

Поведение глинистого грунта в процессе деформирования

1. Нормально уплотненная глина

Процесс роста деформации сдвига характеризуется постепенным возрастанием сопротивления сдвигу образца грунта. Если нагружение является недренированным, то поровое давление возрастает с ростом нагрузки (рис. 1 а) и наоборот если нагружение дренированное, то объем образца грунта уменьшается (рис. 1 с). На некоторой степени напряжения сдвига (девиатор напряжений $\sigma_1 - \sigma_3$) достигают максимального значения и не

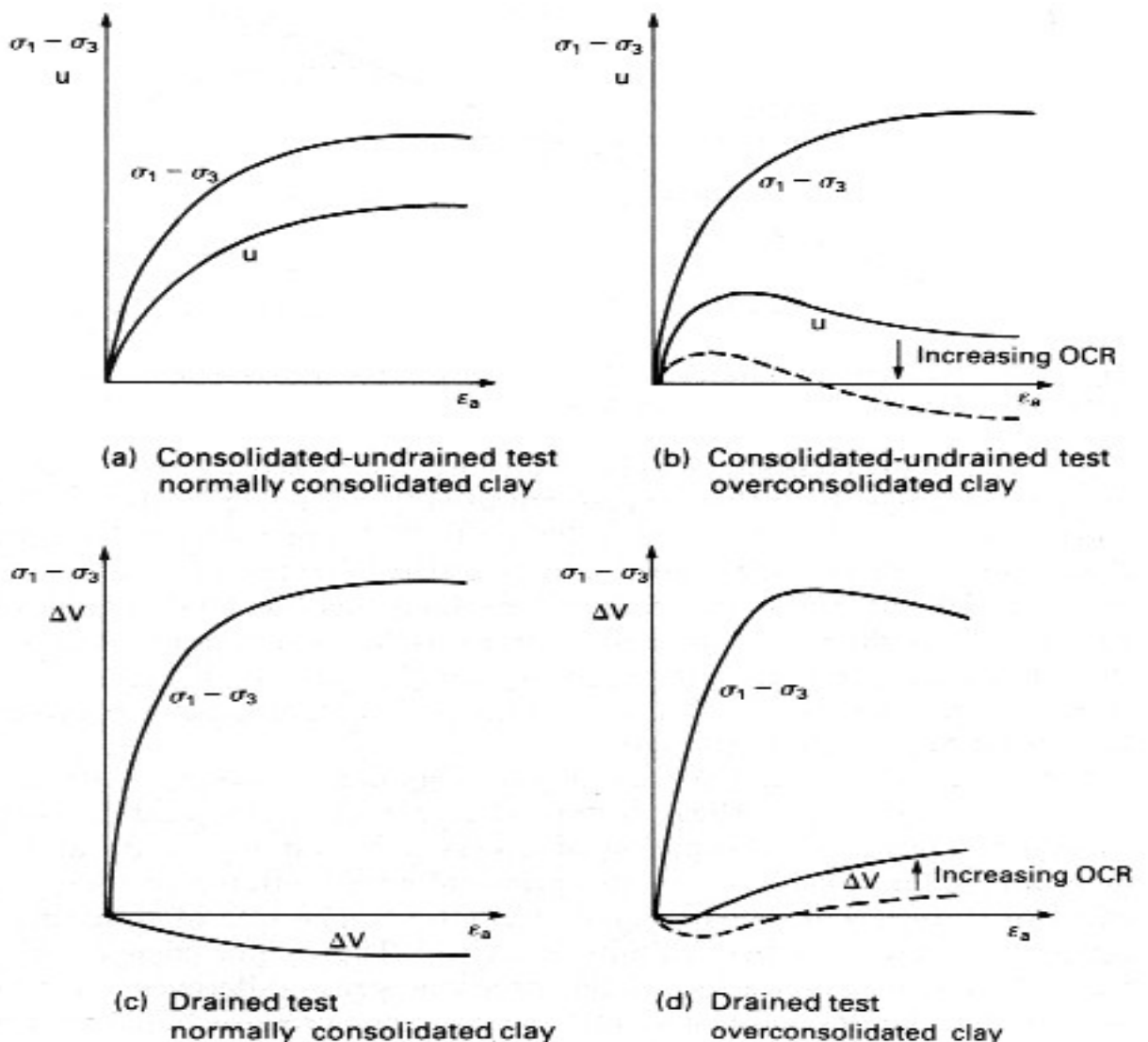


Рис. 1. Сопротивление грунта сдвигу: а, с – нормально уплотненная глина; в, д – переуплотненная глина; u – поровое давление; v – объем; ϵ_a - осевая деформация; $(\sigma_1 - \sigma_3)$ – девиатор напряжения

изменяются. Это состояние называется предельным (иногда говорят критическим) и характеризуется отсутствием изменения объема образца, постоянством напряжений сдвига и порового давления.

Переуплотненная глина

Сопротивление сдвигу образцов возрастает быстро и сопровождается вначале или возникновением положительного порового давления (рис. 1 в) или уменьшением объема (рис. 1 д). Далее поровое давление начинает уменьшаться, достигая даже отрицательного значения и в условиях дренированного нагружения наблюдается увеличение объема образца грунта. Максимум прочности (пиковое значение) достигается при небольшом уровне деформации, что характеризуется также максимальной скоростью возрастания порового давления и увеличением объема образца. В дальнейшем, с ростом деформации сдвига сопротивление сдвигу постепенно уменьшается с падением порового давления. При больших деформациях сопротивление сдвигу уменьшается до постоянного критического значения с отсутствием изменения объема и порового давления в образце грунта.

Если построить круги Мора используя значения пиковой прочности сильно переуплотненных глин и построить к ним огибающую прямую, то получим большие значения ϕ' и c' так как пиковая прочность больше остаточной прочности. Эти параметры прочности не могут в общем использоваться при других условиях, в отличие от параметров определенных при критическом значении прочности. Пиковые значения прочности могут быть использованы только в том случае, если инженер уверен в том, что в решаемой им задачи уровень напряжений и деформаций будет ниже критических значений. Грунт, разрушающийся при пиковой прочности показывает локализованный характер деформации, причем степень локализации возрастает с ростом деформации, напротив, в критическом состоянии грунт деформируется однородно при постоянном объеме.

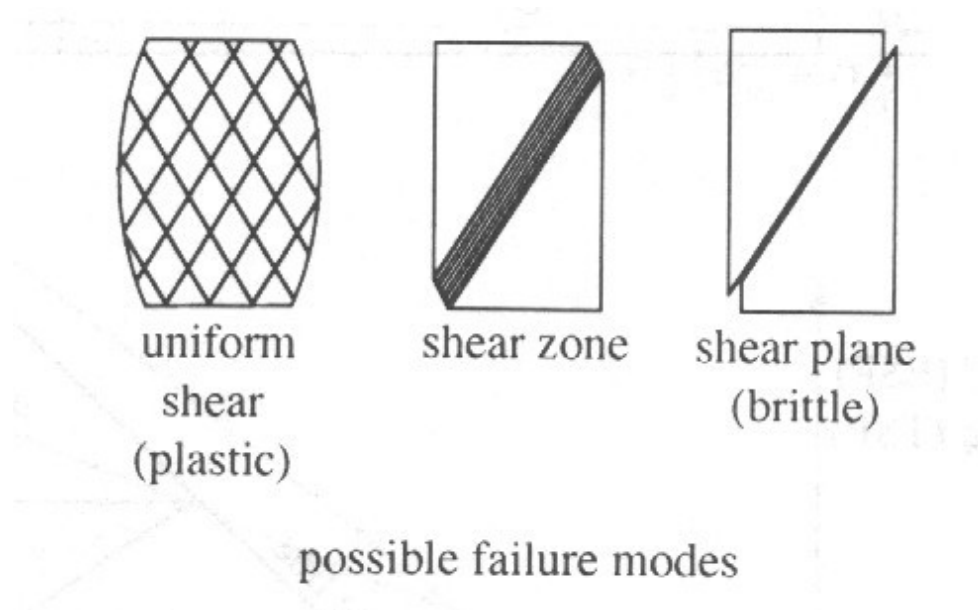


Рис. 2. Форма разрушения образцов грунта: а – однородная деформация; б – локализация деформаций в узкой зоне; в – локализация деформаций на плоскости

Физическая интерпретация плоскости разрушения, θ_b , зависит от формы разрушения. Нормально уплотненные глины деформируются в предельном состоянии при постоянном объеме. Если это недренированные испытания, то объем образца никогда не изменяется, поэтому эффективная прочность остается постоянной. В случае дренированных испытаний образец будет сжиматься и упрочняться с ростом деформации. В состоянии упрочнения и даже в критическом состоянии деформации распределяются однородно в образце. Для переуплотненных глин деформации однородны только до пикового значения прочности, в состоянии разупрочнения грунта деформации резко неоднородны, причем неоднородность возрастает, а сопротивление сдвигу уменьшается.

Геотехники обычно предпочитают определять прочность глинистых грунтов из условий недренированных испытаний, c_u , а не эффективную прочность, которая характеризуется параметрами c' и ϕ' . Полагают, что глинистые грунты обладают низкой проницаемостью и поэтому условия недренированных испытаний отражают поведение грунта в массиве даже при очень медленной скорости нагружения. Параметр, c_u , характеризующий недренированную прочность определяется как радиус круга эффективных напряжений Мора. Круги Мора в эффективных и полных напряжениях

имеют один и тот же размер, но смещены горизонтально на величину порового давления.

Skempton (1957) предложил простое эмпирическое выражение связывающее недренированную прочность и индекс пластичности нормально уплотненных глин в виде

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p$$

Ladd et al. (1977) предложили подобное выражение, но для переуплотненных глин

$$\frac{c_u}{\sigma'_v (0.11 + 0.0037 \cdot I_p)} = R_o^{0.8}$$

где R_o – коэффициент переуплотнения выраженный в эффективных напряжениях.

Недренированная прочность используется как классификационный показатель, например, в стандарте Великобритании.

Консолидировано дренированные испытания

Испытания проводятся в два этапа. На первом этапе водонасыщенные образцы грунта подвергаются всестороннему сжатию боковым давлением $\sigma_2 = \sigma_3$ в рабочей камере прибора трехосного сжатия. Возникающее поровое давление u_c рассеивается, так как испытания проводятся по открытой схеме, с возможностью дренирования. В процессе девиаторного нагружения вертикальное напряжение σ_1 прикладывается небольшими ступенями с выдержкой до стабилизации деформации во времени полагая, что за этот период возникшее поровое давление u_d исчезнет.

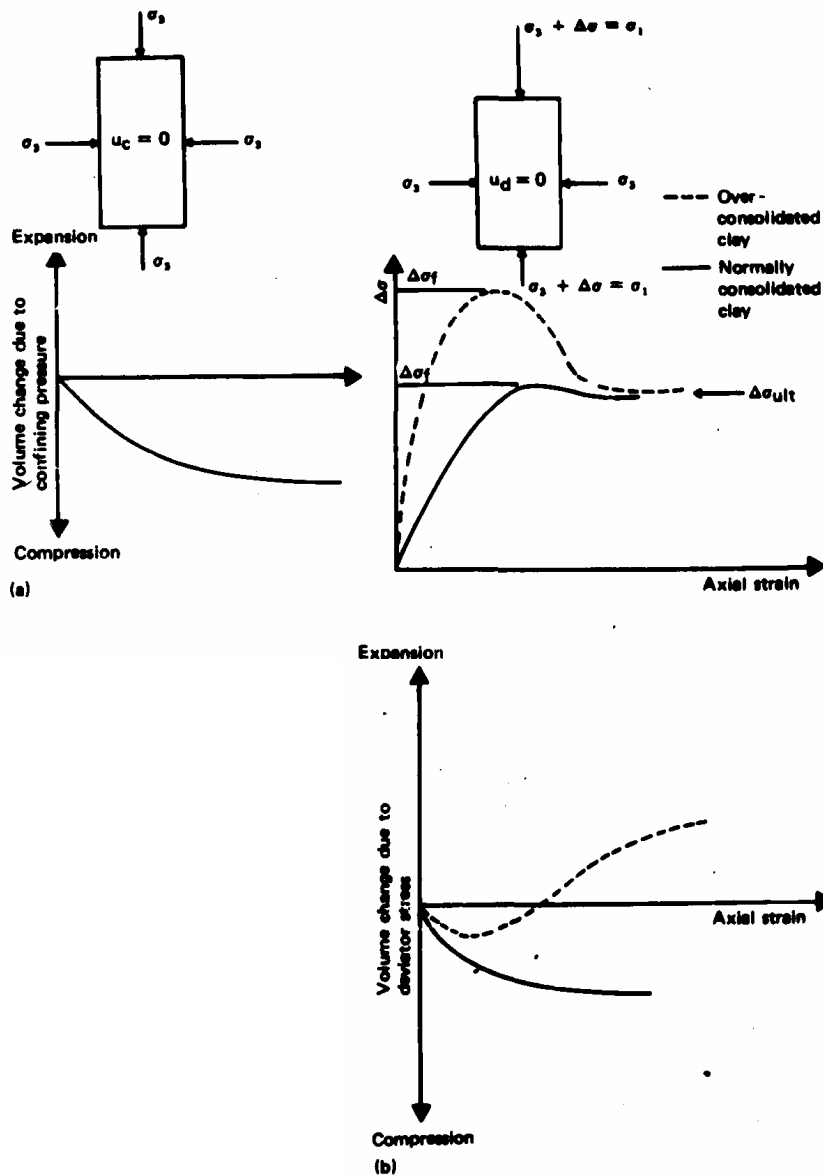


Рис. 3. Консолидировано-дренированные испытания глины: а – гидростатическое обжатие; б – девиаторное нагружение

На рис. 3 показаны зависимости, характеризующие процесс деформации нормально уплотненной и переуплотненной глины. Опыты показывают на то, что при девиаторном нагружении объем образца грунта уменьшается вплоть до состояния разрушения. В переуплотненных глинах вначале девиаторного нагружения объем образца уменьшается, а затем расширяется. Процесс расширения грунта при сдвиге называют дилатанцией. Говорят, что образец дилатирует.

В консолидировано дренированных испытаниях полное напряжение равно эффективному, так как поровое давление равно нулю. Эффективные напряжения принято обозначать с индексом т.е., σ'_1, σ'_3 , а полные без индекса, как σ_1, σ_3 . Поэтому можно записать для консолидировано дренированных испытаний условие равенства $\sigma'_1 = \sigma_1$ и $\sigma'_3 = \sigma_3$. Если испытания проводятся

по траектории сжатия то $\sigma_1 > \sigma_3$, отсюда σ_1 является наибольшим главным напряжением, а σ_3 наименьшим главным напряжением.

Используя результаты нескольких испытаний при различном всестороннем давлении можно построить круги Мора, касательная к которым является огибающей предельного равновесия Мора-Кулона. Результаты построений

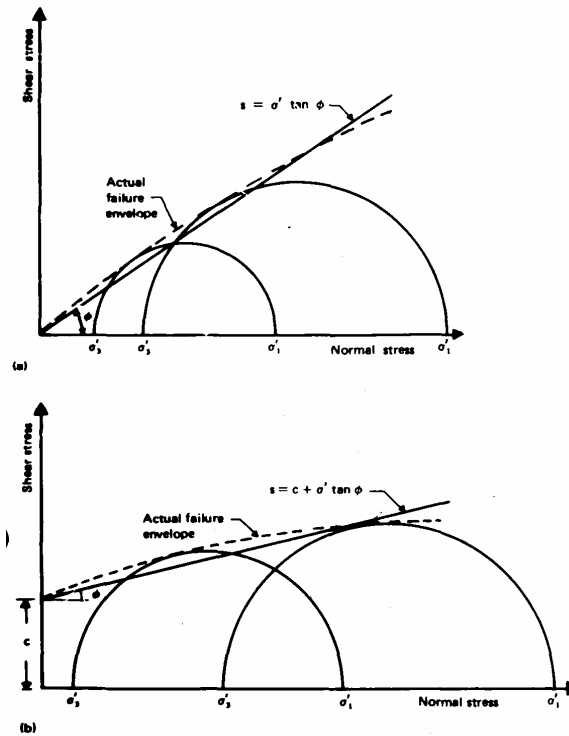


Рис. 4. Предельные огибающие: а – нормально уплотненная глина; б – переуплотненная глина

показывают, что у нормально уплотненных глин сцепление равно нулю (рис. 4 а). Наклон предельной прямой определяет угол внутреннего трения из условия прочности

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

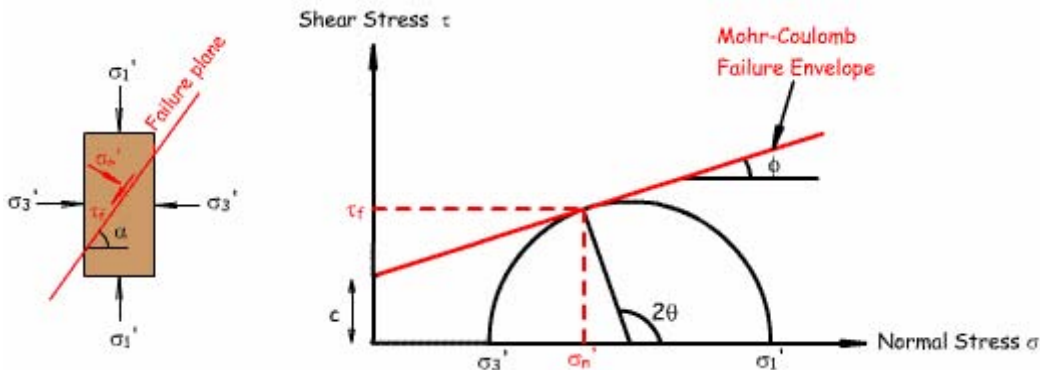


Рис. 5. Плоскость разрушения (а) и предельная прямая Мора-Кулона (б)

Плоскость разрушения (сдвига) наклонена под углом $45^\circ + \varphi/2$ к наибольшему главному напряжению (рис. 5).

Для переуплотненных глин сцепление не равно нулю (рис. 4 б). Наклон предельной прямой определяет не только угол внутреннего трения, но и силы сцепления.

Как показано на рис. 4 а, б действительная предельная огибающая к кругам Мора не является прямой линией, в некоторых случаях она аппроксимируется параболой (В.В.Соколовский) или гиперболой (программа ABAQUS). Криволинейность огибающей более резко выражена при небольших всесторонних давлениях.

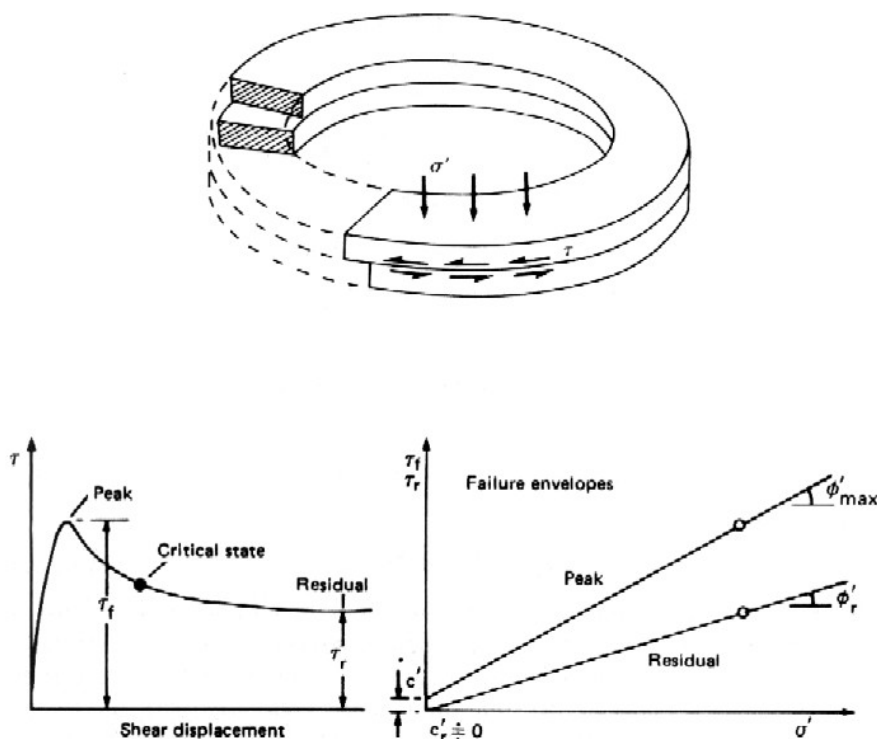


Рис. 6. Пиковая и остаточная прочность грунта

На рис. 6 показаны результаты испытаний при больших деформациях, возникающие при потере устойчивости склонов. Для переуплотненной глины при остаточной прочности сцепление практически равно нулю, что объясняется полным разрушением структурных связей. Сопротивление сдвигу определяется только трением, причем остаточный угол внутреннего трения является минимальным из всех возможных значений. Остаточный угол внутреннего трения используется при оценке длительной прочности склонов грунта.

Консолидировано недренированные испытания

Испытания проводятся также в два этапа. На первом этапе, условия нагружения, подобны схеме консолидировано дренированных испытаний. Образец грунта уплотняется всесторонним давлением σ_3 при условии полного дренирования поровой воды из образца грунта. После рассеивания порового давления, возникающего при обжатии образца грунта переходят к девиаторному нагружению. На этом втором этапе испытаний осевая нагрузка прикладывается ступенями вплоть до разрушения образца грунта. В течение всего второго этапа нагружения кран дренирования закрыт и поэтому в образце грунта возникает поровое давление. На рис. 7 показаны зависимости характеризующие процесс деформирования образца грунта при нагружении.

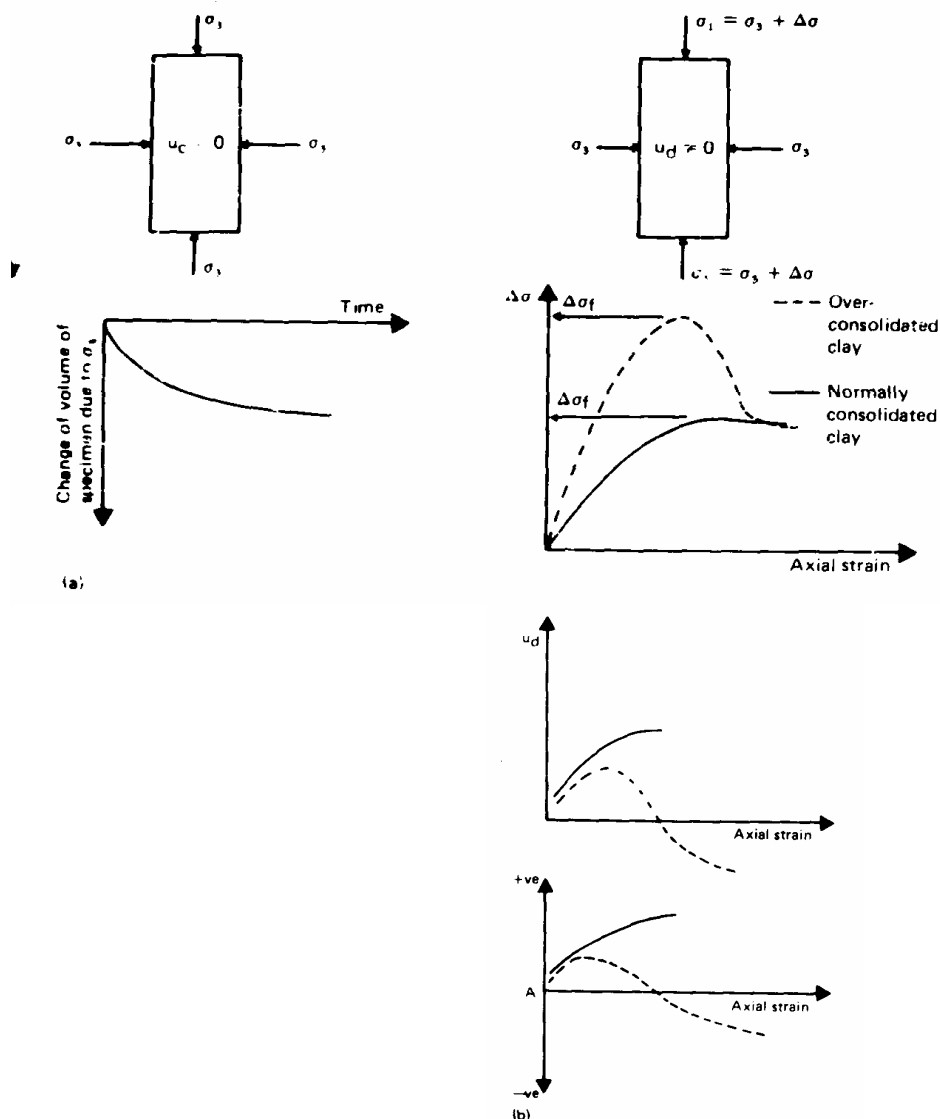


Рис. 7. Консолидировано недренированные испытания: а – гидростатическое обжатие; б – девиаторное нагружение

Поровое давление изменяется различным образом при испытании нормально уплотненных и переуплотненных глин. В течение девиаторного нагружения образца нормально уплотненной глины поровое давление возрастает постепенно до максимального значения (рис. 7 в) при постоянном уменьшении объема. Испытания переуплотненных глин показывают на изменение порового давления при девиаторном нагружении. На начальных ступенях девиаторного нагружения поровое давление возрастает при одновременном уменьшении объема образца грунта (рис. 7 в), далее после достижения максимального положительного значения поровое давление уменьшается и может получить даже отрицательное значение при этом образец грунта увеличивается в объеме. Диапазон изменения отрицательного порового давления зависит от степени переуплотнения глинистого грунта и возрастает с ростом коэффициента переуплотнения (рис. 8).

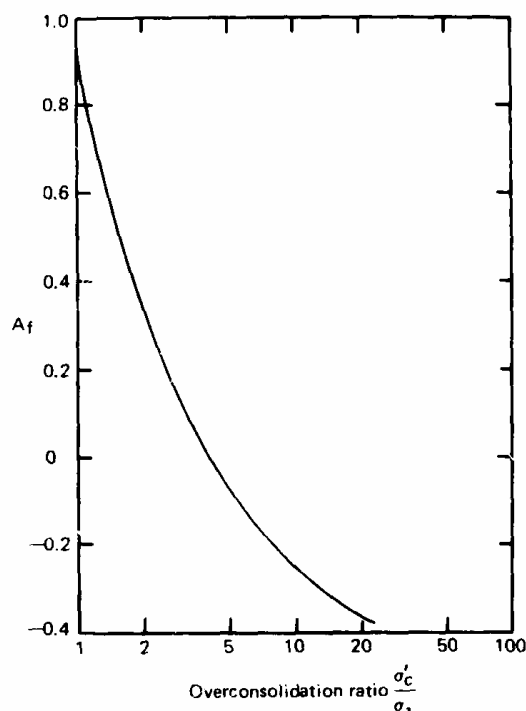


Рис. 8. Изменение параметра порового давления $A_f = \frac{\Delta u}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}$ в зависимости от значения коэффициента переуплотнения OCR

Значение коэффициента переуплотнения для условий трехосных испытаний определяется следующим образом

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma_3},$$

где $\sigma'_c = \sigma_c$ - максимальное всестороннее давление в рабочей камере, при котором образец грунта был обжат, а σ_3 - всестороннее давление при котором проводится испытание образца грунта. Значение A_f у нормально уплотненных глин при разрушении обычно близко к единице, а для переуплотненных глин изменяется от 1 до $-0,4$.

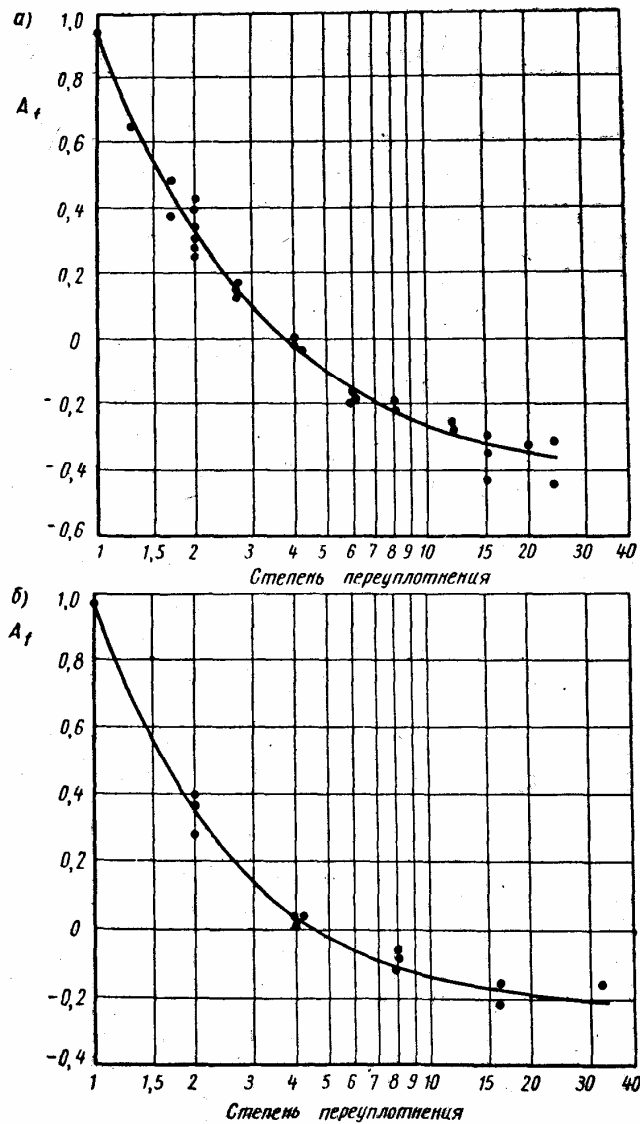


Рис. 9. Влияние переуплотнения на значение параметра порового давления A_f при разрушении образцов: а – вельдская глина; б – лондонская глина (А.Бишоп)

Используя результаты испытаний нескольких образцов нормально уплотненной глины ($OCR = 1$) глины можно построить круги Мора (рис. 10) и

проведя к ним касательную определить параметры прочности для условий консолидировано недренированного нагружения.

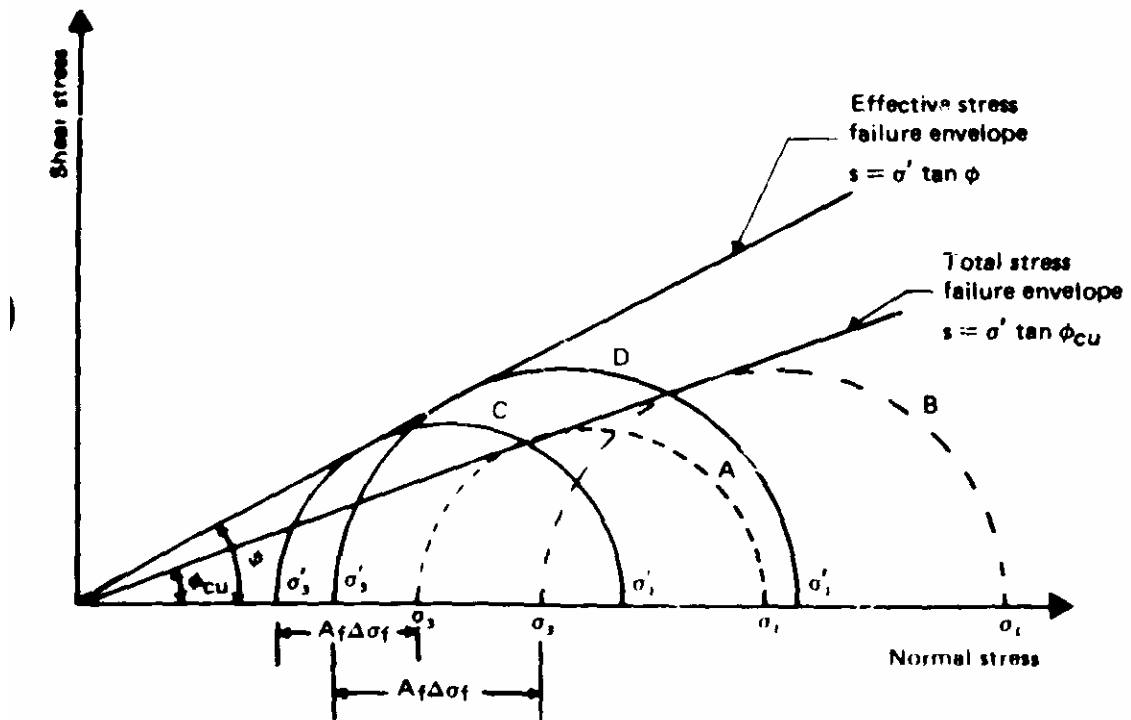


Рис. 10. Консолидировано-недренированные испытания нормально уплотненной глины

Круги Мора А и В для полных напряжений показана на рис. пунктирными линиями. Эффективные круги напряжений Мора С и Д получены смещением влево кругов А и В на величину порового давления $\Delta u = A_f(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, где $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ - предельное значение девиатора напряжений. Касательные к кругам Мора позволяют найти параметры прочности ϕ и ϕ_{cu} в эффективных и полных напряжениях, соответственно. Силы сцепления равны нулю.

Для образцов нормально уплотненных глин сцепление равно нулю, а угол внутреннего трения зависит от типа грунта, увеличиваясь с уменьшением числа пластичности.

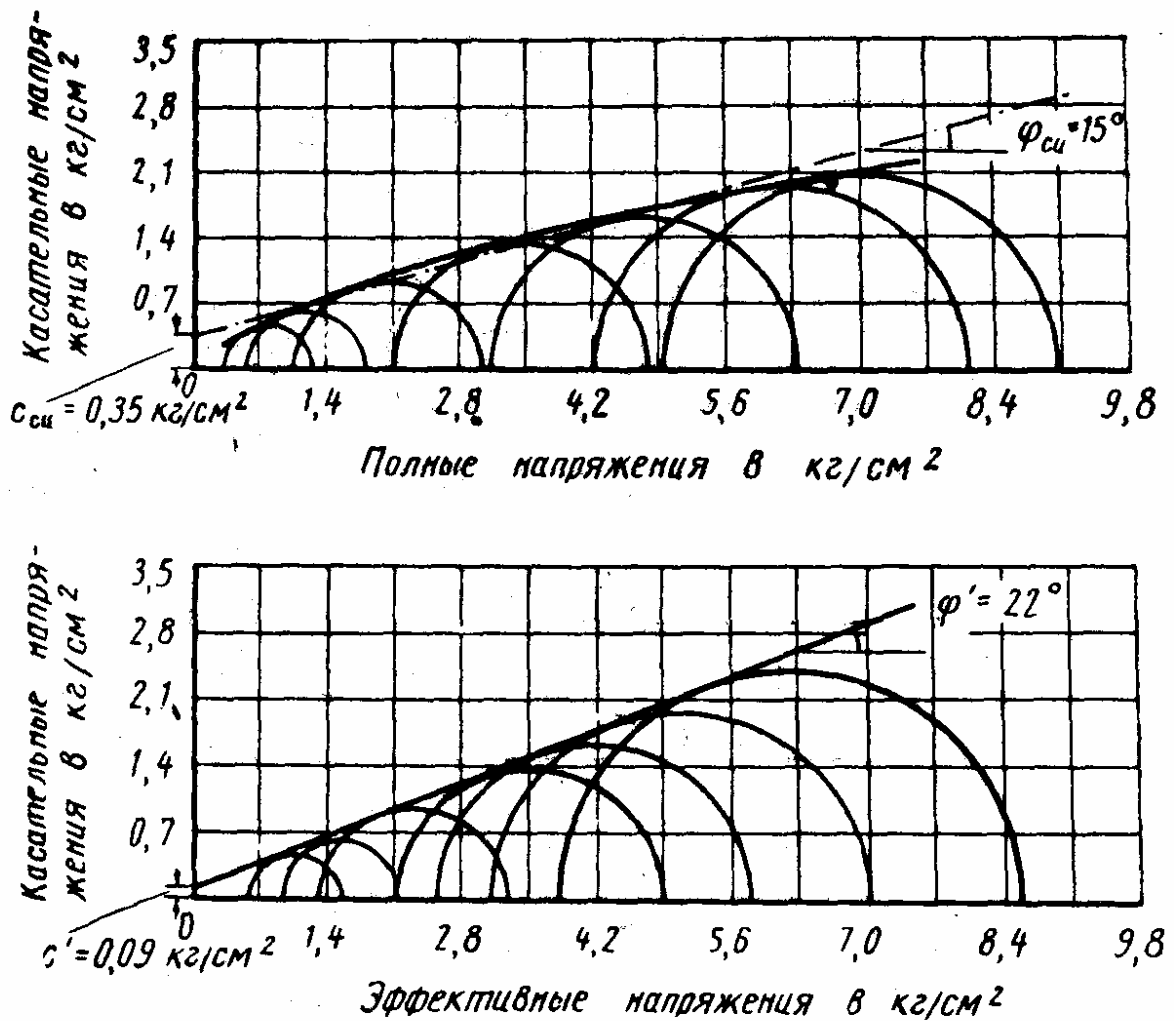


Рис. 11. Консолидировано-недренированные испытания переуплотненной глины (А.Бишоп)

На рис. 11 приведены результаты испытаний образцов переуплотненной глины в условиях консолидировано-недренированного нагружения. Результаты опытов представлены в эффективных и полных напряжениях. Как и для нормально уплотненной глины угол внутреннего трения в эффективных напряжениях оказывается больше, чем в полных напряжениях. Силы сцепления для переуплотненной глины практически равны нулю при определении их в эффективных напряжениях.

Неконсолидированно-недренированные испытания

При проведении неконсолидированно-недренированных испытаний дренирование поровой воды из образца грунта отсутствует как при всестороннем нагружении, так и при нагружении девиатором напряжений.

Нагружение девиатором выполняется сразу же после создания требуемой величины всестороннего обжатия образца грунта без стабилизации деформаций во времени. Испытания этого типа выполняются быстро и занимают не более 3 минут. Предельное значение девиатора напряжений $\Delta\sigma_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ не зависит от величины предварительного обжатия σ_3 .

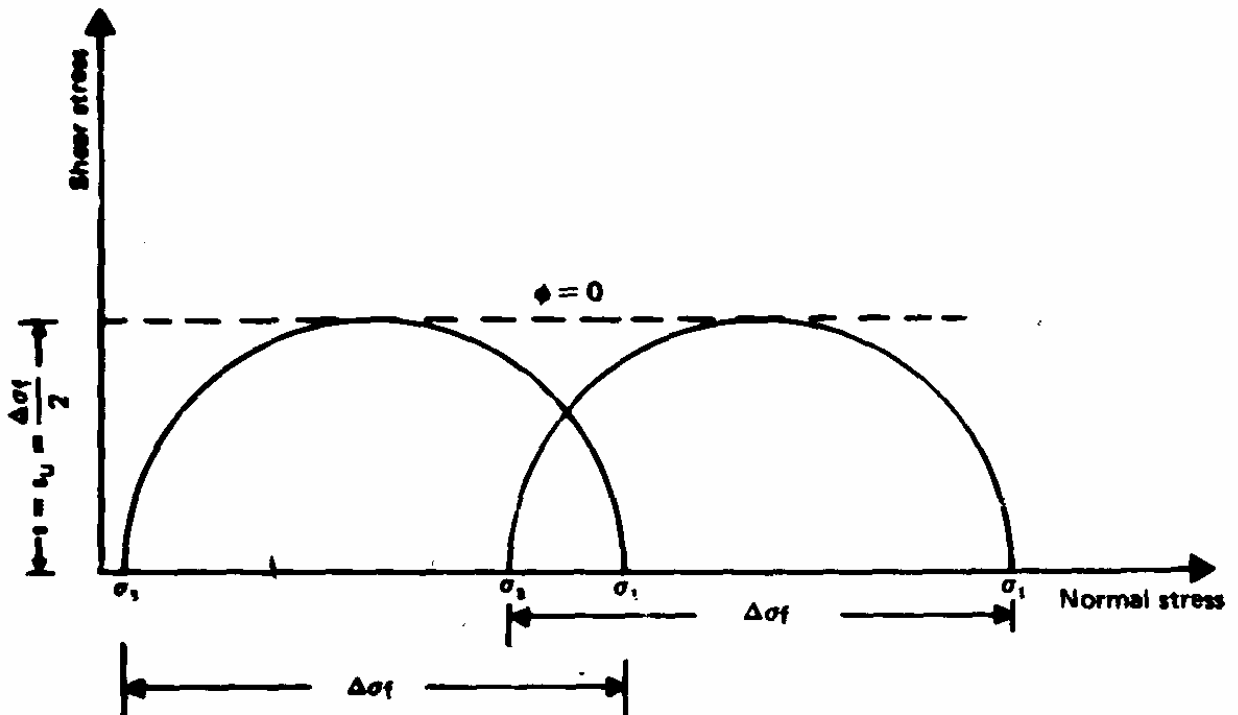


Рис. 12. Неконсолидированно-недренированные испытания

Если результаты опытов отобразить с использованием кругов Мора в полных напряжениях, то предельная прямая практически не имеет угла наклон ($\varphi = 0$) к оси нормальных напряжений и прочность грунта определяется только силами сцепления. Параметр недренированной прочности определяется из выражения

$$c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2}.$$

Недренированная прочность не зависит от величины всестороннего обжатия σ_3 , что видно из результатов опытов, приведенные на рис. 12. На

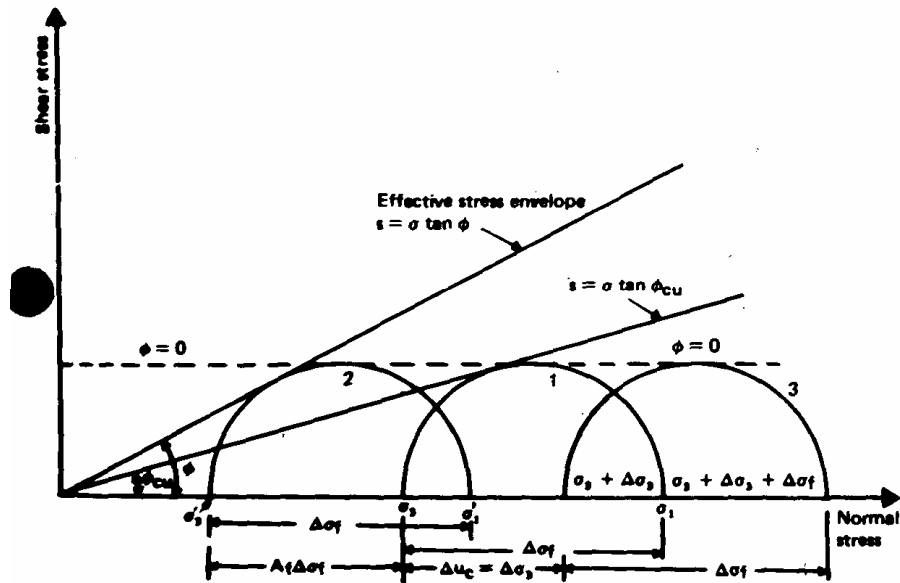


Рис. 13. Предельные огибающие в эффективных и полных напряжениях

рис. 13 круг Мора 1 построен в полных напряжениях, а круг Мору 2 в эффективных напряжениях со смещением его влево на величину порового давления $\Delta u = A_f(\sigma_1 - \sigma_3)_f$. Так как касательную к одному кругу Мора можно провести только через начало координат, то для эффективных напряжений сцепление будет равно нулю, а угол внутреннего трения ϕ . Увеличение всестороннего давления приводит к пропорциональному росту порового давления, но так как значение предельного девиатора напряжений $\Delta\sigma_f$ не изменяется, то круг Мора 3 будет находится правее на величину дополнительного порового давления, не изменяя своего размера. Поэтому касательная к кругам Мора 1 и 3 в полных напряжениях является горизонтальной и $\phi = 0$. Эффективный круг напряжений Мора 2 для различных кругов Мора в полных напряжениях 1 и 3 будет один и тот же. Если провести предельную прямую к полному кругу напряжений Мора, например 1 (рис. 13), то мы получим угол внутреннего трения ϕ_{cu} .

Для нормально уплотненных глин отношение недренированной прочности к вертикальным эффективным напряжениям, при которых происходило уплотнение в условиях естественного залегания связано с числом пластичности (рис. 14). Как видно из рис. 14 данная зависимость является линейной.

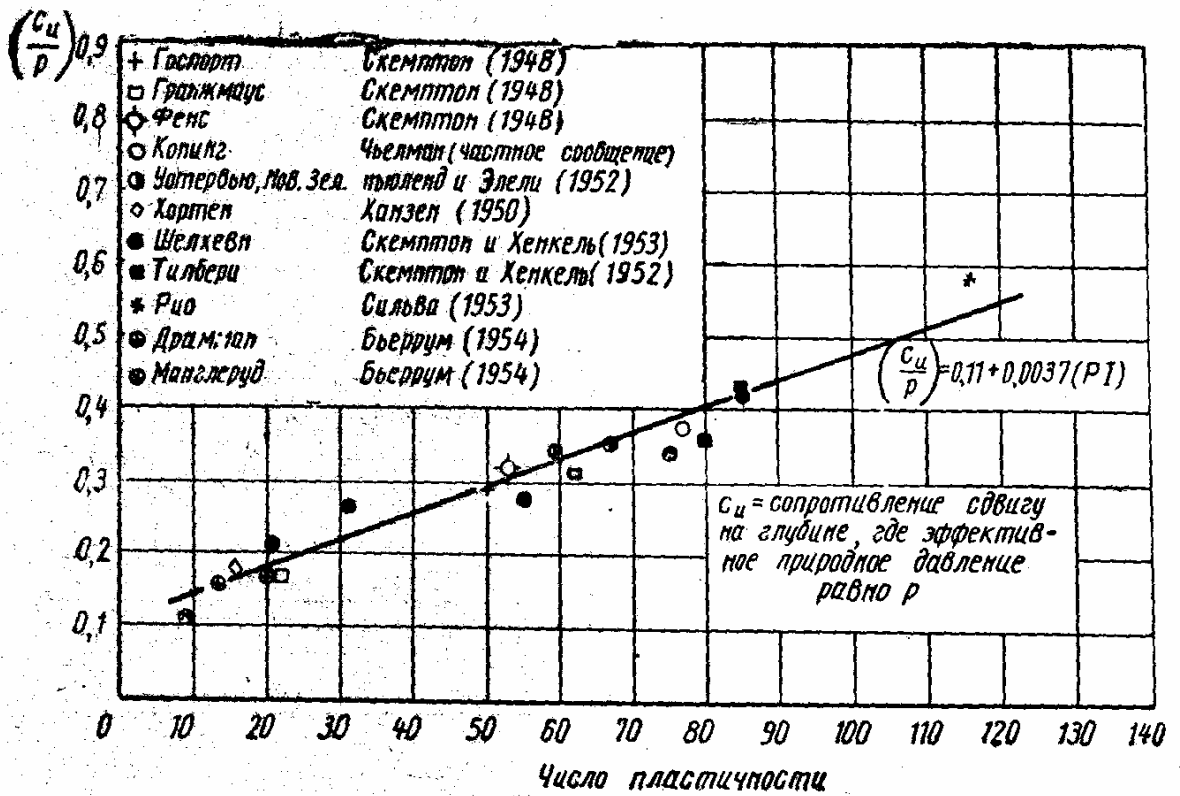


Рис. 14. Зависимость недренированной прочности от числа пластичности для нормально уплотненной глины

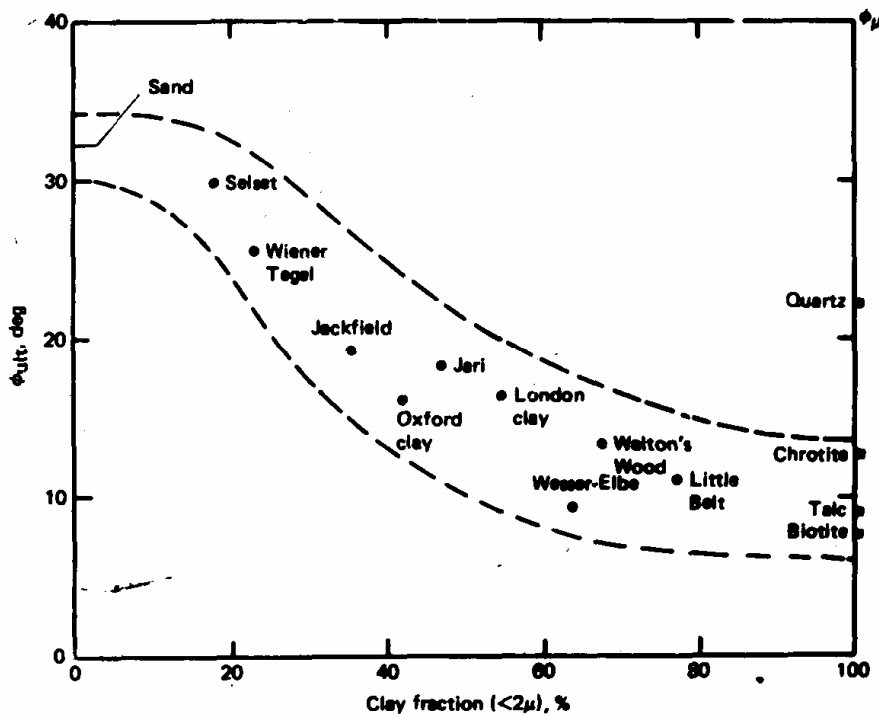


Рис. 15. Зависимость угла внутреннего трения от процентного содержания глинистых частиц (B.Das)

Опыты показывают, что угол внутреннего трения уменьшается с увеличением количества глинистых частиц. Для высоко пластичных монтмориллонитовых глин угол внутреннего трения может быть равен 3-4°.

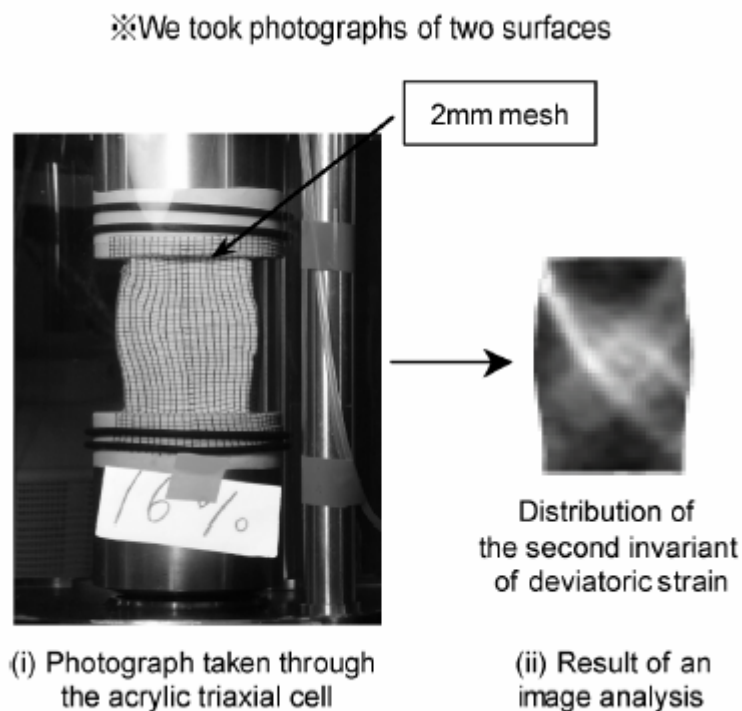


Рис. 16. Локализация деформаций в образце глинистого грунта: $\omega_L = 62\%$, $I_p = 33$ (Higo Y.)

На рис. 16, 17 показаны результаты измерения деформаций сдвига с использованием цифровой камеры и метода обработки образов. Сетка нанесенная на резиновой оболочке имеет размер 2x2 мм. Испытания проводились с нормально уплотненной и переуплотненной глиной ($OCR = 5$).

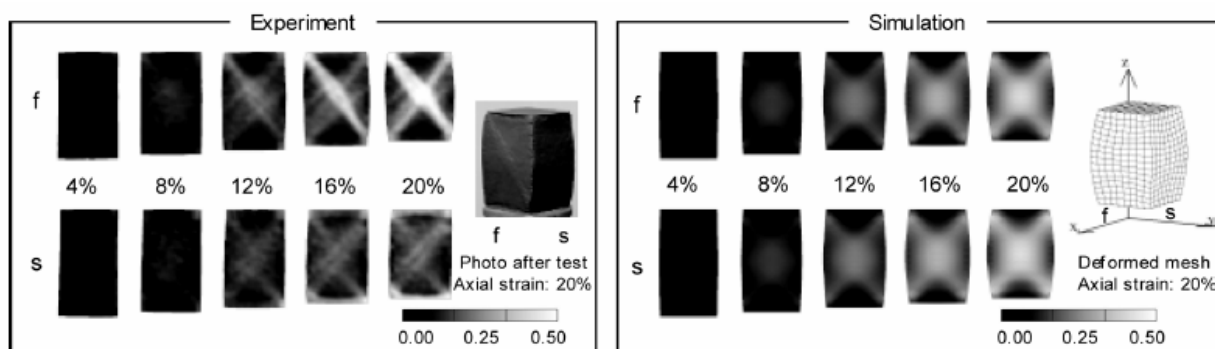
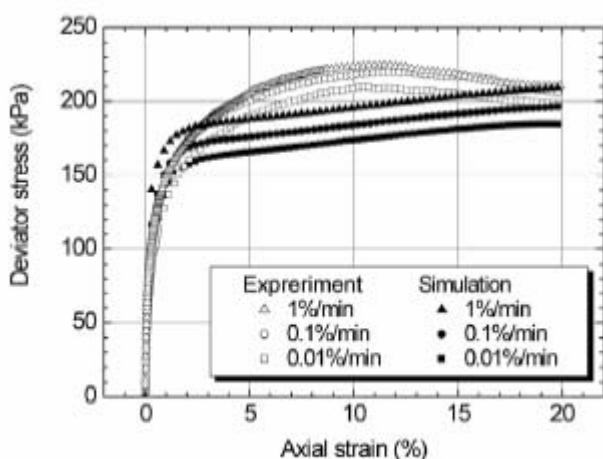


Рис. 17. Сравнение между экспериментом (слева) и численным расчетом (справа). Переуплотненная глина (Higo Y.)

Опыты в условиях трехмерной деформации показали, что локализация деформаций начинается при осевой деформации 8%. Четыре полосы сдвига от каждого угла штампа образуются при деформации 12% на обеих сторонах прямоугольного образца грунта. Окончательно, при деформации 20%, две полосы сдвига наблюдаются на поверхности более резко, чем другие.



(a) Stress-strain relations

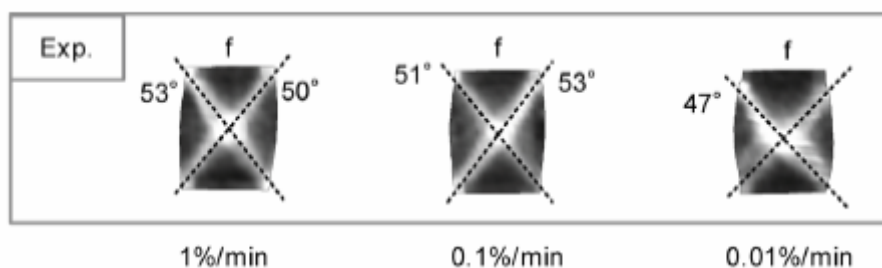


Рис. 18. Опыты с нормально уплотненной глиной (Higo Y.)

Из рис. 18 видно, влияние скорости нагружения на наклон полос сдвига.

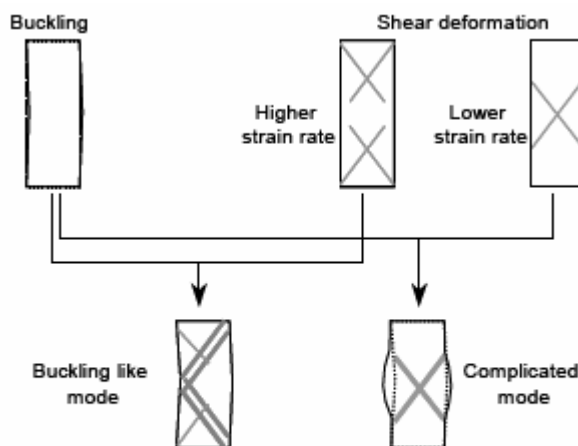


Fig.6 Schematic figure for the mechanism of the buckling-like mode and the complicated mode

Рис. 19. Динамика развития полос сдвига

Опыты показывают, что при деформации образца грунта более пиковой прочности в грунте образуется не одна полоса сдвига, а несколько. Показанные на рис. 19 образцы грунта с полосами сдвига называют модами деформации. Моды деформации зависят также от скорости нагружения образца грунта. При больших скоростях деформирования (несколько мм/мин) полосы сдвига развиваются X-образно от торцов штампа, при малой скорости деформации (менее 0,1 мм/мин) полосы сдвига возникают в центральной части образца с модой деформации в виде «бочки»

Недренированная прочность c_u нормально уплотненных глин характеризует прочность грунта в котором трение принимается равным нулю. Недренированная прочность уменьшается значительным образом с увеличением влажности, поэтому в проектах рассматривают условия полного водонасыщения даже если глина частично насыщена в естественных условиях. Недренированная прочность возрастает с глубиной (или эффективными напряжениями) и обычно выражается отношением c_u / p (p - эффективное вертикальное напряжение). Это отношение связано с индексом пластичности и коэффициентом переуплотнения (рис. 20, 21).

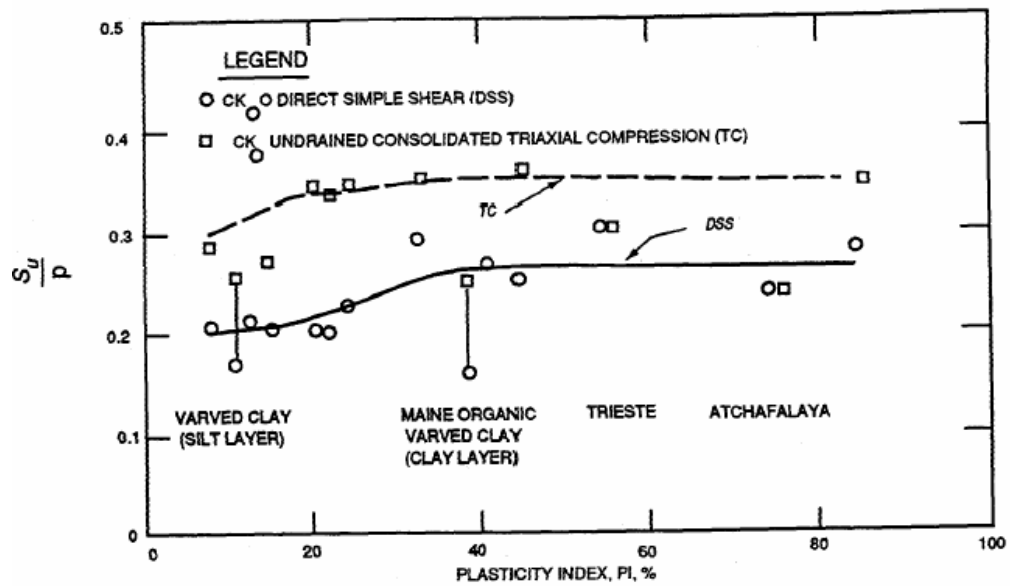


Рис. 20. Зависимость отношения c_u / p и индекса пластичности для нормально уплотненной глины (Gardner, 1977)

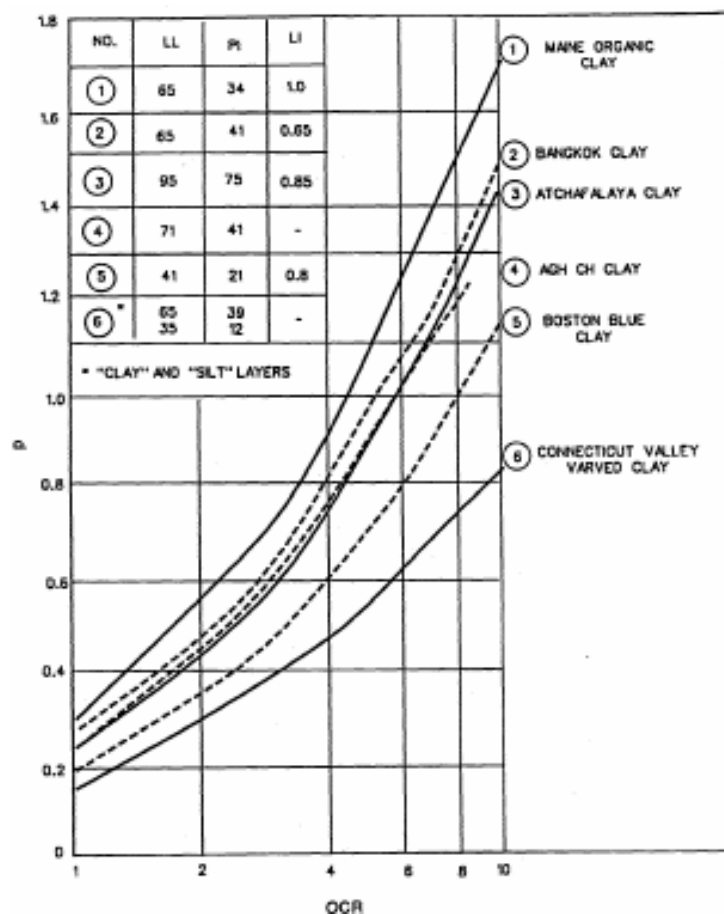


Рис. 21. Зависимость недренированной прочности от коэффициента переуплотнения (Ladd et al, 1977)

Значения недренированной прочности многих переуплотненных глин, определенные в лаборатории, оказываются более значимыми, чем значения определенных в полевых условиях методом статического зондирования или лопастным срезом.

Дренированная прочность нормально уплотненных глин подобна рыхлым пескам, т.е. $c = 0$, за исключением того, что для глин угол внутреннего трения меньше. Эмпирическая зависимость эффективного угла внутреннего трения, ϕ' , с индексом пластичности для нормально уплотненных глин показана на рис. 22.

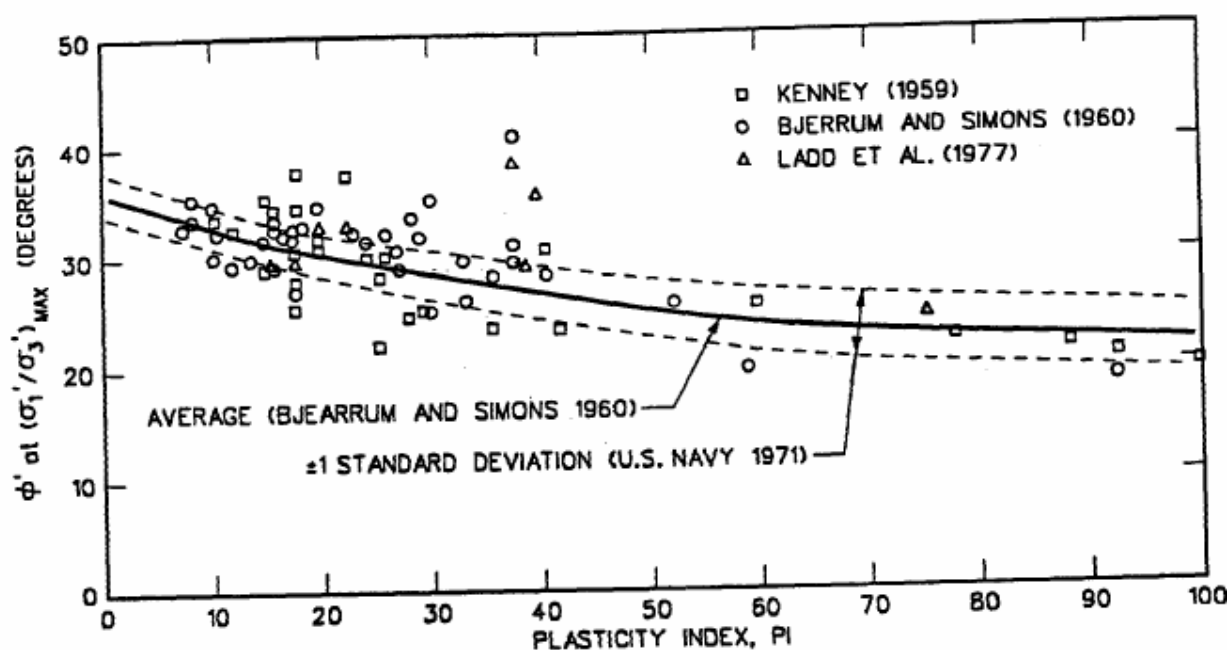


Рис. 22. Эмпирическая связь между углом внутреннего трения из трехосных испытаний и числом пластичности для переуплотненной глины

Дренированная прочность переуплотненной глины подобна прочности плотного песка (но опять с меньшим значением ϕ'), где имеется пиковая прочность (c' не равно нулю) и остаточная прочность ($c' = 0$).

В общем случае при проектировании оснований сложенных глинистыми грунтами используются результаты недренированных и дренированных условий и исходя из этого расчеты выполняются различным образом. Выбираются, как правило, худшие условия. Полные напряжения используются в анализе, если встречаются недренированные условия нагружения и эффективные напряжения в дренированном случае.

Литература

1. Бишоп А.У., Хенкель Д.Д. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях. М., 1961, 232 с.
2. V.Das. Advanced Soil Mechanics. 1997.
3. Higo Y. A three-dimensional elasto-viscoplastic strain localization analysis of water-saturated clay. Geo-Research Institute, Osaka, Japan.