

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПРОЯВЛЕНИЯ НЕУСТОЙЧИВОСТИ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ В УСЛОВИЯХ МОНОТОННОГО ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ**УСОВ А.Н.**

Аспирант кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, г. Москва

*alexeynusov@gmail.com***СЕНЦОВА Е.А.**

Студент кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, г. Москва

*sentsovaea@gmail.com***ВОЗНЕСЕНСКИЙ Е.А.**

Профессор кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, д.г.-м.н, г. Москва

*eugene@geol.msu.ru***Аннотация**

Рассмотрены возникновение понятия неустойчивости в инженерной геологии и геотехнике и его связь с понятием устойчивости в классической механике. Дан обзор современных представлений о неустойчивости в терминах эффективных напряжений. Предложена методика определения точки неустойчивости на основе анализа развития деформаций во времени. Показана существенная зависимость положения точки неустойчивости от истории предшествующего нагружения

Ключевые слова

Глинистый грунт; монотонное трехосное сжатие; недренированные испытания; неустойчивость; предельное равновесие

Введение

Механика как старейшая наука впервые столкнулась с проблемами устойчивости механических систем. Для решения возникающих вопросов была разработана теория устойчивости - техническая и физико-математическая дисциплина, изучающая закономерности поведения систем при внешних воздействиях. В наиболее общем виде она была разработана академиком Петербургской академии наук А.М. Ляпуновым в 1892 г. в работе «Общая задача об устойчивости движения».

Важной частью этой теории является проблема аналитического и практического определения запасов устойчивости сложных (многокомпонентных) систем и процессов. В этой части особую актуальность с развитием сложной техники приобрели задачи диагностирования и прогнозирования запасов устойчивости процессов, связанных с эксплуатацией больших технических систем.

В общем понимании, устойчивость - это способность системы сохранять текущее состояние при наличии внешних воздействий. В теоретической механике устойчивость характеризуется ответом на малое возмущение системы, находящейся в механическом равновесии. То есть, иначе говоря, устойчивость - это возможность любой многокомпонентной системы безопасно функционировать при достаточно малых докритических деформациях.

Если переходить к таким многокомпонентным системам, как грунты, то здесь аналогом теории устойчивости можно считать учение о неустойчивости, введенное и разработанное профессором Полем Ладе в конце 80-х годов XX века [6, 8]. На сегодняшний день существует несколько определений этого понятия:

- 1) неустойчивость - поведение грунта, при котором достаточно быстро развиваются большие пластические деформации из-за невозможности структурных связей грунта выдержать прикладываемые нагрузки [5];
- 2) явление неустойчивости заключается в уменьшении прочности грунта, связанном с развитием порового давления, которое снижает действующие в нем эффективные напряжения, что приводит к развитию больших деформаций [11, 14].

Указанные определения вписываются также и в теорию малых докритических деформаций, развитую в рамках теории устойчивости механических систем [2].

Итак, учитывая результаты анализа общемеханического подхода и учения о неустойчивости, развитых современными инженерами-геотехниками, авторы здесь определяют неустойчивость как докритическое состояние грунтов, предшествующее разрушению, которое связано с началом разрыва или ослабления значительного количества структурных связей и проявляется прежде всего в заметном увеличении скорости деформирования.

Изучению вопросов неустойчивости в настоящее время посвящено довольно большое количество исследований, но все они рассматривают песчаные грунты. Этот интерес связан прежде всего с возможностью разжижения песчаных грунтов. Среди работ последних лет можно отметить исследования [4, 12, 15].

Изучение явления неустойчивости на сегодняшний день проводится в лабораторных условиях с использованием разных схем испытаний и разного испытательного оборудования. Наиболее распространены испытания на трехосное сжатие и на простой сдвиг.

Для характеристики неустойчивости в последующем изложении вводится понятие «точка неустойчивости» - такой переломный момент, после прохождения которого рост деформаций значительно ускоряется. Данное исследование основано на результатах испытаний в условиях трехосного сжатия.

Для того чтобы полнее раскрыть понятие неустойчивости, рассмотрим некоторые вопросы, связанные с выделением точки неустойчивости. В мировой практике при интерпретации результатов трехосных испытаний используется два критерия, знаменующих разрушение образца:

- 1) разрушение происходит при достижении девиатором напряжений максимального значения;
- 2) разрушение происходит при достижении максимума отношения главных эффективных нормальных напряжений (σ'_1 / σ'_3).

При дренированных испытаниях эти два условия достигаются одновременно, а при недренированных, когда во время сдвига развивается значительное поровое давление, возникает сложность в определении момента разрушения. Здесь максимальное значение девиатора напряжений достигается раньше, чем максимальная величина отношения главных эффективных напряжений [3, 10, 13].

При анализе результатов опытов, проведенных в недренированных условиях на песчаных грунтах и представленных в поле эффективных напряжений « $p' - q$ » (где $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$; σ'_1 , σ'_3 - максимальное и минимальное эффективное главное нормальное напряжение соответственно) (рис. 1), следует отметить, что пик траектории не связан с предельной огибающей и не может быть отнесен к разрушению. После прохождения пика девиатор напряжений q уменьшается, при этом деформации продолжают развиваться.

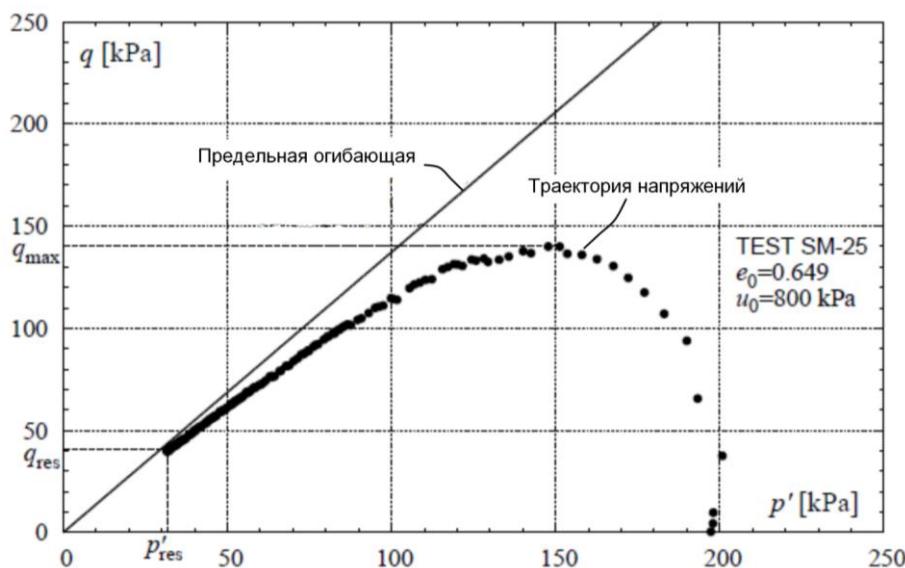


Рис. 1. Траектория эффективных напряжений для недренированного опыта (по [11]): q - девиатор напряжений, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$; q_{\max} - максимальный девиатор напряжений; $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; σ'_1 , σ'_3 - максимальное и минимальное эффективное главное нормальное напряжение соответственно

Увеличение деформации при уменьшении нагрузки является типичным проявлением неустойчивости в материалах. Это означает, что в недренированных условиях в рыхлых несвязанных грунтах максимальный девиатор q_{\max} не является критерием разрушения, а в условиях минимальной разницы напряжений неустойчивость развивается внутри некоторой «истинной поверхности разрушения» [5]. Разрушение образца в недренированных условиях происходит при максимальном значении отношения главных эффективных напряжений σ'_1/σ'_3 и начинается после достижения максимального девиатора напряжений [11].

Таким образом, эти два условия характеризуют область потенциальной неустойчивости грунта. По определению П. Ладе [5], неустойчивость - это состояние, при котором касательное напряжение достигает максимума на истинной поверхности разрушения, а затем начинает уменьшаться. Неустойчивость - это не синоним разрушения, но достижение этого состояния означает потенциальную возможность разрушения при данной нагрузке.

Проявление неустойчивости в грунте после развития максимальных касательных напряжений предполагает, что в пространстве эффективных напряжений « $p' - q$ » диаграммы существует линия, соответствующая нижней границе области неустойчивости и разделяющая зоны стабильного и нестабильного состояния грунта. Она была названа линией неустойчивости [5]. Эта линия характеризует геометрическое положение точек неустойчивости для образцов одной плотности, но с разными начальными напряженными состояниями. Область между ней и предельной огибающей названа зоной потенциальной неустойчивости [5] (рис. 2).

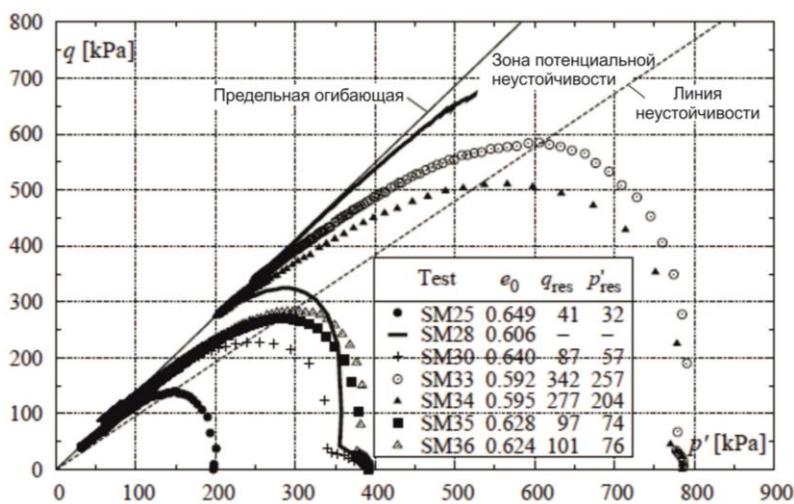


Рис. 2. Иллюстрация линии неустойчивости и зоны потенциальной неустойчивости в поле эффективных напряжений (по [11]): q - девиатор напряжений, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$; $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; σ'_1 , σ'_3 - максимальное и минимальное эффективное главное напряжение соответственно

На основании большой серии экспериментов, проведенных на различных несвязанных разнозернистых грунтах, М. Липински [9] предложил универсальные критерии для описания явления неустойчивости:

$$q/p' = 1 \text{ или } \sigma'_1/\sigma'_3 = 2,5.$$

Указанные критерии были получены эмпирически, без достаточного теоретического обоснования.

Изучение явления неустойчивости актуально не только для песчаных грунтов, но и для глинистых, так как позволяет лучше понять природу деформаций и прочности изучаемого грунта независимо от его типа. Определение момента начала неустойчивости подводит к пониманию нагрузок, знаменующих массовое разрушение структурных связей, в конечном итоге приводящее с течением времени к разрушению.

В связи с тем что состояние неустойчивости интересно и с научной, и с практической точек зрения, а глинистые грунты в этом отношении практически не изучены (хотя в ряде ситуаций и используется термин «неустойчивость»), были выполнены исследования, результаты которых приведены в данной статье.

Характеристика грунтов

Феномен неустойчивости исследовался на грунтах двух типов. К первому относились искусственно сформированные образцы-близнецы. Исходным материалом для них послужили голоценовые глины ледниково-морского генезиса, отобранные в районе города Тронхейм (Норвегия). Характеристики полученных образцов (перед испытаниями) этой группы представлены в табл. 1.

Табл. 1

Характеристики модельных образцов*

Консолидация при подготовке образца	Плотность грунта ρ , г/см ³	Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	Влажность грунта W , %	Пористость n , %	Коэффициент пористости e	Показатель консистенции IL
Изотропная	<u>2,07–1,98</u> 2,02	<u>1,64–1,56</u> 1,60	<u>25,4–26,7</u> 26,3	<u>42–44</u> 43	<u>0,71–0,80</u> 0,76	<u>0,24–0,33</u> 0,31
Анизотропная	<u>1,98–2,07</u> 2,01	<u>1,56–1,65</u> 1,59	<u>25,4–27,0</u> 26,6	<u>41–44</u> 43	<u>0,70–0,80</u> 0,77	<u>0,24–0,36</u> 0,33

* Над чертой - диапазон между минимальным и максимальным значениями показателя; под чертой - среднее значение показателя

Образцы второго типа были получены из природных верхнеплейстоценовых озерно-аллювиальных отложений пригляциальной зоны Западной Сибири. По классификации ГОСТ 25100-2011 среди них были выделены глины легкие пылеватые и суглинки легкие пылеватые. Испытания проводились на образцах ненарушенного сложения. Их характеристика приведена в табл. 2.

Табл. 2

Характеристики природных образцов*

Консолидация при подготовке образца	Плотность грунта ρ , г/см ³	Плотность скелета грунта ρ_d , г/см ³	Влажность грунта W , %	Пористость n , %	Коэффициент пористости e	Показатель консистенции IL
Изотропная	<u>2,07–1,98</u> 2,02	<u>1,64–1,56</u> 1,60	<u>25,4–26,7</u> 26,3	<u>42–44</u> 43	<u>0,71–0,80</u> 0,76	<u>0,24–0,33</u> 0,31
Анизотропная	<u>1,98–2,07</u> 2,01	<u>1,56–1,65</u> 1,59	<u>25,4–27,0</u> 26,6	<u>41–44</u> 43	<u>0,70–0,80</u> 0,77	<u>0,24–0,36</u> 0,33

Методика исследований

Для моделирования напряженного состояния грунта в массиве и изучения состояния неустойчивости был выбран метод трехосного сжатия при консолидированно-недренированных условиях с измерением порового давления. Исходя из предположения о том, что различное соотношение главных напряжений влияет на положение точки неустойчивости в поле эффективных напряжений, были выбраны две схемы предварительной консолидации грунта-изотропная и анизотропная с коэффициентом бокового давления 0,6.

Одним из наиболее отчетливых внешних критериев выделения точки неустойчивости является скорость изменения деформаций. Следовательно, была принята схема монотонного нагружения с постоянной скоростью увеличения нагрузки, равной 1 кПа/мин. Точка неустойчивости определяется графически на диаграмме развития осевой деформации во времени как пересечение с перпендикуляром, проведенным из точки пересечения касательных к линейным участкам графика (рис. 3). Линейность участков, к которым проводятся касательные, говорит о постоянстве скорости деформирования образца в их пределах. Также на графике выделяется точка предельного равновесия, которая соответствует началу области, в которой деформирование образца вновь подчиняется линейному закону.

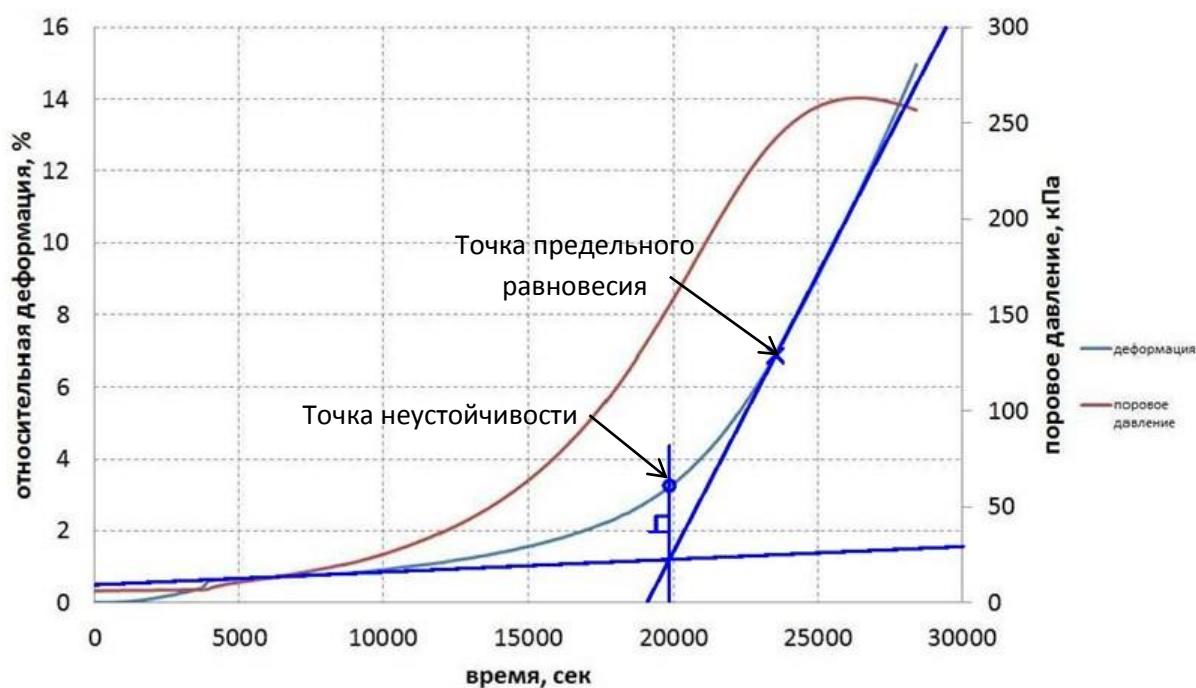


Рис. 3. Схема графического определения точки неустойчивости и точки предельного равновесия по результатам консолидированно-недренированного испытания в условиях трехосного сжатия

Для дальнейшего анализа точки неустойчивости и предельного равновесия наносятся на траектории эффективных напряжений, соответствующие развитию напряжений в образце на стадии сдвига, и характеризуются в этом поле коэффициентом напряжения SR , который равен отношению максимальных касательных напряжений к средним эффективным (q / p') (рис. 4).

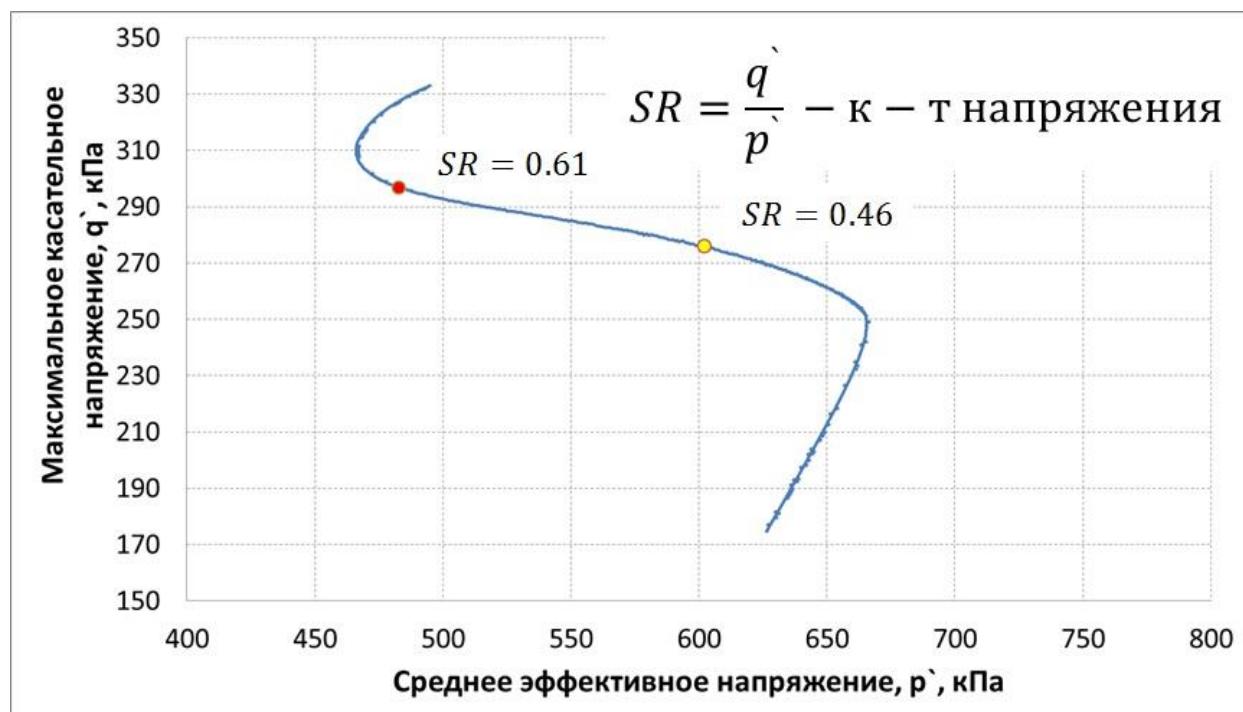
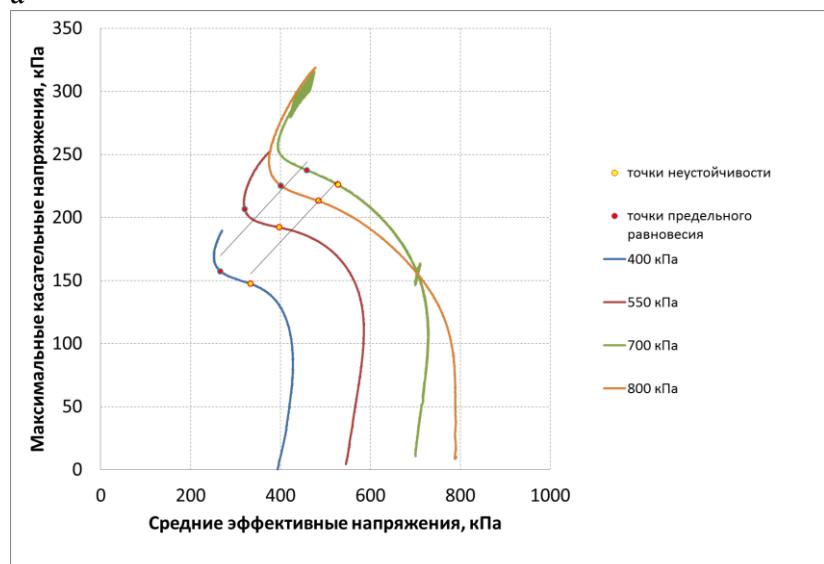


Рис. 4. Траектория эффективных напряжений с нанесенными точками неустойчивости и предельного равновесия

Полученные результаты и их обсуждение

Примеры полученных результатов представлены на рис. 5, 6 в виде обобщенных траекторий эффективных напряжений по двум сериям испытаний образцов после изотропной (см. рис. 5, а, рис. 6, а) и анизотропной (см. рис. 5, б, рис. 6, б) консолидации.

а



б

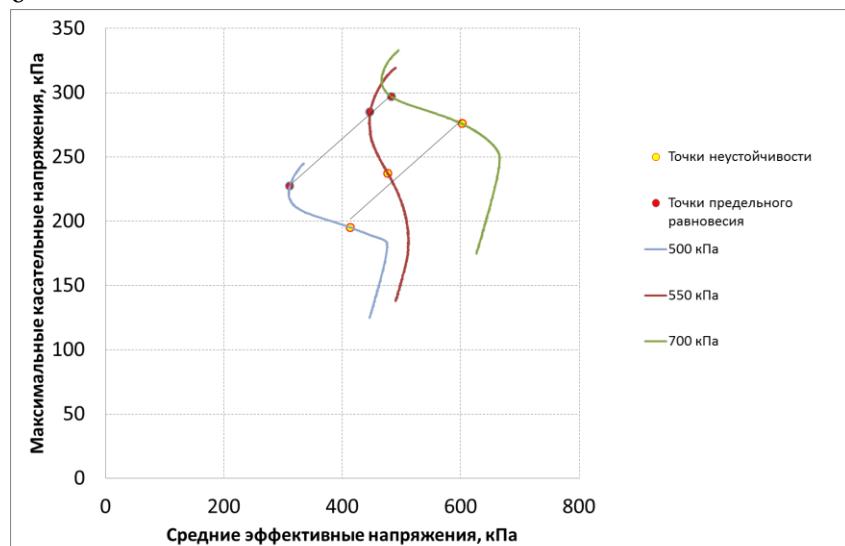


Рис. 5. Траектории эффективных напряжений для стадии консолидированно-недренированного сдвига искусственно сформированных образцов суглинка тяжелого пылеватого тугопластичного: а - после изотропной консолидации; б - после анизотропной консолидации (разными цветами показаны различия в величинах средних эффективных напряжений при консолидации)

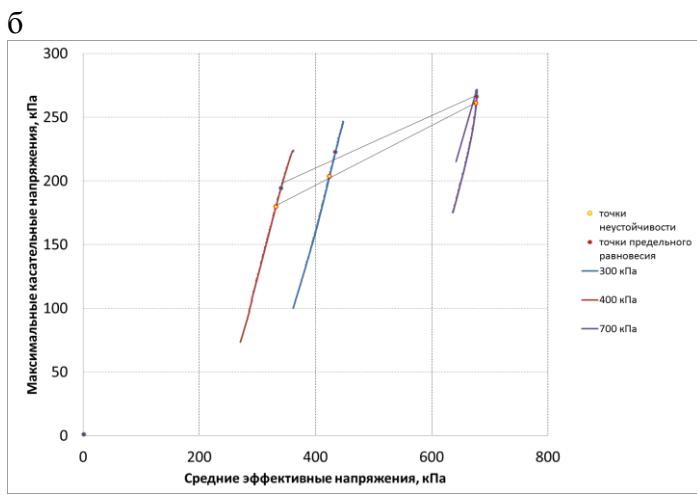
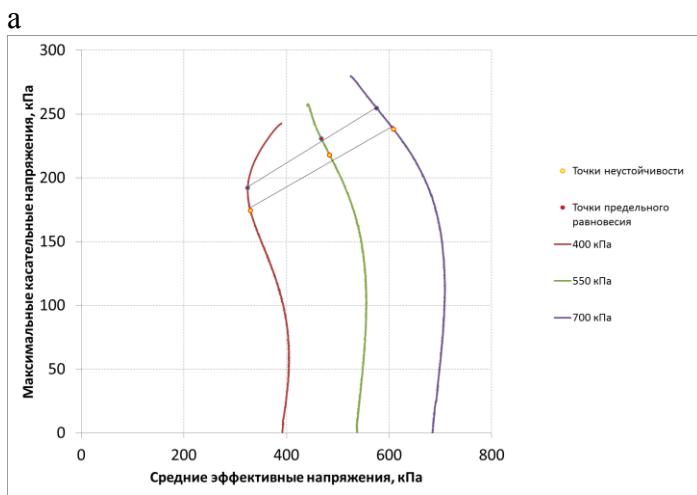


Рис. 6. Траектории эффективных напряжений для стадии консолидированно-недренированного сдвига верхнеплейстоценовых озерно-аллювиальных суглинков и глин легких пылеватых твердых: а - после изотропной консолидации; б - после анизотропной консолидации (разными цветами показаны различия в величинах средних эффективных напряжений при консолидации)

Проведенные исследования показывают, что состояние неустойчивости действительно характеризуется определенным соотношением нормальных и касательных напряжений, а положение линии неустойчивости в пространстве эффективных напряжений описывается уравнением вида $q=kp'+b$, где k - тангенс угла наклона линии неустойчивости, а b - величина свободного члена. При дальнейшем анализе видно, что углы наклона линии неустойчивости и линии предельного равновесия очень близки между собой, а величины свободных членов заметно отличаются.

Для того чтобы проанализировать неустойчивость с позиций соотношения нормальных и касательных напряжений, воспользуемся коэффициентом напряжений SR . Его величины приведены в табл. 3. Очевидной зависимости SR от средних эффективных напряжений не проявляется, а средние значения коэффициентов напряжений имеют лишь небольшой разброс. Можно сделать предварительный вывод о том, что величина SR в точке неустойчивости не зависит от типа предварительной консолидации и типа испытываемого грунта. Однако этот вопрос требует дальнейших исследований для получения более убедительных доказательств.

Табл. 3

Коэффициенты напряжений для разных типов грунтов

Грунт	Изотропная консолидация при средних эффективных напряжениях, кПа				Среднее	Анизотропная консолидация при средних эффективных напряжениях, кПа					Среднее
	400	550	700	800		300	400	500	550	700	
Модельный суглинок тяжелый пылеватый тугопластичный	0,44	0,48	0,43	0,44	0,45	-	-	0,47	0,50	0,46	0,48
Природные суглинки и глины легкие пылеватые твердые	0,53	0,45	0,39	-	0,46	0,48	0,54	-	-	0,39	0,47

Хотя резких различий в значениях коэффициента напряжений нет, характер изменения порового давления при разных типах консолидации разный, что проявляется в существенном различии траекторий эффективных напряжений (см. рис. 5, б, рис. 6, б).

Еще одна важная характеристика точки неустойчивости - значение относительной деформации, после которой образцы переходят в неустойчивое состояние. Назовем ее пороговой деформацией неустойчивости (ε_{thr}). Ее величины указаны в табл. 4. Анализируя эту таблицу, можно сделать несколько выводов:

- 1) пороговая деформация зоны неустойчивости (ε_{thr}) зависит от предшествующей истории нагружения грунта;
- 2) пороговая деформация различна для разных грунтов и по предварительным данным лежит в диапазоне от 2,18 до 14,24%;
- 3) возможно, у некоторых грунтов рост пороговой деформации происходит при средних напряжениях, превышающих нагрузку предварительного уплотнения из-за заметной трансформации структурных связей уже на стадии консолидации.

Табл. 4

Величины пороговой деформации неустойчивости ε_{thr} , %

Грунт	Изотропная консолидация при средних эффективных напряжениях, кПа				Среднее	Анизотропная консолидация при средних эффективных напряжениях, кПа					Среднее
	400	550	700	800		300	400	500	550	700	
Модельный суглинок тяжелый пылеватый тугопластичный	3,49	3,44	2,18	2,33	2,86	-	-	5,53	4,99	5,12	5,21
Природные суглинки и глины легкие пылеватые твердые	4,71	4,79	10,41	-	6,64	6,14	6,22	-	-	14,24	8,87

Выводы

1. Неустойчивость характеризует докритическое состояние грунтов, предшествующее разрушению, связана с началом разрыва или ослабления значительного количества структурных связей и проявляется в заметном увеличении скорости деформирования.
2. Состояние неустойчивости характеризуется определенным соотношением нормальных и касательных напряжений и описывается уравнением вида $q = kp' + b$, где k - тангенс угла наклона линии неустойчивости, b - величина свободного члена.

3. Напряженное состояние грунта в точке неустойчивости уникально для данного типа грунта и не зависит от предшествующей истории его нагружения, о чем свидетельствует равенство коэффициентов напряжений SR .

4. Пороговая деформация зоны неустойчивости для разных грунтов лежит в диапазоне от 2,18 до 14,24% и зависит от предшествующей истории нагружения грунта.

Исследования поддержаны грантом РФФИ № 13-05-01048-а «Закономерности деформирования дисперсных грунтов в диапазоне малых деформаций».

Список литературы

1. Библиографический указатель работ: 1000 публикаций по устойчивости стационарных режимов работы ЯЭУ (1954-1973) / под ред. В.Д. Горяченко. М., 1974. 120 с.
2. Гузь А.Н. Устойчивость упругих тел при конечных деформациях. Киев: Наукова думка, 1973. 271 с.
3. Bjerrum L., Simons N.E. Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays // ASCE Conference Proceedings. New York: ASCE, 1960. P. 711-726.
4. Chu J., Leong W.K., Loke W.L., Wanatowski D. Instability of loose sand under drained conditions // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 2012. V. 138. P. 207-216.
5. Lade P.V. Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 1992. V. 118. № 1. P. 51-72.
6. Lade P.V., Nelson R.B., Ito Y.M. Instability of granular materials with nonassociated flow // Journal of Engineering Mechanics. ASCE, 1988. V. 114. № 12. P. 2173-2191.
7. Lade P.V., Nelson R.B., Ito Y.M. Nonassociated flow and stability of granular materials // Journal of Engineering Mechanics. ASCE, 1987. V. 113. № 9. P. 1302-1318.
8. Lade P.V., Pradel D. Instability and plastic flow of soils. 1. Experimental observations // Journal of Engineering Mechanics. ASCE, 1990. V. 116. № 11. P. 2532-2550.
9. Lipiński M.J. Undrained response of cohesionless soils to monotonic loadings: PhD thesis. Gdańsk: Faculty of Hydro and Environmental Engineering, Gdańsk Technical University, 2000.
10. Seed H.B., Mitchell J.K., Chan C.K. The strength of compacted cohesive soils // ASCE Conference Proceedings. New York: ASCE, 1960. P. 877-964.
11. Świdziński W., Mierczyński J. Instability line as a basic characteristic of non-cohesive soils // Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. 2005. V. 52. № 1. P. 59-85.
12. Wanatowski D. Undrained instability of loose sand under plane-strain conditions and its engineering application // Foundations of Civil and Environmental Engineering. 2007. V. 10. P. 131-141.
13. Whitman R.V. Some considerations and data regarding the shear strength of clays // ASCE Conference Proceedings. New York: ASCE, 1960. P. 581-614.
14. Yamamuro J.A., Lade P.V. Static liquefaction of very loose sands // Canadian Geotechnical Journal. 1997. V. 34. № 6. P. 905-917.
15. Zhao H.F., Zhang L.M. Instability of saturated and unsaturated coarse granular soils // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 2014. V. 140. P. 25-35.

Выходные данные: Журнал «Инженерные изыскания», №5-6/2014, С. 19-23