

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

Строительный факультет

Кафедра строительных технологий, геотехники и экономики строительства

УТВЕРЖДЕН
на заседании кафедры
строительных технологий, геотехники и
экономики строительства
«30» августа_2017 г.,
протокол №1
Заведующий кафедрой
Н.С.Соколов_
«30» августа 2017 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ

по дисциплине

«РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Направление подготовки (специальность) 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Квалификация (степень) выпускника – «Инженер-строитель»

Специализация № 2 "Строительство подземных сооружений"

Чебоксары - 2017

Методические материалы разработаны на основе рабочей программы дисциплины, предусмотренной образовательной программой высшего образования (ОП ВО) по направлению подготовки 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений».

СОСТАВИТЕЛИ:

Доцент кафедры строительных технологий,
геотехники и экономики строительства _____ Н.С.Соколов

СОГЛАСОВАНО:

Методическая комиссия строительного факультета «30» августа 2017 г., протокол
№1.

Декан факультета _____ А.Н. Плотников

1. КРАТКИЙ ИСТОРИЧЕСКИЙ ОБЗОР ТЕОРИИ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Теория давления грунтов в подпорные стенки получила первый толчок в своем развитии в конце XVII – в начале XVIII веков в связи со строительством стенок. Первое сочинение по эмпирическому расчету подпорных стенок ограждающих конструкций принадлежит Вобану (1687 г.). Насколько далеки были инженеры того времени от действительности, видно из того, что современник Вобана инженер Монье предлагал принимать плоскость сползания совпадающей с плоскостью естественного откоса, а направление реакции R неподвижной части грунта он считал нормальным к плоскости сползания. Первым, кто указал, что на величину давления грунта сильное влияние оказывает трение, был Купле (1726 г.).

Стройную теорию давления грунта на вертикальную грань стенки при учете как трения, так и сцепления дал в 1773 г. Кулон [25], в отличие от современного изложения этой теории, он не учитывал трения по грани стенки. Понселе (в 1840 г.) рассмотрел задачу по определению давления на стенку с любым наклоном задней грани и при наклонной ее поверхности, предложив изложенное выше графическое решение этой задачи.

В связи с развитием методов теории упругости Ренкин [12] в 1867 г. дал простое решение задачи о напряжениях в сыпучем теле и о направлениях площадок скольжения в нем. Основные положения теории Ренкина следующие:

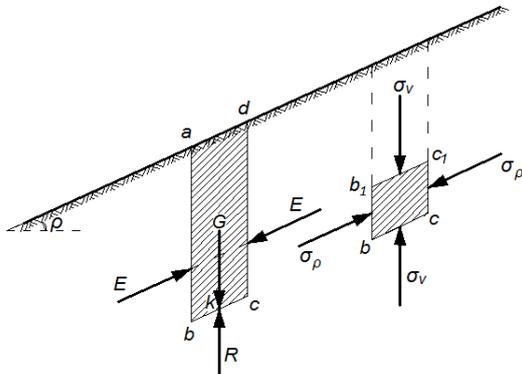


Рис. 1.1 Основные предпосылки определения давлений по методу Ренкина.

1) рассмотрено напряженное состояние не ограниченной с боков массы сыпучего тела с наклонной плоской поверхностью (рис. 1.1).

2) полученное в этом случае соотношение в напряжениях переносится на состояние грунта, поддерживаемого стенкой, и находится интенсивность давления на вертикальную грань стенки.

По Ренкину в грунте получается система плоских поверхностей скольжения, что является следствием принятого линейного распределения напряжений.

Представление Ренкина о том, что направление давления на стенку подчиняется не физическому закону трения в связи с шероховатостью стенки, а очертанию поверхности сыпучего тела (по Ренкину давление грунта

на стенку всегда параллельно поверхности), является ошибочным. Рассматривая массу сыпучего тела, ограниченную наклонной плоскостью ($\rho \neq 0$ по рис. 1.1) и бесконечно простирающуюся в стороны, выделим призму ее $abcd$, на которую действует сила веса G , сила бокового давления E и по площадке bc реакция R , приложенная в точке k .

Применяя условие равновесия $\sum M_k=0$, придем к выводу, что силы E , действующие по соседним площадкам ab и dc , должны быть параллельны и не давать момента относительно точки k , т. е. быть параллельными линии поверхности ad . Из условия $\sum X=0$, для призмы полученной, что реакция R по площадке bc может быть только вертикальной. Условие $\sum Y=0$ дает $R=G=h\gamma dx$, а напряжение здесь

$$\sigma_v = \frac{G \cos \rho}{dx} = h\gamma \cos \rho. \quad (1.1)$$

Выделяя бесконечно малый элемент bcc_1b_1 (рис. 1.1 справа), находим, что по граням bb_1 и cc_1 действуют напряжения σ_p , параллельные площадкам b_1c_1 , bc , а по последним действуют напряжения σ_v , параллельные площадкам bb_1 , cc_1 . Такие напряжения называются сопряженными, и из круга Мора [20] получаем следующее выражение σ_p через σ_v :

$$\sigma_p = \sigma_v \frac{\cos \rho - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \rho}}{\cos \rho + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \rho}} = \sigma_v \xi, \quad (1.2)$$

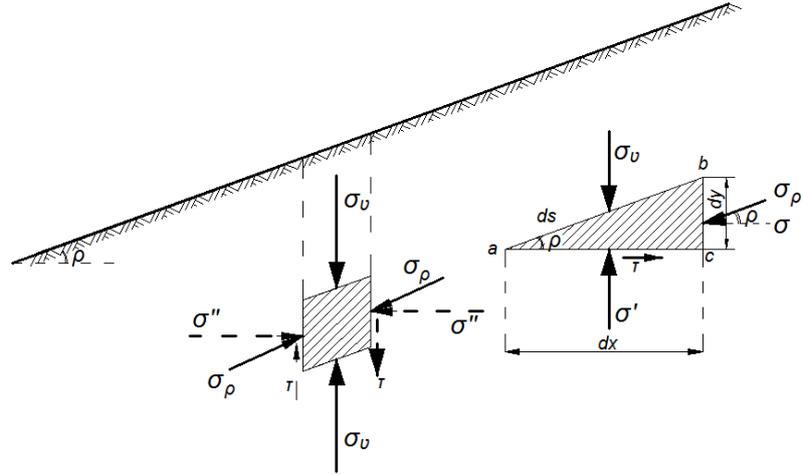
где

$$\xi = \frac{\cos \rho - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \rho}}{\cos \rho + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \rho}}. \quad (1.3)$$

Если $\rho = 0$, то вместо (1.2) по Ренкину имеем:

$$\sigma_p = \gamma h \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (1.4)$$

Покажем, как по теории Ренкина определяются направления площадок скольжения. Находим сначала



нормальные напряжения по го-

Рис. 1.2. Направления площадок скольжения по Ренкину

ризонгальной и соответственно вертикальной площадке (рис. 1.2). По [21]

$$\left. \begin{aligned} \sigma' &= h\gamma(1 + \sin^2 \rho \cdot \xi), \\ \sigma'' &= h\gamma \cos^2 \rho \cdot \xi, \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$

где ξ определяется по (1.3).

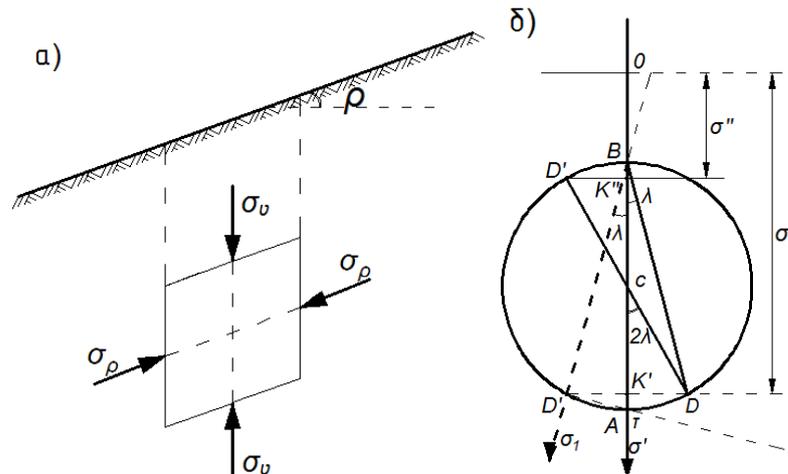
По кругу Мора вычисляем главные напряжения σ_1 и σ_2 , принимая за исходные напряжения σ' и σ'' (1.3)

$$\begin{aligned} \sigma_{1,2} &= \frac{1}{2} \left[(\sigma' + \sigma'') \pm \sqrt{(\sigma' - \sigma'')^2 + 4\tau^2} \right] = \\ &= \frac{\gamma h}{2} \left[(1 + \xi) \pm \sqrt{1 - 2\xi \cos 2\rho + \xi^2} \right], \end{aligned} \quad (1.6)$$

где касательное напряжение

$$\tau = \sigma_p q \sin \rho = \gamma h \frac{\sin 2\rho}{2} \xi. \quad (1.7)$$

Напряжения σ_1 и σ_2 изображены на рис. 1.3а. Круг Мора представлен на рис. 1.3, б.



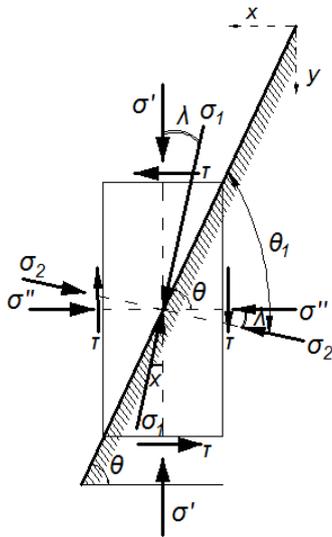


Рис. 1.3. Схемы к определению главных напряжений

Третье главное напряжение

$$\sigma_3 = \mu(\sigma_1 + \sigma_2), \quad (1.8)$$

где μ - коэффициент Пуассона.

Остановимся на способе Ренкина, данном в современном развитии [21] для определения направления площадки скольжения.

Сначала находится угол χ отклонения первого главного напряжения σ_1 от вертикали:

$$\operatorname{tg} 2\chi = \frac{2\tau}{\sigma' - \sigma''}, \quad (1.9)$$

где τ определяется по (ж), а σ' , σ'' - по (д).

Далее вычисляется угол между площадкой скольжения и горизонталью, т. е. угол θ (на рис. 1.3, а площадка скольжения заштрихована):

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2} - \chi. \quad (1.10)$$

В качестве примера возьмем случай, когда $\rho = 20^\circ$, $\varphi = 35^\circ$ (рис 1.4). Найдем главные напряжения и направления площадок скольжения.

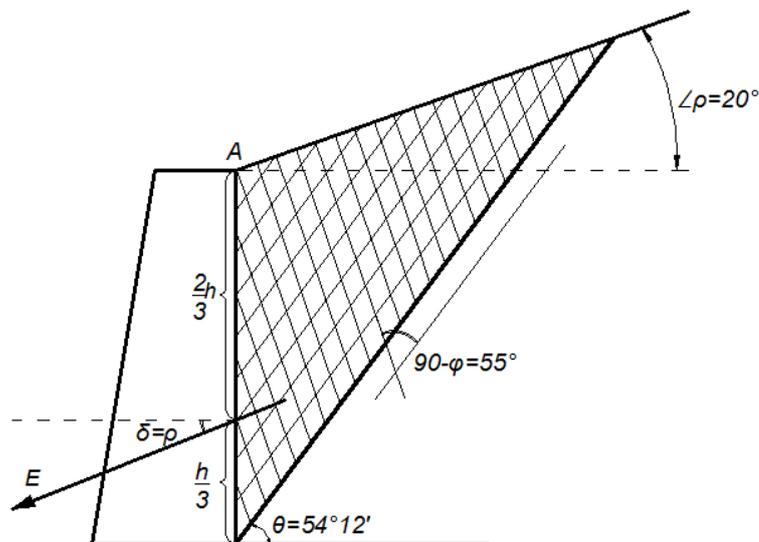


Рис. 1.4. Пример к определению главных напряжений и площади скольжения

Вычисляем по формулам (1.3), (1.5), (1.7), (1.8), (1.9), (1.10) последовательно:

$$\xi = 0,343; \sigma' = h\gamma(1 + \xi \sin^2 \varphi) = 1,040 h\gamma;$$

$$\sigma' = \gamma h \left(\frac{1}{8} + \xi \sin^2 \varphi \right) = 1,040 \gamma h$$

$$\sigma'' = h\gamma\xi \cos^2 \rho = 0,303 h\gamma;$$

$$\tau = h\gamma \frac{\sin 40^\circ}{2} = 0,110 h\gamma;$$

$$\sigma_1 = 1,07 h\gamma; \sigma_2 = 0,28 h\gamma; \sigma_3 = 0,45 h\gamma;$$

$$\operatorname{tg} 2\chi = \frac{2\tau}{\sigma' - \sigma''} = 0,298;$$

$$2\chi = 16^\circ 36'; \chi = 8^\circ 18';$$

$$\theta = 45 + \frac{\delta}{\varphi} - \chi = 54^\circ 12'.$$

Угол наклонов второй линии скольжения к первой: $90 - \varphi = 55^\circ$. Заметим, что угол наклона площадки скольжения по Ренкину может быть найден из уравнения [20]:

$$\cos(2\theta - \rho - \varphi) = \frac{\sin \rho}{\sin \varphi}. \quad (1.11)$$

Опытные исследования показали, что вывод Ренкина о независимости направления давления от свойств стенки (ее шероховатости) является не верным, а действительное давление оказывается выше примерно на 15%, чем по Ренкину (по опытам Мюллер-Бреслау). Источник ошибок лежит в применении плоских поверхностей скольжения. Строгое решение этой задачи по теории пластичности предложено В. В. Соколовским [22].

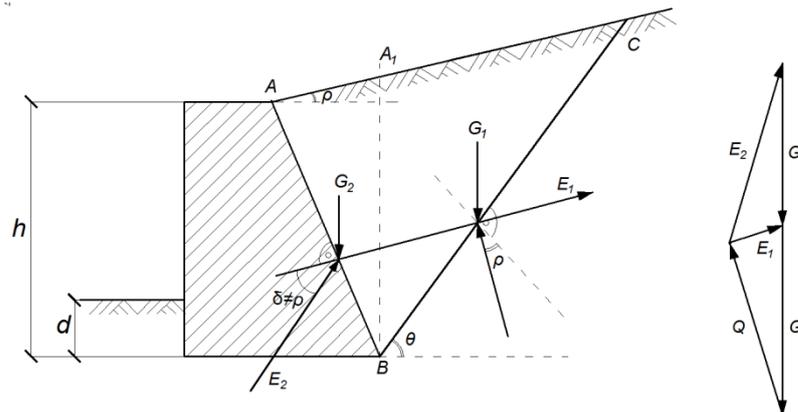


Рис. 1.5 Схема к определению активного давления от собственного веса грунтов в случае наклонной задней грани по Ренкину

Дадим следующее простое решение для определения активного давления от собственного веса грунтов по Ренкину в случае наклонной задней грани (рис. 1.5). Сначала определяем давление E_1 на вертикальную грань A_1B по Ренкину от веса клина сползания G_1 . Далее рассматриваем равновесие клина AA_1B и складываем силу E_1 , равную и противоположно направленную, с весом второго клина G_2 . Получаем давление грунта E_2 на наклонную грань AB . Угол δ при этом окажется не равным углу ρ .

Еще в конце XIX столетия (1880 г.) Энгессер предложил ввести ломаную линию сползания вместо прямой. Идею Энгессера о ломаной линии сползания подробно разработал в 1932 г. Крей, который дал простой способ отыскания вынужденной линии скольжения (у грани стенки) на основе рассмотрения напряженного состояния грунта вблизи стенки в предельном состоянии. При этом Крей и далее Канн широко использовали ценное графическое представление напряженного состояния, предложенное Мором для отыскания величин и направлений главных напряжений. Кульман разработал в 1886 г. Графический способ нахождения максимального давления грунта в общем случае криволинейной поверхности, а Ребхан еще ранее (в 1871 г.) дал графическое представления условия экстремума давления в форме равенства площадей силового треугольника и сечения призмы сползания. Экспериментальные работы были проведены Форхеймером в 1882 г., Мюллер-Бреслау в 1906 г., Франциусом и в 30-х годах Терцаги [23] и Креем [8].

Большой вклад в развитии теории давления грунтов и решения различных задач расчетов фундаментов внесли отечественные ученые. Известны первые работы по теории устойчивости песчаных оснований нашего военного инженера Г. Е. Паукера (1822-1889 гг.), который в 1857 г. предложил, на основе

рассмотрения явления выпирания грунта, формулу для расчета глубины заложения фундамента. В 1869 г. в первый раз был издан курс «Основания и фундаменты» русского военного инженера проф. В. Карловича. Проф. В. И. Курдюмов провел в 1889 г. большие опытные исследования работы песчаного основания. Им были получены на фотопластинке криволинейные траектории движения частиц грунта основания. Метод определения несущей способности свай по их «отказу» в первый раз разработал наш известный исследователь в области механики грунтов Н.М. Герсеванов [2]. Формулу Паукера усовершенствовал в 1914 г. Белзецкий, известный своими трудами по статике сыпучих тел.

К 20-м годам этого столетия относятся труды профессора Пузыревского [14], применившего теорию упругости к решению ряда задач теории расчета оснований и фундаментов. К этому же времени относятся работы по механике грунтов Терцаги, переизданные у нас в 1933 г. [23]. Следует отметить большой вклад в теорию расчета высоких опор и общую теорию давления грунтов, который внесли И. П. Прокофьев, Н. И. Безухов, С. С. Голушкевич и многие другие отечественные ученые.

Большую работу по развитию теории круглоцилиндрической поверхности сползания с учетом сцепления проделал Феллениус. Ценные теоретические разработки по применению теории пластичности к задачам о несущей способности грунтовых оснований проведены Коттером в 1903 г., Прандтлем в 1921 г., Рейснером в 1924 г., Карманом, Како [25] и другими. Первые основные задачи теории пластичности для грунтов были решены Прандтлем, Е. Рейснером, В. И. Новоторцевым (1938 г.) и другими. Общая теория предельного равновесия грунтов в условиях плоской задачи была разработана в 1939 г. Соколовским [22]. Осесимметричную задачу теории предельного равновесия сыпучей среды разрешил В. Г. Березанцев [1]. Следует заметить, что в первый раз применил теорию пластичности к определению несущей способности грунтовых оснований Новоторцев [11]. Графическое решение задачи определения давления сыпучего тела на основе теории пластичности грунтов, разработанной В. В. Соколовским, дал в своей работе Голушкевич [3].

Среди ряда работ по расчету грунтовых оснований следует назвать замечательные работы Н. А. Цытовича, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, В. А. Флорина, М. И. Горбунова-Посадова и других. Б. Д. Васильевым разработаны основные положения теории совместной работы сооружения и грунтов основания при большой сжимаемости последнего. Труды Д. Д. Баркана, О. А. Савинова, Б. П. Татарникова и других созданы различные типы вибраторов для механического погружения свай. Известны также ценные работы по динамике грунтов Г. А. Гениева и О. Я. Шехтер.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АКТИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ

Вопрос: Приведите типы подпорных стен согласно СНиП 2.09.03-85 [10]:

Ответ: По конструктивному решению подпорные стены подразделяются на массивные и тонкостенные.

В массивных подпорных стенах их устойчивость на сдвиг и опрокидывании при воздействии горизонтального давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены.

В тонкостенных подпорных стенах их устойчивость обеспечивается собственным весом стены и весом грунта, вовлекаемого конструкцией стены работу.

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем, технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствие сборного железобетона и т. д.).

Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т. д.) (рис. 2.1)

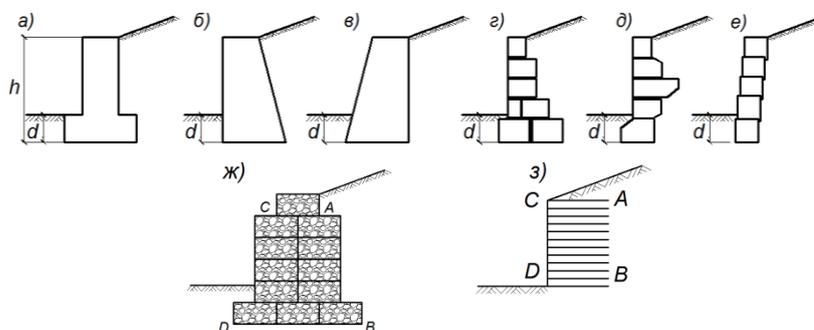


Рис. 2.1. Массивные подпорные стены

a, б, в – монолитные из тяжелого бетона;

г, д, е – блочные;

ж – габионовые;

з – из армированного грунта *ABCD*.

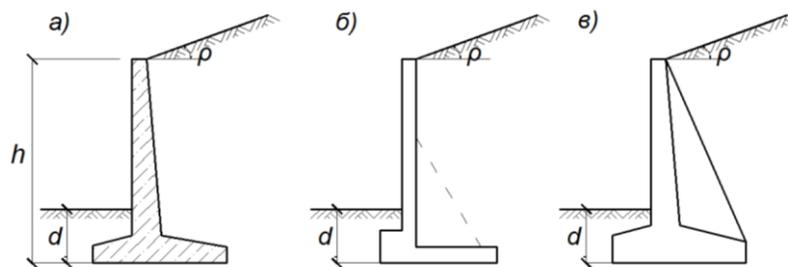


Рис. 2.2. Тонкостенные подпорные стены
a – уголкового консольные; *б* – уголкового анкерные; *в* – контрфорсные

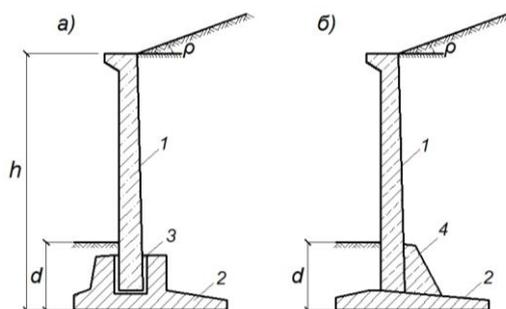


Рис. 2.3. Сопряжение сборных лицевых и фундаментальных плит
a – с помощью щелевого паза; *б* – с помощью петлевого стыка;
 1 – лицевая плита; 2 – фундаментная плита; 3 – цементно-песчаный растворы; 4 – бетон замоноличивания

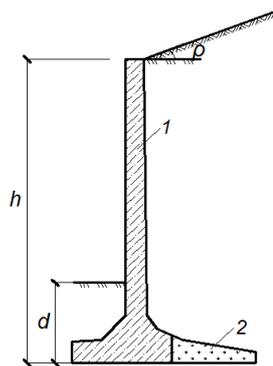


Рис. 2.4. Конструкция подпорной стены с использованием универсальной стеновой панели
 1 – универсальная панель стеновая (УПС); 2 – монолитная часть к подошвы.

В промышленном и гражданском строительстве, как правило, находят применение тонкостенные подпорные стены уголкового типа, приведенные на рис. 2.2.

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Тонкостенные консольные стены уголкового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой.

В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная – монолитная.

В монолитных подпорных стенах жесткость узлового сопряжения лицевых и фундаментных плит обеспечивается соответствующим расположением арматуры, а жесткость соединения в сборных подпорных стенах – устройством щелевого паза (рис. 2.3а) или петлевого стыка (рис. 2.3б).

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу.

Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

Контрфорсные подпорные стены состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. При этом грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс.

При проектировании подпорных стен и унифицированных панелей стеновых (УПС), часть фундаментной плиты выполняется из монолитного бетона с использованием сварного соединения для верхней арматуры и стыковки внахлестку для нижней арматуры (рис. 2.4).

Вопрос: Какие характеристики грунтов используются при расчете оснований подпорных стен.

Ответ: Значения характеристик грунтов природного (ненарушенного) сложения следует устанавливать, как правило, на основе их непосредственного испытания в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки результатов испытаний по ГОСТ 20522-2012 [4].

Значения характеристик грунтов:

нормативные - γ^n , φ^n и c^n ;

для расчетов конструкций оснований по первой группе предельных состояний – γ_I , φ_I и c_I ;

то же, по второй группе предельных состояний - γ_{II} , φ_{II} и c_{II} .

При отсутствии непосредственных испытаний грунта допускается принимать нормативные значения удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ и модули деформации E по табл. 1-3 прил. 5 [10], а нормативные значения удельного веса грунта γ^n равными 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ тс/м}^3$).

Расчетные значения характеристик грунта ненарушенного сложения в этом случае принимаются следующими:

$$\gamma_I = 1,05 \gamma^n; \gamma_{II} = \gamma^n; \varphi_I = \varphi^n \gamma_f; \varphi_{II} = \varphi^n; c_I = c^n/1,5; c_{II} = c^n,$$

где γ_f – коэффициент надежности по грунту, принимается равным 1,1 для песчаных и 1,15 для пылевато-глинистых грунтов.

Значения характеристик грунтов засыпки (γ , φ и c), уплотненных согласно нормативным документам с коэффициентом уплотнения k_y , не менее 0,95 от их плотности в природном сложении, допускается устанавливать по характеристикам тех же грунтов в природном залегании. Соотношения между характеристиками грунтов засыпки и грунтов природного сложения принимаются следующие:

$$\gamma'_I = 0,95 \gamma_I; \varphi'_I = 0,9 \varphi_I; c'_I = 0,5 c_I, \text{ но не более } 7 \text{ кПа } (0,7 \text{ тс/м}^2);$$

$$\gamma'_{II} = 0,95 \gamma_{II}; \varphi'_{II} = 0,9 \varphi_{II}; c'_{II} = 0,5 c_{II}, \text{ но не более } 10 \text{ кПа } (1 \text{ тс/м}^2).$$

Вопрос: Как определяются коэффициенты надежности по нагрузке γ_f ?

Ответ: Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f при расчете по первой группе предельных состояний должны приниматься по табл. 2.1, а при расчете по второй группе - равными единице.

Таблица 2.1

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
1	2
Постоянные	
Собственный вес конструкции	1,1
Вес грунта в природном залегании	1,1
Вес грунта в засыпке	1,15
Вес насыпного грунта	1,2
Вес дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5
Вес полотна железнодорожных путей	1,3

Продолжение таблицы 2.1

1	2
Гидростатическое давление грунтовых вод	1,1
Временные длительные	
От подвижного состава железных дорог СК	1,2
От колонн автомобилей АК	1,2
Нагрузка от оборудования, складированного материала, равномерно распределенная нагрузка на территории	1,2
Временные кратковременные	
От колесной ПК-80 и гусеничной НГ-60 нагрузки	1
От погрузчиков и каров	1,2
От колонн автомобилей АБ	

2.1 Определение активного давления на заднюю грань подпорной стены от собственного веса грунтов

Вопрос: Как вы понимаете понятие «активное давление» и что такое пассивное сопротивление?

Ответ: Соотношения между главными напряжениями σ_1 и σ_3 (при $\sigma_1 > \sigma_3$) в предельном состоянии определяется условием (2.38 [6]).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c) \sin \varphi, \quad (2.1)$$

где направления σ_1 и σ_3 приведены на круге главных напряжений на рис. 2.5;
 σ_c – давление связности.

Формула (2.1) приводится к виду:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2\sigma_c \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (2.2)$$

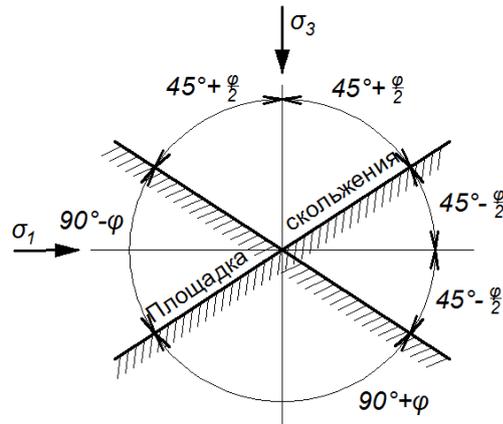


Рис. 2.5. Взаимное расположение главных площадок и площадок скольжения в элементе грунтовой среды

или через $\varphi/2$ в виде

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 \frac{\sin(45^\circ + \varphi/2) \cos(45^\circ - \varphi/2)}{\sin(45^\circ - \varphi/2) \cos(45^\circ + \varphi/2)} + \\ &+ 2c \frac{\cos(45^\circ + \varphi/2) \cos(45^\circ - \varphi/2)}{\sin(45^\circ - \varphi/2) \cos(45^\circ + \varphi/2)} = \quad (2.3) \\ &= \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \end{aligned}$$

Для того чтобы оценить возможный диапазон изменения главных напряжений, рассмотрим элемент грунта, ограниченный главными площадками (рис. 2.6) с напряжениями на них σ' и σ'' . Полагая одно из главных напряжений заданным (фиксированным) например σ'' , определим пределы возможного изменения другого (σ'), т.е. до возникновения состояния предельного равновесия. Очевидно, что разрушение элемента может быть достигнуто как при возрастании σ' по сравнению с σ'' ($\sigma' > \sigma''$), так и при его уменьшении ($\sigma' < \sigma''$).

Если $\sigma' > \sigma''$, то $\sigma' = \sigma_1$, а $\sigma'' = \sigma_3$ и тогда из (2.3) следует

$$\sigma' \leq \sigma'' \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (2.4)$$

В случае $\sigma' < \sigma''$, т.е. $\sigma' = \sigma_3$, а $\sigma'' = \sigma_1$, из (2.3) получим

$$\sigma'' \leq \sigma' \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\begin{aligned} \text{или} \quad \sigma' &\geq \sigma'' \frac{1}{\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)} - 2c \frac{1}{\operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)} = \quad (2.5) \\ &= \sigma'' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \end{aligned}$$

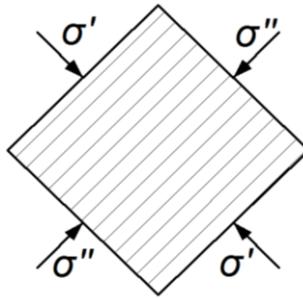


Рис. 2.6. Элемент грунта по главным площадкам.

Таким образом, выражения (2.4) и (2.5) определяют пределы возможного изменения одного главного напряжения σ' по сравнению с другим известным главным напряжением σ'' . Знаки неравенства в выражениях (2.4) и (2.5) свидетельствуют, что в рассматриваемой точке грунтовой среды нет состояния предельного равновесия. В любом случае получение знака равенства является признаком перехода грунта в предельное напряженное состояние. Других знаков неравенства в (2.4) и (2.5) физически быть не может.

В результате для случая $\sigma' < \sigma''$ условие предельного равновесия приобретает форму

$$\sigma' = \sigma'' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \quad (2.6)$$

и такое предельное состояние называют *активным*, а при $\sigma' > \sigma''$ приобретает вид

$$\sigma' = \sigma'' \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2), \quad (2.7)$$

называемый *пассивным* предельным состоянием.

Зависимости (2.6) и (2.7) широко применяются в инженерной практике, в частности, при определении активного и пассивного давления грунта на сооружение.

В частном случае одноосного сжатия элемента грунта (т.е. при $\sigma''=0$), что соответствует $\sigma' > \sigma''$, предельное сопротивление сжатию из (2.7) будет

$$R_c = 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (2.8)$$

При одноосном растяжении (также $\sigma''=0$), считая растягивающие напряжения отрицательными и, следовательно, в случае $\sigma' < \sigma''$, из (2.6) получим выражение для предельного сопротивления растяжению в виде

$$R_c = 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2). \quad (2.9)$$

Вопрос: Приведите последовательность определения интенсивности горизонтальной составляющей активного давления от собственного веса грунта.

Ответ: Интенсивность горизонтального составляющего активного давления от собственного веса грунтов определяется по формуле:

$$\sigma_{\gamma h} = \left[\gamma \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda_{ah} - c(K_1 + K_2) \cdot \frac{z}{h} \right], \quad (2.10)$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий сцепление грунта по поверхности скольжения призмы обрушения θ_0 к вертикали,

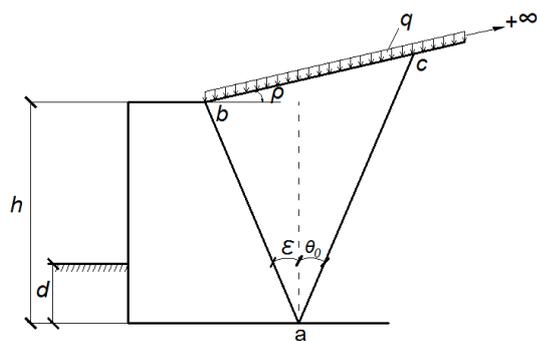
$$K_1 = \frac{2\lambda_{ah} \cdot \cos \theta_0 \cdot \cos \varepsilon}{\sin(\theta_0 + \varepsilon)}; \quad (2.11)$$

$$K_2 = \lambda_{ah} \left[\frac{\sin(\theta_0 - \varepsilon) \cdot \cos(\theta_0 + \rho)}{\sin \theta_0 \cdot \cos(\rho - \varepsilon) \cdot \sin(\theta_0 + \varepsilon)} \right] + \operatorname{tg} \varepsilon \quad (2.12)$$

Вопрос: Приведите поперечные разрезы подпорных стен, поясняющие величины углов ε ; ρ ; θ_0 .

Ответ: См. рис. 2.7,

а)



б)

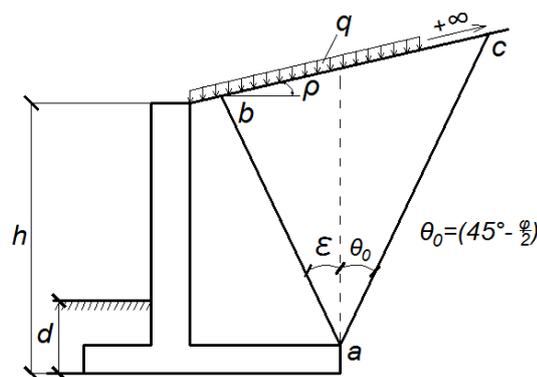


Рис. 2.7. Поперечные сечения подпорных стен (п. с.)

а) массивная п.с.; б) уголковая п.с.;

abc – призма обрушения для обоих случаев; ρ – наклон поверхности грунта обратной засыпки к горизонту; ε – наклон задней грани п.с. к вертикали для случая а) и к условной плоскости ab для случая б)

Вопрос: Как определяется коэффициент активного давления λ_{ah} в формуле (2.10):

Ответ: Коэффициент λ_{ah} определяется по формуле:

$$\lambda_{ah} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2, \quad (2.13)$$

где δ – угол трения на контакте с расчетной плоскостью av ;

$\delta=0$ для случая с гладкой задней гранью; шероховатой $\delta=0,5\varphi$; для ступенчатой $\rho=\varphi$; для случая уголковой п.с. $\delta=\varphi$.

Вопрос: Как определяется горизонтальная составляющая активного давления σ_{ah} от собственного веса грунтов (для случая сыпучих грунтов)?

Ответ: Величина активного давления σ_{ah} для случая сыпучих грунтов определяется по формуле:

$$\sigma_{ah} = \gamma \cdot z \cdot \lambda_{ah}, \quad (2.14)$$

где λ_{ah} для случаев $\varepsilon=\rho=0$ равен:

$$\lambda_{ah} = \operatorname{tg}^2 \theta_0. \quad (2.15)$$

Вопрос: Как определяется вертикальная составляющая активного давления σ_{av} от собственного веса грунтов (для случая несвязных грунтов)?

Ответ: Величина активного давления σ_{av} для случая несвязных грунтов определяется по формуле:

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (2.16)$$

Вопрос: Формулы (2.14) и (2.16) изобразите в виде эпюр активных давлений.

Ответ: См. рис. 2.8а, 2.8б.

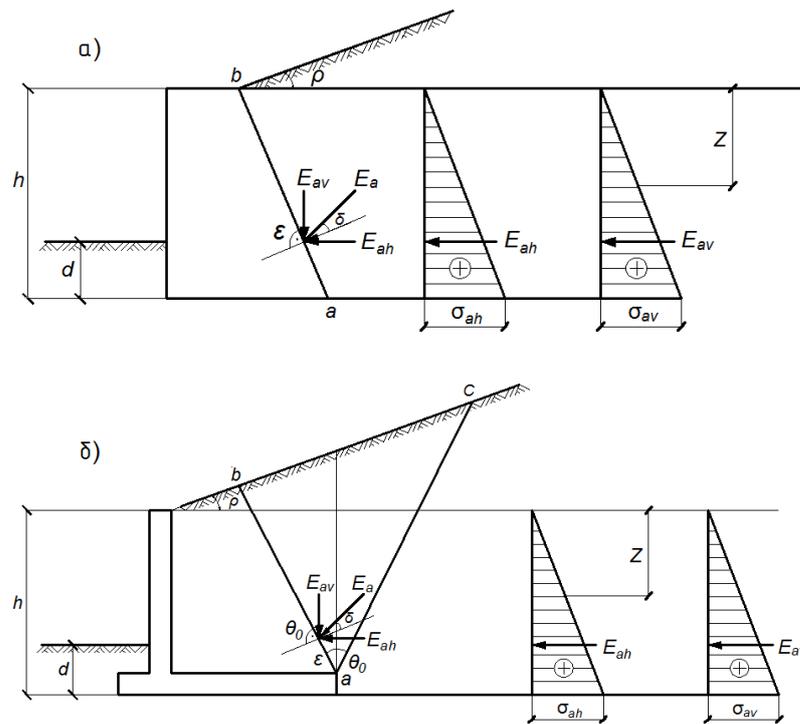


Рис. 2.8. Эпюры σ_{ah} и σ_{av} сыпучего грунта для случаев:

а) массивной подпорной стены, б) уголковой подпорной стены

Вопрос: По какой формуле определяется горизонтальная составляющая активного давления от собственного веса грунтов σ_{ah} (для случая глинистых грунтов)?

Ответ: σ'_{ah} определяется по формуле:

$$\sigma'_{ah} = \sigma_{ah} - \sigma_{ch}, \quad (2.17)$$

где σ_{ch} определяется по формуле (2.5);

$$\sigma_{ch} = c \cdot K, \quad (2.18)$$

Здесь K определяется по формуле:

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cdot \cos \delta} - \lambda_{ah} \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} \right]. \quad (2.19)$$

Примечание: При $\delta = \rho = \varepsilon = 0$ величина K определяется по формуле:

$$K = 2\sqrt{\theta_0} = 2\operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2.20)$$

Вопрос: По какой формуле определяется вертикальная составляющая активного давления σ'_{av} от собственного веса грунтов?

Ответ: σ'_{av} определяется по формуле:

$$\sigma'_{av} = \sigma'_{ah} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta). \quad (2.21)$$

Вопрос: Формулу (2.17) и (2.21) изобразите в виде эпюр активных давлений.

Ответ: Эпюры активных давлений приведены на рис. 2.9а и 2.9б.

Вопрос: Определите результирующие величины активных давлений E_{ah} ; E_{av} ; E'_{ah} по формулам и отложите их на эпюрах, приведенных на рис. (2.11) и (2.12), а также на подпорных стенах?

Ответ: Вышеназванные результирующие величины активных давлений определяются по формулам:

$$E_{ah} = \sigma_{ah} \cdot \frac{h}{2}; \quad (2.22)$$

$$E_{av} = \sigma_{av} \cdot \frac{h}{2}; \quad (2.23)$$

$$E'_{ah} = \frac{\sigma'_{ah}(h-h_c)}{2}; \quad (2.24)$$

$$E'_{av} = \frac{\sigma'_{av}(h-h_c)}{2}. \quad (2.25)$$

Результирующие E_{ai} откладываются на уровне центра тяжести эпюр, т. е. $\frac{1}{3}h$ или $\frac{1}{3}(h-h_c)$.

Вопрос: Какой физический смысл имеет величина h_c (рис. 2.9а, 2.9б) и как ее определить?

Ответ: h_c называется высотой связности и определяет высоту вертикальной стены связного грунта при конкретных значениях φ , c , γ . Она определяется по формуле:

$$h_c = \frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} \cdot h = \frac{\sigma_{cv}}{\sigma_{av}} \cdot h. \quad (2.26)$$

Следует отметить, что вертикальная составляющая активного давления определяется по формуле:

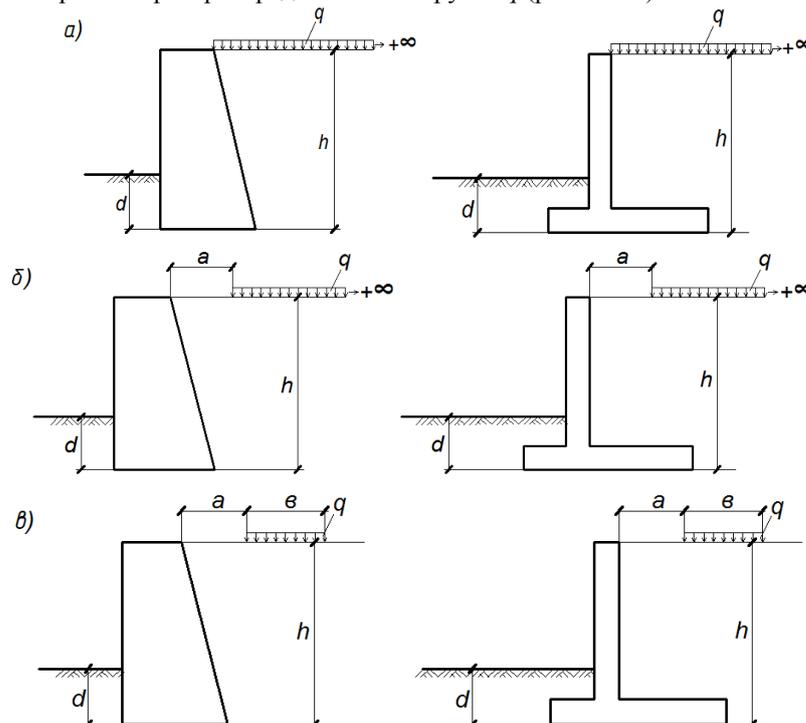
$$\sigma_{cv} = \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \cdot \sigma_{ch}. \quad (2.27)$$

2.2. Определение активного давления на заднюю грань подпорной стены от распределенной нагрузки q на горизонтальной поверхности грунта обратной засышки

Вопрос: Приведите возможные схемы приложения распределенных нагрузок q на горизонтальной поверхности грунта обратной засышки.

Ответ: Возможны следующие схемы:

1. Сплошная равномерно-распределенная нагрузка q (рис. 2.10а);
2. Полубесконечная равномерно-распределенная нагрузка q (рис. 2.10б), удаленная от подпорной стены на расстояние a ;
3. Полосовая равномерно-распределенная нагрузка q шириной b удаленной от подпорной стены на расстояние a (рис. 2.10в);
4. Две полосовые равномерно-распределенные нагрузки q (рис. 2.10г).



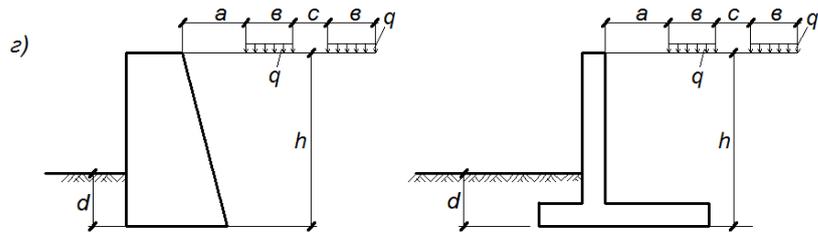


Рис. 2.10. Различные схемы равномерно распределенных нагрузок на горизонтальной поверхности грунта обратной засыпки

Вопрос: Как определяется горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления грунта σ_{qh} от равномерно-распределенной нагрузки на поверхности основания?

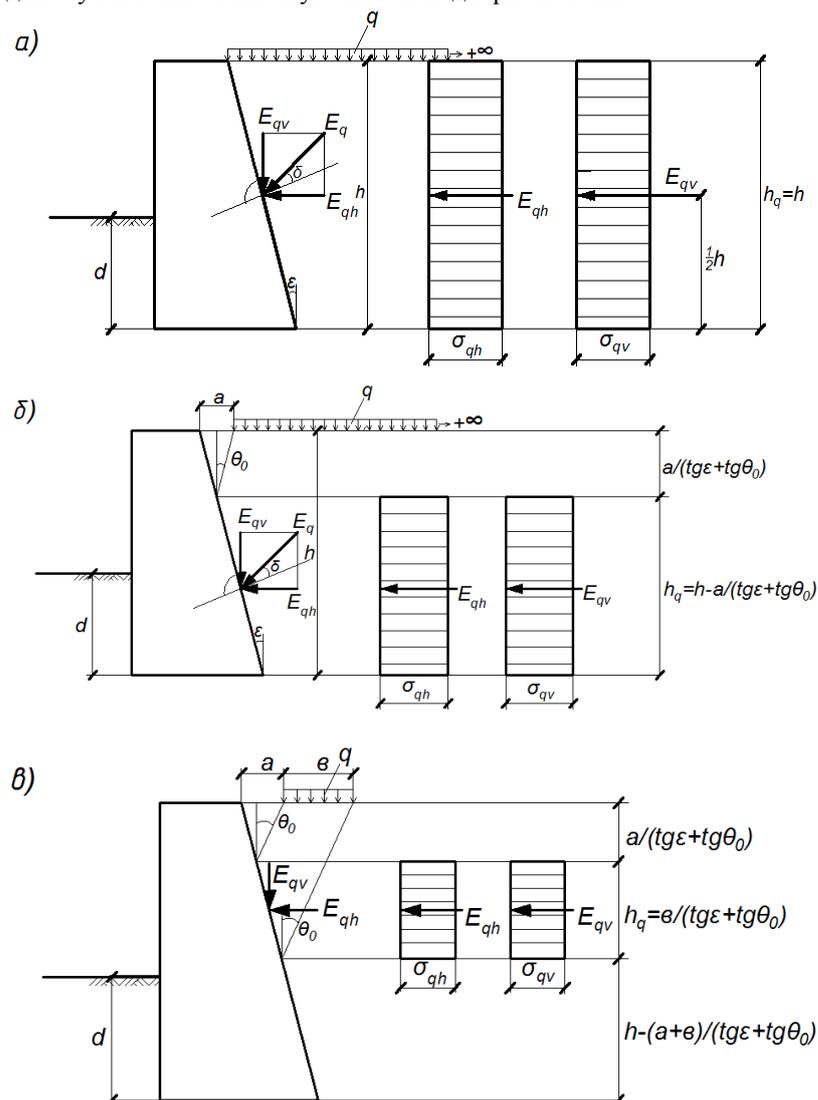
Ответ: σ_{qh} и σ_{qv} определяются на формулам:

$$\sigma_{qh} = q \cdot \lambda_{ah}; \quad (2.28)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta). \quad (2.29)$$

Вопрос: Приведите эпюры σ_{qh} и σ_{qv} для случаев, приведенных на рис. 2.10а, б, в, г.

Ответ: На рис. 2.11 а, б, в, г приведены эпюры σ_{qh} и σ_{qv} для случая массивной подпорной стены, а на рис. 2.12а, б, в, г – для случая тонкостенной уголковой подпорной стены.



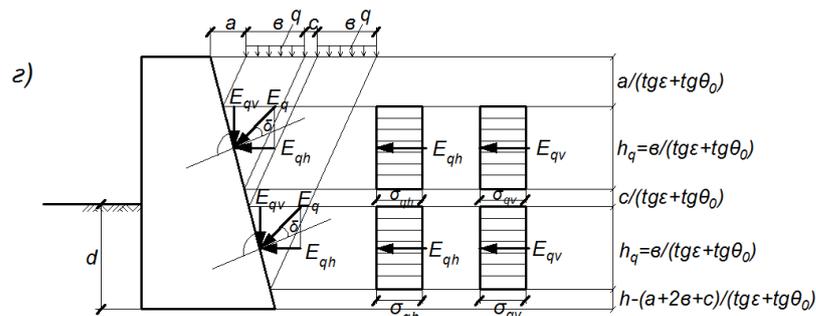


Рис. 2.11. Эпюры σ_{qh} и σ_{qv} , сосредоточенные силы E_{qh} и E_{qv} для случая массивной подпорной стены при различных вариантах равномерно-распределенной нагрузки:

- а) сплошная равномерно-распределенная нагрузка;
- б) полубесконечная равномерно-распределенная нагрузка, удаленная от задней грани на расстояние a ;
- в) полосовая равномерно-распределенная нагрузка;
- г) две полосовые удаленные друг от друга равномерно-распределенные нагрузки.

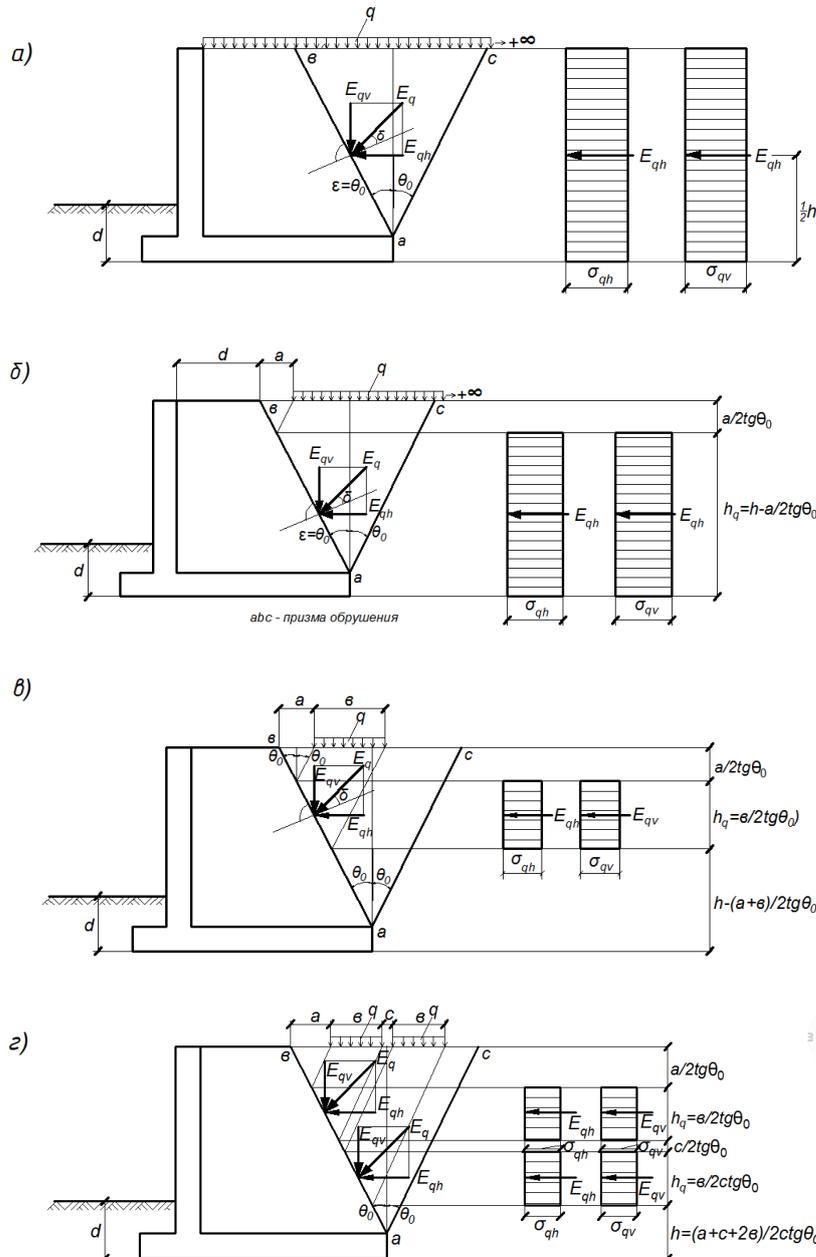


Рис. 2.12. Эпюры σ_{qh} и σ_{qv} , сосредоточенные силы E_{qh} и E_{qv} для случая тонкостенной уголкової подпорной стены при различных вариантах равномерно-распределенной нагрузки:

- а) сплошная равномерно-распределенная нагрузка;
- б) полубесконечная равномерно-распределенная нагрузка q , удаленная на расстояние a ;
- в) полосовая равномерно-распределенная нагрузка q ;

г) две полосовые равномерно-распределенные нагрузки q , удаленные друг от друга.

Вопрос: Как определяются сосредоточенные величины E_{qh} и E_{qv} от различных вариантов нагружений q ? Отложите эти значения на эпюрах σ_{qh} и σ_{qv} , а также на задних гранях подпорных стен на рис. 2.11 и 2.12.

Ответ: E_{qh} и E_{qv} являются равнозначными величинами соответствующим площадям эпюр σ_{ai} и приведены в центре их тяжестей, как внешние усилия они откладываются на задней грани массивной подпорной стены и на условной поверхности ab тонкостенной уголкового подпорной стены.

2.3. Определение пассивного сопротивления грунтов

Вопрос: Приведите формулу определения пассивного сопротивления для случая сыпучих грунтов σ_{ph} от их собственного веса.

Ответ: К сыпучим относятся грунты, у которых отсутствует удельное сцепление C .

$$\sigma_{ph} = \sigma_{pp} = \gamma \cdot d \cdot \lambda_p, \quad (2.30)$$

где λ_p – коэффициент пассивного сопротивления:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2.31)$$

Вопрос: Приведите формулу определения пассивного сопротивления грунтов для случая связных грунтов σ_{ph} от их собственного веса без учета пригрузки.

Ответ: Пассивное сопротивление σ_{ph} определяется по формуле:

$$\sigma_{ph} = \sigma_{pp} + \sigma_{pc}, \quad (2.32)$$

где σ_{pp} – по формуле (2.24):

$$\sigma_{pc} = 2 \cdot C \cdot \sqrt{\lambda_p}, \quad (2.33)$$

Здесь C – удельное сцепление грунта.

Вопрос: Изобразите эпюры пассивных сопротивлений графически.

Ответ: См. ниже на рис. 2.13.

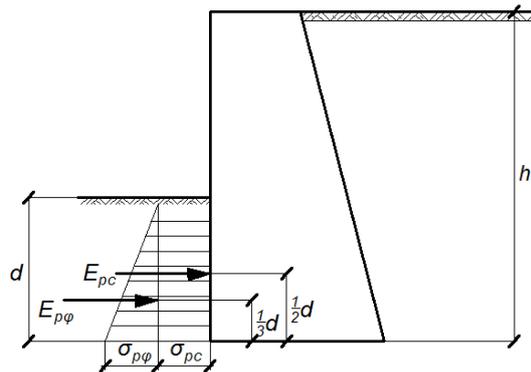


Рис. 2.13. Эпюры пассивного сопротивления $\sigma_{p\phi}$ и σ_{pc} , а также сосредоточенные величин пассивного сопротивления $E_{p\phi}$ и E_{pc}

Вопрос: Приведите формулу определения пассивного сопротивления грунта с учетом угла внутреннего трения φ , удельного сцепления C и распределенной нагрузки q , приложенной на поверхности под углом α к горизонту?

Ответ: Согласно §12.22 [18] пассивное давление грунта определяется методом предельного равновесия с использованием прямолинейных поверхностей скольжения.

На рис. 2.14 дана расчетная схема к определению пассивного давления на подпорную стенку для прямолинейного откоса AC , сложенного однородным грунтом и составляющего с горизонтом угол α . Фронтальная грань стенки AB наклонена к вертикали на угол ϵ и характеризуется углом трения с грунтом δ . На поверхности откоса действует вертикальная распределенная нагрузка q_1 .

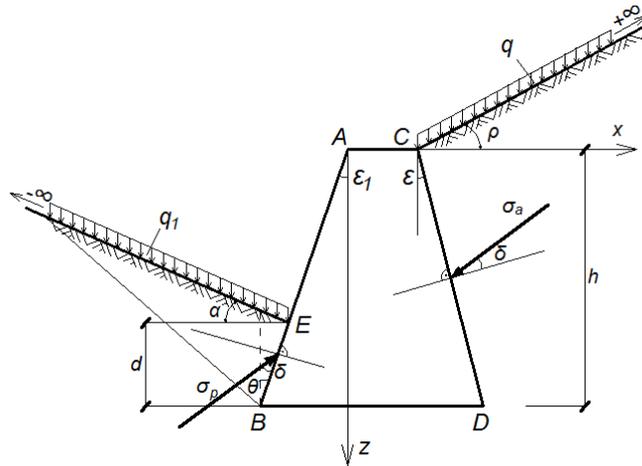


Рис. 2.14. Расчетная схема к определению пассивного давления грунта

Распределение пассивного давления σ_p по фронтальной грани подпорной стенки высотой h принимается по линейному закону. При этом $\sigma_p = \sigma_{p0}$ в точке $A(z=0)$ и $\sigma_p = \sigma_{ph}$ в точке $B(z=d)$. Величины σ_{p0} и σ_{ph} определяются формулами:

$$\sigma_{p0} = q\lambda_{pq} + c\lambda_{pc}; \quad \sigma_{ph} = \gamma \cdot d \cdot \lambda \cdot p + q\lambda_{pq} + c\lambda_{pc}. \quad (2.34)$$

Коэффициенты пассивного давления грунта $\lambda_p, \lambda_{pq}, \lambda_{pc}$ рассчитываются по формулам:

$$\lambda_p = \frac{D_1 \cos(\varepsilon_1 - \alpha)}{D_2 \cos^2 \varepsilon_1}; \quad \lambda_{pq} = \frac{D_1}{D_2 \cos \varepsilon_1}; \quad \lambda_{pc} = \frac{2(A^2 + B^2) \cos \varphi \cos(\varepsilon_1 - \alpha)}{D_2 \cos \varepsilon_1}, \quad (2.35)$$

где

$$\begin{aligned} D_1 &= \sin \alpha_1 [B \sin(\alpha_1 - \alpha_2) + AC] + \cos \alpha_1 [A \sin(\alpha_1 - \alpha_2) - BC] + (A^2 + B^2) \sin(\varepsilon + \varphi); \\ D_2 &= \sin \alpha_2 [B \sin(\alpha_1 - \alpha_2) + AC] + \cos \alpha_2 [A \sin(\alpha_1 - \alpha_2) - BC] + a_2 (A^2 + B^2); \\ A &= a_1 \sin \alpha_2 - a_2 \sin \alpha_1; \quad B = a_2 \cos \alpha_1 - a_1 \cos \alpha_2; \quad C = \sqrt{A^2 + B^2 - \sin^2(\alpha_1 - \alpha_2)}; \\ a_1 &= \sin(\varepsilon_1 - \varphi) + \frac{4\eta \cos(\varepsilon_1 - \alpha) \cos \varepsilon \cos \varphi}{\cos(\varepsilon_1 - \alpha) + 2\bar{q} \cos \varepsilon}; \quad a_2 = \sin(\varepsilon_1 - \delta - \varphi - \alpha); \\ \alpha_1 &= \varepsilon_1 - \varphi; \quad \alpha_2 = \varepsilon_1 - \delta - \varphi + \alpha; \quad \eta = c/(\gamma h); \quad \bar{q} = q/(\gamma d). \end{aligned}$$

Равнодействующая сила пассивного давления, составляющая с нормалью к фронтальной грани подпорной стенки угол δ , определяется по формуле:

$$E_p = \frac{1}{2} (\sigma_{p0} + \sigma_{ph}) d. \quad (2.36)$$

Пассивное давление σ_p по высоте подпорной стенки определяется уравнениями:

$$\sigma_p = \sigma_{p0} + \frac{z}{d} (\sigma_{ph} - \sigma_{p0}), \quad 0 \leq z \leq h. \quad (2.37)$$

Угол наклона линии скольжения BC к вертикали θ определяется выражением

$$\theta = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{A \sin(\alpha_1 - \alpha_2) - BC}{B \sin(\alpha_1 - \alpha_2) + EC}; \quad (2.38)$$

если при этом $\theta < 0$, тогда

$$\theta = \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{A \sin(\alpha_1 - \alpha_2) - BC}{B \sin(\alpha_1 - \alpha_2) + EC}. \quad (2.39)$$

Если угол наклона откоса $\alpha < \varphi$, удельное сцепление грунта должно быть больше критической величины $c_{кр}$. В этом случае также необходимо выполнить проверку устойчивости откоса в верхней части.

В частном случае несвязного грунта ($c=0$) коэффициенты пассивного давления грунта $\lambda_{pq}, \lambda_{pc}$ и угол наклона линии скольжения к вертикали θ можно рассчитать по более простым формулам:

$$\lambda_p = \frac{1}{\cos(\varepsilon_1 - \delta)} \left[\frac{\cos(\varphi + \varepsilon_1)}{\cos \varepsilon \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\varepsilon_1 - \delta) \cos(\varepsilon_1 - \alpha)}} \right)} \right]^2;$$

$$\lambda_{pq} = \frac{\lambda_p \cos \varepsilon_1}{\cos(\varepsilon_1 - \alpha)}; \theta = \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{\lambda_p} \cos \varepsilon_1 \cos \alpha - \cos(\varepsilon_1 - \alpha) \cos \varphi}{\sqrt{\lambda_p} \cos \varepsilon_1 \sin \alpha + \cos(\varepsilon_1 - \alpha) \sin \varphi}. \quad (2.40)$$

Для простейшей схемы $\alpha = \varepsilon = \delta = 0$ параметры $\lambda_p, \lambda_{pq}, \lambda_{pc}, \theta$ будут равны:

$$\lambda_p = \lambda_{pq} = \operatorname{ctg}^2 \mu; \lambda_{pc} = 2\sqrt{\lambda_p}; \theta = \frac{\pi}{2} - \mu. \quad (2.41)$$

Вопрос: Как определить сосредоточенные величины пассивного сопротивления $E_{p\varphi}$ и E_{pc} без учета пригрузки?

Ответ: Величины $E_{p\varphi}$ и E_{pc} являются заменяющими значениями площадей соответствующих эпюр.

$$E_{p\varphi} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{p\varphi} \cdot d, \quad (2.42)$$

$$E_{pc} = \sigma_{pc} \cdot d. \quad (2.43)$$

На рис. 2.13 приведены величины $E_{p\varphi}$ и E_{pc} .

2.4. Расчет основания подпорной стены по первой группе предельных состояний.

Вопрос: Какие расчетные характеристики грунтов используются для решения задач по первой группе предельных состояний?

Ответ: Для решения задач по первой группе предельных состояний при наличии нормативных значений γ^n - удельный вес; φ^n - угол внутреннего трения и C^n - удельный вес используют γ_I - расчетное значение удельного веса; φ_I - расчетное значение угла внутреннего трения; C_I - расчетное значение удельного сцепления.

При отсутствии непосредственных испытаний грунтов допускается принимать нормативные значения γ^n, φ^n, C^n по табл. 1÷3 приложения 1 [12]. Расчетные значения характеристик грунта ненарушенного сложения в этом случае принимаются в следующих соотношениях:

$$\gamma_I = 1,05\gamma^n; \varphi_I = \frac{\varphi^n}{\gamma_\varphi}; C_I = \frac{C^n}{1,5},$$

где γ_φ - коэффициент надежности по грунту: 1,1 - для песчаных грунтов; 1,15 - для пылевато-глинистых грунтов.

Значения расчетных характеристик грунтов обратной засыпки (нарушенного сложения) уплотненных согласно нормативным документам с коэффициентом уплотнения K_y не менее 95% от их плотности в природном сложении, допускается устанавливать по характеристикам тех же грунтов в природном залегании. Соотношения между характеристиками грунтов обратной засыпки и грунтов природного сложения принимаются следующие:

$$\gamma'_I = 0,95\gamma_I; \varphi'_I = 0,9\varphi_I; c'_I = 0,5c_I \leq 7 \text{ кПа}.$$

Вопрос: С учетом обозначений расчетных характеристик, приведенных выше, как будут выглядеть формула (2.13) коэффициента активного давления K , формулы (2.19), (2.32) пассивного сопротивления грунтов?

Ответ:

$$\lambda_{ah} = \left[\frac{\cos(\varphi'_I - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} \left(1 + \frac{\sin(\varphi'_I + \delta) \cdot \sin(\varphi'_I - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)} \right) \right]; \quad (2.44)$$

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi'_I} \left[\frac{\cos(\varepsilon + \rho)}{\cos \varepsilon \cdot \cos \rho} - \lambda_{ah} \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} \right]; \quad (2.45)$$

$$\sigma_{ph} = \sigma_{p\varphi} + \sigma_{pc} = \gamma'_I \cdot d \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi'_I}{2} \right) + 2 \cdot C'_I \cdot \sqrt{\operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi'_I}{2} \right)}. \quad (2.46)$$

Для случая вертикальной гладкой фронтальной грани

$$\sigma_{ph} = \sigma_{p\varphi} + \sigma_{pc} = \gamma'_1 d \cdot \frac{1}{\cos(\varepsilon_1 - \delta)} \times$$

$$\times \left[\frac{\cos(\varphi + \varepsilon_1)}{\cos \varepsilon \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\varepsilon_1 - \rho) \cdot \cos(\varepsilon_1 - \alpha)}} \right)} \right]^2 + \quad (2.47)$$

$$+ 2 \cdot c_1 \frac{2(A^2 + B^2) \cos \varphi \cdot \cos(\varepsilon_1 - \alpha)}{D_2 \cos \varepsilon_1} -$$

для случая наклонной шероховатой массивной подпорной стены.

2.4.1. Расчет устойчивости основания подпорной стены против сдвига

Вопрос: Приведите последовательность расчета устойчивости основания подпорной стены против сдвига.

Ответ: Проверка устойчивости основания против сдвига производится при удовлетворения условия:

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot F_{sr}. \quad (2.48)$$

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле:

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh}, \quad (2.49)$$

где E_{ah} – сдвигающая сила от собственного веса грунтов;

E_{qh} – сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения.

Удерживающая сила F_{sr} определяется по формуле:

$$F_{sr} = N_v \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + b \cdot c_1 + E_{\rho h}, \quad (2.50)$$

где β – угол наклона плоскости сдвига к горизонту;

b – ширина подошвы подпорной стены;

$E_{\rho h}$ – пассивное сопротивление грунта;

N_v – сумма всех вертикальных сил, приведенных на уровне центра подошвы фундамента.

$$N_v = N_f + E_{qv} + E_{av} + N_\gamma, \quad (2.51)$$

где N_f – собственный вес подпорной стены (для удобства подсчета поперечного сечения стены может быть разбито на несколько частей);

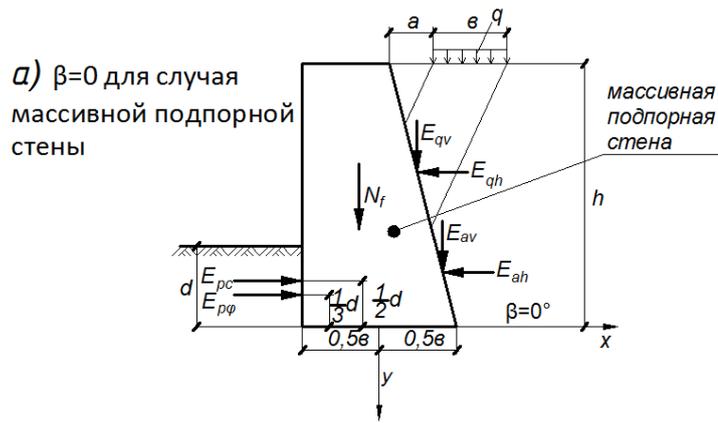
E_{qv} – вертикальная составляющая активного давления от распределенной нагрузки q ;

E_{av} – вертикальная составляющая активного давления собственного веса грунтов;

N_γ – собственный вес грунтов.

Вопрос: Приведите последовательность расчета устойчивости подпорной стены против сдвига для различных значений угла β для разных типов стен.

Ответ: См. ниже на рис. 2.15.

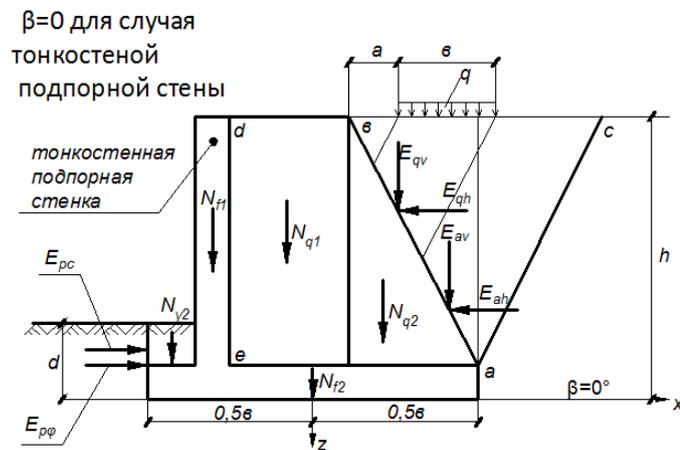


$$F_{sa} = F_{qh} + E_{ah} \cdot$$

$$F_{sr} = N_v \cdot \text{tg}(\varphi_I - 0) + b \cdot c_I + E_{p\phi} + E_{pc} \cdot$$

$$N_v = (N_f + F_{qv} + E_{av}) \text{tg} \varphi_I \cdot$$

N_f – собственный вес массивной подпорной стены



$$F_{sa} = E_{qh} + E_{ah} \cdot$$

$$F_{sr} = N_v \text{tg}(\varphi_I - 0) + b \cdot c_I + E_{p\phi} + E_{pc} \cdot$$

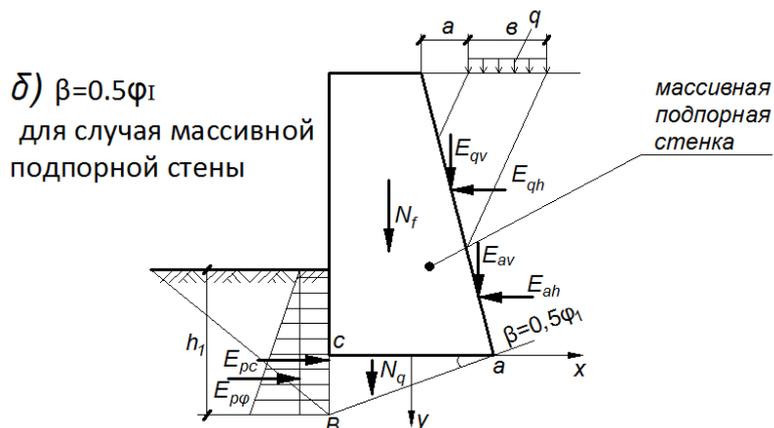
$$N_v = N_{f1} + N_{f2} + N_{q1} + N_{q2} + E_{qv} + E_{av} \cdot$$

N_{f1} – собственный вес лицевой части подпорной стены;

N_{f2} – собственный вес плитной части подпорной стены;

N_{q1} – собственный вес грунта в призме $abde$ на 1 п/м подпорной стены;

N_{q2} – собственный вес грунта на консоли подпорной стены.



$$F_{sa} = E_{qh} + E_{ah}.$$

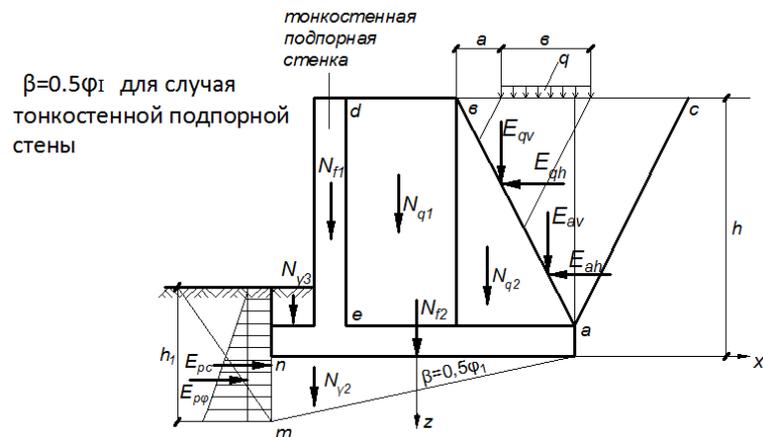
$$F_{sr} = N_v \cdot \text{tg}(\varphi_I - 0,5\varphi_I) + b \cdot c_I + E_{p\varphi} + E_{pc} =$$

$$= N_v \cdot \text{tg}0,5\varphi_I + b \cdot c_I + E_{p\varphi} + E_{pc}.$$

$$N_v = (N_f + E_{qv} + E_{av} + N_q) \text{tg}\varphi_I.$$

N_f – собственный вес подпорной стены.

N_v – собственный вес грунта в призме abc на 1 п/м подпорной стены.



$$F_{sa} = E_{ah} + E_{gh};$$

$$F_{sr} = N_v \cdot \text{tg}(\varphi_I - 0,5\varphi_I) + b \cdot c_I + E_{p\varphi} +$$

$$+ E_{pc} = N_v \cdot \text{tg}0,5\varphi_I + E_{pc} + E_{p\varphi};$$

$$N_v = (N_{f_1} + N_{f_2} + E_{qv} + E_{av} + N_{q_1} + N_{q_2} + N_{q_3}) \text{tg}\varphi_I;$$

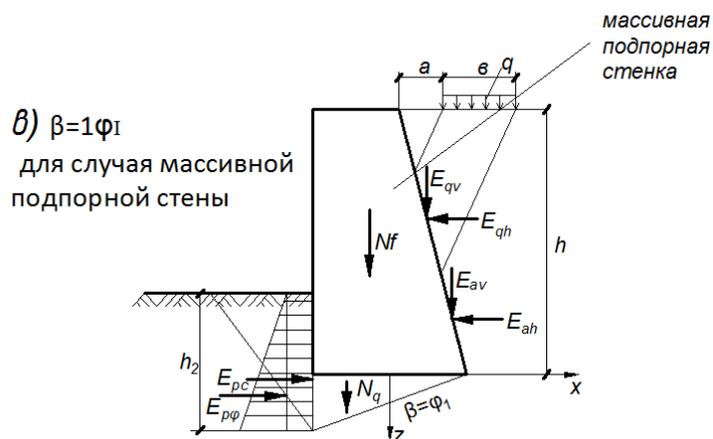
N_{f_1} – собственный вес лицевой части подпорной стены;

N_{f_2} – собственный вес плитной части подпорной стены;

N_{q_1} – собственный вес грунта в объеме $abde$ на 1 п/м стены;

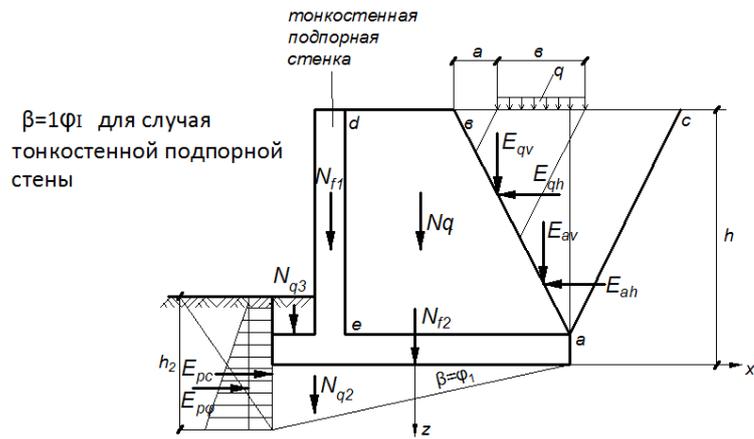
N_{q_2} – собственный вес грунта в объеме amn на 1 п/м стены;

N_{q_3} – собственный вес грунта на консольной части стены.



$$F_{sa} = E_{ah} + E_{gh};$$

$$F_{sr} = N_v \cdot \text{tg}(\varphi_I - \varphi_I) + E_{p\varphi} + E_{pc} + bc_I = E_{p\kappa} + E_{pc} + bc_I.$$



$$F_{sa} = E_{ah} + E_{gh};$$

$$F_{sr} = N_v \cdot \operatorname{tg}(\varphi_1 - \varphi_1) + E_{p\varphi} + E_{pc} + bc_1 = E_{p\varphi} + E_{pc} + bc_1.$$

Рис. 2.15. Схемы и последовательность расчета устойчивости подпорных стен против сдвига при различных значениях угла β :

- а) при $\beta=0$, φ_1 ;
- б) при $\beta=0,5 \varphi_1$;
- в) при $\beta=\varphi_1$.

2.4.2. Расчет прочности грунтового основания подпорной стены

Вопрос: Приведите алгоритм расчета прочности грунтового основания.

Ответ: Алгоритм приведен ниже.

Расчет прочности основания следует производить для всех скальных и нескальных грунтов при $\operatorname{tg}\delta_1 < \sin\varphi_1$ из условия

$$N_v \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} N_u, \quad (2.52)$$

где
$$\operatorname{tg}\delta_1 = \frac{F_{sa}}{N_v}, \quad (2.53)$$

здесь F_{sa} – сумма всех сдвигающих сил:

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh};$$

N_v – сумма всех вертикальных сил на уровне центра тяжести подошвы фундамента.

N_u – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяемая по формуле:

$$N_u = b' \cdot l' (N_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_1 \cdot \xi_\gamma + N_q \cdot d \cdot \gamma_1' \cdot \xi_q + N_c \cdot c_1 \cdot \xi_c), \quad (2.54)$$

где $l'=1$; b' – приведенная ширина подошвы фундамента, определяемая по формуле:

$$b' = b - 2|e|, \quad (2.55)$$

здесь e – приведенный эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, определяемой по формуле:

$$e = \frac{M_I^O}{N_v}, \quad (2.56)$$

где M_I^O – сумма всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы;

ξ_γ ; ξ_q ; ξ_c – коэффициенты формы подошвы, равные единице;

N_γ ; N_q ; N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 2.3 Настоящего учебного Пособия (табл. 5.10 [19]).

Таблица 2.3

Угол внут ренн	Коэф	Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q и N_c при угле наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ_1 , град., равном
----------------------	------	---

его трен ия грун та ϕ_1 град	фици ент	0	5	10	15	20	25	30
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	N_γ	0	-	-	-	-	-	-
	N_q	1	-	-	-	-	-	-
	N_c	5,14	-	-	-	-	-	-
5	N_γ	0,2	0,05	-	-	-	-	-
	N_q	1,57	1,26	-	-	-	-	-
	N_c	6,49	2,93	-	-	-	-	-
10	N_γ	0,6	0,42	0,12	-	-	-	-
	N_q	2,47	2,16	1,6	-	-	-	-
	N_c	8,34	6,57	3,38	-	-	-	-
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21	-	-	-
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,06	-	-	-
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94	-	-	-
16	N_γ	1,66	1,25	0,78	0,33	0,07	-	-
	N_q	4,43	3,87	3,2	2,38	0,54	-	-
	N_c	11,75	9,81	7,51	4,61	0,93	-	-
17	N_γ	1,96	1,48	0,95	0,45	0,14	-	-
	N_q	4,92	4,29	3,56	2,69	1,08	-	-
	N_c	12,52	10,49	8,14	5,27	1,86	-	-
18	N_γ	2,27	1,72	1,13	0,58	0,22	-	-
	N_q	5,42	4,72	3,92	3,01	1,61	-	-
	N_c	13,3	11,17	8,76	5,93	2,79	-	-
19	N_γ	2,57	1,95	1,3	0,7	0,29	-	-
	N_q	5,91	5,14	4,28	3,32	2,15	-	-
	N_c	14,07	11,85	9,39	6,6	3,72	-	-
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36	-	-
	N_q	6,4	5,56	4,64	3,64	2,69	-	-
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65	-	-
21	N_γ	3,48	2,64	1,81	1,06	0,5	0,12	-
	N_q	7,25	6,28	5,24	4,14	3,07	0,72	-
	N_c	16,02	13,53	10,87	8,01	5,26	1,12	-

Продолжение табл. 2.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9
22	N_γ	4,08	3,11	2,15	1,29	0,64	0,23	-
	N_q	8,11	7,01	5,84	4,64	3,45	1,44	-
	N_c	17,19	14,53	11,72	8,75	5,86	2,23	-
23	N_γ	4,67	3,57	2,5	1,53	0,77	0,35	-
	N_q	8,96	7,73	6,45	5,13	3,83	2,16	-
	N_c	18,37	15,53	12,56	9,5	6,47	3,35	-
24	N_γ	5,27	4,04	2,84	1,77	0,91	0,46	-
	N_q	9,81	8,45	7,05	5,63	4,2	2,88	-
	N_c	19,54	16,53	13,41	10,24	7,07	4,46	-
25	N_γ	5,87	4,5	3,18	2	1,05	0,58	-
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,6	-
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58	-
26	N_γ	7,17	5,49	3,89	2,49	1,37	0,72	0,19
	N_q	12,21	10,46	8,71	6,98	5,26	4,01	0,99
	N_c	22,61	19,09	15,54	12,04	8,55	6,08	1,37
27	N_γ	8,48	6,47	4,59	2,98	1,68	0,86	0,38
	N_q	13,76	11,75	9,77	7,83	5,93	4,43	1,98
	N_c	24,49	20,65	16,83	13,09	9,43	6,58	2,74
28	N_γ	9,78	7,46	5,3	3,46	2	1,01	0,57
	N_q	15,3	13,05	10,82	8,67	6,61	4,84	2,97
	N_c	26,37	22,22	18,11	14,13	10,3	7,09	4,11
29	N_γ	11,09	8,44	6	3,95	2,31	1,15	0,76
	N_q	16,85	14,34	11,88	9,52	7,28	5,26	3,96

	N_c	28,26	23,78	19,4	15,18	11,18	7,59	5,48
30	N_γ	12,39	9,43	6,71	4,44	2,63	1,3	0,95
	N_q	18,4	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85

Примечания: 1. При промежуточных значениях φ_1 и δ_1 коэффициенты N_γ , N_q и N_c допускается определить по интерполяции.

2. Значения N_γ , N_q и N_c при $\varphi_1 > 30^\circ$ принимаются как для $\varphi_1 = 30^\circ$.

Вопрос: Приведите пример определения приведенного эксцентриситета для случая массивной подпорной стены. Расчет сопровождайте чертежами и таблицей.

Ответ: Смотри ниже на рис. 2.16 и табл. 2.4.

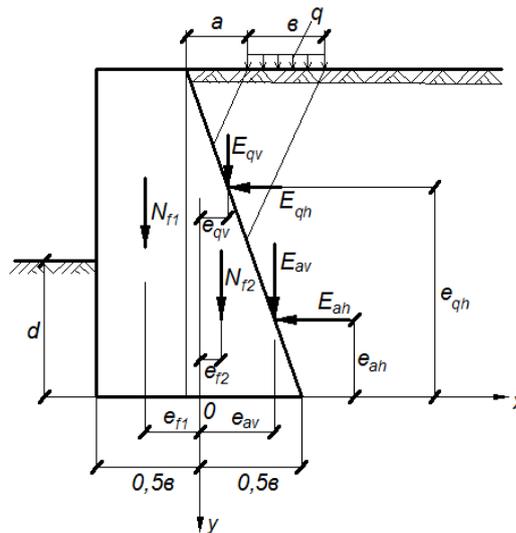


Рис. 2.16. Поперечное сечение массивной подпорной стены с привязкой всех внешних сил к центру тяжести подошвы

Таблица 2.4

Внешние усилия, кН		Эксцентриситеты e_i , м	M_{vi} , кН·м	M_{hi} , кН·м
вертикальные	горизонтальные			
N_{f1}		e_{f1}	$N_{f1} \cdot e_{f1}$	
N_{f2}		e_{f2}	$N_{f2} \cdot e_{f2}$	
E_{qv}		e_{qv}	$E_{qv} \cdot e_{qv}$	
E_{av}		e_{av}	$E_{av} \cdot e_{av}$	
	E_{ah}	e_{ah}		$E_{ah} \cdot e_{ah}$
	E_{qh}	e_{qh}		$E_{qh} \cdot e_{qh}$
$\sum N_i = N_v$	$\sum E_i = N_h$		$\sum M_{vi} = M_v^o$	$\sum M_{hi} = M_h^o$

Приведенный эксцентриситет

$$e = \frac{\sum M_{vi}^o + \sum M_{hi}^o}{N_v} = \frac{M_I^o}{N_v}. \quad (2.57)$$

Расчетную схему на рис. 2.16 можно заменить расчетной схемой, приведенной на рис. 2.17 а и б.

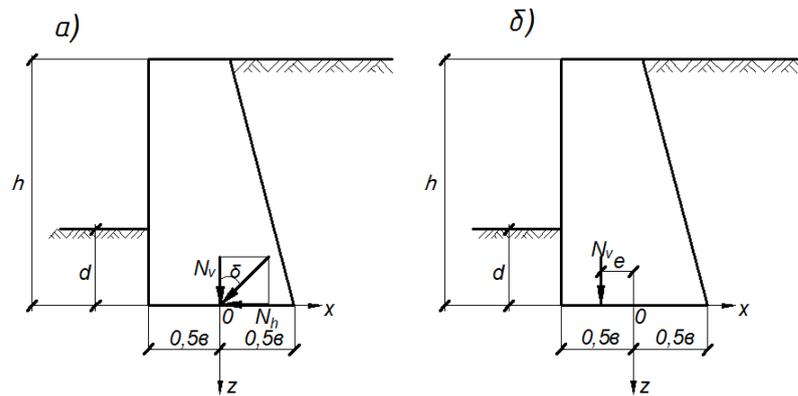


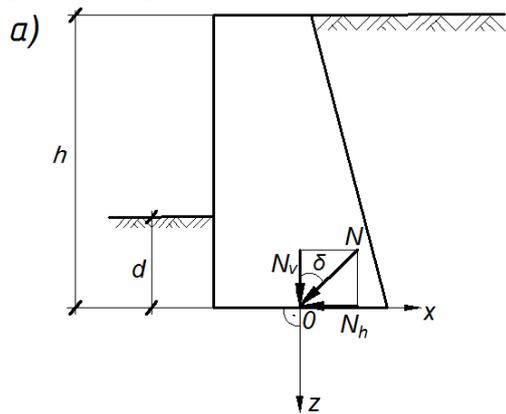
Рис. 2.17. Схемы поясняющие $\delta = \arctg \frac{N_h}{N_v}$

Вопрос: Каким образом можно увеличить прочность основания для случая массивной подпорной стены?

Ответ: В наиболее устойчивом состоянии будет находиться при минимальном значении δ (наклон равнодействующей относительно нормали проведенной через центр тяжести подошвы стены).

Это возможно для случая фундамента с наклонной подошвой.

Рис. 2.18а можно заменить на рис. 2.18б при условии



$$\rho = 0; \quad \rho = \arctg \frac{N_h}{N_v} - \beta \approx 0, \quad \beta \approx \arctg \frac{N_h}{N_v}.$$

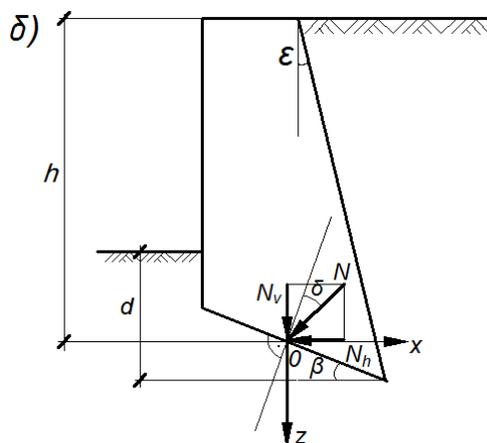


Рис. 2.18 а) схема максимально неустойчивое состояние основания; б) схема максимально приближенное к центрально нагруженному

Вопрос: Приведите пример определения приведенного эксцентриситета для случая уголкового тонкостенной подпорной стены. Расчет сопровождайте чертежами и таблицей.

Ответ: Расчет см. ниже.

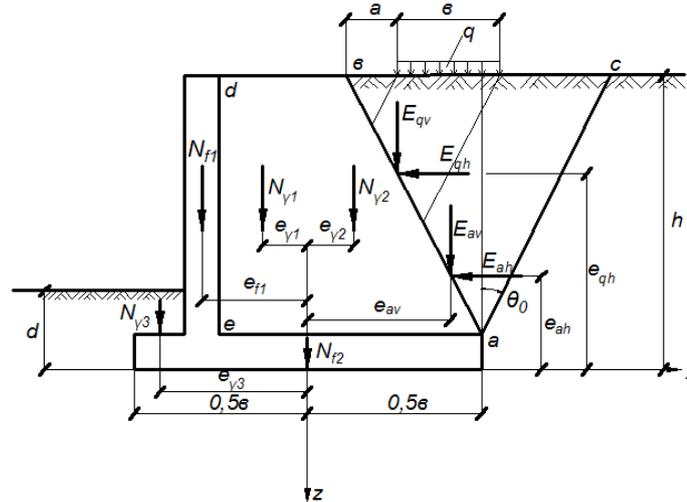


Рис. 2.19. Поперечное сечение тонкостенной уголкового подпорной стены с привязкой всех внешних сил к центру тяжести подошвы фундамента

Для определения результирующих внешних усилий N_h , N_v и M_i^o далее расчет сведем в табличную форму (табл. 2.5).

Таблица 2.5

Внешние силы, кН		Эксцентриситеты, e_i	Внешние моменты, кН·м	
вертикальные	горизонтальные		M_{vi}	M_{hi}
E_{qv}		e_{qv}	$E_{qv} \cdot e_{qv}$	
E_{av}		e_{av}	$E_{av} \cdot e_{av}$	
N_{f1}		e_{f1}	$E_{f1} \cdot e_{f1}$	
N_{f2}		e_{f2}	$E_{f2} \cdot e_{f2}$	
$N_{\gamma1}$		$e_{\gamma1}$	$E_{\gamma1} \cdot e_{\gamma1}$	
$N_{\gamma2}$		$e_{\gamma2}$	$E_{\gamma2} \cdot e_{\gamma2}$	
$N_{\gamma3}$		$e_{\gamma3}$	$E_{\gamma3} \cdot e_{\gamma3}$	
	E_{qh}	e_{qh}		$E_{qh} \cdot e_{qh}$
	E_{ah}	e_{ah}		$E_{ah} \cdot e_{ah}$
Σ	$N_{v_i} = N_v$	$\Sigma N_{h_i} = N_h$	$\Sigma M_{v_i} = M_v^o$	$\Sigma M_{h_i} = M_h^o$

Приведенный эксцентриситет определяется по формуле:

$$e = \frac{M_v^o + M_h^o}{N_v} = \frac{M_I^o}{N_v}; \quad b' = b - 2|e|.$$

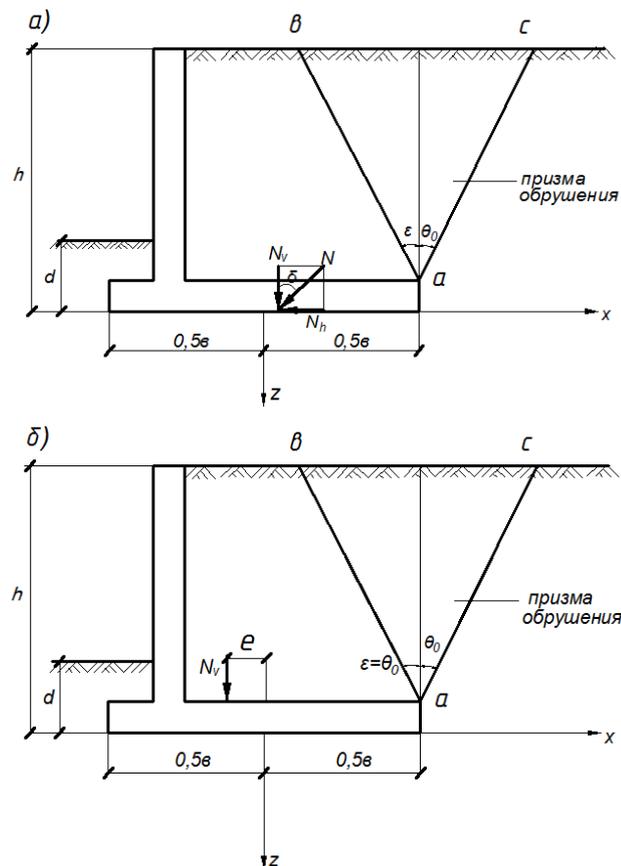


Рис. 2.20. Схема к определению приведенного эксцентриситета

2.5. Расчет основания по деформациям.

Вопрос: Какие расчетные характеристики грунтов используются для расчетов по II группе предельных состояний.

Ответ: Значения характеристик грунтов природного ненарушенного сложения следует определять на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки результатов.

Значения характеристик:

- нормативные – γ^n , φ^n , c^n ;

- для расчетов по второй группе предельных состояний – γ_{II} , φ_{II} , c_{II} .

При отсутствии непосредственных испытаний нормативные значения c^n , φ^n и E^n следует принять по табл. 1-3 приложения 1 [12], а $\gamma^n = 18 \text{ кН/м}^3$.

Расчетные значения характеристик ненарушенного сложения в этом случае принимаются следующими:

$$\gamma_{II} = \gamma^n; \varphi_{II} = \varphi^n; c_{II} = c^n.$$

Значения характеристик грунтов обратной засыпки согласно нормативным документам [12] с коэффициентом уплотнения $K_y \geq 0,95$ от их плотности в природном состоянии, допускается устанавливать по характеристикам тех же грунтов в природном залегании. Соотношения между характеристиками грунтов засыпки и грунтов природного сложения принимаются следующие:

$$\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}; \varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}; c'_{II} = 0,5c_{II} \leq 10 \text{ кПа}.$$

Вопрос: С учетом обозначений расчетных характеристик грунтов как будут выглядеть формулы (2.13), (2.19), (2.32).

Ответ:

$$\lambda_{ah} = \left[\frac{\cos(\varphi'_{II} - \varepsilon)}{\cos \varepsilon} \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_{II} + \delta) \cdot \sin(\varphi'_{II} - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2; \quad (2.57)$$

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi'_{II}} \left[\frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cdot \cos \delta} - \lambda_{ah} \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} \right]; \quad (2.58)$$

$$\sigma_{ph} = \sigma_{p\varphi} + \sigma_{pc} = \gamma'_I \cdot d \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi'_{II}}{2}) + 2 \cdot c'_I \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi'_{II}}{2}), \quad (2.59)$$

Вопрос: В чем заключается расчет основания подпорной стены по II группе предельных состояний?

Ответ: Расчет оснований по II группе предельных состояний заключается в следующем:

1) Проверяется выполнение условия

$$P_{II\text{mt}} \leq R, \quad (2.60)$$

где $P_{II\text{mt}}$ - среднее давление под подошвой фундамента, определяемое по формуле: $P_{II\text{mt}} = \frac{N_{II}^0}{1 \cdot b}$,
(2.61)

здесь N_{II}^0 - сумма всех вертикальных нагрузок на уровне центра тяжести подошвы стены;

b - ширина подошвы.

R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (2.62)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 2.6;

k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k=1,1$, если они приняты по таблицам приложения Г[17];

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 2.6 настоящего Пособия;

$k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_{II} допускается увеличивать b на $2h_{II}$);

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 - глубина заложения фундамента, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или до подошвы фундамента приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (2.63). При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшее расстояние от подошвы плиты до уровня планировки;

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

$$d_1 = h_s + h_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (2.63)$$

здесь h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;