

РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

11.1. Типы подпорных стен.

Более 80% сооружений контактируют с грунтом. Грунт – скопление очень большого числа мелких твердых песчинок (частиц), обладающих весом, трением и сцеплением. Пространство между песчинками частично заполнено жидкостью и газом.

Грунт может находиться снизу сооружения, сбоку и над сооружением. В первом случае грунт воспринимает все то, что передает ему сооружение. Во втором случае сооружение не дает возможности грунту осыпаться и позволяет создать более крутые откосы. Эти сооружения называют подпорными стенами. В случае нахождения грунта сверху (гидромелиоративные тоннели, трубы) оболочка сооружения сложным образом взаимодействует с грунтом.

Подпорными стенами называются сооружения, ограждающие грунты или сыпучие тела от обрушения. Подпорные стены применяются в дорожном строительстве (ограждения земляных откосов насыпей и выемок, рис. 11.1, а), в мостах (береговые опоры – устои, рис. 11.1, б), в гидротехническом строительстве (ограждения набережных и стен шлюзов, рис. 11.1, в), в гражданском строительстве (стены подвальных помещений, рис. 11.1, г).

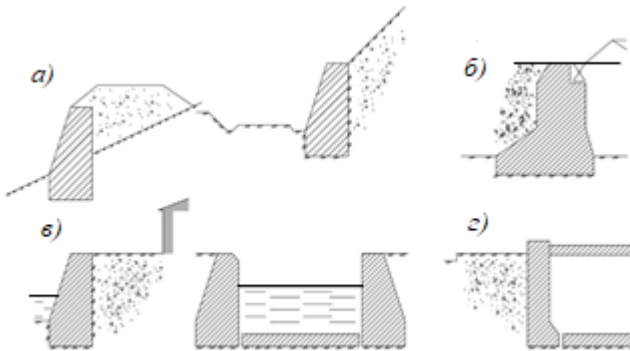


Рис. 11.1. Типы подпорных стен

В зависимости от соотношения размеров стены по высоте и ширине различают массивные, тонкие и шпунтовые стены, стены подвальных помещений.

Массивные подпорные стены имеют форму массивов с одинаковыми размерами по ширине и высоте. Их устойчивость на сдвиг и опрокидывание обеспечивается собственным весом G . Они выполняются из бутовой кладки, или бетона. Массивная стена рассчитывается на сдвиг (по плоскости основания), а на опрокидывание относительно внешнего ребра (рис. 11.2).

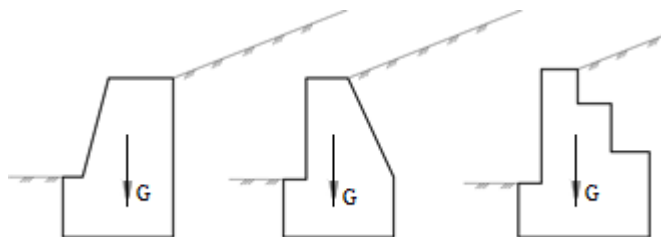


Рис. 11.2. Массивные подпорные стены

Тонкие угловые стены состоят из ограждения и фундаментной плиты. Собственный вес такой стены невелик. Их устойчивость обеспечивается весом грунта $G_{гр}$ над фундаментной плитой. Они выполняются из железобетона (рис. 11.3, а).

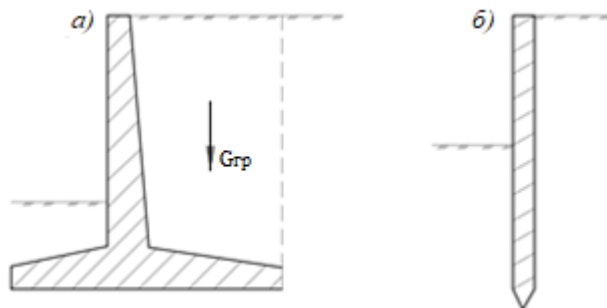


Рис.11.3. Тонкие и шпунтовые подпорные стены

Шпунтовые стены состоят только из ограждения, получают забивкой в грунт деревянного, железобетонного или металлического шпунта. Такие стены имеют сравнительно большую высоту (несколько метров) и незначительную ширину (несколько сантиметров). Их вес G весьма мал, а потому при расчетах не учитывается. Их устойчивость

обеспечивается только защемлением стены в грунте. Опрокидыванию и смещению такой стены препятствуют силы сопротивления грунта, которые зависят от глубины забивки шпунта (рис. 11.3, б). Шпунт может забиваться вплотную друг к другу или с определенным шагом. В этом случае, за шпунт закладываются закладные детали – горбыли, доски, железобетонные плиты.

Стены подвалов, образуя подвальным помещением и представляют собой балку на двух опорах, нагруженную горизонтальной нагрузкой от бокового давления грунта (рис. 11.4). В таких стенах, в отличие от расчета на сдвиг, расчет на опрокидывание не производят, так как это невозможно за счет плиты перекрытия.

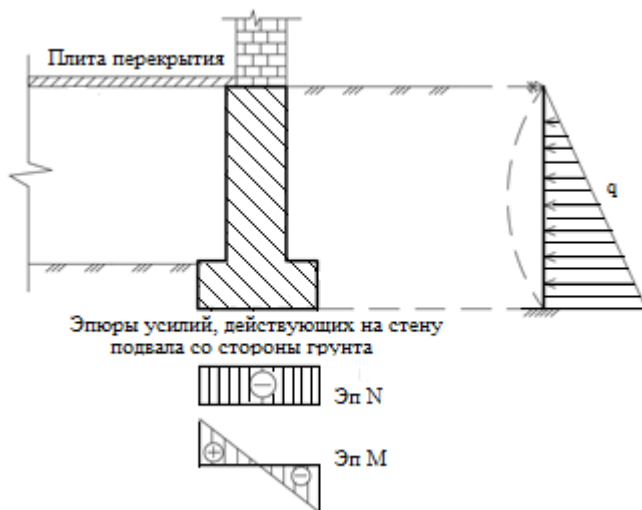


Рис. 11.4. Стены подвальных помещений

Необходимо уделять особое внимание прочности стены, особенно в зданиях малой этажности. Потому, что возникающие растягивающие напряжения со стороны подвала не гасятся сжимающей нагрузкой от верхних этажей здания.

11.2. Физические характеристики грунтов и сыпучих тел

Для вычисления усилий и напряжений в сечениях подпорной стены предварительно необходимо определить собственный вес стены и силы давления грунта (засыпки) на грани стены. На поверхности контакта с сооружением грунт оказывает на него давление, величина которого зависит от физических характеристик, категории и состояния грунта. Для определения сил давления грунта на грани подпорной стены необходимо знать следующие физические характеристики грунта:

1. Объемный вес γ , кН/м^3 – вес 1 м^3 грунта. Колеблется от $15,7 \text{ кН/м}^3$ для сухого песка до $18,6 \text{ кН/м}^3$ для нормальной глины.

2. Пористость η , % – объем пор по отношению ко всему объему, занимаемому грунтом. Для утрамбованного песка $\eta = 20 \%$, для рыхлого $\eta \approx 50 \%$, для сухой глины η меняется от 25 до 40 %.

3. Объемный вес взвешенного в воде грунта γ_0 , кН/м^3 – вес 1 м^3 грунта во взвешенном состоянии. Так как единица объема сыпучего грунта содержит $\eta \%$ пустот, то потеря в весе при погружении его в воду будет равна весу вытесненной воды:

$$\gamma_v \cdot (1 - \eta / 100), \quad (11.1)$$

где γ_v – объемный вес воды.

Тогда

$$\gamma_0 = \gamma - \gamma_v \cdot (1 - \eta / 100), \text{ кН/м}^3. \quad (11.2)$$

4. Угол естественного откоса φ – наибольший возможный угол, образуемый свободной поверхностью сыпучего тела с горизонтальной поверхностью. Этот угол характеризует трение между частицами сыпучего тела на его поверхности. Величина угла φ в большой степени зависит от влажности грунта:

- для сухого песка – $\varphi = 30 \dots 35^\circ$;

- для влажного песка – $\varphi = 40^\circ$;

- для мокрого песка – $\varphi = 25^\circ$.

5. Угол внутреннего трения ρ – угол трения между частицами внутри массы грунта. При этом, φ и ρ мало отличаются между собой, но φ определяется легко, а для определения ρ требуются более сложные вычисления. Коэффициент трения грунта по грунту определяется по формуле:

$$f = \text{tg}\varphi. \quad (11.3)$$

6. Угол трения между грунтом и гранью стены φ_0 характеризует трение по поверхности соприкосновения грунта со стеной. Величина его принимается как доля от угла внутреннего трения ρ :

$$\varphi_0 = (0,25 \dots 0,5) \rho. \quad (11.4)$$

Силы сцепления в сыпучем теле малы и в расчетах подпорных стен не учитываются. Сыпучее тело воспринимает только сжимающие нормальные напряжения и касательные, не превышающие сил внутреннего трения.

Вывод: давление грунта на стенку зависит от профиля стенки и ее материала (веса), профиля земляной массы и физико-механических свойств грунтов: объемного веса $\gamma_{гр}$, пористости η , угла внутреннего трения ρ , угла естественного откоса ϕ , угла внутреннего трения между грунтом и гранью стены φ_0 .

11.3. Боковое давление грунта на подпорную стену.

Предельные давления: активное и пассивное.

Ограждая грунты и сыпучие тела от обрушения, подпорные стены испытывают от них давления, на которые и должны быть рассчитаны. При расчете подпорных стен необходимо определить боковое давление грунта на стенку. Давление грунта на стену зависит от ее смещения (рис. 11.5).

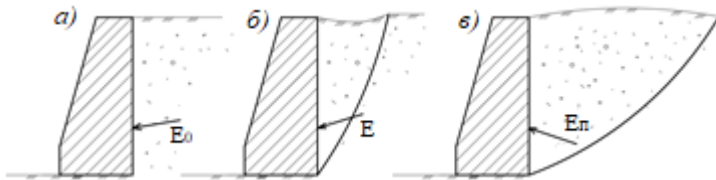


Рис 11.5. Виды давления грунта

Так, если на неподвижную стену действует давление E_0 (рис. 11.5, а), называемое *естественным*, то при смещении стены в сторону от грунта оно падает до некоторого предельного значения E (11.5, б), после чего сразу же наблюдается обрушение грунта за стеной. При смещении стены в сторону грунта давление на нее возрастает до некоторого предельного значения E_p (рис. 11.5, в), после чего сразу же наблюдается выпирание грунта. В обоих случаях E и E_p определяют

границы перехода грунта из предельного равновесия в движение (обрушение).

Давление грунта, стремящегося сдвинуть или опрокинуть стенку, получило название активного (распора) E . А сопротивление земли при выпирании ее стенкой получило название пассивного давления, или отпора E_p .

Вывод: если не произошло обрушения или выпирания грунта, естественное давление на стену больше активного давления и меньше пассивного.

$$E < E_0 < E_p.$$

Расчет давления грунта на подпорную стену производится на основе теории предельного равновесия. Эта теория позволяет определить не давление, которое оказывает грунт на подпорную стену в состоянии устойчивого равновесия (покоя) E_0 , а так называемое активное давление E , возникающее в условиях предельного равновесия стены и грунта вместе с расположенной на нем нагрузкой. То есть в момент перехода всей системы от покоя к движению, когда подпорная стена под давлением массы грунта начинает отодвигаться.

Пассивное давление грунта фундаментной части улучшает условия работы стены, оказывая дополнительное сопротивление сдвигу и опрокидыванию, поэтому его можно не учитывать и относить в запас устойчивости. Заметим, что пассивное давление по теории Кулона позволительно определять лишь в случаях, когда угол трения грунта о стенку φ_0 меньше третьей части угла внутреннего трения грунта ρ .

В других случаях пассивное давление, дает весьма приближенный результат, и рекомендуется лучше вводить в расчет активное давление, увеличивая тем самым устойчивость стенки.

11.4. Силы, действующие на подпорные стены

После выявления вида равновесия грунтов становится понятным, какие силы будут действовать на подпорную стену. Грунт, расположенный справа от стены, не может сам по себе образовать вертикальный откос АВ, поэтому он опирается на подпорную стену и производит на нее активное давление E . Аналогично будет обстоять дело и с левой стороны. Кроме сил давления грунта, на подпорную стену дей-

ствует сила собственного веса G (рис. 11.6). Эти силы через подошву стены передаются грунту, вызывая с его стороны реактивную силу R .

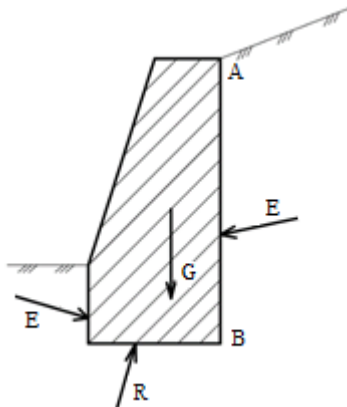


Рис. 11.6. Силы, действующие на подпорные стены

Расчет подпорных стен заключается в определении действующих на стену сил давлений грунта E и E_n . Зная величины этих давлений, а также собственный вес стены, можно определить силу R давления стены на грунт по ее подошве. Определение всех сил, действующих на стену, необходимо для расчетов на прочность стены, прочность основания в подошве, устойчивость стены против опрокидывания, на сдвиг.

11.5. Активное давление грунта E на подпорную стену и методы его определения

Активное давление грунта E значительно меньше давления его в состоянии покоя E_0 . Значит рассматривается *не естественное давление грунта на стену, а давление его в условиях предельного равновесия*, на границе перехода грунта от равновесия к движению (обрушению). Таким образом, расчет давления ведется по теории предельного равновесия, потому что, при деформации основания или при начавшемся сдвиге стены, давление на нее снижается до величины активного. Давление грунта может быть определено аналитическим или графическим путем. В настоящем пособии рассмотрим разные методы определения

активного давления: аналитический (метод Кулона) и графические (построение Кульмана, Теоремы Ребхана и построение Понселе).

11.6. Метод Кулона

Наиболее простым и доступным методом определения давления грунта на подпорную стену является метод Кулона, основанный на следующих допущениях:

- грунт считается однородной сыпучей массой, воспринимающей только сжимающие и сдвигающие усилия. Сопротивление сдвигу принимается равным силам внутреннего трения. Силами сцепления обычно пренебрегают;

- принимается, что в состоянии предельного равновесия начинается сползание части сыпучего тела так называемой «призмы обрушения», сползающей по самой стене и по поверхности скольжения ВН, проходящей через основание В задней грани стены. Эта поверхность – прямая линия (рис. 11.7);

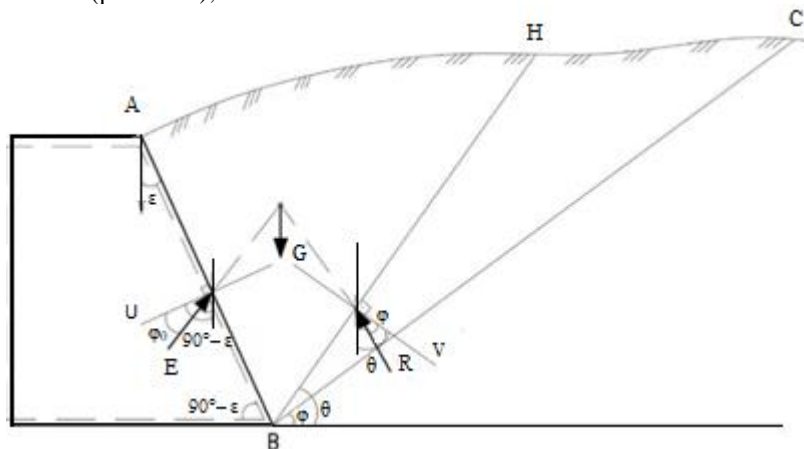


Рис. 11.7. Схема к определению давления грунта E на грань стены АВ

- «призма обрушения» АВН рассматривается как абсолютно твердое тело, что позволяет заменить действующие на нее массовые и поверхностные силы их равнодействующими G, E и R. Направления сил давления грунта E и их равнодействующих R по отношению к задней грани стены и к плоскости скольжения определяются углами, равными

в состоянии предельного равновесия углам трения φ_0 и φ . Силы E и R отклоняются от нормалей к плоскостям скольжения в сторону противоположную движению;

- угол θ , который образует плоскость скольжения с горизонтом ($\theta > \varphi$), определяется из условия, чтобы активное давление на подпорную стену было наибольшим;

- подпорная стена и «призма обрушения» (вес и прочие условия давления грунта) находятся в одинаковых условиях по всей длине стены. Поэтому для расчета достаточно выделить участок стенки длиной в 1 м.

Определим давление грунта E сыпучего тела на грань AB . Обозначив вес «призмы обрушения» через G . Этот вес равен

$$G = \gamma_{гр} \cdot A_{\text{фиг. АВН}} \cdot 1 \text{ м, кН.} \quad (11.5)$$

Представим себе грунт, находящийся в естественном состоянии. Плоскостью $ВН$, проходящей через нижнюю точку грани стены $В$ и наклоненной к горизонту под углом θ , отделим призму $АВН$ (рис.11.7). На нее действуют силы: собственный вес призмы G , реакция грунта R , отклоненная от нормали к плоскости $ВН$ на некоторый угол φ , реакция стены, равная определяемому давлению E , отклоненная от нормали к стенке на угол φ_0 .

Силу G разложим на две составляющие E и R (рис. 11.8). Зная G и направления сил E и R , построим силовой треугольник abc .

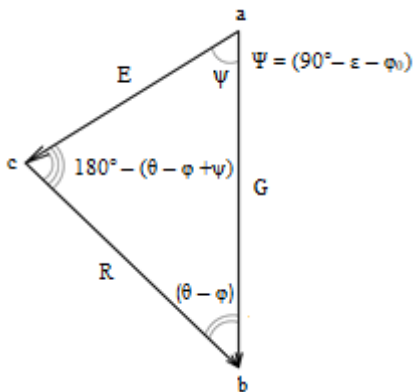


Рис. 11.8. Многоугольник сил abc

Отложив в масштабе вектор $ab = G$. Проведем из точки a линию, параллельную E ($ac \parallel E$), а из точки b линию, параллельную R ($bc \parallel R$) до пересечения их в точке c . Получим треугольник abc , в котором определим вектор $ac = E$. Поскольку три силы находятся в равновесии, то силовой треугольник замкнут.

Отклонения сил E и R , вызванные трением по плоскостям AB и BH , назначены с учетом сползания призмы ABH вниз. Поскольку три силы находятся в равновесии, то силовой треугольник замкнут (рис.11.8). Будем теперь отодвигать стену от грунта до тех пор, пока некоторая призма грунта ABH не займет предельное состояние. При этом по плоскостям AB и BH сопротивление сдвигу достигло предела, после чего достаточно ничтожного смещения стены для начала обрушения призмы. В предельном состоянии угол φ равен углу внутреннего трения, а угол φ_0 в свою очередь равен углу трения грунта о стену. В этот момент призма ABH находится или в предельном равновесии или начинает обрушаться.

Если считать, что углы трения φ и φ_0 в предельном равновесии и в начале обрушения одинаковы, а движение призмы вначале обрушения медленным и равномерным, то давления грунта на стену в предельном равновесии и в начале обрушения будут одинаковы, так как в обоих случаях три одинаково направленные силы G , E и R образуют замкнутый треугольник.

Плоскость BH , на которой сопротивление грунта сдвигу достигло предела, называется плоскостью обрушения (скольжения), а призма ABH называется призмой обрушения.

Из геометрических построений на рис. 11.7 видно, что угол между нормалью v и направлением G равен $\perp \theta$ (как углы со взаимно перпендикулярными сторонами), следовательно, угол между R и G равен $\perp (\theta - \varphi)$, то есть, $\perp abc = (\theta - \varphi)$. Аналогично найдем угол между E и G . Угол между нормалью u и направлением G равен $\perp (90^\circ - \varepsilon)$, следовательно, $\perp cab = (90^\circ - \varepsilon - \varphi_0) = \psi$. Тогда угол $\perp acb = 180^\circ - (\theta - \varphi + \psi)$.

Составив уравнение синусов, получим:

$$E / \sin (\theta - \varphi) = G / \sin (180^\circ - (\theta - \varphi + \psi)).$$

Тогда, активное давление грунта в предельном равновесии или в начале обрушения равно

$$E = G \cdot \sin (\theta - \varphi) / \sin (180^\circ - (\theta - \varphi + \psi)), \text{ кН}, \quad (11.6)$$

где $\psi = (90^\circ - \varepsilon - \varphi_0)$.

Формула (11.6) определяет активное давление грунта на стену в зависимости от предполагаемой плоскости обрушения, определяемой углом θ . Поскольку давление на стену при ее смещении от грунта падает от естественного E_0 до активного давления E в предельном состоянии, то плоскость обрушения соответствует такому углу θ , при котором E достигает максимума. При некотором значении $\theta = \theta_0$ получим наибольшее активное давление E_{\max} .

Если при таких (неблагоприятных) условиях устойчивость и прочность стены будут обеспечены, то они будут обеспечены и при любом направлении плоскости сползания. Значение угла θ_0 определяется из условия:

$$dE / d\theta = 0 \quad (11.7)$$

Вывод: направление плоскости сползания определяется из условия максимума давления сыпучего тела на грань. Давление грунта на стену при предельном состоянии (или начале обрушения) меньше, чем до предельного состояния (до начала обрушения). Таким образом метод Кулона определяет не действительное давление грунта на стену, а давление в предельном состоянии грунта, называемое активным давлением.

Но это не означает, что в действительности на стену будет действовать давление, равное вычисленному. При отсутствии смещения стены, что возможно при сооружении ее на скальном основании, давление сыпучего тела может значительно превышать давление, найденное по методу Кулона.

При произвольном опирании поверхности сыпучего тела уравнение (11.7) можно решить графическим путем. Когда поверхность сыпучего тела плоская, уравнение можно решить и аналитически.

11.7. Графические методы определения давления грунта E. Построение Кульмана

Графическое определение плоскости сползания, соответствующей наибольшему активному давлению E_{\max} , согласно (11.6) сводится к графическому изображению функции $E = f(\theta)$ и к определению ее максимума. Определим направление плоскости сползания и наиболь-

шее давление сыпучего тела на грань АВ подпорной стены при любом очертании поверхности сыпучего тела без нагрузки на этой поверхности. Построим для этого в косоугольной системе координат DBC график изменения давления E_n в зависимости от направления плоскости сползания $E_n = f(\theta)$.

По оси ВС, соответствующей прямой линии внутреннего трения будем откладывать в масштабе сил веса призм обрушения, а по оси BD в том же масштабе – давления E_n на грань АВ. Проведем произвольно плоскость сползания BH_n (рис. 11.9). Вес призмы обрушения ABH_n будет равен:

$$G_n = \gamma_{гр} \cdot A_{\text{фиг } \Delta ABH_n}, \text{ кН} \quad (11.8)$$

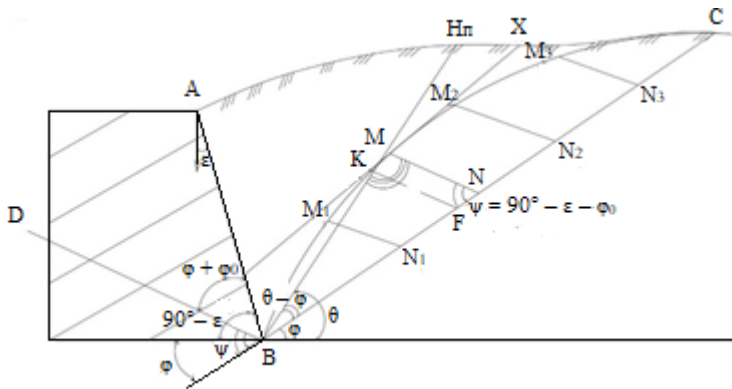


Рис.11.9. Построение Кульмана: BC – линия естественного откоса; BD – базисная (основная) линия.

В принятом масштабе сил отложим вес G_n по оси BC, получим точку N. Из точки N проведем прямую, параллельную основной линии BD, наклоненной к стене под углом $(\phi + \phi_0)$ до пересечения с прямой BH_n в точке M. Докажем, что отрезок NM в масштабе сил, принятом для G_n , равен давлению E_n , когда плоскость сползания совпадает с BH_n .

Найдем углы ΔMBN . Угол $\angle B = (\theta - \phi)$;

$$\angle N = (90^\circ - \epsilon + \phi) - (\phi + \phi_0) = 90^\circ - \epsilon + \phi - \phi - \phi_0 = 90^\circ - \epsilon - \phi_0 = \psi;$$

$$\angle M = 180^\circ - (90^\circ - \varepsilon - \varphi_0 + \theta - \varphi) = 180^\circ - (\psi + \theta - \varphi).$$

Сопоставляем треугольники ΔMBN (рис. 11.9) и Δabc (рис.11.8). Очевидно, что они подобны, следовательно, отрезок MN равен давлению E_n , то есть $MN = E_n$.

Вывод: чтобы определить давление сыпучего тела на грань AB при выбранной плоскости обрушения BH , надо по оси BC отложить в масштабе сил вес призмы ABH (отрезок BN) и из точки N провести прямую, параллельную основной линии BD , до пересечения с прямой BH в точке M . Отрезок NM в масштабе, принятом для силы G_n , будет равен давлению E_n .

Дальнейшие построения выполняются в следующем порядке:

- проводятся различные предполагаемые плоскости обрушения BH_1, BH_2, \dots, BH_n и для каждой из них вычисляются веса призм обрушения G_1, G_2, \dots, G_n ;

- вычисленные веса G_1, G_2, \dots, G_n в последовательном порядке откладываются от точки B на прямой внутреннего трения BC , получается ряд точек N_1, N_2, \dots, N_n ;

- из концов отрезков N_1, N_2, \dots, N_n проводятся прямые, параллельные *основной линии* BD , до пересечения каждой из них с соответствующим следом плоскости обрушения BH , получается ряд точек M_1, M_2, \dots, M_n ;

- полученные точки соединяются плавной кривой, изображающей график изменения давления $E_n = f(\theta)$. Касательная к кривой, параллельная прямой BC , определяет точку касания K , через которую проходит искомая плоскость обрушения;

- проводится из точки K прямая, параллельная *основной линии* BD , получается точка F . Отрезок KF в масштабе оси BC и дает искомое наибольшее давление E_{\max} сыпучего тела на грань AB , а прямая BK – искомую плоскость сползания.

11.8. Теоремы Ребхана

Теорема 1.

Давление на стену определяется выражением

$$E = G \cdot \sin(\theta - \varphi) / \sin(\theta - \varphi + \psi).$$

При изменении угла наклона плоскости сползания θ меняется и величина давления E (11.6). Для определения максимального давления

площади силового треугольника ΔBHN , построенного на следе плоскости обрушения BH .

Теорема 2.

Из точки N радиусом HN проведем дугу до пересечения с линией естественного откоса в точке M (рис. 11.10). Точки N и M соединим прямой NM , получим треугольник, треугольник Ребхана (ΔHNM).

Рассмотрим треугольники ΔBHN и ΔHNM . Они имеют общую одинаковую высоту (перпендикуляр, опущенный из точки H) (рис. 11.10). Тогда их площади будут иметь соотношение:

$$A_{\Delta HNM} / A_{\Delta BHN} = MN / BN, \text{ отсюда } HN / BN = E / G. \quad (11.11)$$

Так как $MN = HN$, тогда отрезок HN есть давление на стенку E , а отрезок BN – вес стены G . Согласно первой теореме Ребхана $A_{\Delta BHN} = A_{\text{фиг. АВН}}$ (рис. 11.10 и рис. 11.7).

Зная вес грунта $G = \gamma_{\text{гр}} \cdot A_{\text{фиг. АВН}}$, подставляем его в выражение (11.11), получим формулу для определения давления E :

$$A_{\Delta HNM} / A_{\Delta BHN} = E / \gamma_{\text{гр}} \cdot A_{\text{фиг. АВН}}, \text{ отсюда } E = \gamma_{\text{гр}} \cdot A_{\Delta HNM};$$
$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot A_{\Delta \text{Ребхана}}, \text{ кН}, \quad (11.12)$$

где $\gamma_{\text{гр}}$ – объемный вес грунта; $A_{\Delta \text{Ребхана}}$ – площадь треугольника Ребхана.

Выражение (11.12) – это математическая запись второй теоремы Ребхана.

Вторая теорема Ребхана – наибольшее активное давление грунта равно произведению объемного веса грунта на площадь треугольника Ребхана.

Графически площадь треугольника Ребхана определяется с помощью построения Понселе.

11.9. Построение Понселе

Опыты показывают, что фактическая поверхность сползания криволинейна (рис.11.9), например, круглоцилиндрическая или логарифмическая. Однако результаты для активных давлений во многих случаях практически мало отличаются от результатов, получаемых при плоской поверхности сползания.

7. Из точки В радиусом ВL проводим дугу до пересечения с *линией естественного откоса* ВС в точке М.

8. Из точки М проводим прямую, параллельную *базисной* ВD до пересечения с дневной поверхностью грунта в точке Н.

9. Из точки М радиусом МН проводим дугу до пересечения с *линией естественного откоса* ВС в точке N.

10. Точки Н и N соединяем прямой линией и получаем треугольник Ребхана – Δ НМN.

Тогда, согласно второй теоремы Ребхана сила максимального активного давления грунта на подпорную стену определяется:

$$E_{\max} = \gamma_{\text{гр}} \cdot A_{\Delta \text{Ребхана}}, \text{ кН.}$$

Вывод: на основании теоремы Ребхана величина давления на грань вычисляется произведением площади соответствующего треугольника Ребхана на объемный вес грунта.

11.10. Точка приложения и направление силы активного давления грунта E. Некоторые частные случаи давления грунта

Всякая сила определяется своей величиной, направлением и точкой приложения. Определение давления нам уже известно. Давление грунта может быть определено графическим путем, например, с помощью построения Понселе. Остается решить вопрос о направлении и точке приложения давления.

Известно, что закон изменения интенсивности давления грунта – линейный, следовательно, эпюра интенсивности давления будет иметь вид треугольника (рис.11.12). Точки приложения сил активного давления определяют, как равнодействующие эпюр интенсивности давлений.

Если известна интенсивность давлений и их направление во всех точках ограждения постоянно, то центр давления определяется центром тяжести эпюры интенсивности давления.

В случае треугольной эпюры интенсивности давления, центр давления лежит на 1/3 высоты эпюры от основания или 1/3 высоты стены снизу. Направление силы активного давления грунта E определяют с учетом угла трения грунта о стену φ_0 .

Сила давления E откладывается вверх против направления скольжения грунта.

Частные случаи определения точки приложения и направления E :

1. Давление на подпорную стену однородного грунта.

Строится эпюра интенсивности давления грунта $q = f(H)$ (рис. 11.12).

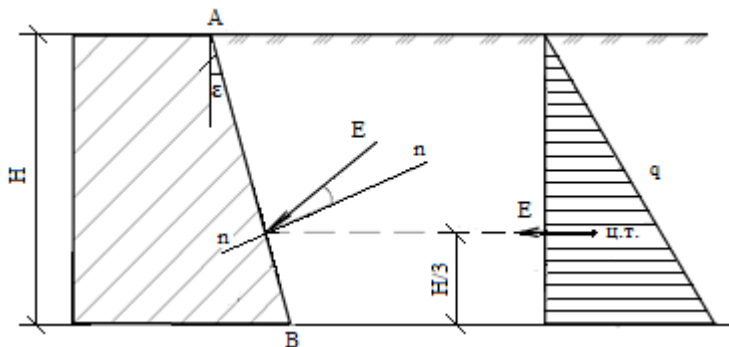


Рис. 11.12. Эпюра интенсивности давления грунта, $q = f(H)$, кН/м

Сила давления грунта E равна объему ($V = A \cdot 1м$) или площади эпюры интенсивности давления

$$E = A_{\text{эп.}} = q \cdot H / 2, \text{ кН.} \quad (11.13)$$

Линия действия силы давления грунта E проходит через центр тяжести треугольной эпюры (рис. 11.12). Точка приложения силы давления грунта на напорную грань AB , находится на расстоянии $(H/3)$ от основания треугольника.

Определяется нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q по формуле:

$$q = 2 \cdot E / H, \text{ кН/м.}$$

2. Давление на подпорную стену от равномерно-распределенной нагрузки, расположенной на поверхности грунта.

Строится эпюра интенсивности давления грунта $q_1 = f(H + h_0)$ с учетом дополнительной нагрузки (пригрузки) (рис. 11.13). Для этого пригрузка F , кН/м² заменяется эквивалентным слоем грунта h_0 . Из ра-

венства весов получается формула для определения высоты эквивалентного слоя грунта h_0 (рис. 11.13, б)

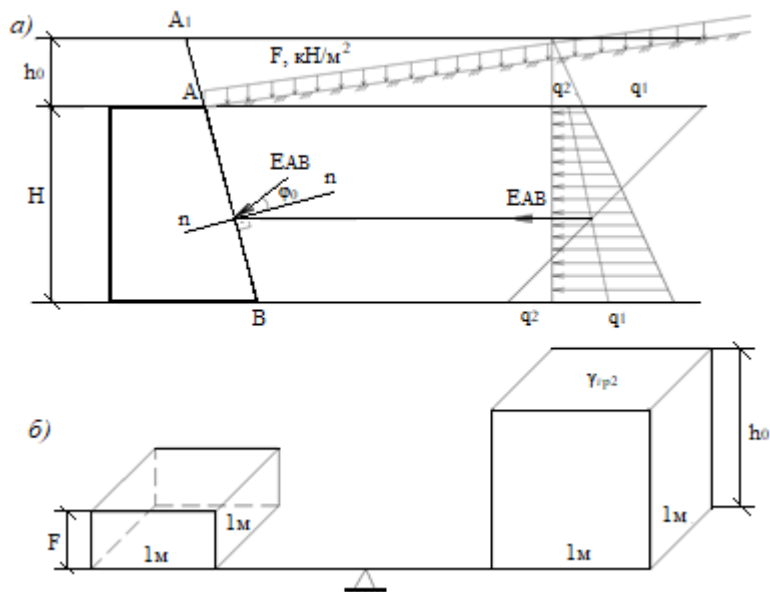


Рис.11.13 Эпюра интенсивности давления грунта, $q_1 = f(H + h_0)$, кН/м

$$1\text{ м} \cdot 1\text{ м} \cdot F = 1\text{ м} \cdot 1\text{ м} \cdot h_0 \cdot \gamma_{\text{гр. 2}},$$

$$h_0 = F / \gamma_{\text{гр. 2}} \cdot \varphi_1. \quad (11.14)$$

Рассматриваем фиктивную грань стены A_1B . Для нее выполняется построение Понселе. Определяется площадь треугольника Ребхана, Δ Ребхана и вычисляется сила активного давления грунта на фиктивную стену E_{A_1B} .

Определяется нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q_1 :

$$q_1 = 2 \cdot E_{A_1B} / (H + h_0), \text{ кН/м}. \quad (11.15)$$

Из подобия треугольников определяется верхняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q_2 :

$$q_1 / (H + h_0) = q_2 / h_0; \quad q_2 = q_1 \cdot h_0 / (H + h_0).$$

Давление грунта E_{AB} на действительную грань стены АВ вычисляется по эпюре интенсивности давления грунта, где выделяется та ее часть, которая соответствует действительной грани (в данном примере, трапеции). Окончательно

$$E_{AB} = (q_1 + q_2) \cdot H / 2. \quad (11.16)$$

Графически для трапеции определяется точка приложения силы давления грунта на напорную грань АВ и ее величина (рис. 11.13).

3. Давление слоистого (неоднородного) грунта на подпорную стену.

Строится эпюра интенсивности давления грунта на участок стены АВ, $q_1 = f(H_1)$ (рис. 11.14). Для нее выполняется построение Понселе. Вычисляется сила активного давления грунта на грань напорной стены E_{AB} . Линия действия силы E_{AB} проходит через центр тяжести треугольной эпюры и находится на расстоянии $(H_1 / 3)$ от основания эпюры. Определяем нижнюю ординату эпюры интенсивности давления грунта q_1 :

$$q_1 = 2 \cdot E_{AB} / H_1.$$

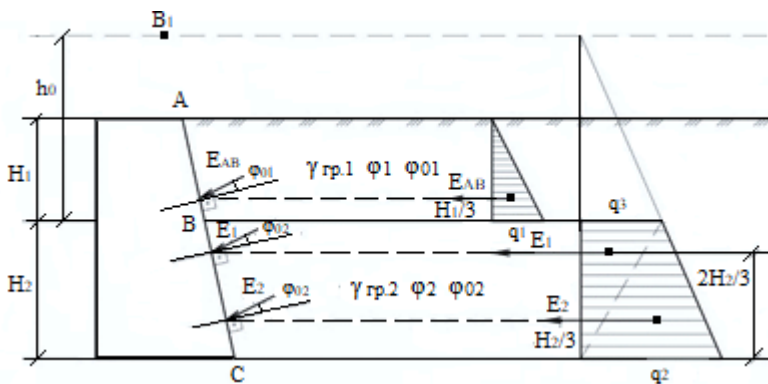


Рис.11.14 Эпюры интенсивности давления грунта, $q_1 = f(H_1)$ и $q_2 = f(H_2 + h_0)$, кН/м

Заменяется верхний слой грунта эквивалентным слоем нижнего. Для этого из равенства весов получается формула для определения высоты эквивалентного слоя грунта h_0 :

$$1м \cdot 1м \cdot H_1 \cdot \gamma_{гр1} = 1м \cdot 1м \cdot h_0 \cdot \gamma_{гр2},$$

$$h_0 = \gamma_{гр1} \cdot H_1 / \gamma_{гр2}, \text{ или } h_0 = \gamma_{гр}^{\text{верх. сл.}} \cdot H^{\text{верх. сл.}} / \gamma_{гр}^{\text{нижн. сл.}} \quad (11.17)$$

Выполняется построение Понселе для фиктивной напорной грани стены V_1C . Вычисляется сила активного давления грунта на напорную грань стены E_{V_1C} . Строится эпюра интенсивности давления на фиктивную грань стены V_1C с учетом замены верхнего слоя грунта нижним слоем, $q_2 = f(H_2 + h_0)$ (рис. 11.14). Чтобы вычислить давление грунта на действительную грань стены BC на эпюре интенсивности давления грунта выделяется та ее часть, которая соответствует действительной грани (в нашем случае, трапеции).

Находятся ординаты эпюры интенсивности давления грунта q_2 и q_3 :

$$q_2 = 2 \cdot E_{V_1C} / (H_2 + h_0), \text{ кН/м; } q_2 / (H_2 + h_0) = q_3 / h_0;$$

$$q_3 = q_2 \cdot h_0 / (H_2 + h_0); E_{BC} = (q_2 + q_3) \cdot H_2 / 2, \text{ кН.}$$

Графически для трапеции определяется точка приложения силы давления грунта на напорную грань BC и ее величина. Или трапециевидальная часть эпюры $q_2 = f(H_2 + h_0)$ (рис. 11.14) разбивается на две треугольные. Через центры тяжести этих треугольников проходят силы активного давления грунта E_1 и E_2 на расстояниях $(2 \cdot H_2 / 3)$ и $(H_2 / 3)$ от основания эпюры:

$$E_1 = q_3 \cdot H_2 / 2, \text{ кН; } E_2 = q_2 \cdot H_2 / 2, \text{ кН.}$$

4. Давление водопроницаемого грунта совместно с водой на подпорные стены.

Активное давление на грань AC определяется отдельно от воды и сыпучего тела с учетом взвешивающего действия воды. Строится эпюра гидростатического давления воды с учетом всей высоты стены $H = (H_1 + H_2)$, так как грунт водопроницаемый, $q = f(H) = f(H_1 + H_2)$ (рис. 11.15). Рассматривается напорная грань стены AC . Для нее вычисляет-

ся сила гидростатического давления воды на напорную грань стены $E_B = E_{AC}^{\text{воды}}$ (рис. 11.15, а).

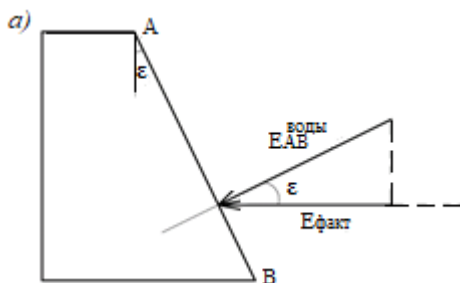


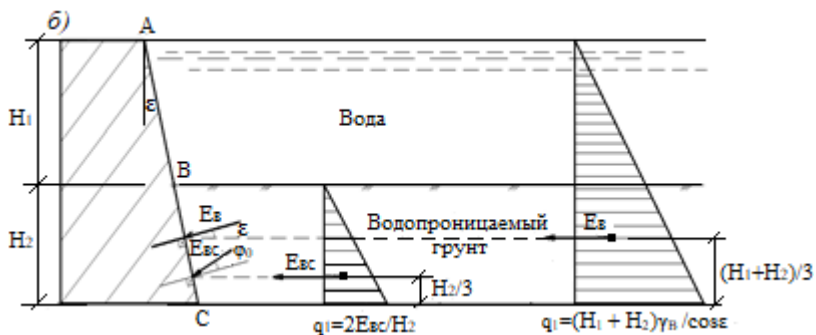
Рис. 11.15. Расчет гидростатического давления воды на напорную грань

$$E_{\text{факт.}} = E_{AB}^{\text{воды}} \cdot \cos \varepsilon; E_{AB}^{\text{воды}} = E_{\text{факт.}} / \cos \varepsilon.$$

Сила давления воды $E_{\text{факт}}$ равна площади эпюры гидростатического давления:

$$E_{\text{факт.}} = \gamma_v \cdot H^2 / 2, \text{ кН}, \quad (11.18)$$

$$E_B = E_{AC}^{\text{воды}} \cdot \gamma_v \cdot H^2 / 2 \cdot \cos \varepsilon. \quad (11.19)$$



Продолжение рис.11.15. Эпора гидростатического давления воды $q = f(H) = f(H_1 + H_2)$ и эпора интенсивности взвешенного давления грунта $q_1 = f(H_2)$, кН/м

Обозначив нижнюю ординату эпюры гидростатического давления за q и зная, что $q = \gamma \cdot H$, сила гидростатического давления воды E_B определится

$$E_B = E_{AC}^{\text{воды}} = q \cdot H = q \cdot (H_1 + H_2), \text{ кН.}$$

Тогда из равенства сил давления воды определяется нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q

$$\begin{aligned} \gamma_v \cdot (H_1 + H_2)^2 / 2 \cdot \cos \varepsilon &= q \cdot (H_1 + H_2) / 2; \\ q &= \gamma_v \cdot (H_1 + H_2) / \cos \varepsilon. \end{aligned} \quad (11.20)$$

Линия действия силы давления воды E_B на напорную грань АС проходит через центр тяжести эпюры гидростатического давления, а точка приложения ее находится на расстоянии $(H_1 + H_2) / 3$ от основания эпюры.

Рассматривается грань стены ВС. Для нее выполняется построение Понселе. Определяется площадь треугольника Ребхана, $A_{\Delta \text{Ребхана}}$. Вычисляется сила активного давления грунта на грань стены E_{BC}

$$E_{BC} = \gamma_{\text{взв.}} \cdot A_{\Delta \text{Ребхана}},$$

где $\gamma_{\text{взв.}}$ – объем грунта во взвешенном состоянии, определяется по формуле (11.2):

$$\gamma_{\text{взв.}} = \gamma_{\text{гр.}} - \gamma_v \cdot (1 - \eta / 100).$$

Строится эпюра интенсивности активного давления взвешенного грунта на грань ВС, $q_1 = f(H_2)$ (рис.11.15). Сила давления взвешенного грунта E_{BC} равна площади эпюры интенсивности давления

$$E_{BC} = q_1 \cdot H_2 / 2, \text{ кН.}$$

Тогда нижняя ордината эпюры интенсивности давления взвешенного грунта q_1 :

$$q_1 = 2 \cdot E_{BC} / H_2, \text{ кН/м.}$$

Линия действия силы E_{BC} проходит через центр тяжести треугольной эпюры. Точка приложения силы давления грунта на напорную грань BC, находится на расстоянии $(H_2/3)$ от основания эпюры.

5. Давление водонепроницаемого грунта под слоем воды на подпорные стены.

Строится эпюра гидростатического давления воды до водоупора, только с учетом высоты стены H_1 , так как грунт водонепроницаемый (рис. 11.16). Для напорной грани стены AC вычисляется сила гидростатического давления воды на напорную стену $E_B = E_{AC}^{\text{воды}}$.

$$E_B = q_1 \cdot H_1 / 2, \text{ кН}; E_B = \gamma_v \cdot H_1^2 / 2 \cdot \cos \varepsilon. \text{ кН.}$$

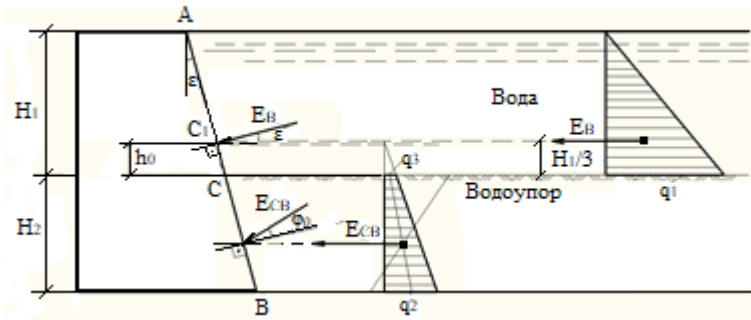


Рис.11.16. Эпюра гидростатического давления воды $q_1 = f(H_1)$ и эпюра интенсивности давления грунта $q_2 = f(H_2 + h_0)$, кН/м

Тогда из равенства сил давления воды определяется нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q_1 :

$$q_1 = \gamma_v \cdot H_1 / \cos \varepsilon, \text{ кН/м.}$$

Заменяется действие воды эквивалентным слоем нижележащего грунта h_0 по формуле:

$$h_0 = \gamma_{\text{верх. сл.}} \cdot H_{\text{верх. сл.}} / \gamma^{\text{верх. сл.}}; h_0 = \gamma_v \cdot H_1 / \gamma_{\text{гр2.}}$$

Выполняется построение Понселе для фиктивной напорной грани стены C_1B . Вычисляется сила активного давления грунта на напорную стену E_{C_1B} . Строится эпюра интенсивности давления на фиктивную

грань стены C_1B , с учетом замены верхнего слоя воды нижним слоем грунта h_0 , $q_2 = f(H_2 + h_0)$ (рис. 11.16). Сила давления грунта E_{C_1B} равна площади эпюры интенсивности давления:

$$E_{C_1B} = q_2 \cdot (H_2 + h_0) / 2, \text{ кН.}$$

Интенсивность давления грунта в точке В или нижняя ордината эпюры q_2 находится из равенства:

$$q_2 = 2 \cdot E_{C_1B} / (H_2 + h_0), \text{ кН/м.}$$

Давление грунта на действительную грань стены СВ вычисляется по эпюре интенсивности давления грунта, где выделяется та ее часть, которая соответствует действительной грани (трапеции).

Из подобия треугольников определяется верхняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q_3 :

$$q_2 / (H_2 + h_0) = q_3 / h_0; q_3 = q_2 \cdot h_0 / (H_2 + h_0), \text{ кН/м.}$$

Графически для трапеции определяется точка приложения силы давления грунта на напорную грань СВ и ее величина:

$$E_{CB} = (q_3 + q_2) \cdot H_2 / 2, \text{ кН.}$$

6. Давление грунта на подпорные стены при ломанном очертании ограждающей поверхности.

Давление на каждую грань стены определяется независимо друг от друга, считая каждую грань за самостоятельную стену, продолженную до поверхности грунта в плоскости грани (рис. 11.17). Из построенной эпюры интенсивности распределенных давлений выделяется та часть ее, которая приходится на данную грань.

Строится эпюра интенсивности давления грунта на участок стены АВ, $q_1 = f(H_1)$ (рис. 11.17). Для нее выполняется построение Понселе. Вычисляется сила активного давления грунта на грань напорной стены E_{AB} . Линия действия силы E_{AB} проходит через центр тяжести треугольной эпюры и находится на расстоянии $(H_1 / 3)$ от основания эпюры $q_1 = f(H_1)$.

Определяется нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта q_1 :

$$q_1 = 2 \cdot E_{AB} / H_1, \text{ кН/м.}$$

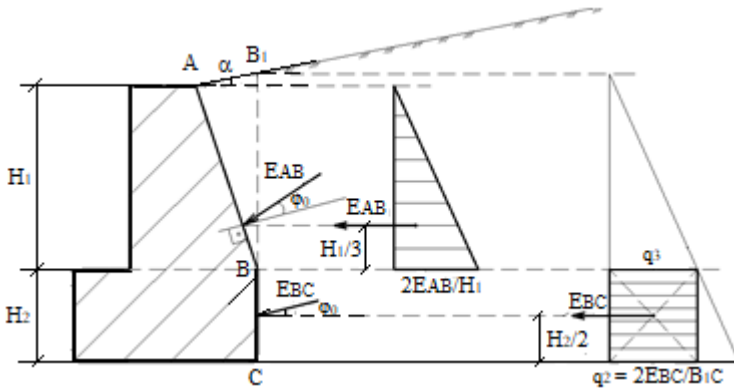


Рис. 11.17. Эпюры интенсивности давления грунта $q_1 = f(H_1)$ и $q_2 = f(B_1C)$, кН/м

Строится треугольная эпюра интенсивности давления грунта на участок условной стены B_1C , $q_2 = f(B_1C)$ (рис. 11.17). Для условной грани стены B_1C выполняется построение Понселе. Вычисляется сила активного давления грунта на грань напорной стены E_{B_1C} . Чтобы учесть действие активного давления грунта слева, необходимо на треугольной эпюре $q_2 = f(B_1C)$ отсечь треугольную ее часть по высоте $BC = H_2$. На действительную грань стены BC действует прямоугольная эпюра интенсивности давления. Линия действия силы E_{BC} проходит через центр тяжести прямоугольной эпюры и находится на расстоянии $(H_2/2)$ от основания эпюры $q_2 = f(B_1C)$.

Находятся ординаты эпюры интенсивности давления грунта q_2 и q_3 :

$$q_2 = 2 \cdot E_{B_1C} / B_1C, \text{ кН/м; } q_2 / B_1C = q_3 / BB_1;$$

$$q_3 = q_2 \cdot BB_1 / B_1C, \text{ кН/м.}$$

Сила давления грунта E_{BC} равна площади эпюры интенсивности давления

$$E_{BC} = q_3 \cdot H_2, \text{ кН.}$$

Выделенные части эпюр можно объединять в одну эпюру.

$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot \text{HM}^2 / 2, \text{ кН}. \quad (11.21)$$

Рассмотрим треугольники ΔABH и ΔHBM . Оба треугольника прямоугольные и имеют общую гипотенузу BH . Такие треугольники равны между собой. Согласно первой теореме Ребхана, площади этих треугольников одинаковые, то есть $A_{\Delta \text{ABH}} = A_{\Delta \text{HBM}}$.

Из треугольника ΔABH , имеем $\text{H} = \text{AB}$, а $\text{AH} = \text{HM}$, тогда

$$\text{AH} = \text{H} \cdot \text{tg}(90^\circ - \varphi) / 2;$$

$$\text{AH} = \text{HM} = \text{H} \cdot \text{tg}(45^\circ - \varphi / 2).$$

Подставим HM в выражение (11.21), получим:

$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot \text{H}^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) / 2. \quad (11.22)$$

Нижняя ордината эпюры интенсивности давления грунта для идеальных стен q :

$$q = 2 \cdot E / 2 = \gamma_{\text{гр}} \cdot \text{H} \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2), \text{ кН/м}. \quad (11.23)$$

Для гладкой вертикальной стены и горизонтальной поверхности грунта (в первом частном случае) можно в формулу (11.22) ввести коэффициент активного давления грунта, который вычисляется по формуле:

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2). \quad (11.24)$$

Тогда давление грунта и нижняя ордината эпюры интенсивности

$$E = \gamma_{\text{гр}} \cdot \text{H}^2 \cdot \lambda_a / 2; q = \gamma_{\text{гр}} \cdot \text{H} \cdot \lambda_a. \quad (11.25)$$

2. Определение активного давления грунта E и ординаты эпюры интенсивности давления q для реальных стен (рис. 11.19).

Стена наклонена ($\varepsilon \neq 0$), поверхность грунта за стеной наклонная плоскость ($\alpha \neq 0$), угол трения грунта о стенку ($\varphi_0 \neq 0$), т.е. стена шероховатая и на наклонной поверхности засыпки расположена вертикальная равномерно распределенная нагрузка интенсивностью F кН/м².

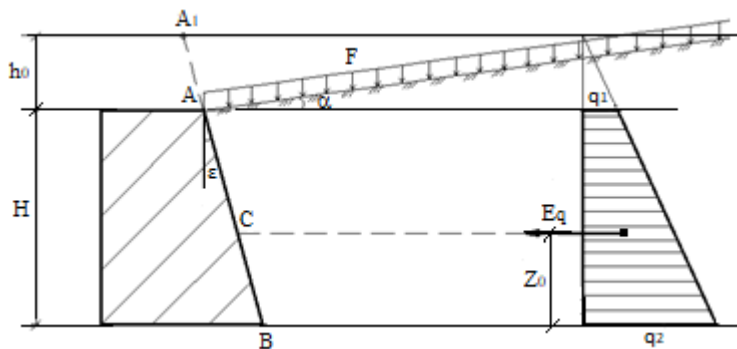


Рис. 11.19. Схема к определению давления грунта от равномерно распределенной нагрузки. Эюра интенсивности давления грунта $q_2 = f(H + h_0)$

Давление грунта на наклонную, шероховатую грань стены АВ определяется по формуле:

$$E_q = \gamma_{гр} \cdot H \cdot (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K, \text{ кН}, \quad (11.26)$$

где $h_0 = F / \gamma_{гр}$, м – высота эквивалентного слоя грунта, которым условно заменяется нагрузка F; K_q , K, K_1 , K_0 – коэффициенты, влияющие на величину давления E и интенсивность распределения давления q, вычисляются по нижеприведенным формулам:

$$K_q = \cos \varepsilon \cdot \cos \alpha / \cos (\varepsilon - \alpha); \quad (11.27)$$

$$K = [\cos (\varphi - \alpha) / (1 + K_0 \cdot K_1) \cdot \cos \varepsilon]^2 / \cos (\varepsilon + \varphi_0); \quad (11.28)$$

$$K_1 = \sin (\varphi - \alpha) / \cos (\varepsilon - \alpha); \quad (11.29)$$

$$K_0 = \sqrt{\sin(\varphi + \varphi_0) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha) / \cos(\varepsilon + \varphi_0) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}. \quad (11.30)$$

Следовательно, интенсивность давления грунта на подпорную стену при распределенной вертикальной нагрузке (рис.11.19)

$$q_1 = \gamma_{гр} \cdot h_0 \cdot K_q \cdot K, \text{ кН/м}; \quad (11.31)$$

$$q_2 = \gamma_{\text{гр}} \cdot (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K, \text{ кН/м.} \quad (11.32)$$

Чтобы определить координату точки приложения силы давления грунта E_q , надо установить, как эта сила распределяется по грани АВ, то есть установить форму эпюры интенсивности давления (эпюры напряжений грунта). Так как давления сыпучего тела распределены по напорной грани АВ по линейному закону, то для построения эпюры интенсивности в виде трапеции достаточно знать давления в точках А и В (ординаты эпюры q_1 и q_2).

Центр давления можно определить по центру тяжести эпюры интенсивности давления (рис. 11.19). Расстояние от центра тяжести эпюры интенсивности до ее нижнего основания определяется по формуле, применяемой для трапеции

$$Z_0 = H \cdot 2 \cdot (q_1 + q_2) / 3 \cdot (q_1 + q_2), \text{ м.}$$

Вывод: E_q будет приложена к грани АВ в точке О. Таким образом, величина силы давления E_q на грань стены АВ определяется по формуле (11.26), точка ее приложения лежит на одном уровне с центром тяжести эпюры интенсивности и отстоит от низа грани стены на расстоянии, вычисляемое по формуле (11.33). А направление силы давления образует угол φ_0 с нормалью к грани стены АВ.

Следует отметить, если предварительно определить ординаты эпюры интенсивности давлений q_1 и q_2 (выражения (11.31), (11.32)), то давление грунта E_q можно вычислить по формуле:

$$E_q = (q_1 + q_2) \cdot H / 2, \text{ кН.}$$

Сила активного давления грунта равна площади трапециевидальной эпюры интенсивности давления.

11.12. Пассивное давление грунта (отпор)

Пассивным давлением грунта (отпором) E_p называется сила его воздействия на грань стены при незначительном ее смещении в сторону грунта. Пассивное давление, увеличивается с перемещением стены, до тех пор, пока не произойдет выпирание грунта. Определим это пассивное давление исходя из плоской поверхности выпирания (рис.

11.20), то есть по методу Кулона, аналогично определению активного давления с сохранением всех его допущений.

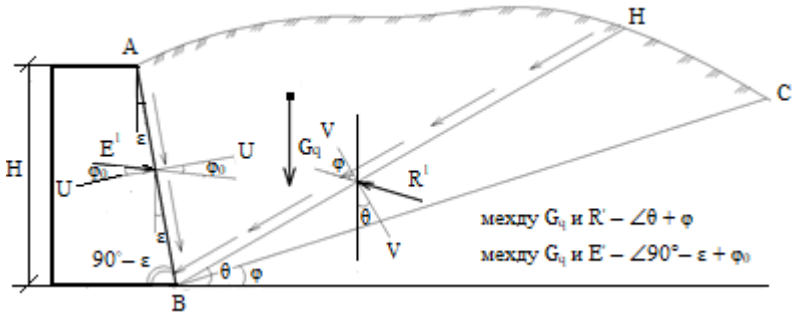


Рис. 11.20. Схема к определению пассивного давления грунта

При перемещении грани АВ в сторону грунта образуется призма выпирания АВН, которая смещается как твердое тело по грани АВ и плоскости выпирания ВН вверх. В предельном состоянии (когда стена смещается чуть-чуть в сторону грунта) равнодействующая E' нормального давления на грань АВ и сил трения будет отклонена от нормали U – U на величину угла трения ϕ_0 . Сила же R' отклонена от нормали V – V к плоскости выпирания ВН на угол ϕ . Вес призмы выпирания сила G является равнодействующей силы давления E' на грань АВ и R' на плоскость ВН. Силовой треугольник при таком действии сил (рис. 11.21) имеет вид

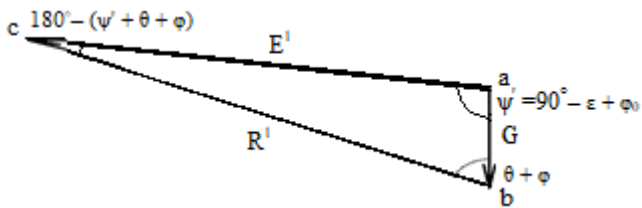


Рис. 11.21. Силовой треугольник abc

Из силового треугольника по теореме синусов находим

$$E' = G \cdot \sin(\theta + \phi) / \sin(\theta + \phi + \psi'), \text{ кН} \quad (11.33)$$

где $\psi' = (90^\circ - \epsilon + \phi_0)$.

Сравнив формулу (11.33) для отпора с формулой (11.6) для активного давления грунта $E = G \cdot \sin(\theta - \varphi) / \sin(\theta - \varphi + \psi)$, отметим, что формулу (11.33) можно получить из (11.6) изменением знаков углов φ и φ_0 на $(-\varphi)$ и $(-\varphi_0)$. Это объясняется изменением направления сил трения по плоскости АВ и ВН.

Вывод: при пассивном давлении грунта (отпоре) силы R' и E' отклоняются в другую сторону от нормалей к плоскости выпирания ВН и плоскости ограждения АВ. Заменяв в общих формулах активного давления (11.26...11.30) углы φ и φ_0 на $(-\varphi)$ и $(-\varphi_0)$, получим общие формулы отпора грунта:

$$E'q = \gamma_{\text{тр}} \cdot H \cdot (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K' / 2, \text{ кН}; \quad (11.34)$$

$$q_2 = \gamma_{\text{тр}} \cdot (H + h_0 \cdot K_q) \cdot K', \text{ кН/м}; \quad (11.35)$$

$$K_q = \cos \varepsilon \cdot \cos \alpha / \cos(\varepsilon - \alpha);$$

$$K'_1 = \sin(-\varphi - \alpha) / \cos(\varepsilon - \alpha); \quad (11.36)$$

$$K' = [\cos(\varphi + \varepsilon) / (1 + K'_0 \cdot K'_1) \cdot \cos \varepsilon]^2 / \cos(\varepsilon - \varphi_0); \quad (11.37)$$

$$K'_0 = \sqrt{\sin(\varphi + \varphi_0) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha) / \cos(\varepsilon - \varphi_0) \cdot \sin(\varphi + \alpha)}. \quad (11.38)$$

Точка приложения силы отпора определяется так же, как и распора.

Так же можно получить формулы пассивного давления грунта для идеальных стен из формул (11.22 и 11.23):

$$E' = \gamma_{\text{тр}} \cdot H^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi / 2) / 2, \text{ кН}; \quad (11.39)$$

$$q' = \gamma_{\text{тр}} \cdot H \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi / 2), \text{ кН/м}. \quad (11.40)$$

Все вопросы, связанные с активным давлением, могут быть распространены и на пассивное давление. Следует отметить, что все графические приемы определения активного давления, после замены углов φ и φ_0 на $(-\varphi)$ и $(-\varphi_0)$ применимы для определения отпора (рис. 11.22).

$$E' = \gamma_{\text{тр}} \cdot A_{\Delta \text{HMN}}, \text{ кН}.$$

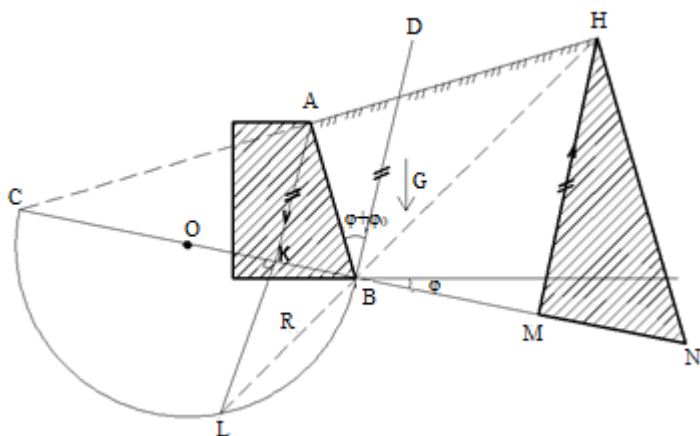


Рис. 11.22. Треугольник Ребхана; $A_{\Delta HNM}$ – площадь треугольника Ребхана

Отличительная особенность этого построения состоит в том, что треугольник Ребхана имеет большую площадь. Пассивное давление, как видно из рис. 11.22 будет больше, чем активное. Выразим эту величину через отношение

$$\begin{aligned} E' / E &= [\gamma_{\text{гр}} \cdot H^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi / 2) / 2] / [\gamma_{\text{гр}} \cdot H^2 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) / 2] \\ &= \text{tg}^2(45^\circ + \varphi / 2) / \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) = \text{tg}^4(45^\circ + \varphi / 2). \end{aligned}$$

Если принять грунт с углом естественного откоса $\varphi = 30^\circ$, то получим:

$$E' / E = \text{tg}^4(45^\circ + \varphi / 2) = \text{tg}^4(45^\circ + 30^\circ / 2) = \text{tg}^4 60^\circ = (\sqrt{3})^4 = 9.$$

В данном случае пассивное давление $E' = 9 E$.

11.13. Расчет подпорных стен на прочность и устойчивость

Подпорные стены рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе выполняются расчеты на устойчивость стен против опрокидывания, на устойчивость стен против сдвига, на

прочность стен и основания (несущая способность); по второй группе выполняются расчеты по деформациям и по трещиностойкости. Наибольший интерес представляет расчет подпорной стены в предположении самых неблагоприятных условий ее работы, которые приводят подпорную стену к первому предельному состоянию.

11.13.1. Устойчивость подпорных стен против опрокидывания

Первым предельным состоянием будет нарушение устойчивости и прочности подпорной стены. Предельное состояние определяется внешними силами, а также сопротивлением материала стены и ее основания. Основными внешними силами, действующими на подпорную стену, являются силы давления грунта E и собственный вес стены G .

Проверка стенки на опрокидывание производится в предположении, что она под действием сил давления грунта может повернуться вокруг ребра наружной грани. Определяется суммарный момент сил, препятствующих опрокидыванию, и сил, стремящихся опрокинуть ее. Эти два момента сопоставляются.

Отношение величины суммарного момента, удерживающего стену от опрокидывания, к моменту, опрокидывающему ее, называется коэффициентом устойчивости на опрокидывание

$$K_{\text{опр.}} = \Sigma M_{\text{удер.}} / \Sigma M_{\text{опр.}} \geq 1,5 \quad (11.41)$$

Наибольшее значение коэффициента запаса устойчивости при классе капитальности подпорной стены и основном сочетании нагрузок следующее:

Класс	I	II	III–IV
$K_{\text{опр.}}$	1,4	1,3	1,2

Произведем проверку стены на опрокидывание вокруг ребра C . Силы давления грунта E_1 и E_2 стремятся опрокинуть стену, а силы собственного веса стены G_1 и G_2 удерживают ее от опрокидывания, которое может произойти относительно наружного ребра C .

Отметим, что силу E_2 следует определять, как силу активного давления грунта, а не как силу отпора, что идет в запас устойчивости и прочности стены. Момент сил G_1 и G_2 – удерживающий, а момент сил E_1 и E_2 относительно точки C – опрокидывающий (рис. 11.23). Причем от E_1 – положительный; от E_2 – отрицательный.

Моменты сил E_1 и E_2 – можно заменить моментами сил их составляющих (горизонтальных и вертикальных). Заметим, что вертикальные составляющие сил активного давления могут быть удерживающими и опрокидывающими. Это зависит от наклона грани и характеристики грунта.

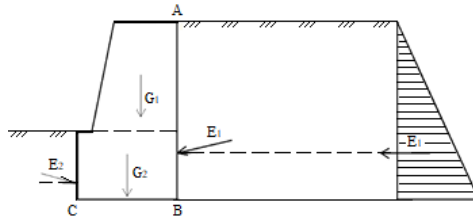


Рис. 11.23. Расчетная схема к определению устойчивости подпорных стен

Удерживающие моменты относительно ребра С определяются по формуле:

$$M_c^{\text{удер.}} = G_1 \cdot C_1 + G_2 \cdot C_2 + E_1 \sin \varphi_0 \cdot C_3, G_2,$$

где C_1, C_2, C_3 – плечи от вертикальных составляющих G_1, G_2, E_1 до ребра С соответственно.

Опрокидывающие моменты относительно ребра С определяются по формуле: $M_c^{\text{опр.}} = E_1 \cdot \cos \varphi_0 \cdot y_1 - E_2 \cdot \cos \varphi_0 \cdot y_2$,

где y_1, y_2 – плечи от горизонтальных составляющих E_1, E_2 до ребра С соответственно.

Коэффициент запаса устойчивости стены на опрокидывание определится по формуле 11.41. Коэффициент устойчивости стены на опрокидывание можно увеличить различными способами. Некоторые из них рассмотрим на (рис. 11.24), причем объем кладки стены во всех случаях одинаковый.

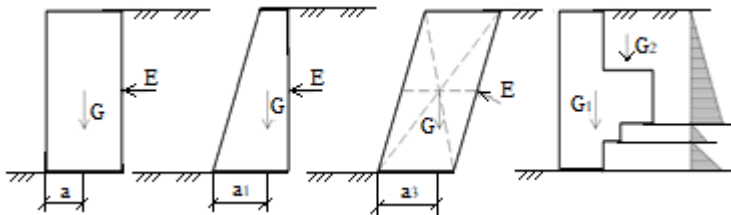


Рис. 11.24. Конструктивные решения для увеличения устойчивости подпорных стен

Во втором случае, устойчивость стены обеспечивается из-за увеличения плеча a у силы G . В третьем случае, за счет наклона стены вправо удерживающий момент увеличивается, а опрокидывающий – уменьшается. В четвертом случае, удерживающий момент увеличивается за счет веса грунта G_2 , опрокидывающий уменьшается за счет уменьшения силы давления грунта E .

11.13.2. Устойчивость стены против сдвига

Проверки стены на сдвиг сводятся к определению соответствующих коэффициентов запаса, определяемых отношением сил трения в сечении к сумме горизонтальных составляющих сил сдвига. Если стена не монолитная, а состоит из кладки отдельных элементов, такие проверки делают по сечениям.

Отношение величины силы, удерживающей стену от сдвига, к величине силы, сдвигающей стену, называется коэффициентом устойчивости стены против сдвига, который определяется по формуле:

$$K_{\text{сдвиг}} = \Sigma F_{\text{удер.}} / \Sigma F_{\text{сдвиг}} \geq 1,3 \text{ – по техническим условиям} \quad (11.41)$$

На примере рис.11.23, силы веса стены удерживают ее от сдвига, а силы давления грунта сдвигают стену. Удерживающая сила

$$\Sigma F_{\text{удер.}} = f \cdot \Sigma Y (G_1; G_2),$$

где f – коэффициент трения стены по стене либо стены по грунту в плоскости подошвы фундамента.

Для глинистых грунтов принимается $f = 0,25$; для песка $f = 0,4$. Сила, сдвигающая стену, равна горизонтальной проекции сил активного давления грунта, уменьшенной на величину силы трения, развивающейся за счет вертикальных составляющих давления земли:

$$\Sigma F_{\text{сдвиг}} = \Sigma X (E_1; E_2) - F_{\text{тр}};$$

$$\Sigma F_{\text{сдвиг}} = \Sigma X (E_1; E_2) - f \cdot \Sigma Y (E_1; E_2).$$

Из рис. 11.24 видно, в первом и во втором случаях коэффициенты сдвига $K_{\text{сдвиг}}$ равны, в третьем случае коэффициент сдвига $K_{\text{сдвиг}}$ будет больше за счет уменьшения силы, сдвигающей стену. В четвертом

случае $K_{\text{сдвиг}}$ увеличивается за счет увеличения удерживающей силы и уменьшения сдвигающей.

11.13.3. Прочность подпорной стены

Проверка прочности подпорной стены состоит в определении нормальных напряжений в характерных сечениях самой стены, нормальных напряжений в грунте по подошве фундамента и сопоставлении полученных напряжений с допускаемыми (расчетными сопротивлениями грунта основания). Чтобы вычислить нормальные напряжения необходимо определить в горизонтальных сечениях стены и по подошве фундамента продольные силы N , поперечные силы Q и эксцентриситеты e нормальных сил относительно центра тяжести сечений стены, что позволит вычислять изгибающие моменты $M = N \cdot e$ в сечениях.

Проведем проверку прочности стены в характерных сечениях и прочности основания в подошве. Находим нормальные напряжения σ в сечении $m-m$. Определим все силы, действующие выше плоскости этого сечения (рис. 11.25). На грань Ap действуют сила активного давления грунта E и собственный вес этой части стены G . Сложим их геометрически, получим реактивную силу R давления стены в ее сечении (или по подошве). R пересекает плоскость сечения $m-m$ на расстоянии эксцентриситета e от его центра тяжести O .

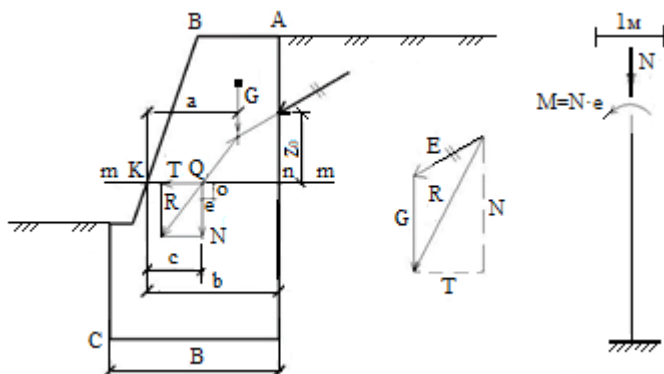


Рис. 11.25. Расчетная схема к определению прочности подпорных стен: b – ширина сечения; e – эксцентриситет продольной силы N относительно оси сечения

Силу R разложим на составляющие N и T . От силы N возникают нормальные напряжения, от действия силы T – касательные. Величину нормальных напряжений определим по формуле для внецентренного сжатия (грунт на растяжение не работает):

$$\sigma = N / A \pm M / W, \text{ кН/м}^2. \quad (11.43)$$

Плечо равнодействующей R по отношению к точке O (перпендикуляр от точки O до R) находить не надо, потому, что легче выразить моменты от составляющих сил – N и T . От силы T , момент равен нулю $M = 0$, а от N

$$M = N \cdot e, \text{ кНм} \quad (11.44)$$

Так как сечение стены является с размерами $A_{m-n} = b \cdot 1\text{м}$, то момент сопротивления

$$W = h \cdot b^2 / 6; W_{m-n} = 1 \cdot b^2 / 6, \text{ м}^3, \quad (11.45)$$

где b – ширина сечения; h – глубина (ширина стены), $h = 1$ м.

Тогда нормальные напряжения в крайних волокнах вычисляем по формуле:

$$\sigma_{\max, \min} = N / b \pm 6 \cdot N \cdot e / b^2 = -N \cdot (1 \pm 6 \cdot e / b) / b, \text{ кН/м}^2; \quad (11.46)$$

$$\sigma_{\max} = -N \cdot (1 + 6 \cdot e / b) / b; \sigma_{\min} = -N \cdot (1 - 6 \cdot e / b) / b.$$

Продольная сила N в этом выражении равна сумме проекций всех сил, действующих выше сечения $m-m$ на нормаль к сечению, то есть

$$N = G + E_y.$$

Величину эксцентриситета e можно определить в каждом случае графическим путем (рис. 11.25) или аналитическим способом. Графическое определение эксцентриситета e выполняется путем построения многоугольника давления. Многоугольником давления называется геометрическое место точек приложения в стене равнодействующих вышележащих сил. Ниже приводится аналитический способ. Составим

момент всех сил, действующих выше сечения $m-m$, относительно точки К (рис. 11.25):

$$\Sigma M_K = G \cdot a + E_y \cdot b - E_x \cdot z_0; M = N \cdot e. \quad (11.47)$$

Этот момент можно заменить моментами сил N и T . По теореме Вариньона о моменте равнодействующей, плечо равнодействующей N по отношению к точке К (рис. 11.25) можно определить из выражения

$$\begin{aligned} \Sigma M_K &= N \cdot c, \text{ тогда} \\ c &= \Sigma M_K / N, \text{ м.} \end{aligned} \quad (11.48)$$

Эксцентриситет e точки приложения силы N найдем как разность

$$e = b / 2 - c, \text{ или } e = c - b / 2, \text{ м.} \quad (11.49)$$

Из графического построения будет видно, где приложена продольная сила N , слева или справа от точки O .

При определении эксцентриситета e в плоскости подошвы стены момент всех сил относительно точки C можно определить

$$\Sigma M_C = M_{\text{удер.}} - M_{\text{опр.}}$$

Плечо равнодействующей по отношению к точке C :

$$c = (M_{\text{удер.}} - M_{\text{опр.}}) / N, \text{ м.} \quad (11.50)$$

Если равнодействующая всех сил не выходит за пределы ядра сечения основания (прямоугольника) ($e < b / 6$), то напряжения в подошве будут одного знака (рис. 11.26). Для определения этих крайних напряжений применяется формула (11.46). Если равнодействующая всех сил выходит за пределы ядра сечения основания ($e > b / 6$), то напряжения, вычисленные по формуле (11.46), будут иметь различные знаки.

Так как грунт не воспринимает растягивающих напряжений, то формула внецентренного сжатия неприменима. В этом случае считают, что грунт основания у правой грани стены работает на растяжение и эпюра напряжений по подошве принимается по рис. 11.26. Величину

σ и длину основания этой эпюры x определим из двух уравнений равновесия:

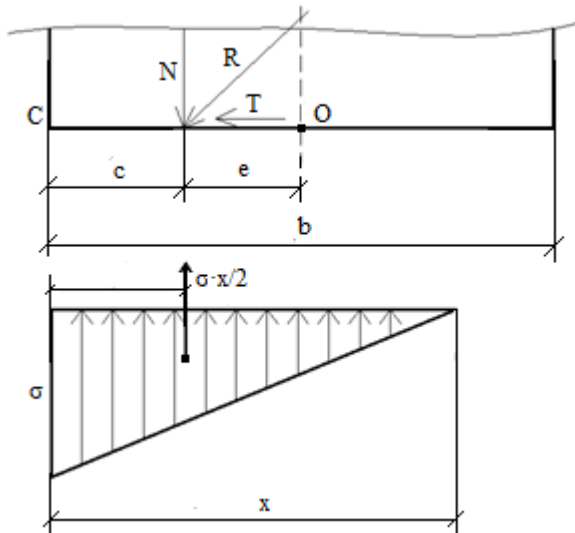


Рис. 11.26. Эпора напряжений под подошвой подпорной стены

$$\Sigma Y = \sigma \cdot x / 2 - N = 0; \quad (11.51)$$

$$\Sigma M_c = -\sigma \cdot x \cdot x / 2 \cdot 3 + N \cdot c = 0.$$

Решив совместно систему уравнений статики (11.51) найдем

$$x = 3c; \quad \sigma_{\max} = 2 \cdot N / 3 \cdot c. \quad (11.52)$$

В случае когда $e > b / 6$, то максимальные напряжения под подошвой определяются по формуле (11.52).

11.13.4. Методика расчета подпорных стен

1. Определяются величины давлений грунта на грани стены. Если задача решается аналитически, то сначала находят интенсивность давления грунта, зависящего от заложения и других условий. Проще всего давление найти графически, с помощью построения Понселе. Затем,

зная закон изменения интенсивности давления грунта (линейный), определяют точки приложения сил активного давления как равнодействующие эпюр интенсивности давлений.

2. Определяются силы, удерживающие откос – это собственный вес стены.

3. Производятся проверки устойчивости стены против опрокидывания относительно крайней грани и на сдвиг по подошве основания.

4. Делаются проверки прочности стены в характерных сечениях и прочности основания в подошве. Для этого определяют нормальные напряжения в этих сечениях и подошве основания с последующим сравнением с допускаемыми.