

# ПАРАМЕТРЫ ДИНАМИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ ТРЕХОСНЫХ ИСПЫТАНИЙ



Фото: <https://instant.com.pk/alaska-surveys-damage-from-major-earthquakes/>

## СЕНЦОВА Е.А.\*

Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия, [sentsovaea@gmail.com](mailto:sentsovaea@gmail.com)

Адрес: Ленинские горы, д. 1, г. Москва, 119991, Россия

## НИКИТИН М.С.

Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия, [mikes.nikitin@gmail.com](mailto:mikes.nikitin@gmail.com)

## ВОЗНЕСЕНСКИЙ Е.А.

Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия, [eugene@geol.msu.ru](mailto:eugene@geol.msu.ru)

Оригинальная статья

Поступила в редакцию 28.01.2019 / Принята к публикации 22.06.2019 / Дата публикации 28.06.2019

© ООО «Геомаркетинг», 2019

## Аннотация

Корректное определение прочностных свойств всегда актуально для прогноза механического поведения грунтов и их массивов. В статической постановке задачи вопрос широко освещен в отечественной и зарубежной литературе, тогда как определение прочностных свойств при динамическом нагружении вызывает как теоретические, так и методические вопросы. На сегодняшний день все разработанные типы испытаний описывают частные случаи работы грунтового основания при динамическом воздействии, общего научного подхода к определению показателей прочности грунта в динамических условиях не разработано. В статье рассмотрены особенности определения прочности и параметров прочности песчаного грунта в статических и динамических условиях при трехосном сжатии. Приведен обзор современных представлений по этой теме. Описана методика определения точки фазовой трансформации и точки разрушения по результатам трехосных испытаний. Определены прочностные параметры на основе теории прочности Кулона-Мора и теории критического состояния. По результатам испытаний сделаны выводы о том, что разрушение песка как в статических, так и в динамических условиях происходит при одинаковом соотношении нормальных касательных и средних эффективных напряжений и описывается единой линией критического равновесия (CSL), представленной в виде билинейного уравнения. Экспериментально доказано, что прочность песка в статических и динамических условиях разная, но параметры прочности одни и те же. Для определения угла внутреннего трения ( $\varphi$ ) и сцепления ( $C$ ) песков достаточно проведения испытаний в статических условиях. Однако для определения величины прочности и оценки возможности разрушения грунта необходима корректная оценка порового давления, что предполагает моделирование его накопления или проведение собственно динамических испытаний.

## Ключевые слова:

динамическая прочность; прочностные свойства; лабораторные испытания; динамические испытания грунтов; трехосные испытания; угол внутреннего трения; фазовая трансформация

## Благодарности:

работа выполнена на оборудовании, приобретенном в рамках реализации Программы развития Московского университета.

## Ссылка для цитирования:

Сенцова Е.А., Никитин М.С., Вознесенский Е.А., 2019. Параметры динамической прочности песчаных грунтов по данным трехосных испытаний. Инженерная геология, Том XIV, № 2, с. 24–33, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-2-24-33>.

# SANDY SOILS DYNAMIC STRENGTH PARAMETERS ACCORDING TO TRIAXIAL TESTS

EKATERINA A. SENTSOVA\*

Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia, [sentsovaea@gmail.com](mailto:sentsovaea@gmail.com)

Address: Bld. 1, Leninskie Gory, 119991, Moscow, Russia

MIKHAIL S. NIKITIN

Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia, [mikes.nikitin@gmail.com](mailto:mikes.nikitin@gmail.com)

EUGENE A. VOZNESENSKY

Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia, [eugene@geol.msu.ru](mailto:eugene@geol.msu.ru)

Original paper

Received 28 January 2019 / Accepted 22 June 2019 / Published 28 June 2019

© "Geomarketing" LLC, 2019

## Abstract

Correct determination of strength properties is always relevant for the prediction of the mechanical behavior of soils and their massifs. Under static loading conditions, the issue is prominent in domestic and foreign literature, but the determination of strength properties under dynamic loading causes theoretical and methodical issues. All developed types of tests, to date, describe particular cases of the reaction of a soil foundation under dynamic loading, a general scientific approach of determination of soil strength parameters in dynamic conditions has not been developed. The article describes the features of determining the strength and strength parameters of sand in static and dynamic conditions in triaxial tests. A review of current views on this topic is provided. On the basis of triaxial tests the method of determining the phase transformation point and the failure point is described. On the basis of the Coulomb-Mohr's strength theory and the critical state approach the strength parameters are determined. The test results concluded that the destruction of sand under both static and dynamic conditions occurs with the same ratio of normal, shearing and mean effective stresses and is described by a single critical state line (CSL), presented in the form of a bilinear equation. It has been experimentally proved that the strength of sand under static and dynamic conditions is different, the strength parameters are the same, that's why the angle of internal friction ( $\varphi$ ) and cohesion ( $C$ ) of sand can be determined only under static conditions. At the same time to quantify the strength of soil, to assess the possibility of destruction of the soil requires a correct assessment of pore pressure, which implies conducting dynamic tests or modeling its accumulation.

## Key words:

dynamic strength; strength properties; laboratory tests; dynamic soil tests; triaxial tests; angle of internal friction; phase transformation

## Acknowledgements:

the work was performed on equipment acquired as part of the Moscow University development program.

## For citation:

Sentsova E.A., Nikitin M.S., Voznesensky E.A., 2019. Sandy soils dynamic strength parameters according to triaxial tests. Engineering Geology World, Vol. XIV, No. 2, pp. 24–33, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2019-14-2-24-33>.

## Введение

Одной из основных задач механики грунтов является прогноз поведения грунтов и их массивов, что требует корректного определения прочностных и деформационных свойств.

В инженерно-геологической практике при рассмотрении вопроса о прочности грунтов существуют три основополагающих понятия — прочность, предел прочности и условия прочности, которые в свою очередь характеризуются различными параметрами.

Под **прочностью грунтов**<sup>1</sup> понимают способность грунта сопротивляться разрушению или развитию больших пластических деформаций, приводящих к недопустимым искажениям формы тела.

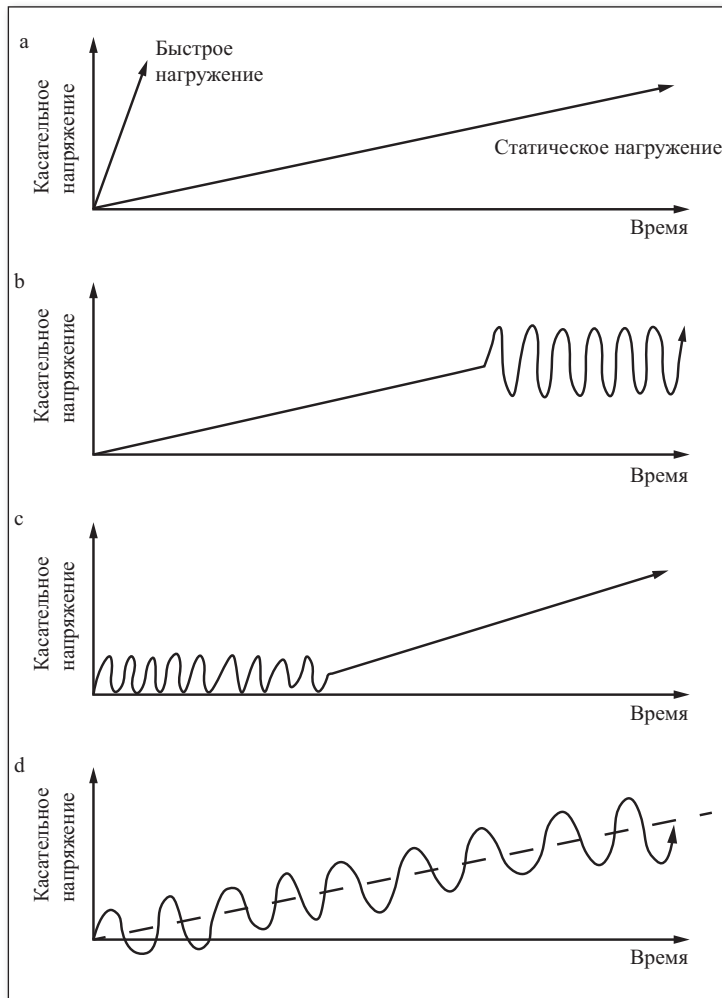
**Предел прочности** — это такой уровень нагрузки, при превышении которого наступает практически полное раз-

рушение грунта, и он не может уже воспринимать прикладываемые к нему усилия. Предел прочности материала обычно выражается численным значением *касательного напряжения* или *девиатора напряжений* и имеет размерность *напряжения*.

Для математического описания факта достижения предела прочности разработаны различные **условия прочности**. К настоящему времени для описания поведения глинистых и песчаных грунтов разработано более двух десятков условий прочности, которые в свою очередь подразделяются на *однопараметрические* (Треска, Мизеса, Ладе-Дункана), *двухпараметрические* (Мора-Кулона, Друкера-Прагера) и *многопараметрические* модели.

Несмотря на многообразие введенных условий прочности, на практике широко применяются лишь некоторые из них. Это в первую очередь условие прочности Мора-

<sup>1</sup> Ухов С.Б., Знаменский В.В. и др., 2007. Механика грунтов, основания и фундаменты. 4-е изд., стер. Высшая школа, Москва.



**Рис. 1. Типы испытаний на динамическое нагружение: а — монотонное нагружение; б — монотонно-циклическое нагружение; в — циклически-монотонное нагружение; д — монотонно-увеличивающееся циклическое нагружение [6]**

**Fig. 1. Types of dynamic loading tests: a — monotonic loading, b — monotonic-cyclic loading, c — cyclic-monotonic loading, d — monotonically increasing cyclic loading [6]**

Кулона, Сар, Cam-Clay, модифицированные Cam-Clay модели и многоповерхностные модели при циклическом нагружении [2].

Увеличение транспортных потоков, строительство уникальных и высотных сооружений, атомных и гидроэлектростанций, освоение морского шельфа, прокладка новых магистральных трубопроводов приводит к необходимости проектирования оснований с учетом не только статических, но и динамических нагрузок [3, 4, 10, 16]. И если в статической постановке задачи определение прочностных свойств хорошо изучено, изменение параметров прочности при воздействии динамических нагрузок вызывает много вопросов. Несмотря на то, что многочисленными исследованиями (Г.И. Покровский, 1937; И.А. Савченко, 1958; Д.Д. Баркан, 1959; П.Л. Иванов, 1985; Е.Н. Беллендир, 2006) установлено, что под влиянием вибрации сопротивление грунтов сдвигу снижается, существуют различные точки зрения на природу этого процесса, в том числе на количественную оценку динамических характеристик прочностных свойств грунтов.

Причина этого обстоятельства в том, что снижение предельного сопротивления сдвигу в основном зависит от двух взаимосвязанных и взаимообусловленных факторов, раздельное изучение которых вызывает большие затруднения: первый — возможное изменение истинного коэффициента внутреннего трения и удельного сцепления, второй — изменение напряженного состояния грунта вследствие динамического воздействия. При этом сложная природа грунтов, разнообразие их состава и состояния затрудняют оценку раздельного влияния этих факторов. Кроме того, интенсивность динамического воздействия, очевидно, также определяет степень влияния того или иного фактора<sup>2</sup>.

Общепринятая методика определения динамических параметров прочности на сегодняшний день не разработана. Исходя из условия прочности Кулона-Мора, в соответствии с которым разрушение происходит при определенном соотношении нормальных и касательных напряжений на площадках разрушения, представления о снижении сцепления и угла внутреннего трения являются спорными, поскольку оба показателя представляют собой лишь параметры уравнения состояния — уравнения Кулона — одного и того же грунта в любых условиях.

Первые работы по изучению влияния динамических нагрузок на прочностные свойства грунтов проводились в нашей стране еще в 1934 году под руководством профессора института ВОДГЕО Г.И. Покровского и инженера Военно-инженерной академии РККА Ф.Л. Лаши. На основании серии экспериментов, проведенных на приборе кольцевого штампа с возможностью дополнительного приложения динамических нагрузок, было показано, что при увеличении амплитуды и частоты колебаний происходит уменьшение коэффициента внутреннего трения грунта [8].

Согласно исследованиям В.А. Ершова, выполненным в Ленинградском инженерно-строительном институте (далее ЛИСИ) в 1962 г., в процессе вибраций разной интенсивности наблюдалось постепенное снижение сопротивления песчаных грунтов сдвигу [5]. Баркан Д.Д. совместно с И.А. Савченко в своих работах также объясняют природу изменения плотности и прочности грунта под действием вибрационных нагрузок уменьшением сил трения и сцепления [1, 9].

Профессор Е.М. Перлей, занимаясь экспериментальными исследованиями погружения в грунт свай и других конструкций, сделал предположение о том, что при действии вибрационных нагрузок во влажных и водонасыщенных песках сопротивление сдвигу подчиняется гипотезе вязкого трения, а динамический коэффициент внутреннего трения оказывается в несколько раз меньше [7].

Исследования П.Л. Иванова и В.А. Пospelова (1965 г.), основанные на широкой выборке испытаний в приборе динамического трехосного сжатия, особенностью которых являлся учет и измерение напряженного состояния грунта при динамических воздействиях, показали, что изменение напряжений по подошве штампа в пределах  $\pm \Delta\sigma$  и снижение сопротивления сдвигу по зависимости Кулона приводили практически к полному совпадению опытных и расчетных данных для песчаных грунтов при неизменности угла внутреннего трения ( $\varphi$ ), полученного из статических испытаний, чем опровергли вышеперечисленные исследования. Ошибка в их представлениях, по мнению

<sup>2</sup> Мангушев Р.А., Карлов В.Д., Сахаров И.И., 2009. Механика грунтов. АСВ, Москва.

П.Л. Иванова и В.А. Поспелова, заключалась в том, что при проведении и обработке экспериментальных данных не был произведен учет изменения напряженного состояния в период действия вибрационных нагрузок<sup>3</sup>.

В последующее время работы Е.А. Вознесенского<sup>4</sup>, Е.Н. Беллендира<sup>5</sup> и др. были направлены на оценку возможности потери прочности грунтов в условиях динамических нагрузок, количественными характеристиками которой являются критическая (разрушающая) при заданных условиях величина амплитуды динамических касательных напряжений  $\tau_d$  и число циклов динамического воздействия  $N_L$ , необходимых для разжижения или разрушения грунта.

В зарубежной практике для определения динамической прочности грунтов проводятся различные испытания на динамическое нагружение. Например, профессором Токийского университета К. Ишихарой все испытания подразделены на четыре группы (рис. 1) в зависимости от того, было ли нагружение быстрым или медленным, монотонным или циклическим.

— На рис. 1, а показаны результаты первого типа испытаний на монотонное нагружение, в котором разрушение грунта происходит через несколько секунд. Их проводят с целью определения прочности грунта при нагрузке, вызванной, например, взрывами.

— Ко второму типу динамического нагружения (рис. 1, б) относится приложение циклической нагрузки вслед за статическим монотонным нагружением образца. Чаще всего подобные испытания проводят для определения прочности грунтов при землетрясениях. Такой тип нагружения характерен для грунтов, залегающих в основании склонов.

— Цель третьего типа испытаний (рис. 1, в) — определение изменений прочности и жесткости грунта, вызванных сейсмическими воздействиями. После определенного количества циклов нагружения образцы грунта разупрочняются, и их статическая прочность и деформационные свойства изменяются по сравнению с первоначальными. Знание этих свойств грунтов необходимо для анализа устойчивости дамб и насыпей.

— На рис. 1, д показана схема испытаний четвертого типа, которые применяются крайне редко и предназначены для изучения статической прочности грунта, подверженного вибрационному воздействию [6].

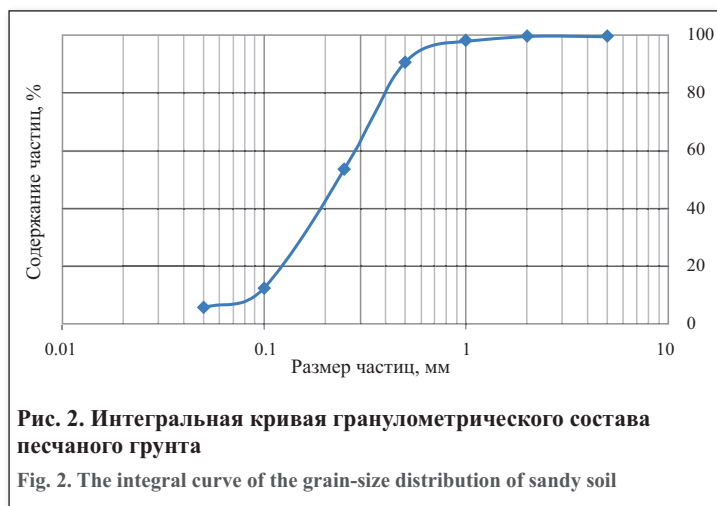


Рис. 2. Интегральная кривая гранулометрического состава песчаного грунта

Fig. 2. The integral curve of the grain-size distribution of sandy soil

Следует отметить, что все четыре вида испытаний описывают частные случаи работы грунтового основания при динамическом воздействии, общего научного подхода к определению показателей прочности грунта в динамических условиях пока не разработано.

Целью данной работы является сравнение параметров статической и динамической прочности песчаных грунтов, полученных по результатам трехосных испытаний, для разработки корректной методики определения последних.

### Объект и методика исследования

Лабораторные исследования проводились на модельных образцах плиоцен-четвертичного песчаного грунта аллювиального генезиса, отобранного в районе г. Волгоград.

По гранулометрическому составу в грунте преобладает фракция мелких (41%) и средней крупности (37%) песчаных частиц, пылеватая и глинистая фракции составляют менее 5% (рис. 2).

По классификации ГОСТ 25100-2011 «Грунты. Классификация» грунт отнесен к пескам мелким. Характеристики песчаного грунта представлены в табл. 1.

Эксперименты проводились на кафедре инженерной и экологической геологии геологического факультета МГУ имени М.В. Ломоносова. Всего было выполнено и обработано семь статических и четыре динамических трехосных испытания на приборе динамического трехосного

Таблица 1  
Table 1

### Характеристики испытанного песчаного грунта Tested material properties

Плотность твердой фазы	Плотность скелета песка с нарушенной структурой		Коэффициент пористости		Коэффициент фильтрации		Угол естественного откоса	
			в макс. плотном состоянии	в макс. рыхлом состоянии	в макс. плотном состоянии	в макс. рыхлом состоянии	в сухом состоянии	под водой
$\rho_s$	$\rho_{d \max}$	$\rho_{d \min}$	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$K_{f \min}$	$K_{f \max}$	$\varphi_s$	$\varphi_w$
	г/см <sup>3</sup>		д.ед.		м/сут		град.	
2,64	1,67	1,42	0,58	0,86	4,80	11,52	35	27

<sup>3</sup> Иванов П.Л., 1985. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Высшая школа, Москва.

<sup>4</sup> Вознесенский Е.А., 1997. Поведение грунтов при динамических нагрузках. Изд-во МГУ, Москва.

<sup>5</sup> Беллендир Е.Н., 2006. Научное обоснование проектирования гравитационных опорных блоков морских ледостойких платформ и их сопряжения с грунтовым основанием. Дисс. ... докт. техн. наук, ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Санкт-Петербург.



**Рис. 3. Прибор динамического трехосного сжатия Geotechnical Instruments (Канада) с дополнительным кинематическим приводом ООО «НПП «Геотек»» (Россия)**

**Fig. 3. Dynamic triaxial testing system “Geotechnical Instruments” (Canada) with an additional kinematic drive designed by Research and Production Enterprise “Geotek” LLC (Russia)**

сжатия Geotechnical Instruments (Канада) с возможностью проведения статических испытаний, благодаря дополнительно установленному кинематическому приводу компании ООО «НПП «Геотек»» (Россия) (рис. 3).

Для корректного сопоставления полученных результатов необходимо было получить образцы с одинаковым коэффициентом пористости, поэтому для формовки был выбран метод сухой укладки [15]. Сформированные образцы водонасыщались до достижения критерия Скемптона не менее 0,95 и затем изотропно консолидировались.

Серия статических трехосных испытаний проводилась по консолидировано-недренированной схеме при всесторонних напряжениях в 15, 30, 50, 100, 150, 200 и 250 кПа со скоростью деформации 0,3 мм/мин до достижения 15% осевой деформации.

Серия динамических трехосных испытаний была выполнена при двух разных всесторонних напряжениях в 100 и 200 кПа, но с разными амплитудами динамических осевых напряжений 24, 33, 41, 46, 83, 116 кПа. Динамическая нагрузка прикладывалась до достижения одного из критериев разжижения грунта, что в целях авторского исследования можно принять равным разрушению грун-

та. Факт разжижения фиксировался в соответствии с ГОСТ Р 56353-2015 «Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов» по достижению величиной приведенного порового давления PPR (отношение порового давления  $U$  ко всестороннему  $\sigma_3$ ) значения 1,00, либо по прохождению траектории эффективных напряжений через начало координат ( $p' = 0; q = 0$ ), либо по достижению 5%-ной осевой деформации.

Обработка полученных данных и представление напряженного состояния грунтов были проведены в рамках теории прочности Кулона-Мора — с помощью построения и анализа  $t-s'$  диаграмм (см. уравнения (2)–(3)) и теории критического состояния грунта (Critical State Soil Mechanics), разработанной К.Г. Роско, А.Н. Скофилдом и Ш.П. Ротом [12] — на основе построения и анализа  $q-p'$  (уравнения (5)–(6)) диаграмм.

В основе теории прочности Кулона-Мора лежит гипотеза Мора о зависимости предельных касательных напряжений от среднего нормального напряжения и гипотеза Кулона о том, что названная зависимость обусловлена внутренним трением в твердом теле. Графически они представлены в виде диаграммы Мора, которая служит для определения всех компонентов напряжений, действующих по любой, как угодно направленной, площадке в точке сплошной среды. Таким образом, диаграмма Мора характеризует напряженное состояние в точке. Это напряженное состояние будет предельным, если круг Мора касается предельной огибающей<sup>6</sup>.

Критерий прочности Мора-Кулона представляет собой билинейную зависимость касательных напряжений, возникающих в грунте, от величины приложенных нормальных напряжений. Эта зависимость может быть представлена как:

$$\tau = \sigma g(\varphi) + C, \tag{1}$$

где  $\tau$  — величина касательных напряжений,  $\sigma$  — величина нормальных напряжений,  $C$  — пересечение касательной к кругам Мора с осью  $\tau$ ,  $tg\varphi$  — тангенс угла наклона касательной к кругам Мора. В физическом смысле  $C$  и  $\varphi$  являются параметрами прочности модели и представляют собой сцепление и угол внутреннего трения.

Для построения предельного круга диаграммы Мора должны быть известны осевое ( $\sigma'_1$ ) и всестороннее ( $\sigma'_3$ ) эффективные напряжения в момент разрушения образца. В свою очередь, абсцисса центра ( $c$ ) и радиус ( $R$ ) круга Мора, исходя из геометрических соображений, рассчитываются по формулам (2) и (3) и совпадают с двумерными инвариантами напряжений — максимальным касательным ( $t$ ) и средним эффективным ( $s'$ ) напряжениям:

$$R = t = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2}, \tag{2}$$

$$c = s' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2}, \tag{3}$$

Огибающая к кругам Мора, или в общем случае касательная, позволяет определить прочностные параметры  $\varphi$  и  $C$ .

С помощью параметров  $t$  и  $s'$ , рассчитанных не только в момент разрушения, но и в течение всей стадии сдвига,

<sup>6</sup> Болдырев Г.Г., 2009. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах). 4-е изд., перераб. и доп. Изд-во ПГУАС, Пенза.

Таблица 2  
Table 2

Результаты статических трехосных испытаний Static triaxial tests results												
Всестороннее давление, кПа	Коэффициент пористости после консолидации, д.ед.	Точки разрушения						Точки фазовой трансформации				
		$s'$ , кПа	$t$ , кПа	$p'$ , кПа	$q$ , кПа	$M$ (SR)	Осевая деформация, %	$p'$ , кПа	$q$ , кПа	$M$ (SR)	Осевая деформация, %	Поровое давление, кПа
$\sigma_3$	$e_{cons}$	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	$(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$q/p'$	$\varepsilon$	$(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$q/p'$	$\varepsilon$	$U$
15	0,66	154	91	126	178	1,4	12,23	18	20	1,1	0,59	6
30	0,67	202	120	163	236	1,4	9,95	37	38	1,0	0,26	9
50	0,66	273	164	219	325	1,5	8,88	70	79	1,1	0,26	11
100	0,67	306	178	248	353	1,4	7,67	142	168	1,2	0,78	18
150	0,67	340	190	277	380	1,4	1,82	220	253	1,2	0,43	19
200	0,66	360	191	296	382	1,3	1,68	266	317	1,2	0,85	43
250	0,64	401	195	336	389	1,2	0,40	336	389	1,2	0,40	50

Таблица 3  
Table 3

Результаты динамических трехосных испытаний Dynamic triaxial tests results												
Всестороннее давление, кПа	Коэффициент пористости после консолидации, д.ед.	Амплитуда динамической нагрузки, кПа	Точки разрушения							Точки фазовой трансформации		
			$s'$ , кПа	$t$ , кПа	$p'$ , кПа	$q$ , кПа	$M$ (SR)	Осевая деформация, %	Количество циклов нагружения	$p'$ , кПа	$q$ , кПа	$M$ (SR)
$\sigma_3$	$e_{cons}$	$\sigma_d$	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	$(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$q/p'$	$\varepsilon$	$N$	$(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$q/p'$
100	0,64	24	18	10	14	20	1,4	2,83	430	3	3	0,9
	0,66	33	31	17	25	35	1,4	1,71	38	10	12	1,2
	0,63	41	38	22	31	44	1,4	1,63	4	11	13	1,2
	0,69	46	46	25	38	49	1,3	3,23	7	17	19	1,1
	0,67	83	46	26	38	52	1,4	1,98	2	16	19	1,2
200	0,63	116	93	51	76	102	1,3	3,20	3	23	18	0,8

можно построить траекторию напряжений, которая описывает изменение напряженного состояния грунта в течение всего опыта.

Основная идея теории критического состояния заключается в том, что грунты непрерывно деформируются до тех пор, пока не начинают течь как жидкость с внутренним трением, достигнув критического состояния при постоянном коэффициенте напряжений SR ( $q/p'$ ) и критическом коэффициенте пористости ( $e$ ) [13]. Теория использует анализ траекторий эффективных напряжений, представленных в виде трехмерных инвариант напряжений — девиатора напряжений ( $q$ ) и среднего эффективного напряжения ( $p'$ ), рассчитанных из (4) и (5):

$$q = \sigma_1 - \sigma_3, \quad (4)$$

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3}, \quad (5)$$

В свою очередь критическое состояние описывается линией критического равновесия (CSL), выраженной в виде линейной зависимости (6):

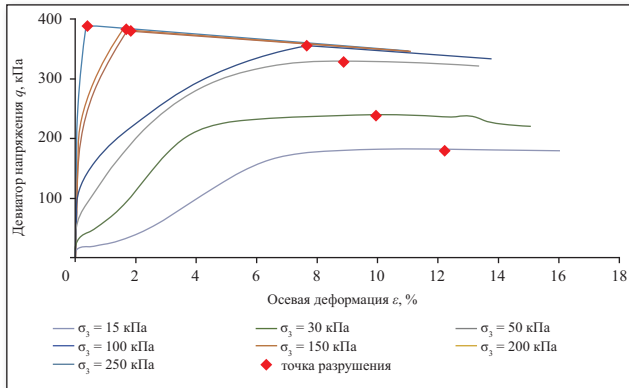
$$q = Mp', \quad (6)$$

где  $M$  (или, как его еще обозначают, SR) — безразмерный коэффициент, уникальный для каждого типа грунта [11].

### Полученные результаты и их обсуждение

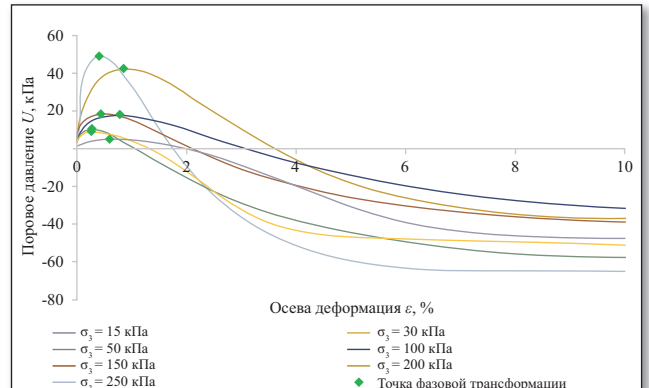
Результаты статических и динамических трехосных испытаний представлены в табл. 2 и 3.

Для серии статических трехосных испытаний точка разрушения определялась по результатам каждого опыта графически на диаграмме девиатор напряжения ( $q$ )–осевая деформация ( $\varepsilon_1$ ) при максимальном значении девиатора напряжений (рис. 4). Кроме того, на графиках изменения порового давления в функции осевой деформации была опре-



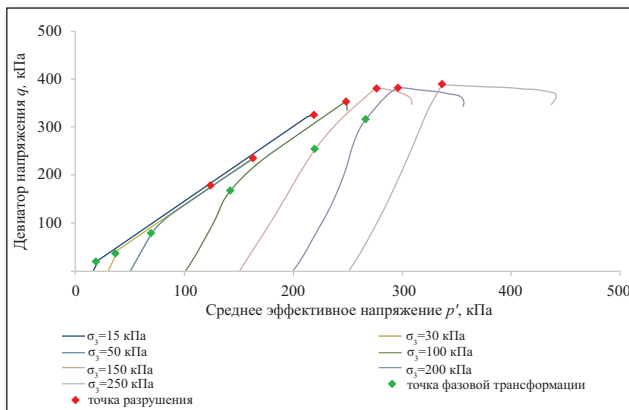
**Рис. 4. Зависимость девиатора напряжений от осевой деформации**

**Fig. 4. The dependence of the stress deviator on axial strain**



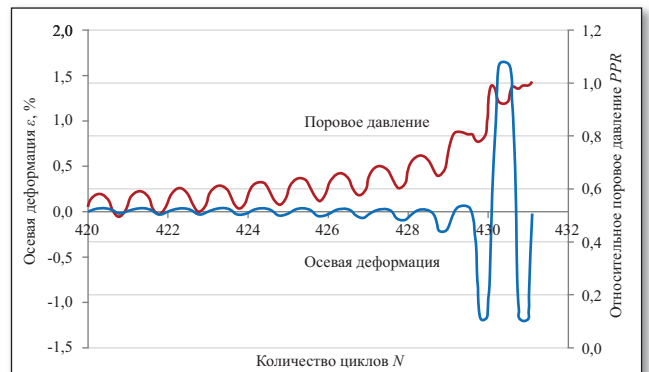
**Рис. 5. Развитие порового давление в течение стадии сдвига**

**Fig. 5. The development of pore pressure during the shear stage**



**Рис. 6. Траектории эффективных напряжений для серии статических трехосных испытаний**

**Fig. 6. Effective stress paths for a series of static triaxial tests**



**Рис. 7. Разжижение песка при динамическом нагружении ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 24$  кПа)**

**Fig. 7. Liquefaction of sand under dynamic loading ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 24$  кПа)**

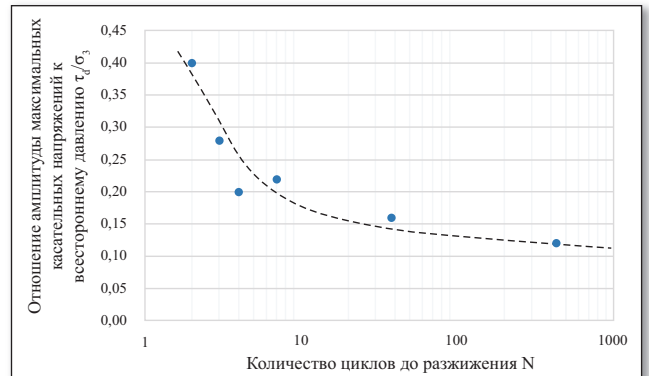
делена точка фазовой трансформации [14], в которой приращение порового давления меняет знак, а поведение грунта меняется с контракции на дилатансию (рис. 5).

Для дальнейшей интерпретации полученные точки разрушения и точки фазовой трансформации нанесены на траектории эффективных напряжений (рис. 6), соответствующих развитию напряжений в образцах на стадии сдвига.

При динамических испытаниях песка во всех случаях было зафиксировано его разжижение, хотя и в разном числе циклов воздействия. Характерный пример полученных результатов приведен на рис. 7.

Результаты серии динамических трехосных испытаний представлены на рис. 8. Они свидетельствуют о заметном снижении предельной амплитуды динамических напряжений (вызывающей разжижение песка) с увеличением длительности нагружения, что согласуется с публикациями других авторов [6].

Интерпретация полученных результатов вызвала вопросы. Если при обработке статических испытаний можно легко снять точку разрушения, и она будет соответствовать максимальному значению напряжения, которое может выдержать грунт без разрушения, при обработке результатов динамических испытаний этим понятием фигурировать невозможно. Для каждого опыта изначально были построены: диаграмма зависимости осевой деформации от порового давления (рис. 9) и  $p'-q'$  диаграмма (рис. 10). На графиках отчетливо видна точка фазовой

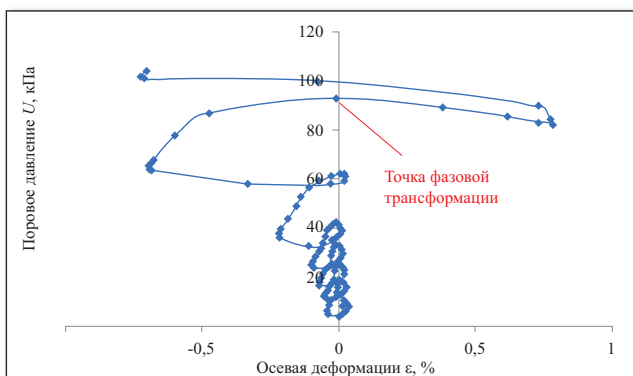


**Рис. 8. Снижение предельной амплитуды динамических напряжений при разжижении песка с ростом длительности воздействия**

**Fig. 8. Decrease in the ultimate amplitude of dynamic stresses during liquefaction of sand with increasing exposure time**

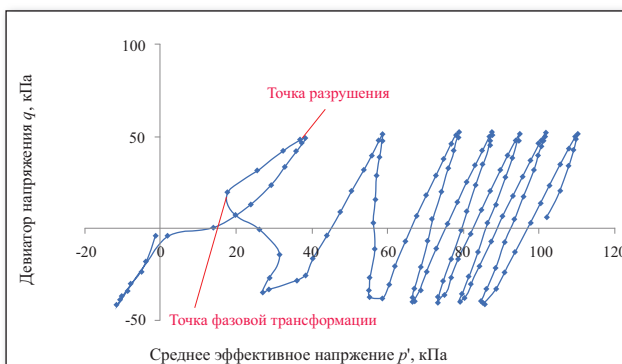
трансформации, после которой приращение порового давления на ветви нагрузки меняет знак. Следующая за ней точка и будет пределом прочности грунта, после которого происходит разжижение при динамическом воздействии заданной амплитуды.

Если нанести точки фазовой трансформации и точки разрушения, полученные из динамических трехосных испытаний, на диаграмму  $p'-q'$  с точками разрушения и фазовой трансформации, полученными по результатам ста-



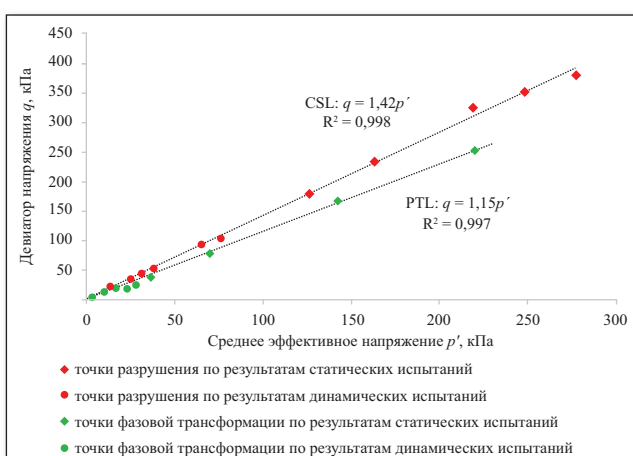
**Рис. 9. Развитие осевой деформации и порового давления в течении стадии динамического нагружения ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 46$  кПа)**

Fig. 9. The evolution of axial deformation and pore pressure during the stage of dynamic loading ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 46$  кПа)



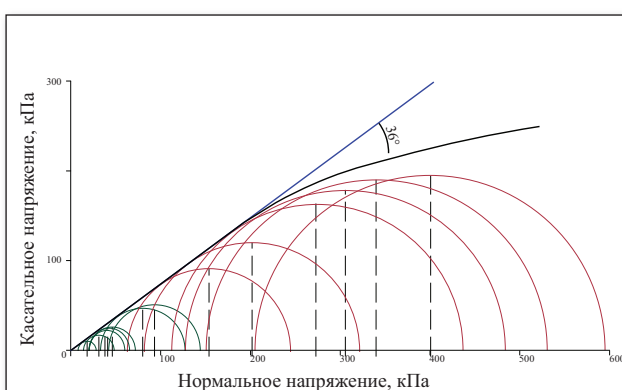
**Рис. 10. Траектория эффективных напряжений для испытания на динамическое трехосное сжатие ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 24$  кПа)**

Fig. 10. Effective stress path for dynamic triaxial test ( $\sigma_3 = 100$  кПа,  $\sigma_d = 24$  кПа)



**Рис. 11. Линии критического состояния (CSL) и фазовой трансформации (PTL) для песка по данным статических и динамических трехосных испытаний**

Fig. 11. Critical state and phase transformation lines for sand based on static and dynamic triaxial tests



**Рис. 12. Диаграмма кругов Мора по результатам статических (красный) и динамических (зеленый) трехосных испытаний**

Fig. 12. Mohr's circles of stress for static (red) and dynamic (green) triaxial tests

тических трехосных испытаний, мы увидим, что они с высокой величиной достоверности аппроксимируются между собой.

Из рис. 11 следует, что испытуемый песчаный грунт с заданным коэффициентом пористости имеет уникальные линии фазовой трансформации (PTL) и критического равновесия (CSL), которые имеют вид линейных уравнений:  $q = 1,42p'$  и  $q = 1,15p'$ . В таком случае коэффициент напряжений, описывающий напряженное состояние грунта в момент фазовой трансформации  $SR_p = 1,15$ , в момент разрушения  $SR_c = 1,42$ .

Используя предложенный авторами статьи подход по определению точки разрушения в статических и динамических трехосных испытаниях, были рассчитаны координаты  $t'$  и  $s'$ , необходимые для построения кругов Мора (см. табл. 2 и 3). Как видно из рис. 12, круги Мора, построенные по результатам статических и динамических трехосных испытаний, хорошо коррелируются между собой. При построении касательной к кругам можно увидеть, что для области давлений до 300 кПа сцепление испытуемого песчаного грунта равно 0, угол внутреннего трения  $36^\circ$ . Для описания изменения сцепления и угла внутреннего трения в области больших дав-

лений необходимо строить огибающую к кругам Мора, исходя из положений первоначальной теории прочности Кулона-Мора.

Используя предложенную У. Поури формулу пересчета (7):

$$\sin \varphi = \frac{3M}{(6 + M)}, \quad (7)$$


где  $M$  (SR) — безразмерный коэффициент в точке разрушения, уникальный для каждого типа грунта, в конкретном случае равный 1,42, угол внутреннего трения получается равным  $35^\circ$ , близким к значению, полученному методом построения кругов Мора.

## Выводы

1. Напряженное состояние песка в моменты разрушения и фазовой трансформации уникально для данного типа грунта и не зависит от характера нагружения, о чем свидетельствует равенство коэффициентов напряжений  $SR_p$  и  $SR_c$  для серий статических и динамических трехосных испытаний.
2. Разрушение песка в статических и динамических условиях происходит при определенном соотноше-



нии нормальных касательных и средних эффективных напряжений и описывается единой линией критического равновесия (CSL), представленной в виде линейного уравнения  $q = Mp'$ . Прочность песка в статических и динамических условиях разная, при этом параметры прочности — одни и те же.

3. Прочностные параметры — угол внутреннего трения ( $\varphi$ ) и сцепление ( $C$ ) — могут определяться просто в статических условиях, но для определения прочности, возможности разрушения и расчетов динамических условий необходима оценка порового давления. 

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баркан Д.Д., 1959. Виброметод в строительстве. Госстройиздат, Москва.
2. Болдырев Г.Г., 2008. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. ПГУАС, Пенза.
3. Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х., 2018. Методы определения динамических свойств грунтов. ООО «Прондо», Москва.
4. Вознесенский Е.А., 2018. Становление и развитие научной школы динамики грунтов на кафедре инженерной и экологической геологии МГУ. Инженерные изыскания, Том XII, № 3–4, с. 26–41, <https://doi.org/10.25296/1997-8650-2018-12-3-4-26-41>.
5. Ершов В.А., 1962. Сопротивление сдвигу водонасыщенных песков в зависимости от ускорения колебаний. Основания, фундаменты и механика грунтов, Сборник докладов XX научной конференции ЛИСИ, Ленинград, 1962, с. 20–23.
6. Ишихара К., 2006. Поведение грунтов при землетрясениях, под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка, перев. с англ. Н.Л. Курчанова, В.А. Клименко. НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Санкт-Петербург.
7. Перлей Е.М., 1964. Об изменении истинных характеристик внешнего и внутреннего трения движения грунтов под влиянием вибрации. Труды ВНИИГС, Вып. 17, с. 5–8.
8. Покровский Г.И., 1937. Исследования по физике грунтов: элементы физики дисперсных систем применительно к грунтам и почвам. ОНТИ, Главная редакция строительной литературы, Москва, Ленинград.
9. Савченко И.А., 1958. Влияние вибраций на внутреннее трение в песках. Труды НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, Вып. 33, с. 83–88.
10. Соболев Е.С., Тер-Мартirosян А.З., Манукян А.В., 2017. Проектирование оснований зданий и сооружений с учетом динамического разжижения грунтов. Геотехника, № 3, с. 28–37.
11. Powrie W., 2004. Soil mechanics concepts and applications, 2nd edition. Spon Press, Abingdon, UK.
12. Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P., 1958. On the yielding of soils. Geotechnique, Vol. 8, No. 1, pp. 22–53, <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>.
13. Schofield A., Wroth P., 1968. Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, Inc, New York, USA.
14. Shahnazari H., Rezvani R., Tatunchian M.A., 2017. Experimental study on the phase transformation point of crushable and noncrushable soils. Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 35, No. 2, pp. 176–185, <https://doi.org/10.1080/1064119X.2015.1126773>.
15. Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S., Okamoto M., 1986. Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 23–41.
16. Wichtmann T., Triantafyllidis T., 2018. Monotonic and cyclic tests on kaolin: database for the development, calibration and verification of constitutive models for cohesive soils with focus to cyclic loading. Acta Geotechnica, No. 13, Issue 5, pp. 1103–1128, <https://doi.org/10.1007/s11440-017-0588-3>.

## REFERENCES

1. Barkan D.D., 1959. Vibro-method in construction. Gosstroyizdat, Moscow. (in Russian)
2. Boldyrev G.G., 2008. Methods for determining the mechanical properties of soils. Status of the issue. Penza State University of Architecture and Construction, Penza. (in Russian)
3. Boldyrev G.G., Idrisov I.Kh., 2018. Methods for determining the dynamic properties of soils. "Prondo" LLC, Moscow. (in Russian)
4. Voznesensky E.A., 2018. Formation and development of soil dynamics scientific school at the department of engineering and ecological geology of MSU. Engineering Survey. Vol. XII, No. 3–4, pp. 26–41, <https://doi.org/10.25296/1997-8650-2018-12-3-4-26-41>. (in Russian)
5. Ershov V.A., 1962. Dependents of shear resistance from acceleration of oscillations for wet sands. Bases, foundations and soil mechanics, Proceedings of the XX scientific Conference of Leningrad Institute of Civil Engineering, Leningrad, 1962, pp. 20–23. (in Russian)
6. Ishihara K., 2006. Soil behavior in earthquake, in A.B. Fadeev, M.B. Lisyuk (eds.), transl. from English N.L. Kurchanov, V.A. Klymenko. Scientific Production Association "Georeconstructsiya - Fundamentproekt", Saint-Petersburg. (in Russian)
7. Perley E.M., 1964. On the change of the true characteristics of the external and internal friction of soil movement under the influence of vibration. Proceedings of the All-Union Scientific Research Institute of Urban Construction, Issue 17, pp. 5–8. (in Russian)
8. Pokrovsky G.I., 1937. Studies on the soil physics: elements of the physics of disperse systems applied to soils. United Scientific Publishing House, Main editorship of literature on construction, Moscow, Leningrad. (in Russian)
9. Savchenko I.A., 1958. Influence of vibrations on internal friction in the sands. Proceedings of the Gershevanov Research Institute of Bases and Underground Structures, pp. 83–88. (in Russian)

10. Sobolev E.S., Ter-Martirosyan A.Z., Manukyan A.V., 2017. Design of the bases of buildings and structures, taking into account the dynamic soil liquefaction. *Geotechnics*, No. 3, pp. 28–37. (in Russian)
11. Powrie W., 2004. *Soil mechanics: concepts and applications*, 2nd edition. Spon Press, Abingdon, UK.
12. Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P., 1958. On the yielding of soils. *Geotechnique*, Vol. 8, No. 1, pp. 22–53, <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>.
13. Schofield A., Wroth P., 1968. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, Inc, New York, USA.
14. Shahnazari H., Rezvani R., Tatunchian M.A., 2017. Experimental study on the phase transformation point of crushable and noncrushable soils. *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol. 35, No. 2, pp. 176–185, <https://doi.org/10.1080/1064119X.2015.1126773>.
15. Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S., Okamoto M., 1986. Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 3, pp. 23–41.
16. Wichtmann T., Triantafyllidis T., 2018. Monotonic and cyclic tests on kaolin: database for the development, calibration and verification of constitutive models for cohesive soils with focus to cyclic loading. *Acta Geotechnica*, No. 13, Issue 5, pp. 1103–1128, <https://doi.org/10.1007/s11440-017-0588-3>.

## ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

### СЕНЦОВА ЕКАТЕРИНА АЛЕКСЕЕВНА

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

### НИКИТИН МИХАИЛ СЕРГЕЕВИЧ

*Старший научный сотрудник лаборатории исследования влияния геологических факторов на физико-химическое закрепление грунтов геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия*

### ВОЗНЕСЕНСКИЙ ЕВГЕНИЙ АРНОЛЬДОВИЧ

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

## INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

### EKATERINA A. SENTSOVA

*Postgraduate student of the Department of Engineering and Ecological Geology, Faculty of Geology, Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia*

### MIKHAIL S. NIKITIN

*Senior research scientist of the Laboratory of Researching the Geological Factors Influence on Physicochemical Soil Consolidation, Faculty of Geology, Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia*

### EUGENE A. VOZNESENSKY

*Professor of the Department of Engineering and Ecological Geology, Faculty of Geology, Lomonosov Moscow State University, DSc (Doctor of Science in Geology and Mineralogy), Moscow, Russia*



Фото: [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/4c/Soil\\_liquefaction\\_%282824399502593%29.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/4c/Soil_liquefaction_%282824399502593%29.jpg)