

**РАСЧЕТ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ ПО
ВОРОНЦОВСКОМУ ПЕР. 2
В Г. ОДЕССЕ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НА
СДВИГ ПО УТОЧНЕННОМУ МЕТОДУ КУЛОНА**

Картюк В.М., Колесников Л.И., Кодрянова Р.М., Тугаенко Ю.Ф.

Рассматривается возможность использования уточненного метода Кулона, разработанного П.И.Яковлевым [1], для оценки несущей способности подпорных сооружений эксплуатируемых в обычных условиях.

Использование данного метода обосновано следующим:

- а) основание подпорной стенки и грунт засыпки неоднородны по глубине;**
- б) пригрузка основания с разных сторон ее фундамента неодинакова;**

г) в связи с накоплением грунтовых вод в грунте засыпки вследствие имеющихся повреждений дренажной системы возможно возникновение нестабилизированного состояния грунтов основания стенки.

Расчетная схема подпорной стенки представлена на рис. 1.

Интенсивности полосовых нагрузок на поверхности засыпки стенки определены с учетом реально действующих нагрузок от фундаментов существующих зданий и дополнительных подсыпок грунта.

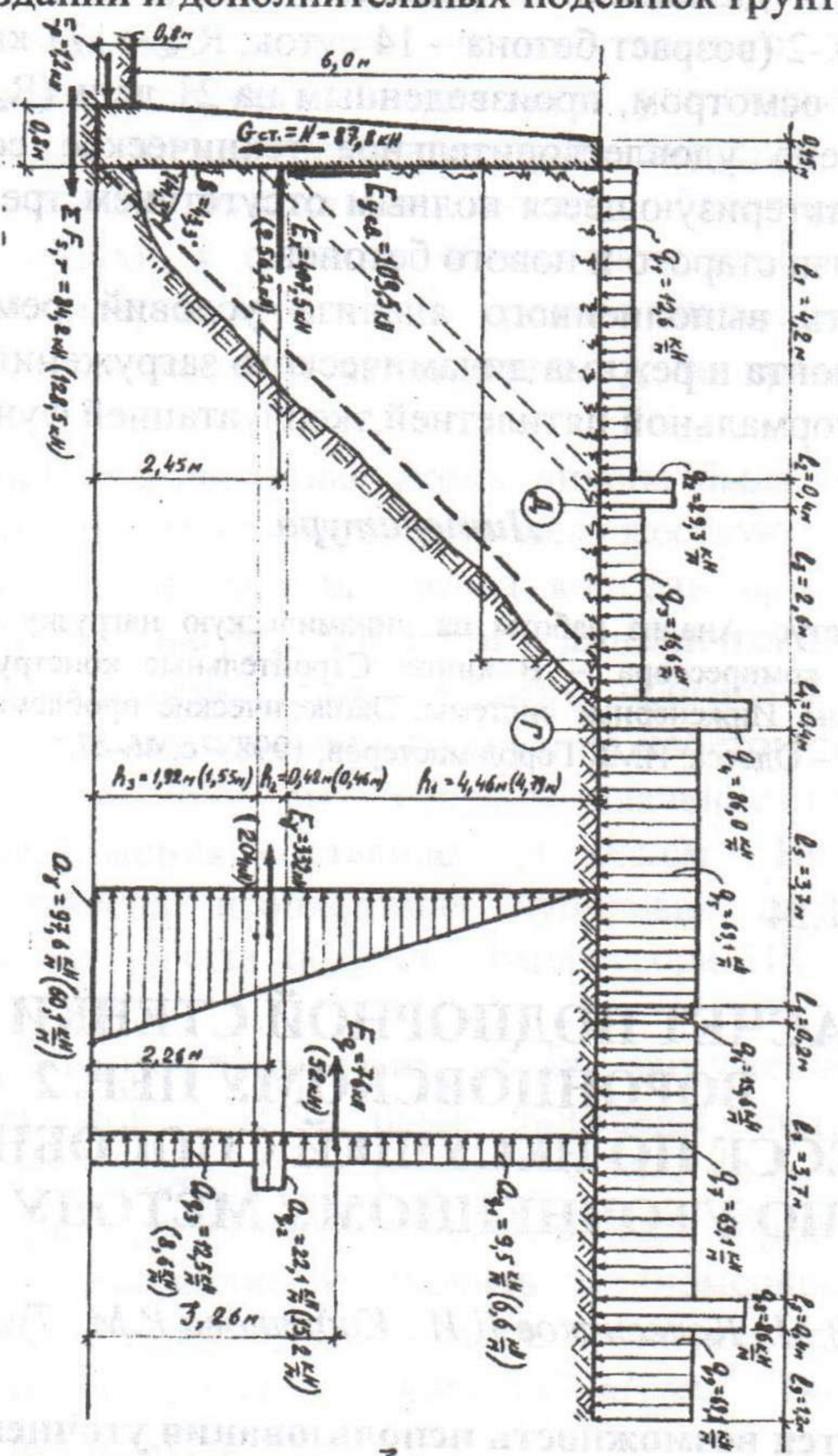


Рис. 1. Расчетная схема подпорной стенки с учетом действия реальных полосовых нагрузок на поверхности засыпки, состоящей из несвязных (связных) грунтов

С помощью теоретически глубоко проработанной и в достаточной степени проверенной на практике теории предельного напряженного состояния грунтовой среды стало возможным однозначно, без последовательных приближений находить вполне определенное положение как объемлющей, так и плоской поверхности скольжения и устанавливать поле напряжений в основании, откосе или засыпке. По

литературным данным в исследованиях, основанных на теории Кулона, давление на подпорные стенки до недавнего времени определялось либо при отсутствии нагрузки, либо при ее наличии в виде равномерно распределенной по призме обрушения, что и нашло отражение в нормативной литературе.

На основании гипотезы о плоских поверхностях скольжения проф. Яковлев П.И. [1] разработал уточненный метод Кулона с учетом слоистой пригрузки как в обычных условиях, так и при наличии сейсмических воздействий. При этом, он отмечает, что при построении эпюры распределения давления по высоте стенки вынуждено (за неимением лучших) в т.ч. и в СНиП, принимаются ряд условностей, которые вовсе не следуют из теории Кулона. В частности, принимается, что плоскости скольжения для всех верхних участков стенки наклонены под тем же углом, что и плоскость, идущая от низа стенки. Это допущение приводит к появлению скачкообразной эпюры давлений от полосовой нагрузки, что противоречит природе грунта.

Определим активное давление грунта на подпорную стенку по вышеуказанной методике без учета сейсмических.

Расчетное значение угла обрушения β , соответствующее максимальной величине давления E , находим по формуле:

$$\operatorname{tg} \beta = -m \pm \sqrt{m^2 + \frac{m[K_c + \operatorname{ctg} \varphi - (\operatorname{tg} \alpha - S)(1 - K_c \operatorname{ctg} \varphi)] - (\operatorname{tg} \alpha - S)(K_c + \operatorname{ctg} \varphi)}{1 - K_c \operatorname{ctg} \varphi}}; \quad \text{г}$$

де $m = \operatorname{tg}(\alpha + \delta + \varphi) = \operatorname{tg}(0 + 0 + 8^\circ) = 0.1405$

α - угол наклона задней грани стенки к вертикали, $\alpha = 0$;

δ - угол наклона равнодействующей давления E к задней грани. Для принятой расчетной схемы, когда отсутствуют силы трения по боковой поверхности, $\delta = 0$;

φ - угол внутреннего трения грунта засыпки. По данным Одесского ЦИИЗ Академии Инженерных наук Украины для рассматриваемого случая с учетом коэффициента надежности по грунту $\varphi = \varphi^* = 8^\circ$;

K_c - коэффициент сейсмичности, $K_c = AK_1 = 0$;

S - безразмерный коэффициент, представляющий отношение веса недостающей или избыточной нагрузки в пределах призмы обрушения (по сравнению с весом равномерной нагрузки q_0 в точке выклинивания на поверхности засыпки плоскости скольжения);

$$S = \frac{2 \sum_0^i b_i (q_0 - q_i)}{h(\gamma h + 2q_0)};$$

Перед корнем знак "+" т.к. $\alpha + \delta + \varphi < 90^\circ$

В первом приближении считаем, что плоскость скольжения выкликивает в районе действия нагрузки $q_3 = q_0$:

$$S = \frac{2[b_1(q_3 - q_1) + b_2(q_3 - q_2)]}{h(\gamma h + 2q_3)} =$$

$$= \frac{2[4.2(16.6 - 12.6) + 0.4(16.6 - 29.3)]}{6.8(19 \cdot 6.8 + 2 \cdot 16.6)} = \frac{23.44}{1104.32} = 0.0212$$

где $\gamma = \gamma^* = 19 \text{ кН/м}^3$ по данным Одесского ЦИИЗ.

$$\beta = \arctg 0,5288 = 43,31^\circ.$$

Длина зоны обрушения откоса $L = h - \text{tg } \beta = 6.8 \cdot 0.9426 = 6,41 \text{ м}$ и выклинивает в зоне действия нагрузки q_3 .

Примечательным фактом является то, что теоретическая поверхность зоны обрушения почти совпадает и параллельна поверхности природного грунта.

Коэффициент активного давления:

$$\lambda_c = \frac{(\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta)[1 + K_c \cdot \text{tg}(\beta + \varphi)]}{\cos(\alpha + \delta)[\text{tg}(\beta + \varphi) + \text{tg}(\alpha + \delta)]} = \frac{(0 + 0.9426)(1 + 0)}{1 \cdot (1.2487 + 0)} = 0.75$$

Ординаты эпюр давлений:

$$a_\gamma = \gamma \cdot h \cdot \lambda_c = 19 \cdot 6,8 \cdot 0,755 = 97,55 \text{ кН/м};$$

$$a_{q1} = q_1 \cdot \lambda_c = 12,6 \cdot 0,755 = 9,513 \text{ кН/м};$$

$$a_{q2} = q_2 \cdot \lambda_c = 29,3 \cdot 0,755 = 22,122 \text{ кН/м};$$

$$a_{q3} = q_3 \cdot \lambda_c = 16,6 \cdot 0,755 = 12,533 \text{ кН/м};$$

Составляющая активного давления грунта от собственного веса призмы обрушения:

$$E_\gamma = \frac{a_\gamma \cdot h}{2} = \frac{97,55 \cdot 6,8}{2} = 331,67 \text{ кН}$$

без учета сцепления грунта засыпки с боковой поверхностью стенки.

Составляющая активного давления от внешней полосовой нагрузки:

$$E_q = a_{q1}h_1 + a_{q2}h_2 + a_{q3}h_3 = 9,513 \cdot 4,46 + 22,122 \cdot 0,42 + 12,533 \cdot 1,92 = 75,78 \text{ кН}$$

Результирующая горизонтального бокового давления $E = 407,5 \text{ кН}$ на м.п. стенки.

Вес 1 м.п. подпорной стенки с учетом ее водонасыщения:

$$G = 0,45 \cdot 6,0 \cdot 20 + 0,8 \cdot 0,8 \cdot 20 + \frac{0,35 \cdot 6,0 \cdot 20}{2} = 87,8 \text{ кН} = N$$

В соответствии с нормативными требованиями расчет стенки на сдвиг производим исходя из условия: $\Sigma F_{s,a} < \gamma_c \cdot \Sigma SF_{s,r} / \gamma_n$, где $\Sigma F_{s,a}$ и $\Sigma F_{s,r}$ - суммы проекций на плоскость скольжения, соответственно, сдвигающих и удерживающих сил с учетом активного и пассивного давлений грунта на боковые грани стенки фундамента. В данном случае $\Sigma F_{s,a} = E = 407,5 \text{ кН}$, $\Sigma F_{s,r} = Nf + blC_1 + E_p$, где, f - коэффициент трения. Принимаем $f = 0,7$; $b = 0,8 \text{ м}$; $l = 1 \text{ м. п.}$; $C_1 = 0,28 \text{ кгс/см}^2 = 2,8 \text{ Н/см}^2 = 28 \text{ кН/м}^2$. как для суглинка, лежащего в основании стенки;

E_p - пассивное давление грунта на фундамент стенки. Ориентировочно определяем его как для грунта засыпки:

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h_{\phi}^2 \cdot \lambda_c}{8} = \frac{19 \cdot 0,8^2 \cdot 0,755}{8} = 1,15 \text{ кН}$$

γ_c -коэффициент условий работы. Здесь $\gamma_c = 0,9$;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, $\gamma_n = 1,1$ как для сооружения III класса;

$\gamma_{\Sigma} F_{s,r} / \gamma_n = 0,9(87,8 \cdot 0,7 + 0,8 \cdot 1 \cdot 28 + 1,15) / 1,1 = 84,2 \text{ кН}$ (нормативное значение 102,9 кН).

Таким образом, для принятых характеристик грунта засыпки ($\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$; $\phi = 8^\circ$; $c = 0,0067 \text{ МПа}$) условие устойчивости на плоский сдвиг по подошве фундамента стенки не соблюдается: $407,5 \text{ кН} > 84,2 \text{ кН}$.

Условие устойчивости на опрокидывание стенки в направлении момента не проверяли из-за неопределенности положения равнодействующей активного давления по высоте стенки. Опыты П.И.Яковлева показывают, что равнодействующая активного давления занимает более высокое положение по сравнению с теоретическим значением (2,45 м), т.е. ближе к середине высоты стенки. Из приведенных данных становится ясным то, что условие устойчивости на опрокидывание, тем более, не соблюдается.

Выполненный расчет свидетельствует, что принятые Одесским ЦИИЗ характеристики грунтов засыпки значительно отличаются от фактических, а также то, что предположение об отсутствии сил трения грунта засыпки по внутренней грани стенки являются неверными.

Предположим, что за истекший период эксплуатации стенки (около 47 лет) произошел процесс консолидации грунтов засыпки (как показывает опыт, он продолжается примерно 50 лет).

Учитывая наличие глины, суглинков, песка, разложившегося раствора и строительного мусора, будем считать, что грунт засыпки соответствует супеси с коэффициентом пористости $e = 0,65$; показателем текучести $I_L = 0,5$ и расчетным значением $\gamma = 17 \text{ кН/м}^3$; $\phi = 24/1,1 = 22^\circ$; $c_1 = 6/1,5 = 4 \text{ кПа}$ ($0,04 \text{ кгс/см}^2$).

В связи с наличием сил трения грунта засыпки по боковой поверхности грунта в предельном состоянии $\delta = \phi = 22^\circ$,
 $m = \text{tg}(22^\circ + 22^\circ) = 0,966$;

$$\text{tg}\beta = -m \pm \sqrt{m^2 + \frac{m(\text{ctg}\phi + S) + S \cdot \text{ctg}\phi}{1}} =$$

$$= -0,966 + \sqrt{0,966^2 + \frac{0,966(2,475 + 0,0212) + 0,0212 \cdot 2,475}{1}} = 0,877;$$

$$\beta = 41,25^\circ$$

$l = 6,8 \cdot 0,877 = 5,96 \text{ м}$. т.е. плоскость обрушения выклинивает на участок

действия q_3 в районе оси Г.

$$\lambda_c = \frac{(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta)(1 + 0)}{[\operatorname{tg}(\beta + \varphi) + \operatorname{tg}(\alpha + \delta)]} = \frac{0,877}{(0,877 + 0,404) + 0,404} = 0.52$$

$$a_y = 17.6.8.0.52 = 60.11 \text{ кН/м};$$

$$aq_1 = 12.6.0.52 = 6.55 \text{ кН/м};$$

$$aq_2 = 29.3.0.52 = 15.24 \text{ кН/м};$$

$$aq_3 = 16.6.0.52 = 8.63 \text{ кН/м};$$

$$E_{yx} = \frac{60. \cdot 6.8}{2} = 204.4 \text{ кН};$$

$$h_1 = \frac{4.2}{0.877} = 4.79 \text{ м};$$

$$h_2 = \frac{0.4}{0.877} = 0.46 \text{ м};$$

$$h_3 = \frac{5.69 - 0.4 - 4.2}{0.7} = 1.55 \text{ м};$$

$$E_x = 6,55 \cdot 4,79 + 15,24 \cdot 0,46 + 8,63 \cdot 1,55 = 51,8 \text{ кН};$$

$E_x = 204,4 + 51,8 = 256,2 \text{ кН}$ - горизонтальная слагаемая активного давления

Теперь найдем вертикальную слагаемую активного давления:

$$E_{yy} = E_{yx} \operatorname{tg}\delta = 204,4 - \operatorname{tg} 22^\circ = 82,6 \text{ кН};$$

$$E_{qy} = E_{qx} \operatorname{tg}\delta = 51,8 - \operatorname{tg} 22^\circ = 20,9 \text{ кН};$$

$$E_y = 82,6 + 20,9 = 103,5 \text{ кН}.$$

Удерживающая горизонтальная сила в предположении плоского сдвига:

$$F_{s,r} = 0,9[(87,8 + 103,5)0,7 + 0,8 \cdot 1 \cdot 28 + 0,71] / 1,1 = 128,5 \text{ кН (нормативное значение 157 кН)}$$

Таким образом, условие устойчивости на плоский сдвиг по подошве фундамента стенки также не соблюдается даже при условии консолидации грунта засыпки: $256,2 \text{ кН} > 128,5 \text{ кН}$. Объясняется это, прежде всего, несовершенством как нормативных, так и, более близких к реальности, уточненных методик расчета подпорных стен. В практике строительства известны случаи устойчивости вертикальных откосов траншей и котлованов в связных грунтах в течении фиксированного промежутка времени.

Теоретически, в рассматриваемом случае можно добиться равенства опрокидывающих и удерживающих сил, если рассмотреть вариант глубинного сдвига подпорной стены по объемлющей поверхности скольжения. Однако, в данных условиях при нарушении баланса существующих сил, вероятнее всего произойдет опрокидывание подпорной стенки от момента, вызванного активным давлением грунта.

Выводы.

1. В настоящее время система "надземные сооружения - грунт засыпки - подпорная стенка, ее основание" находятся в предельном напряженном состоянии. Малейшее нарушение существующего баланса сил чревато обрушением стенки. Поэтому, новое строительство на поверхности грунта засыпки недопустимо.

2. Подпорная стенка нуждается в срочном ее усилении с помощью заглубленных в не про садочный грунт контрфорсов, конструкция и шаг которых должны быть определены в соответствующем проекте.

Литература.

1. Яковлев П.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. -М.: Транспорт, 1986.-191с.