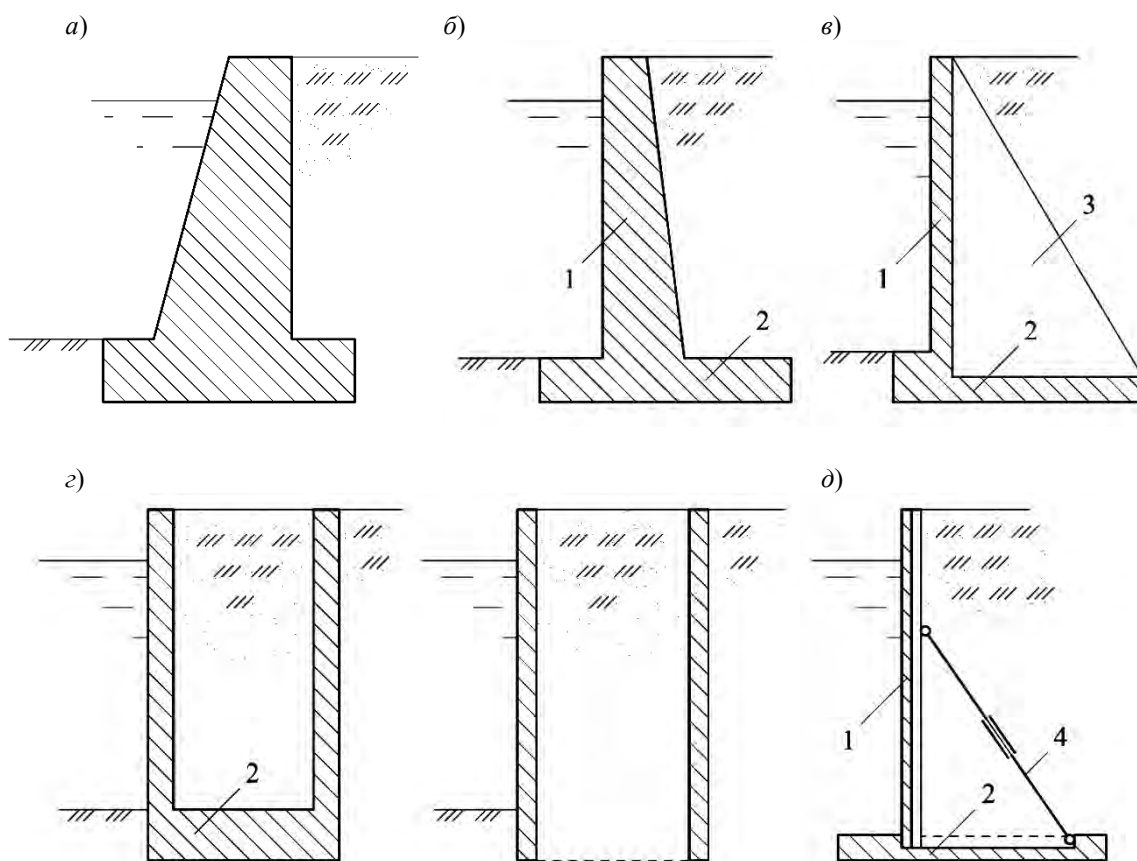


Рис. 1. Гравитационные подпорные стены: а – массивная; б – уголкового; в – контрфорсная; г – рязевая; д – уголкового сборная с лицевым элементом, заанкеренным в фундаментной плите; 1 – лицевой элемент (плита); 2 – фундаментная плита; 3 – контрфорс (ребро); 4 – натяжной элемент (тяж)

Шпунтовые и свайные подпорные стены подразделяются на безанкерные, заанкеренные одной или двумя тягами к плитам или сваям, заанкеренные к наклонным сваям, возведенные на свайном фундаменте (рис. 2).

По функционально-техническому назначению (технологическому) подпорные стены могут создавать камеры судноплавящих и рыбопропускных со-

оружий, набережных, причалов. Их возводят в местах сопряжения берега с руслом рек, в подводящих каналах, в шлюзах регуляторах, для укрепления набережных рек, морей и водохранилищ.

В зависимости от условий строительства подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными. Стены первого и второго классов, как правило, проектируют мо-



нолитными или сборно-монолитными, а третьего и четвертого – сборно-монолитными или сборными. В сборно-монолитных вариантах стен фунда-

ментную плиту изготавливают из монолитного железобетона, а лицевую – из сборного.

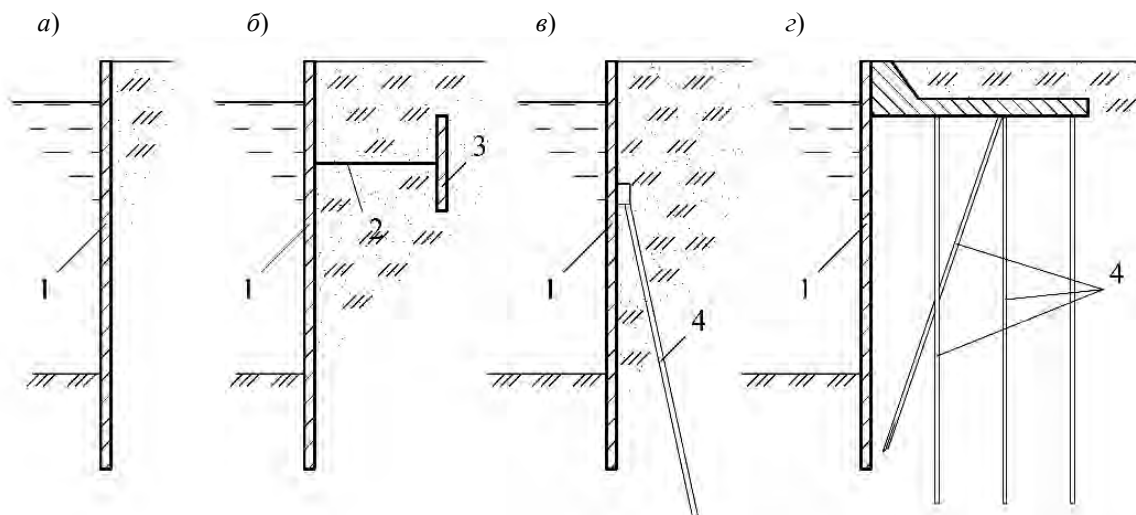


Рис. 2. Шпунтовые и свайные подпорные стены: *а* – безанкерная; *б* – заанкеренная в плите; *в* – заанкерная наклонной сваей; *г* – на свайном фундаменте; 1 – шпунт; 2 – тяга (анкера); 3 – анкерная плита; 4 – сваи

Боковое давление грунта на подпорные стены

Подпорная стена, удерживающая грунт, воспринимает горизонтальное давление от массива грунта, который стремится сдвинуться, поэтому необходимо знать основные физико-механические свойства сыпучих тел, для поддержания которых предназначены подпорные стены. Массив грунта, стремящийся от горизонтального давления сдвинуться, называют призмой обрушения. Давление на стену может быть увеличено за счёт постоянных или временных нагрузок, которые воздействуют на призму обрушения. В зависимости от конструкции подпорной стены задняя грань лицевой плиты может быть вертикальной или наклонной под углом ε в ту или иную сторону. Поверхность

грунта засыпки бывает горизонтальной или под углом α к горизонту (рис. 3). Если поверхность грунта не горизонтальна, то её уклон обычно направлен в сторону подпорной стены.

Давление на стену от грунта, который должен быть сдвинут, называют активным давлением или распором [2, 3]. Когда же стена перемещается в сторону грунта, последний осуществляет сопротивление, которое называют пассивным давлением или отпором грунта. Интенсивность пассивного давления при тех или иных равных условиях значительно превышает интенсивность активного давления. Однако при проектировании подпорных стен в большинстве случаев разгружающего воздействия отпора грунта не учитывают.



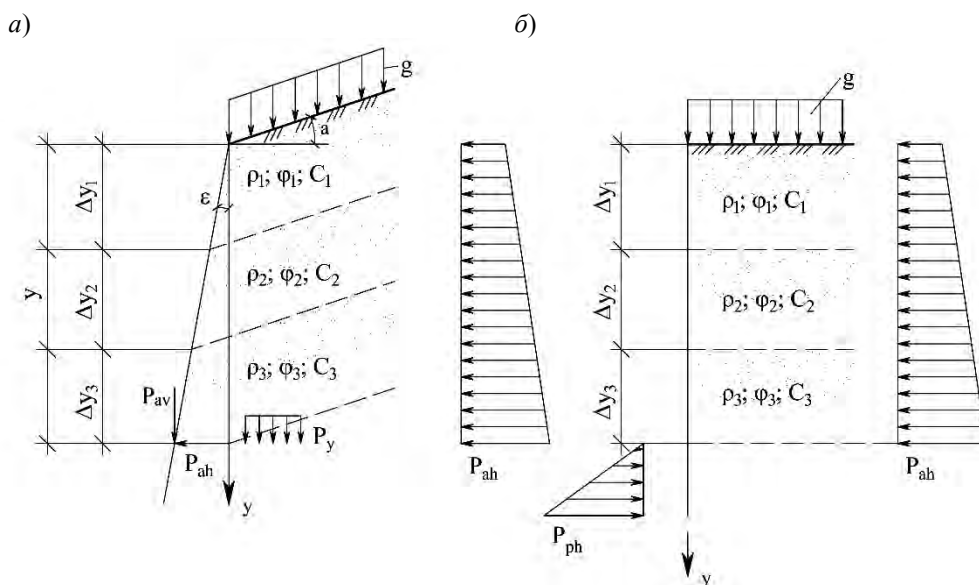


Рис. 3. Схема к расчету активного и пассивного давления грунта при наклонном лицевом элементе и наклонной поверхности грунта (а) и при $\varepsilon = 0$ и $\alpha = 0$ (б)

Активное давление грунта

В случаях, когда поверхность грунта ограничена плоскостью, а слои грунта с разными характеристиками расположены параллельно поверхности (рис. 3, а), горизонтальное P_{ah} и вертикальное P_{av} активное давления грунта на стену на глубине вычисляют по формулам [2–4]:

$$P_{ah} = P_y \cdot \lambda_{ah\phi} - C(1 - \lambda_{ahc}) / \text{tg } \phi; \quad (1)$$

$$P_{av} = P_{ah} \cdot \text{tg} (\varepsilon + \phi_s), \quad (2)$$

где P_y – вертикальное давление в грунте возле расчетной плоскости на глубине y ,

$$P_y = \sum_1^n \gamma_i \cdot \Delta y_i + g / (1 + \text{tg } \varepsilon \cdot \text{tg } \alpha); \quad (3)$$

γ_i – объемная масса грунта (в случае насыщения грунта водой – с учетом взвешенного состояния $\gamma_i = 9,8\rho_i$); Δy_i – толщина i -го слоя грунта возле расчетной плоскости; ρ_i – плотность

грунта; ϕ и C – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта (принимают относительно предельного состояния первой и второй группы); ϕ_s – угол трения грунта по расчетной плоскости (принимают, как правило, по абсолютному значению не более ϕ и не более 30° для плоскости, проходящей в грунте, но не более $2/3\phi$ – по контакту сооружения с грунтом).

В уравнении (1) коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления грунта $\lambda_{ah\phi}$ и λ_{ahc} определяют по формулам:

$$\lambda_{ah\phi} = \left[\frac{\cos (\phi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{K_1})} \right]^2; \quad (4)$$

$$\lambda_{ahc} = \left[\frac{\cos (\phi - \varepsilon + \alpha)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{K_2})} \right]^2 K_3, \quad (5)$$

где



$$K_1 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}; \quad (6)$$

$$K_2 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \alpha) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}; \quad (7)$$

$$K_3 = \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \varphi_s)}{\cos(\varepsilon - \alpha) \cdot \cos(\varepsilon + \varphi_s - \alpha)}. \quad (8)$$

При прохождении расчетной плоскости в грунте давление от активного воздействия следует определять при нескольких возможных её расположениях (нескольких углах ε), приняв за расчетное наиболее невыгодное для предельного состояния. В однородных грунтах на участках, где $\varepsilon > (45^\circ - \varphi/2)$, расчетную плоскость допускается принимать под углом $\varepsilon = (45^\circ - \varphi/2)$.

Пассивное давление грунта

При плоской поверхности грунта, равномерно распределенной нагрузке g на поверхности грунта и его слоях, размещенных параллельно поверхности, горизонтальная P_{ph} и вертикальная P_{pv} составные пассивного давления на единицу высоты расчетной плоскости определяются по формулам:

$$P_{ph} = P_y \cdot \lambda_{ph\varphi} + C(\lambda_{phc} - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi; \quad (9)$$

$$P_{pv} = P_{ph} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_s), \quad (10)$$

где $\lambda_{ph\varphi}$ и λ_{phc} – коэффициенты горизонтальной составляющей пассивного давления грунта; ε – угол наклона расчетной плоскости к вертикали (принимают со знаком «минус» при наклоне от грунта); φ_s – угол трения грунта по расчетной поверхности [6].

Коэффициенты $\lambda_{ph\varphi}$ и λ_{phc} вычисляют по формулам (4) и (5). По [2] или

[4] находят активное и пассивное давление грунта в сложных условиях расположения поверхности грунта и расчетной плоскости стены.

Общие сведения о расчетах подпорных стен

Подпорные стены рассчитывают по предельным состояниям двух групп. По предельным состояниям первой группы (по несущей способности) определяют устойчивость положения стены против сдвига и опрокидывания (для гравитационных стен), устойчивость основания под подошвой стены, прочность элементов конструкций и узлов соединения. По предельным состояниям второй группы проверяют деформации основания и трещиностойкость элементов конструкций.

Коэффициенты надежности по нагрузке при расчете подпорных стен по предельным состояниям первой группы принимают по табл. 1, а при расчетах по второй группе предельных состояний – равными единице.

При расчетах стен на устойчивость положения, когда уменьшение постоянной нагрузки может ухудшить условия их эксплуатации, значение коэффициента надежности по нагрузке принимают меньше единицы ($\gamma_f < 1,0$). Для всех нагрузок от грунта (вертикальное давление от массива грунта и боковое давление), которые определяют, используя расчетные значения характеристик грунтов (φ , C), коэффициент надежности по нагрузкам принимают равным единице ($\gamma_f = 1,0$).

Расчет гравитационных подпорных стен на устойчивость против сдвига осуществляют по плоскости подошвы стены (плоский сдвиг) и по ломанным поверхностям скольжения (глубинный сдвиг) (рис. 4). На скальных грунтах устойчивость стены против сдвига обеспечивается при



$$T_r / T_{sh} \geq 1,2, \quad (11)$$

где T_r – удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость;

T_{sh} – сила сдвига (сдвигающая сила), равная сумме проекций всех сдвигающих сил на ту же плоскость; 1,2 – коэффициент надежности против сдвига.

Табл. 1. Коэффициенты надежности по нагрузкам

Тип нагрузки и воздействия	Коэффициент γ_f
Собственный вес конструкций	1,10 (0,90)
Собственный вес массивных конструкций	1,05 (0,95)
Вертикальное давление от веса грунта	1,10 (0,90)
Боковое давление грунта	1,20 (0,80)
Давление наносов	1,20
Гидростатическое и волновое давление, давление фильтрационной воды	1,00
Снеговые нагрузки	1,40
Ветровые нагрузки	1,20
Ледовые нагрузки	1,10
Нагрузки от судов	1,20
Температурные и влажностные воздействия	1,10
Сейсмические воздействия	1,0

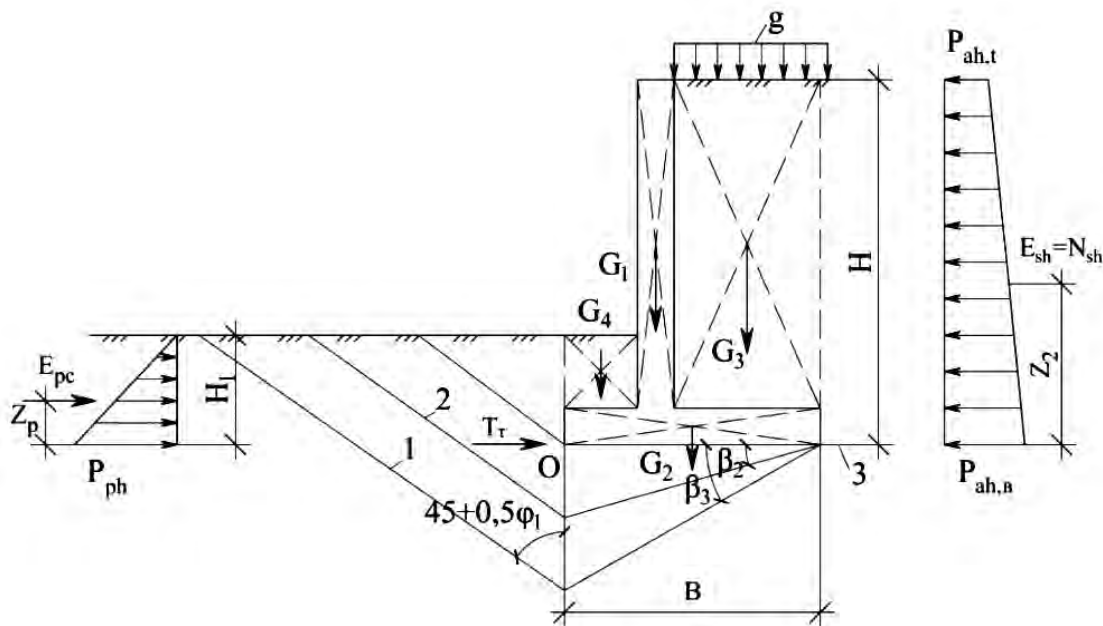


Рис. 4. К расчету подпорных стен (на устойчивость против сдвига и устойчивость против опрокидывания): 1, 2, 3 – возможные плоскости сдвига при $\beta_1 = 0$, $\beta_2 = 0,5\phi_1$, $\beta_3 = \phi_1$ соответственно



Сила сдвига T_{sh} представляет собой равнодействующую горизонтального активного давления грунта на 1 м длины стены:

$$T_{sh} = E_{ah} = 0,5(p_{ah,t} + p_{ah,b}) \cdot H, \quad (12)$$

где $p_{ah,t}$ и $p_{ah,b}$ – значения активного давления грунта на уровне дневной поверхности грунта и на уровне подошвы фундамента, которые вычисляют по формуле (1) при $y=0$ и $y=H$ (см. рис. 4). Удерживающую силу T_{τ} записывают в виде трехчлена:

$$T_{\tau} = N \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + B \cdot C_1 + E_{pc}, \quad (13)$$

где N – сумма действующих вертикальных сил, включая собственный вес и вес грунта, $N = \sum G_i$; G_i – собственная масса стен и грунта, который находится в пределах ширины подошвы стены ($G_1 \dots G_4$ на рис. 4); φ_1 и C_1 – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта при расчетах по предельным состояниям первой группы соответственно; β – угол наклона возможных плоскостей сдвига; E_{pc} – равнодействующая пассивного давления грунта, $E_{pc} = 0,5p_{ph}H_1$; B – ширина подошвы стены.

Устойчивость подпорных стен, имеющих горизонтальную подошву, против сдвига вычисляют по трем значениям угла β ($\beta=0$ (сдвиг по подошве стены); $\beta_2 = 0,5\varphi_1$; $\beta_3 = \varphi_1$ (глубинный сдвиг по ломанным поверхностям скольжения)).

Устойчивость стены против опрокидывания проверяют из условия

$$M_n / M_v \geq 1,5, \quad (14)$$

где M_n – удерживающий момент, гарантируемый вертикальными нагрузками относительно точки O ,

$M_n = \sum G_i \cdot x_i$; M_v – опрокидывающий момент от воздействия давления грунта относительно переднего края подошвы стены (точка O на рис. 4), $M_v = E_{ah} \cdot Z_a - E_{pc} \cdot Z_p$; Z_p – плечо приложения равнодействующей пассивного давления грунта относительно точки O , $Z_p = H_1/3$; Z_a – плечо приложения равнодействующей активного давления грунта относительно точки O , которое можно вычислить по формуле

$$Z_a = H(2p_{ah,t} + p_{ah,b}) / [3(p_{ah,t} + p_{ah,b})]. \quad (15)$$

Если условия (11) и (14) не выполняются, необходимо увеличить ширину фундаментной плиты (размер B) и расчет повторить.

Уголковые подпорные стены

Уголковые подпорные стены состоят из лицевой и фундаментной плит, жестко связанных между собой [3, 5]. В монолитных стенах жесткость узлового соединения достигается за счет соответствующего размещения арматуры, в сборных и сборно-монолитных – при помощи щелевидного стыка, для которого лицевую (вертикальную) арматуру устанавливают в паз фундаментной (горизонтальной) плиты с последующим обетонированием бетонной смесью.

Уголковые стены применяют при высоте $H \leq 6$ м. В таких стенах ширину фундаментной плиты назначают $B = (0,7 \dots 1,0) \cdot H$, а вылет фундаментной плиты за внешнюю грань лицевой плиты $b = (0,2 \dots 0,3) \cdot B$. Толщину лицевой плиты в месте сопряжения с фундаментной принимают $t = (0,06 \dots 0,08) \cdot H$, но не менее 12 см (из условия размещения продольной арматуры и обеспечения защитного слоя бетона).

Лицевая плита, воспринимающая боковое активное давление грунта, ра-



ботает как консоль, защемленная в фундаментной плите (рис. 5).

При расчетах лицевую плиту делят на зоны шириной 2...3 м и на уровне границ этих зон вычисляют изгибающие моменты. Например, для сечений 1-1 и 2-2 изгибающие моменты на 1 п. м длины стены:

$$M_1 = E_{ah_1} \cdot Z_{a_1} = 0,5(p_{ah,t} + p_{ah1}) \cdot H_1 \cdot Z_{a_1}; \quad (16)$$

$$M_2 = E_{ah_2} \cdot Z_{a_2} = 0,5(p_{ah,t} + p_{ah2}) \cdot H_2 \cdot Z_{a_2}, \quad (17)$$

где Z_{a_1} и Z_{a_2} вычисляют по формуле (15), подставляя в нее соответствующие значения H и p .

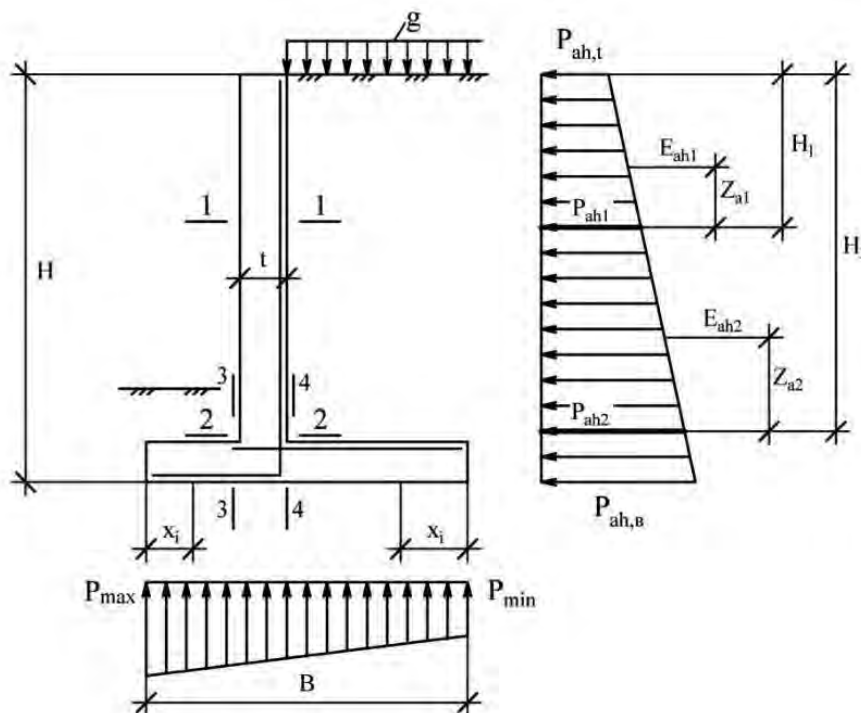


Рис. 5. Схема действующих усилий на угловую подпорную стену и её армирование

Максимальное и минимальное правое давление под подошвой стенки определяют по формуле внецентренного сжатия (при длине стены 1 м):

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right), \quad (18)$$

где $N = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + g \cdot B$ (см. рис. 4); $e = \frac{M}{N}$; $M = \sum G_i \cdot e_i + E_{ah} \cdot Z_a$; $\sum G_i \cdot e_i$ – сумма моментов всех вертикальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести

подошвы стены.

Передняя и задняя консоли фундаментной плиты подвержены изгибу от действия отпора грунта и вертикальных нагрузок. Изгибающие моменты в сечениях 3-3 и 4-4 соответственно составляют:

$$M_3 = -0,5 \sum G_i \cdot x_i + x_i^2 \left[0,5p_1 + (p_{\max} - p_1)/3 \right]; \quad (19)$$

$$M_4 = 0,5 \sum G_i \cdot x_i + 0,5gx_i^2 - 0,5x_i^2 \left[p_{\min} + (p_2 - p_{\min})/3 \right], \quad (20)$$



где G_i – вес i -го участка стены или грунта, которые расположены слева от сечения 3–3 или справа от сечения 4–4; x_i – расстояние от края консоли до сечения, которое рассматривают; p_1 и p_2 – ординаты эпюры давления под подошвой стены в сечениях.

По найденным изгибающим моментам выполняют подбор рабочей арматуры как для изгибающих элементов прямоугольного сечения и размещают её в растянутых зонах (см. рис. 5). С учетом экономии арматуры в каждой расчетной зоне вертикальной плиты устанавливают такое количество стержней, которое отвечает действующему изгибающему моменту в этой же зоне. Горизонтальные (фундаментные) плиты армируют, не обрывая стержней.

Плиты стен в большинстве случаев армируют сварными сетками или арматурными блоками. Армирование монолитных плит может осуществляться при помощи отдельных стержней (рис. 6, а). При этом особое внимание уделяют анкерровке арматуры в узле соединения плит. Расчетную рабочую арматуру располагают соответственно схеме, приведенной на рис. 5, а возле противоположных поверхностей устанавливают конструктивную арматуру. Пространственные арматурные блоки собирают из плоских сборных сеток (рис. 6, б). В каждой плите устанавливают отдельно армоблоки. Для армирования подпорных стен используют арматуру класса S240, S400 и S500.

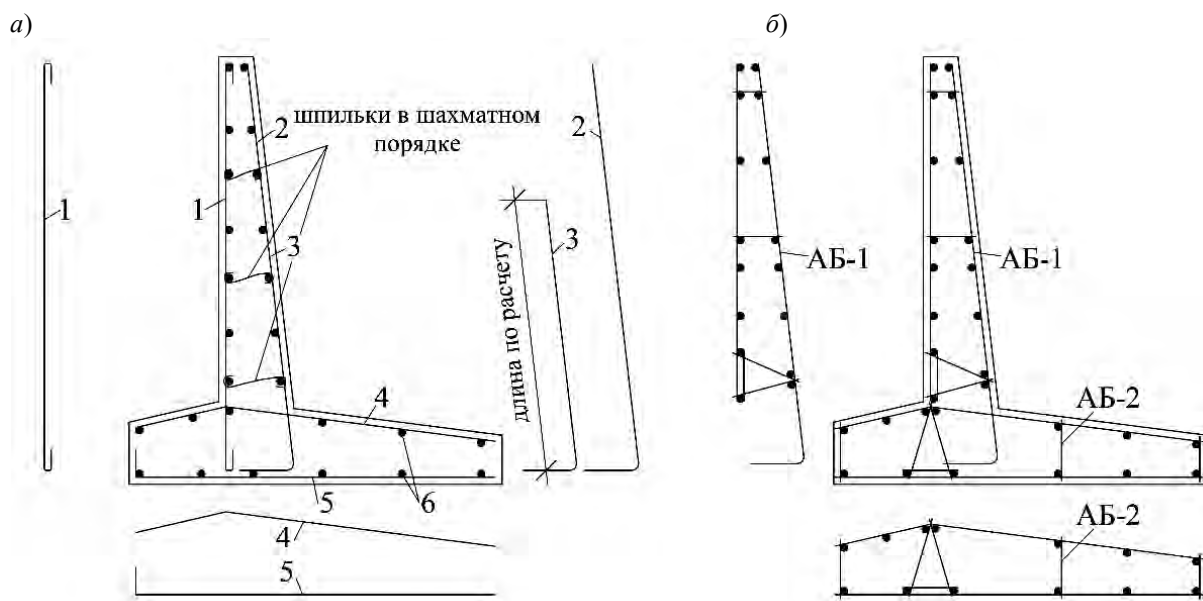


Рис. 6. Схема армирования уголковой подпорной стенки отдельными стержнями (а) и армоблоками (б)

Контрфорсные подпорные стены

Контрфорсные стены применяют при значениях $H > 6$ м. Стены состоят из лицевой плиты, фундаментной плиты и ребер (контрфорсов). В сравнении с уголковыми стенам в контрфорсных лицевая плита полностью или частично

передает давление грунта на контрфорсы, расположенные вдоль стены через 2...3,5 м [4, 5]. Горизонтальное активное давление грунта и отпор грунта под подошвой фундаментной плиты определяют, как и для уголковой стены.

Из-за частого расположения ребер ($l \leq 0,5H_2$, где l – расстояние между



ребрами или шаг ребер; H_2 – высота лицевой плиты) лицевая (вертикальная) плита работает только в горизонтальном направлении как неразрезная конструкция. Это дает возможность уменьшить толщину лицевой плиты и расходы арматуры. В высоких стенах вертикальная (лицевая) плита под воздействием горизонтального давления засыпки изгибается в горизонтальной плоскости, опираясь на ребра. Нагрузка на плиту возрастает по мере заглубления от поверх-

ности земли, поэтому для расчета её разбивают по высоте на несколько зон высотой 1,5...2,0 м и за расчетную нагрузку для каждой зоны принимают среднее для данной зоны значение давления грунта. Расчет такой плиты выполняют, как и для балочной плиты монолитного ребристого перекрытия. Армирование лицевой плиты в данном случае осуществляется отдельно плоскими сварными сетками (рис. 7, б).

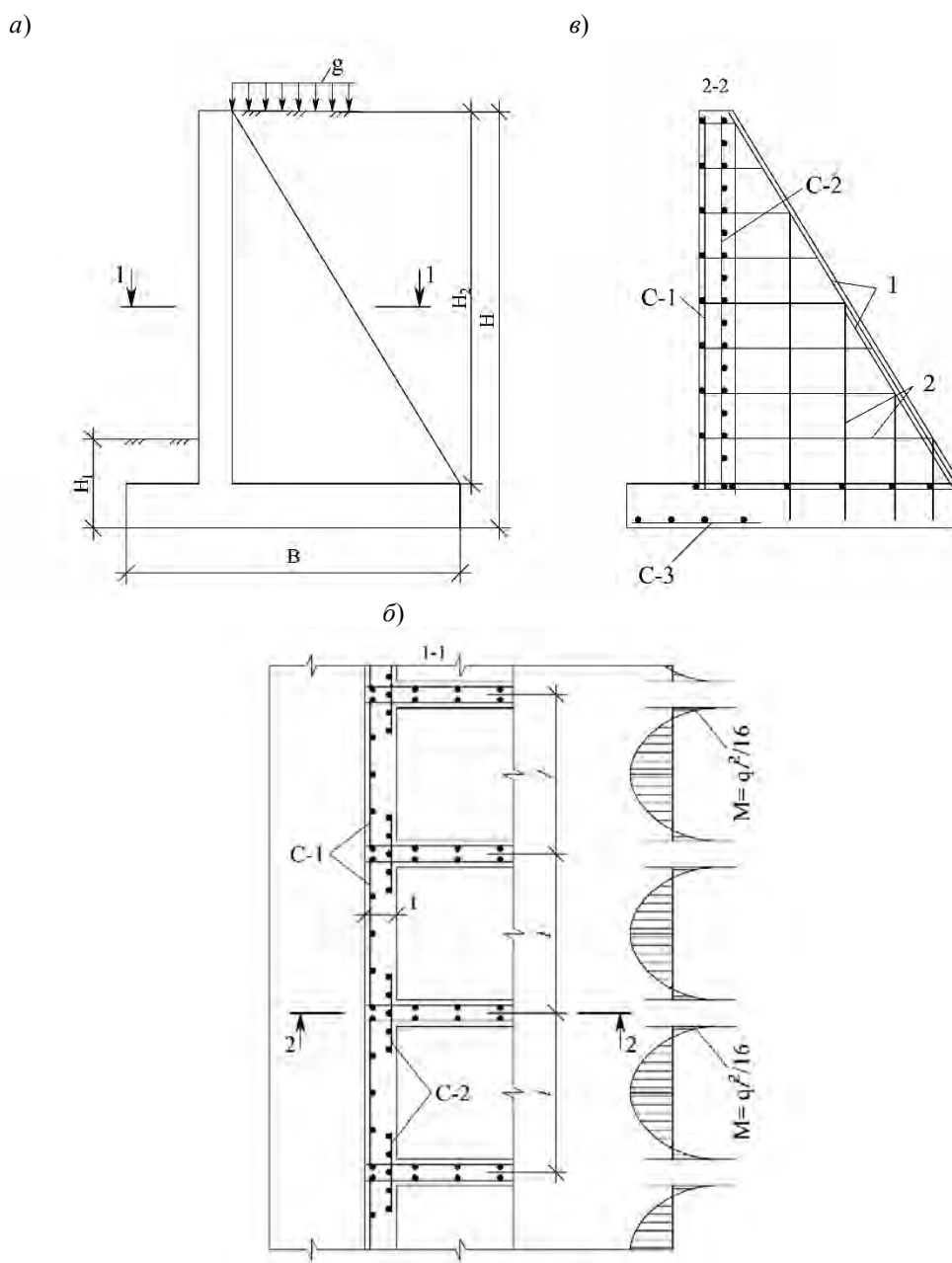


Рис. 7. Схема армирования контрфорсной стены: а – общий вид; б – армирование лицевой плиты; в – армирование ребра; 1 – продольная рабочая арматура ребра; 2 – горизонтальные и вертикальные стержни



При более редком расположении ребер ($0,5H_2 < l < H_2$) лицевая плита работает как пластина, опертая по трем сторонам: две стороны опираются на контрфорсы, третья – защемленная в фундаментной плите. Рабочую арматуру в плитах, опертых (защемленных) по трем сторонам, устанавливают в горизонтальном и вертикальном направлениях в соответствии с действующими изгибающими моментами.

Размещение ребер (контрфорсов) на расстоянии, превышающем $2H_2$ или $l > 2H_2$, нецелесообразно, т. к. в этом случае лицевая плита работает в вертикальном направлении точно так же, как в угловой подпорной стенке.

Передняя часть фундаментной плиты работает как консоль, защемленная по внешней грани лицевой плиты; её расчет производят так же, как для угловой стены. Задняя часть фундаментной плиты в зависимости от соотношения размеров может работать как балочная плита, как плита, опертая по трем сторонам, или как консоль. В зависимости от расчетной схемы принимают метод определения изгибающих моментов от действия реактивного давления (отпора) грунта и от вертикальных нагрузок. По найденным изгибающим моментам рассчитывают площадь поперечного сечения арматуры, а принятые стержни располагают в соответствии с характером действия моментов.

В соответствии с эпюрой изгибающих моментов, действующих в вертикальной (лицевой) плите (см. рис. 7, б), рабочую арматуру располагают горизонтально, вдоль стенки, в пролетах – у наружной грани плиты, а над ребрами – у вертикальной (со стороны засыпки).

Ребро (контрфорс) работает как консоль, защемленная в фундаментной плите. Нагрузками на ребро являются опорные реакции лицевой плиты. Изгибающие моменты в ребре определяют в нескольких сечениях по высоте ребра. По изгибающим моментам вычисляют

рабочую растянутую арматуру в соответствии с существующими нормативными документами. Ребро рассматривают как балку таврового сечения переменной высоты. Подбранную арматуру располагают возле наклонной грани ребра (рис. 7, в). Помимо этого, в ребре устанавливают горизонтальные и вертикальные стержни, которые рассчитывают на отрыв ребра от лицевой плиты и на отрыв ребра от фундаментной плиты. Эти стержни обязательно анкеруются в плитах.

Шпунтовые безанкерные стены

Шпунтовые безанкерные стены [3–5] представляют собой простейшие сооружения для поддержания вертикального профиля грунта. Их используют при свободной высоте стены $H = 3...4$ м. Лицевую поверхность стены образуют железобетонные шпунтовые сваи (шпунты), которые сверху объединяются обвязочной железобетонной балкой (ростверком) (рис. 8).

Шпунты изготавливают плоскими и тавровыми. При этом используют бетон класса С20/25...С30/37 и горячекатаную арматуру классов S400, S500, а в предварительно напряженных шпунтах – арматуру классов S800, S1200. Принимая класс арматуры, учитывают степень агрессивности грунтов основания.

Плоские шпунты имеют ширину 45...100 см. Создают шпунты при помощи четвертей или гребней и пазов (см. рис. 8, б, в). Соединение в четверть удобнее, оно не вызывает затруднений при погружении свай в результате подмыва. Однако при ударном нагружении свай тяжело достичь плотного соединения между ними. Более высокую плотность имеет шпунтовый ряд при соединении шпунтов по типу гребень – паз. В отдельных случаях гребень можно выполнить из стального листа.

Железобетонные шпунты таврового сечения имеют ширину 80...170 см, толщину 10...15 см, ширину ребра



20...35 см. Высоту ребра рассчитывают из условия изгиба и принимают в пределах 40...50 см (см. рис. 8, з).

В статическом отношении безанкерная шпунтовая стена представляет собой консольную балку, защемленную в основании. Внешней нагрузкой на стену является активное боковое давление грунта с учетом нагрузок на его поверхность. Устойчивость стены против вы-

пора обеспечивается пассивным давлением на участок стены, заглубленный в основание. Расчет шпунтовой стены заключается в определении глубины забивки и толщины шпунтов, которые обеспечивают её устойчивость и прочность. Для расчета на прочность следует определить изгибающие моменты, которые возникают вдоль шпунта по высоте.

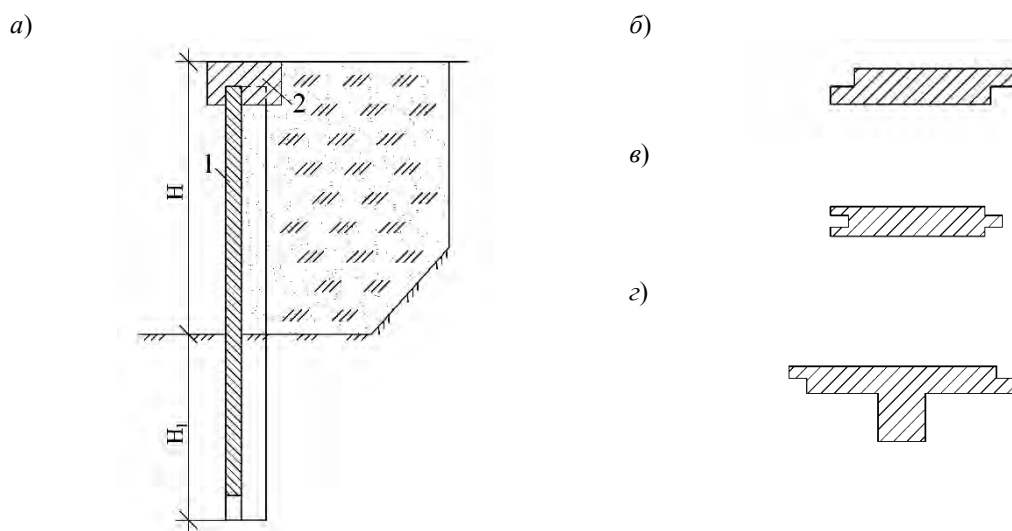


Рис. 8. Конструкция шпунтовой безанкерной стены: а – общая конструктивная схема; б–з – типы поперечного сечения шпунтов; 1 – железобетонный шпунт; 2 – обвязочная балка

Практически эпюру изгибающих моментов создают графоаналитическим методом. Сначала строят эпюру активного и пассивного давлений грунта, предварительно условно поделив стену на горизонтальные участки (рис. 9, а). Поскольку к началу расчета глубина забивки шпунтов неизвестна, эпюру пассивного давления строят на достаточно большую глубину, которая превышала бы действительную глубину забивки. Значения активного и пассивного давлений грунта вычисляют по формулам (1) и (9) и умножают их на ширину шпунта. После этого, сложив ординаты эпюр активного и пассивного давлений грунта, вычерчивают суммарную эпюру давления (рис. 9, б), которую в пределах каждого участка заменяют сосредоточенными силами, равными объему эпю-

ры давления в пределах соответствующего участка (рис. 9, в). По найденным усилиям строят силовой (рис. 9, з) и веревочный (рис. 9, д) многоугольники.

Полюс силового многоугольника принимают на вертикали, которая совпадает с началом вектора первой силы. Направление луча, замыкающего веревочный многоугольник, определяется первым его лучом, который продлевается до пересечения с последним лучом (штрих на рис. 9, з). Изображенная на рис. 9, з кривая представляет собой в определенном масштабе эпюру изгибающих моментов, которые появляются в шпунте.

Частное значение моментов

$$M = Z \cdot \bar{m}, \quad (21)$$



где \bar{m} – полюсное расстояние в масштабе, см; Z – ордината замкнутого веревочного многоугольника в масштабе длины.

Нижняя граница действующей эпюры пассивного давления грунта слева находится в месте пересечения веревочного многоугольника с замыкающим лучом на расстоянии H_0 от поверхно-

сти грунта перед шпунтовой стеной. Фактически шпунт погружают несколько ниже, принимая $N_1 = 1,1N_0$ от поверхности грунта перед стеной. Считается, что определенное таким способом заглубление шпунта является достаточным для обеспечения его устойчивости.

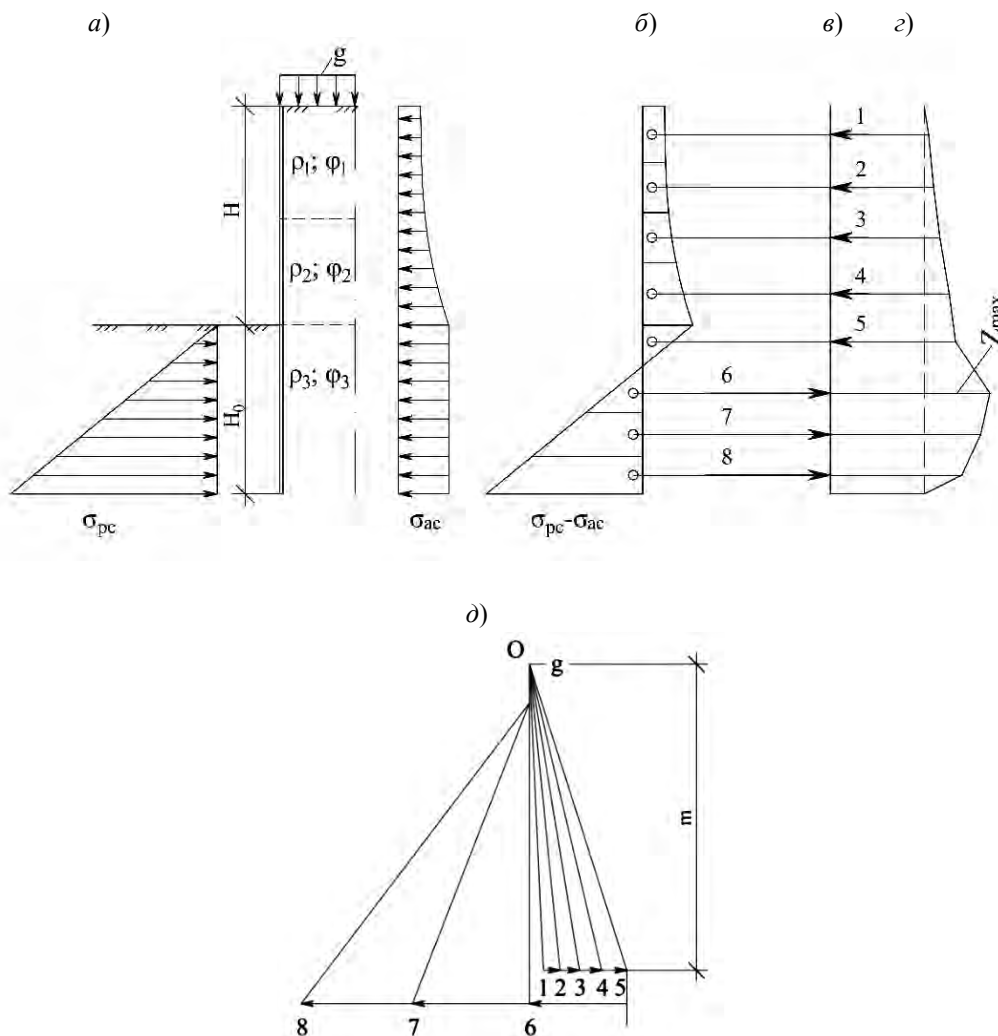


Рис. 9. К расчету безанкерных шпунтовых стен графоаналитическим методом

Расчет прочности шпунта или определение площади поперечного сечения рабочей арматуры при известных размерах поперечного сечения шпунта осуществляется как для изгибаемых элементов на действие изгибающих моментов, которые вычисляют по форму-

ле (21). При незначительной длине шпунта его армирование осуществляют на действие максимального изгибающего момента. С целью защиты арматуры от коррозии шпунты рассчитывают на трещиностойкость, учитывая агрессивность грунтов основания. Конструиро-



вание железобетонных шпунтов выполняют, придерживаясь требований к конструированию изгибаемых железобетонных элементов.

Подпорные стены типа ряжей

Сборные подпорные стены можно выполнять по принципу обыкновенных

ряжей (рис. 10). Ряжи состоят из балок в виде прямых брусьев квадратного сечения и поперечных анкерных балок с заплечиками на концах. Уложенные в виде балочной клетки, эти элементы образуют в плане ряд прямоугольных ячеек, заполненных грунтом [5].

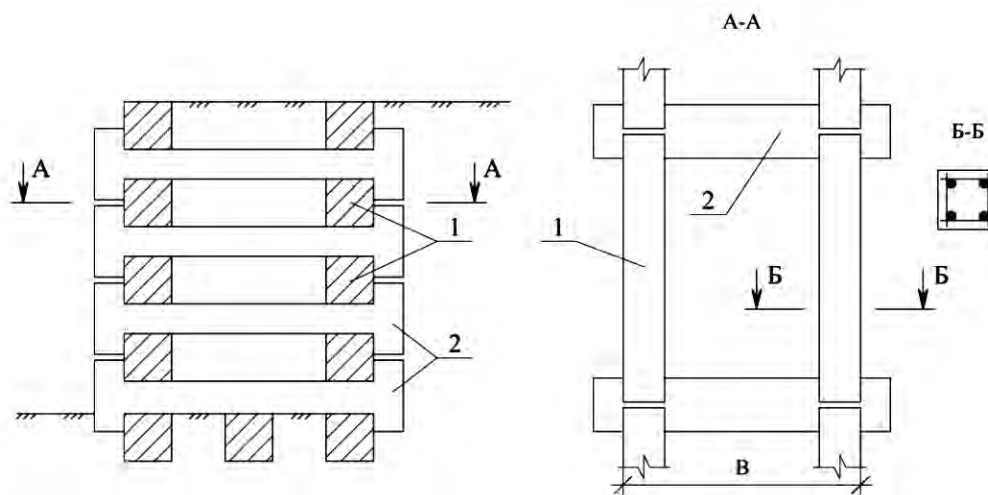


Рис. 10. Железобетонная ряжевая стена: 1 – брус; 2 – анкерные балки

Наружные продольные элементы под действием грунта работают на изгиб как свободно опертые балки. Анкерные балки, за исключением торцевых, работают на центральное растяжение. Предельная длина элементов – 3 м, длина продольных балок обусловлена их транспортабельностью, а поперечных – расчетной шириной стены. Армирование элементов целесообразно выполнять симметричным для укладки при их монтаже в любом положении.

Ширину стенки B определяют из условий устойчивости. На продольные элементы действует давление грунта, которое вычисляют по формуле

$$E = \gamma \frac{A}{u \cdot \operatorname{tg} \varphi}, \quad (22)$$

где E – горизонтальное давление грунта на 1 м^2 поверхности стены; A – пло-

щадь сечения ячейки; u – периметр ячейки; $\operatorname{tg} \varphi$ – тангенс угла внутреннего трения; γ – объемная масса грунта.

Формулу (21) можно записать как

$$E = \gamma \cdot S, \quad (23)$$

где S – коэффициент, который для различных значений φ при $l = 3 \text{ м}$ приведен в табл. 2, $S = \frac{A}{u \cdot \operatorname{tg} \varphi}$.

Интенсивность нагрузки на 1 п. м продольных элементов ряжа составляет

$$q = E(d + d_1), \quad (24)$$

где d – высота продольного элемента; d_1 – значение просвета между элементами.

Изгибающий момент определяют по формуле

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}, \quad (25)$$

где l – расчетный пролет, принимаемый равным расстоянию между осями поперечных (анкерных) элементов.

Поперечные элементы рассчитывают на центральное растяжение по усилию $N = q \cdot l$. Запечки анкерного захвата поперечных балок должны быть рассчитаны на смятие и срез.

Табл. 2. Значение коэффициента S при $l = 3$ м

φ, град	В					
	0,6	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
25	0,47	0,79	1,04	1,24	1,41	1,55
30	0,37	0,64	0,85	1,01	1,14	1,25
35	0,31	0,53	0,70	0,84	0,95	1,03
40	0,26	0,44	0,59	0,70	0,79	0,87
45	0,22	0,37	0,49	0,59	0,66	0,73

Заключение

В начале XXI в. в связи с прогнозируемым строительством транспортных коридоров через Беларусь возникла необходимость проектирования и строительства значительного количества сооружений в виде гидротехнических шлюзов-регуляторов, мостов, набережных, обводных каналов, подземных паркингов и пр. Как правило, во все эти сооружения входят подпорные стены

различных разновидностей. Поэтому уже сегодня необходимо критически пересмотреть принципы расчета, проектирования и эксплуатации подпорных стен и, учитывая опыт работы этих конструкций, внести коррективы, а возможно, и принципиальные изменения в существующие нормативные документы, чтобы обеспечить соответствующую долговечность, надежность и безотказность в их работе.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Большой строительный терминологический словарь-справочник. Официальные и неофициальные термины и определения в строительстве, архитектуре, градостроительстве и строительной технике / В. Д. Наумов [и др.] ; под ред. Ю. В. Феофилова. – Минск : Минсктиппроект, 2008. – 816 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундамент : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, В. Г. Хілобок, А. В. Яковлев. – Київ : Вища школа, 1992. – 408 с.
3. П17-02 к СНБ 5.01.01–99. Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов. – Минск : Минстройархитектуры, 2003. – 94 с.
4. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов. – 4-е изд., перераб. и доп. – Москва : ВНИИТПИ, 2000. – 318 с.
5. Мости: конструкції та надійність : довідник / Й. Й. Лучко [та ін.] ; за ред. В. В. Панасюка і Й. Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2005. – 989 с.



6. **СНиП 2.06.07–87.** Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. – Москва : Госстрой СССР, 1989. – 42 с.

Статья сдана в редакцию 15 сентября 2018 года

Славик Денисович Семенюк, д-р техн. наук, проф., Белорусско-Российский университет. Тел.: +375-297-43-38-72.

Юрий Николаевич Котов, студент, Белорусско-Российский университет. Тел.: +375-296-03-88-25.

Slavik Denisovich Semeniuk, DSc (Engineering), Belarusian-Russian University. Phone: +375-297-43-38-72.

Yuriy Nikolayevich Kotov, student, Belarusian-Russian University. Phone: +375-296-03-88-25.

