

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Геотехника и экология в строительстве»

# ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА

Материалы  
Международной научно-технической конференции,  
посвященной 60-летию кафедры оснований, фундаментов  
и инженерной геологии  
и 90-летию со дня рождения  
профессора Юрия Александровича Соболевского  
(Минск, 23–25 октября 2013 г.)

В 2 частях

Часть 1

Минск  
БНТУ  
2013

УДК 624.1  
ББК 38.58  
Г36

Редакционная коллегия:

*М. И. Никитенко*, д-р техн. наук, профессор (ответственный редактор);

*Д. Ю. Соболевский*, д-р техн. наук;

*Т. М. Уласик*, канд. техн. наук, доцент (ответственный секретарь)

В издании представлены статьи, отражающие теоретические и практические исследования в области геотехники – инженерной геологии, механике грунтов, оснований и фундаментов, проводимые в вузах и научных учреждениях Республики Беларусь, Российской Федерации, Украины, Польши, Словакии, Чехии, Казахстана. В них освещены теоретические и методологические проблемы механики грунтов и фундаментостроения, рассмотрены инновационные геотехнические технологии и конструктивные решения фундаментов. Должное внимание уделено искусственным основаниям и свайным фундаментам, отражены экологические аспекты в строительстве, актуальные вопросы геотехнического мониторинга, нормативное обеспечение инженерно-геологических изысканий, проектирования и устройства оснований и фундаментов.

Материалы будут полезны для научных работников, специалистов проектных, производственных, научно-исследовательских и изыскательских организаций, преподавателей, докторантов, аспирантов, магистрантов и студентов учебных заведений строительного профиля.

Материалы конференции подготовлены при содействии следующих организаций: компании «GLASSBEL», РУП «Геосервис», ЧПУП «МОНОРАКУРС», НП ОДО «Фундаменты», ОДО «Георемстрой», ЧУП «Специнжстрой», ОАО «Буровая компания «Дельта».

Статьи публикуются в авторской редакции.

**ISBN 978-985-550-316-4 (Ч. 1)**  
**ISBN 978-985-550-318-8**

© Белорусский национальный  
технический университет, 2013

**СОБОЛЕВСКИЙ  
ЮРИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ**

**БИОГРАФИЯ ГЛАЗАМИ СЫНА**



1923–2002

Профессор Соболевский Юрий Александрович

Мой отец, Соболевский Юрий Александрович, родился 29 сентября 1923 года в семье белорусской интеллигенции. Дед, Александр Антонович, в довоенные годы был видным деятелем народного образования, а бабушка школьной учительницей.



Улица имени Ю.А. Соболевского в г. Глубокое и мемориальный камень



Храм Рождества Пресвятой Богородицы в г. Глубокое. На переднем плане слева – приходская школа, в которой обучался отец Ю.А. Соболевского Александр Антонович Соболевский. Преподавателем был Осип Сухой – отец выдающегося авиаконструктора (фото начала XX в.)

Семья проживала в Минске, в то время как все ее родственники остались в г. Глубокое Витебской области, отошедшим к Польше согласно условиям Брестского мира. Город этот подарил миру многих выдающихся людей. Одним из них был Юрий Александрович Соболевский.

В 1941 году отец с отличием окончил среднюю школу. Я помню его рассказы о том, что в выпускной вечер 22 июня в небе уже были слышны немецкие самолеты. Назавтра Минск сильно бомбили. Сразу был разрушен дом, в котором жила семья отца. Дед был неожиданно арестован НКВД по доносу, но через несколько дней также неожиданно освобожден. Семья с тремя детьми вынуждена была перебраться на родину в г. Глубокое.

22 июня 1941 года – день окончания счастливого детства моего отца. Как внук я успел застать родителей отца здоровыми, полными сил и мне понятна та редкая сейчас атмосфера спокойного достоинства, размеренного патриархального быта и взаимного уважения, в которой рос и воспитывался отец.

Счастливая юность, враз оборвавшаяся войной, заложила в характер моего отца тот стержень, который давал ему силу в течение всей дальнейшей непростой жизни в сложную эпоху.

Семья Соболевских с первых дней войны активно участвует в сопротивлении фашистским захватчикам. Уже в 19 лет отец становится заместителем командира, а затем командиром Глубокской подпольной молодежной организации. Рискуя жизнью он добывает секретные документы, проводит разведывательные операции, планирует диверсионные акции.

Деятельность Соболевского Юрия Александровича весьма заметна в истории партизанского движения Беларуси и после освобождения Беларуси была отмечена правительственными наградами.

В начале 1945 года отец был призван в регулярную армию и в составе 1-го Украинского фронта как наводчик батальонного миномета прошел с боями Польшу, Германию и Чехословакию. В мае 1945 года он участвовал в штурме Берлина и едва не погиб в 300 м от рейхстага.

Сохранились фронтовые награды отца. Среди них он более всего ценил медаль «За отвагу», полученную за героическую защиту моста через реку Одер.



Памятник в г. Глубокое, установленный в честь деятельности подпольной организации, которую возглавлял Ю.А. Соболевский



Дом рода Соболевских в г. Глубокое

В сентябре 1945 года, сразу после демобилизации, отец вернулся в разрушенный войной Минск и поступил на строительный факультет Белорусского политехнического института. Закончив его, преподавал на кафедре «Строительные конструкции», занимаясь в аспирантуре.

Вспоминаю рассказы отца о жизни в общежитии в комнате на 8 человек аспирантов и о жадном стремлении к образованию, которое объединяло послевоенную молодежь.

В своих воспоминаниях отец особенно выделял своего друга из Армении Константина Ашотовича Тер-Мкрчяна, впоследствии проректора Ереванского политехнического института.

В 1953 году отец успешно защитил кандидатскую диссертацию на тему: «О горизонтальных смещениях гидротехнических сооружений». Как-то я задал ему вопрос о том, кого он считает своим учителем? Отец сразу ответил – Дмитрия Егоровича Польшина. На другой вопрос, как часто он с ним общался, был ответ – возможно около часа перед окончанием аспирантуры. Впоследствии я стал понимать, что иногда короткое общение с выдающейся личностью может стать поворотным моментом жизни.

Д.Е. Польшин неоднократно посещал нашу семью, и мне повезло его узнать. Отец дружил с немногими людьми, но, как правило, это были выдающиеся личности. Образ семьи деда, круг общения отца позволили мне понять ту великую инерцию фундаментального, еще дореволюционного образования, которая обеспечила высокий стандарт науки советского периода. Инерции, иссякающей, к сожалению, на наших глазах.

Ю.А. Соболевский в 1953 году совместно с профессором М.Ф. Макаровичем участвует в создании новой кафедры «Основания, фундаменты и инженерная геология». В 1965 году он становится заведующим этой кафедры и сохраняет этот пост неизменно до 1993 года. Докторскую диссертацию на тему: «Исследование устойчивости мелиоративных каналов» отец защитил в 1968 году в Совете НИИ оснований и подземных сооружений.

Профессор Ю.А. Соболевский был выдающимся педагогом и лектором. Лектором, который доносил слушателю знания в форме законченных лаконичных определений. Отец понимал механику грунтов как науку, синтезирующую разнообразие физических и механических свойств разных сред и, казалось, чувствовал это

взаимодействие на уровне искусства. И он умел объединять и разъяснять сложные закономерности четко, лаконично и ясно. В сознании очень многих инженеров и ученых, которые имели счастье посещать лекции, либо обучаться в аспирантуре, отец остался самым ярким событием образования. А нередко и воспитания.

Юрий Александрович был великолепным инженером. Мне повезло с ранних лет сопровождать его в так называемых консультациях: предотвращении либо расследовании аварийных случаев, реконструкций, усилений, закреплений грунта. На уровне высочайшего искусства он воспринимал сооружение и грунт как единую систему, принимая четкие, быстрые, а иногда и парадоксальные решения. К примеру: усиление аварийного здания через его надстройку, либо обеспечение устойчивости оползневых склонов через изменение направления фильтрационного потока с помощью системы дренажей и многое другое. Отец обследовал тысячи объектов и имел феноменальный по своему разнообразию инженерный опыт.

В этом опыте три больших темы являются особенными: гидротехника, метростроение и горные оползни. Занятие проблемами устойчивости откосов гидротехнических сооружений было связано с активной мелиорацией 60-х и начала 70-х годов, часто бездумным увлечением советской власти, пиком которого стала идея поворота сибирских рек. Отец занимал активную гражданскую позицию и совершенно не боялся заявить протест в случаях своего несогласия с выдвигаемыми проектами.

Начало строительства Минского метрополитена в конце 70-х и 80-е годы ознаменовалось большими достижениями в технологиях проходки тоннелей на малой глубине в обводненных грунтах, а также возведения станций открытым способом в условиях плотной городской застройки. Именно тогда под научным руководством профессора Соболевского Минский метрострой стал передовой организацией отрасли в Советском Союзе. Под его руководством были успешно внедрены новые интенсивные технологии, такие как «стена в грунте», инъекционное анкерование, армирование грунта и другие.

За время заведования профессором Ю.А. Соболевским кафедра «Основания, фундаменты и инженерная геология» стала сильным научно-исследовательским центром, признанным в научном сообществе.



шестве. Под его руководством было подготовлено 20 кандидатов технических наук. Широта научных интересов и эрудиции отца определили и разнообразие тем исследований, хотя важнейшими, на мой взгляд, было также три: исследование фильтрационных сил, интенсивные технологии глубокого фундаментостроения и прочность грунтов как симбиоз объемных фильтрационных сил и дилатансии.

Инженерное мастерство и исключительная компетентность профессора Соболевского раскрылись ярко в его последних работах в 90-е годы по креплению оползней Южного берега Крыма. Изящными инженерными методами при минимальных инвестициях были достигнуты выдающиеся результаты по спасению десятков сооружений.

Отцом опубликованы книги: «Фундаменты под машины» (совместно с проф. Макаровичем), «Устойчивость откосов мелиоративных каналов», «Равноустойчивые контуры откосов», «Очертания однородных откосов» и «Водонасыщенные откосы и основания». В 1986 году вышел в свет учебник «Механика грунтов».

Юрий Александрович был скромным, исключительно отзывчивым человеком. В то же время в делах, которые не соответствовали его жизненным установкам или убеждениям он проявлял негибкую твердость, прямоту и бесстрашие.

Отец ушел из жизни 24 октября 2002 года. Сказалась болезнь легких, полученная на фронте.

Имя выдающегося белорусского ученого, инженера, патриота Соболевского Юрия Александровича помнят и ценят его земляки. В городе рода Соболевских Глубокое его именем названа улица и установлен памятник.

Дмитрий Соболевский,  
д-р техн. наук, профессор БНТУ

## О ПРОФЕССОРЕ Ю.А. СОБОЛЕВСКОМ УЧЕНОМ, ПЕДАГОГЕ, ЧЕЛОВЕКЕ

**Леонович И.И.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

В статье приведены воспоминания о профессоре, докторе технических наук Ю.А. Соболевском, как ученом, педагоге, организаторе образования и науки, общественном деятеле. Отмечен его вклад в дорожное грунтоведение, механику грунтов, решение специальных вопросов устойчивости водонасыщенных откосов, проектирование фундаментов, зданий и сооружений, подготовку инженеров для промышленного, гражданского, гидротехнического, дорожного и энергетического строительства, развитие геотехнической науки, подготовку научных кадров для Беларуси и ряда зарубежных стран, формирование научной геотехнической школы в Беларуси с созданием кафедры «Основания, фундаменты и инженерная геология» в БПИ.

This paper provides memories of Professor, Doctor of technical sciences Y.A. Sobolevsky as a scientist, teacher, education and science organizer, public figure. Professor's contribution into soil studies and soil mechanics, solving of special problems of water saturated slopes stability, projecting of building foundation, preparing engineers for industrial and civil hydrotechnical, road and power supply constructing is marked. The role of Professor Sobolevsky in preparing specialists for Belarus and other foreign countries, forming scientific geotechnical school in Belarus and creating the department of bases, foundations and engineering geology cannot be overestimated.

Исполнилось 90 лет со дня рождения Юрия Александровича Соболевского – доктора технических наук, профессора, Заслуженного строителя БССР, лауреата премий Совета министров Беларуси и Совета министров СССР. Вся его жизнь была посвящена решению важнейших проблем строительства – исследованию свойств различных видов грунтов как оснований зданий и сооружений, их учету и рациональному использованию при проектировании дамб, дорог, фундаментов, подземных сооружений, мелиоративных каналов и других инженерных объектов. По этим направлениям им

опубликованы оригинальные монографии, статьи в известных журналах, доклады в сборниках международных и республиканских конференций, в важных в дидактическом плане учебных пособиях.

В 1953 году им была защищена кандидатская диссертация «О горизонтальных смещениях гидротехнических сооружений», а в 1970 году докторская – «Исследование устойчивости откосов мелиоративных каналов».

В научных трудах и диссертациях профессора Ю.А. Соболевского нашли отражения проблемы механики грунтов, устойчивости фильтрующих откосов, водонасыщенных оснований, моделирования и конструирования анкерных систем, обеспечивающих повышенную прочность грунта при возведении, реконструкции и капитальном ремонте зданий и сооружений. Метод «Стена в грунте» им был подробно описан в статье «Белорусская ССР. Краткая энциклопедия» (Т.3., 1980). Значимость научных исследований профессора Ю.А. Соболевского в области буроинъекционных анкеров и свай достаточно полно раскрыто в монографии доктора технических наук, профессора М.И. Никитенко [1].

Другие его достижения отражены в белорусских энциклопедиях [2, 3], изданиях БНТУ [4–6], республиканских межведомственных сборниках «Водное хозяйство и гидротехническое строительство», «Строительные конструкции и теория сооружений: основания, фундаменты и механика грунтов», «Архитектура и строительство Беларуси».

Научные исследования профессора Ю.А. Соболевского не только создавали определенную основу для практического решения задач геотехнического характера при строительстве зданий и сооружений, но и всецело были направлены на подготовку высококвалифицированных инженеров-строителей и научных кадров – специалистов высшей квалификации. За более чем полувековой период своей научно-педагогической деятельности он участвовал в подготовке нескольких тысяч инженеров, подготовил 19 кандидатов наук и создал научную школу геотехники. Все это проходило в рамках факультета «Гидротехническое и дорожное строительство».

Сейчас научная школа геотехники функционирует под руководством доктора технических наук, профессора Михаила Ивановича Никитенко, объединяет ведущих ученых и специалистов-геотехников нашей страны, обладает значительным научным потенциалом. Ей под силу решать сложные задачи оснований и фундаментов зданий и со-

оружений различной функциональной направленности и в различных гидрогеологических условиях. И такие задачи по мере их возникновения решаются в тесном взаимодействии с промышленными, строительными и коммунальными организациями. Важно отметить, что профессор Ю.А. Соболевский и сотрудники возглавляемой им кафедры «Основания, фундаменты и инженерная геология» принимали непосредственное участие в учебном процессе при подготовке инженеров-строителей для дорожной отрасли в период с 1958 по 1980 года. С 1980 года подготовка по грунтоведению и механике земляного полотна перешла на кафедру «Строительство и эксплуатация дорог», но и тогда роль профессора Ю.А. Соболевского не уменьшилась. В 1986 году им была создано учебное пособие «Механика грунтов», а в соавторстве с сотрудниками своей кафедры – методические пособия и рекомендации, которые использовались в учебном процессе по дорожной специальности.

Научные и методические контакты кафедр «Геотехника и экология в строительстве» и «Строительство и эксплуатация дорог» поддерживаются и в настоящее время, способствуя интеграции научно-информационного потенциала БНТУ в области грунтоведения и механики грунтов.

Лично мне представилась возможность познакомиться с Юрием Александровичем Соболевским в 1967 году. Когда мы поселились в одном доме по улице Деревообделочная № 5 (ныне бульвар В. Мулявина). Уже тогда он проявил себя как замечательный сосед, принимавший активное участие в мероприятиях по благоустройству территории двора, был внимательный ко всем, поддерживал тесные контакты с окружающими его людьми, был коммуникабельным.

В 1968 году был создан Научно-технический Совет Министерства высшего и среднего специального образования БССР, а в его составе ряд секций. В секцию «Строительство и архитектура», которой руководил профессор Э.Х. Одельский, входил и профессор Ю.А. Соболевский. Он отвечал за комплекс строительных проблем, в том числе и за развитие науки в области грунтоведения, механики грунтов, оснований и фундаментов зданий и сооружений. В составе НТС профессор Ю.А. Соболевский был всегда активным членом, участвовал в экспертной оценке тематики научных исследований, готовил информацию о связях вузов с производством, участвовал в дискуссиях по обсуждению проблем, вносил предложения по со-

вершенствованию организации науки в вузах республики, в системе рецензирования статей, представляемых для опубликования в межведомственных сборниках и др.

С началом строительства метрополитена в городе Минске профессор Ю.А. Соболевский всецело занялся проблемами метро. Он был весьма рад, когда идея метода «стена в грунте» успешно реализовалась на практике. Мне помнится его хорошее настроение, когда на объектах метрополитена (в частности станция «Московская») он рассказывал об эффективных технологиях метростроения и, в частности, о методе «стена в грунте».

Своими научными исследованиями и разработками он щедро делился с учеными и специалистами других республик СССР и зарубежных стран. Принимая участие во Всесоюзных и республиканских научных конференциях. Поддерживал деловые контакты с учеными Чехословакии, Польши и других стран. Выступал на международных конференциях с оригинальными докладами, базирующимися на результатах собственных исследований.

В период, когда настоящая статья готовилась для включения в сборник Международной научно-технической конференции, мне представилась возможность встретиться с Лауреатом государственной премии БССР Борисом Васильевичем Щербаковым. Б.В. Щербаков хорошо знал профессора Ю.А. Соболевского. Работая начальником технического отдела, ГИПом архитектурно-строительной мастерской № 4 он сотрудничал со многими учеными БПИ, профессорами С.С. Атаевым, Н.П. Блещиком, Ю.С. Мартыновым, Т.М. Пецольдом и др. Особенно тесные контакты были с профессором Ю.А. Соболевским. Совместно решались вопросы закрепления фундаментов в зданиях, расположенных в непосредственной близости от железнодорожных путей с интенсивным движением поездов, устройства «Стена в грунте» и системы их анкерного закрепления и др. Борис Васильевич тепло отзывался о профессоре Ю.А. Соболевском как о человеке творческом, ответственном, обладающим весьма высокими профессиональными качествами и умением сочетать глубокие теоретические знания с практикой строительства.

В целом профессор Юрий Александрович Соболевский является значимой фигурой в истории строительной науки и всего строительства Республики Беларусь. Его вклад в теорию и практику строительной геотехники уже сыграл важную роль в формировании

нормативно-правовой базы, повышению профессионального мастерства специалистов и накопления долгосрочного опыта. Вместе с тем его исследования, его идеи и практические результаты будут еще длительное время служить молодым исследователям источником информации и примером отношения людей к своим профессиональным обязанностям.

Профессор Ю.А.Соболевский за участие при защите Родины в Великой Отечественной войне, активную общественную деятельность, плодотворную научно-педагогическую работу и достигнутые при этом существенные результаты награжден многими орденами и медалями СССР. Президиум Верховного Совета Белорусской ССР присвоил ему звание «Заслуженный строитель Белорусской ССР».

Наряду с большой учебной и научной работой, которую профессор Ю.А. Соболевский проводил со дня окончания БПИ (1950) и до выхода на пенсию (1993), он постоянно участвовал в общественной жизни коллектива института, деятельности общественных организаций Беларуси. На разных этапах был членом месткома института, Совета по защите диссертаций, Национальной ассоциации СССР по механике грунтов, оснований и фундаментов, республиканского отделения НТО «Стройиндустрия», секции «Архитектура и строительство», НТС, Министерства высшего и среднего специального образования БССР и т.п. Он ветеран Великой Отечественной войны, принимал участие в партизанском движении на территории Беларуси, а затем в составе частей 1-го Украинского фронта участвовал в штурме Берлина.

## Литература

1. Никитенко, М.И. Буроинъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений / М.И. Никитенко. – Минск : БНТУ, 2007. – 580 с.
2. Белорусская энциклопедия : у 18 т. Т. 14 / редкол.: Г.П. Пашкоу [и др.]. – БелЭн, Минск, 2002. – С. 46.
3. Республика Беларусь : энциклопедия в 7 т. Т.7 / редкол.: Г.П. Пашов [и др.]. – Минск : БелЭн, 2008. – С. 9.
4. Белорусский политехнический институт. – И-во БГУ. Минск, 1974 – С. 64, 113
5. История Белорусской государственной политехнической академии / под ред. Б.М. Хрусталева. – Минск : Технопринт, 2000. – 196 с.
6. Библиографический указатель опубликованных работ профессорско-преподавательского состава БГПА (1994–1999). – Минск, 2000. – 291 с.

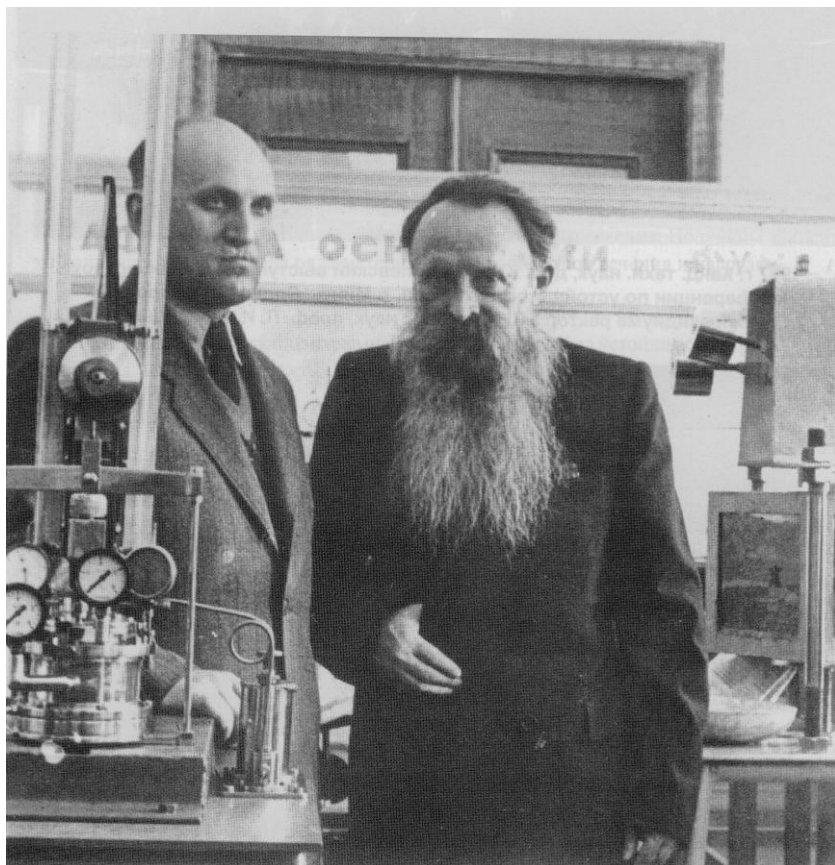
**ОСНОВАТЕЛЬ КАФЕДРЫ «ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ  
И ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ»  
В БЕЛОРУССКОМ ПОЛИТЕХНИЧЕСКОМ ИНСТИТУТЕ  
МАКАРОЧКИН МИХАИЛ ФЕДОРОВИЧ**



Макарочкин Михаил Федорович,  
доктор технических наук, профессор

Родился 17.11.1891 г. в селе Глубки Новосильского уезда Тульской губернии (ныне Орловская область) в семье крестьянина. Мать умерла, когда ему было 8 лет, отец – в 1936 году. Русский.

Окончил: 1912–1915 гг. – Учительский институт, г. Тула, специальность – преподаватель. 1922–1926 гг. – Институт инженеров путей сообщения, г. Москва, специальность – инженер-строитель. 1927–1929 гг. – Высший педагогический институт инженеров, специальность – преподаватель.



1956 год, у истоков создания кафедры: Ю.А. Соболевский и зав. кафедрой «Основания, фундаменты и инженерная геология» профессор М.Ф. Макарович

1.09.1908–1.09.1912 гг. – учитель начального училища Министерства просвещения. Новосильский район Орловской области.

1.09.1912–1.09.1915 гг. – студент Учительского института и учитель сиротского приюта, г. Тула.

8.12.1915 по 1917 гг. – служба в царской армии, прапорщик. До 1918 г. преподаватель математики Высшего начального училища, с 1918 г. по 1922 г. – преподаватель математики школы 2-й ступени. Станция Верховье Юго-Восточной железной дороги, Орловская область.



12.1920–03.1921 гг. – служба в Красной армии, командир взвода.

1.09.1922–1.01.1926 гг. – студент института инженеров путей сообщения и преподаватель математики рабфака, г. Москва.

1.01.1926–1.09.1930 гг. – инженер, старший инженер, начальник партии, заместитель начальника экспедиции по изысканиям, проектированию и постройке железных дорог в системе Народного комиссариата путей сообщения, г. Москва, Дальний Восток, Украина, Урал. В 1927–1929 гг. учился в вечернем университете марксизма-ленинизма.

1.08.1930–8.10.1947 гг. – ассистент, доцент, доктор технических наук, профессор по кафедре «Механика грунтов, основания и фундаменты сооружений» Московского института инженеров путей сообщения. По совместительству в этом же учреждении с 1638 по 1637 гг. – заместитель декана, с 1937 по 1947 гг. – декан факультета.

4.10.1945 г. – выдан аттестат профессора по кафедре «Основания и фундаменты».

4.10.1945 г. – выдан диплом доктора технических наук.

1.10.1947–8.10.1950 гг. – отбывал наказание в ИТЛ по ст. 58, п. 10 (3 года). Поражений правах не имел.

Позже проф. Макарошкина М.Ф. реабилитировали, что подтверждено в выданной ему 2.02.1955 г. Транспортной Коллегией Верховного Суда СССР справке за № 05-7345-54.

10.01.1951–30.07.1953 гг. – преподаватель математики в старших классах 11-й средней школы г. Могилева.

В июле 1953 г. был избран по конкурсу в Белорусском политехническом институте им. И.В. Сталина профессором кафедры оснований и фундаментов, а с сентября этого же года утвержден в должности заведующего кафедрой.

В характеристике, выданной 20.11.1959 г. на заведующего кафедрой «Основания и фундаменты сооружений» Белорусского политехнического института им. И.В. Сталина, доктора технических наук, профессора, члена-корреспондента Академии строительства и архитектуры СССР Макарошкина М.Ф. для представления в Академию Наук БССР и подписанной и. о. директора института В. Трейером и председателем месткома И. Чечко, было отмечено следующее: «За годы работы в институте профессор Макарошкин М.Ф. проявил себя с самой положительной стороны как гражданин Советского Союза и как научный работник. С первых дней профессор

Макаровичкин М.Ф. включился в общественную жизнь института, принимал активное участие в выборах в Верховные Советы БССР и СССР, выполнял ряд поручений общественных и партийных организаций института. Читает лекции ВНИТО строителей в производственных и проектных организациях, в порядке содружества с производством проводит экспертизы по стройкам БССР, давших экономию в деньгах и материалах.

Профессор Макаровичкин М.Ф. через вверенную ему геотехническую лабораторию оказывает большую помощь строительным организациям. Лекции профессора Макаровичкина М.Ф. всегда иллюстрируются примерами из богатой практики строительства в нашей стране и заслуженно пользуются большим вниманием со стороны студентов.

Профессор Макаровичкин М.Ф. за годы работы в институте приобрел любовь студентов и уважение всего коллектива научных работников и служащих.

Проф. Макаровичкин М.Ф. имел правительственные награды.

- Медаль «За доблестный труд в период Великой Отечественной войны».

- Медаль «За трудовое отличие».

- Медаль «За оборону Москвы».

- Правительственная благодарность за участие в строительстве метро.

- Значек «Почетному железнодорожнику».

- Значек «Ударнику Сталинского призыва».

- Значек «Отличный строитель».

Умер проф. Макаровичкин М.Ф. 5.08.1963 г.

**Секция 1**

**Инженерные изыскания и геотехнический мониторинг**

**БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА**

(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 624.131.524.4

**УТОЧНЕНИЕ НОРМИРУЕМЫХ ХАРАКТЕРИСТИК  
ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ  
И ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТОЧНОСТИ ЛАБОРАТОРНЫХ  
И ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ**

**Беляев С.В.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры  
г. Одесса, Украина*

Изложены методика лабораторных и полевых исследований механических характеристик оснований фундаментов.

A method of laboratory and field researches of mechanical descriptions is expounded as foundation of foundations.

Строительными стандартами нормированы (стандартизированы): расчетные сопротивления грунтов оснований; нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов; расчетные сопротивления под нижним концом свай; расчетные сопротивления на боковой поверхности свай и др.

В государственных строительных нормах Украины ДБН В.2.1-10-2009 «ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ СПОРУД» эти характеристики взяты из СНиП 2.02.01–83\* «Основания зданий и сооружений» без изменений.

Из этого следует, что исследованы они недостаточно.

С точки зрения специалиста в областях метрологии и стандартизации нормируемые характеристики должны уточняться и редактироваться непрерывно: нормативные и расчетные значения характеристик грунтов устанавливаются на основе статистической обработки результатов испытаний. И «накопление достаточной для нормирования базы данных» автор считает недостаточным: оно должно быть непрерывным, и с ростом «базы данных» будет расти точность нормируемых характеристик.

Для прогнозирования несущей способности фундаментов на основе полного вероятностного расчета (разработано и применяется автором) необходимо знать: разброс; нижнее и верхнее значение; и обязательно «закон распределения случайной величины» для характеристики, используемой в вычислениях.

При расчетах оснований по стандартизированным методикам: по несущей способности доверительная вероятность расчетных характеристик грунтов принимается 0,95; по деформациям 0,85.

Не каждый специалист понимает о чем идет речь: почти во всех технических университетах «Теория вероятностей» как самостоятельная дисциплина не преподается. И необходимость ее знания инженерами преподавателям высшей математики не понятна.

Это подлежит немедленному устранению способом включения «Теории вероятностей» в дисциплину «Метрология»: здесь эта теория применяется практически в полном объеме. А должна применяться во всех отраслях науки и техники.

В нормах для проектирования железобетонных конструкций более удачная редакция: «класс бетона – это показатель прочности на сжатие, ниже которого находится только 5 % выборки всей измененной прочности бетона данного состава».

Самая удачная и понятная всем редакция, полностью соответствующая принципам расчетов конструкций и сооружений по граничным (предельным) состояниям, есть в нормах проектирования стальных и алюминиевых конструкций: «Расчетные сопротивления... принимаются по минимальному значению... полученному при испытаниях».

Если накопление данных для нормирования характеристик грунтов станет непрерывным, то их «минимальные» значения будут расти. И еще быстрее будет расти показатель, ниже которого находится

только 5 % выборки измеренной характеристики. А «разброс» (по европейски «неопределенность»: этот термин заменил «погрешность» в области метрологии) будет уменьшаться.

Во-первых, за счет повышения точности измерений действительных значений, которой в настоящее время практически не придается никакого значения: в публикациях и отчетах НИР при исследованиях грунтов отсутствуют сведения о точности полученных результатов. И всегда «большие разбросы» присваиваются действительным значениям измеряемых характеристик, а не давно устаревшим даже стандартизированным способам измерений.

Во-вторых, за счет исключения дополнительных погрешностей измерений, и в третьих, за счет исключения ошибочных результатов: они «проявляются» при большом количестве измерений одного показателя, и особенно эффективно, если показатель измеряется в разных лабораториях, разными людьми, методами, приборами.

И в-третьих, за счет нормирования региональных характеристик грунтов: в СНиП 2.02.01–83\* стандартизированы показатели грунтов для всей территории бывшего Советского Союза, и в ДБН В.2.1-10-2009 они обязательно должны были бы быть уточнены для территории Украины, а не просто скопированы.

Автор проанализировал численные значения стандартизированных характеристик грунтов на глубину до 1969 года, и сложилось впечатление, что эти значения ветхозаветный Моисей записал на каменных скрижалях.

Все вышесказанное непременно следует распространить и на непосредственные исследования характеристик грунтов в полевых и лабораторных условиях для проектирования конкретных сооружений, где численные значения определяются, по наблюдениям автора, по среднему арифметическому, а не по минимальному или граничному (предельному). Это нарушение принципов расчетов по граничным состояниям: коэффициенты (запаса, надежности и пр.) эту ошибку «не перекрывают».

Не правильны также требования к количеству определений характеристик грунтов, например: «Количество одноименных частных определений для каждого выделенного на площадке инженерно-геологического элемента должно быть не менее шести. При определении модуля деформации по результатам испытаний грунтов в полевых условиях штампом допускается ограничиваться

результатами трех испытаний (или двух, если они отклоняются от среднего не более чем на 25 %). По мнению метролога в таких случаях лучше написать: «Допускается мечтательно посмотреть вдаль через окно и записать цифру «с потолка».

Предлагается новая редакция: «Количество частных определенных характеристики грунтов должно обеспечить установление границ ее неопределенности и закона распределения вероятности измеряемой величины внутри этих границ». Только так характеристика грунта будет полностью определена.

Это современные требования и они должны быть исполнены безусловно, даже если они и не вошли пока в нормативные документы.

Цитата из Закона «Про метрологию...»: «Любое измерение без указания погрешности считается не произведенным» и наказывается штрафом в бюджет в размере двойной стоимости выполненных работ. При повторном нарушении деятельность запрещается.

Метрологу экстра-класса досконально разбирающемуся в особенностях конкретной техники измерений при соблюдении некоторых дополнительных условий шести измерений может оказаться достаточно. Трех измерений метрологу бывает достаточно при повторных измерениях уже известной величины. Инженерам, аспирантам, кандидатам и докторам наук измеряемая величина начнет проясняться после полусотни определений. Но без этого много времени, сил и средств будет потрачено впустую. Ученым, «делающим науку» из карьерных соображений, действительное значение измеряемой величины не открывается никогда: эту закономерность автор вывел из результатов собственной «просветительской» деятельности.

Следует также понимать некоторую иллюзорность оценок «коэффициент вариации», «среднеквадратическое отклонение» и т.п. Они эффективны для сравнений многократно измеренных экспериментальных показателей, например с базовыми, или в аналогичных этому случаях. И для частных случаев практически не информативны.

Познание изложенных выше вопросов происходило на основании «горького». Впервые автор запроектировал фундаменты по «липovým» инженерно-геологическим данным в 1988 году: по заключениям «геологов» напластование грунтов строительной площадки состояло из просадочных грунтов второго типа просадочности. «Фундаментспецстрой» забить сваи не смог: в действительности под сооружением оказались крупнообломочные грунты. Второй опыт

был «очень горьким»: при полностью выполненной проектной документации 16-этажный жилой дом на участке «посадить» не удалось. Работа проектировщиков уже была оплачена, и вдобавок к этому пришлось возместить заказчику проекта все убытки.

В дальнейшем наш кооператив выполнял проектирование сооружений только в том случае, если автор непосредственно принимал участие в изысканиях и лабораторных и полевых исследованиях: этому принципу я верен по сей день.

Предложение способа реализации непрерывного уточнения нормируемых характеристик грунтов оснований фундаментов, которое предлагается отразить в решении по результатам работы этой конференции. В области метрологии существует очень эффективная система межлабораторного сравнения результатов измерений: многие лаборатории измеряют одну и ту же величину и сообщают результат измерения КООРДИНАТОРУ. Образец для измерений путешествует из лаборатории в лабораторию последовательно или параллельно, или радиально через координатора. Автор обладает соответствующими современными знаниями, подготовкой в области метрологии и стандартизации, а также нотификации, и собственными авторскими разработками новых способов анализа экспериментальной информации, и огромным опытом экспериментальных исследований инженерных сооружений, и добровольно сам себе поручил функции координатора по накоплению, анализу и уточнению нормируемых характеристик грунтов. Присылайте ваши результаты автору на кафедру ОиФ ОГАСА. Порядочность гарантирую.

Кроме того, в области межлабсравнения автор исследует силами студентов показатели песков Вольского карьера, с 1997 года. Эти пески «стандартизированы» для исследования показателей качества цементов, и поэтому имеются в соответствующих лабораториях. Приглашаем желающих присоединиться к такому межлабсравнению, и предлагать новые способы.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА**

(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 624.131

## **ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИХ РАБОТ НУЛЕВОГО ЦИКЛА**

**Бусел И.А.**

*ЗАО «Стройизыскания», г. Минск, Республика Беларусь*

Рассмотрены возможные способы изыскательских и проектных работ нулевого цикла. Предложен системный подход к изучению всей геолого-технической конструкции как единой сложно организованной системы. Для разработки проекта такой системы предлагается использование методов композиционного проектирования.

The article considers the possible ways of geotechnical survey of the zero cycle. The author proposes a systematic approach to research all the geological and technical design as a single intricate system and suggests the use of compositional methods for development of the project of such systems.

Геотехнические задачи, нацеленные на рациональное решение нулевого цикла, стоимость и трудоемкость которого достигает 30 и более процентов от объема строительно-монтажных работ, являются важным звеном в проблеме экономного и рационального использования денежных и материальных ресурсов при строительстве зданий и сооружений.

Повышение эффективности и качества подземных частей зданий и сооружений может дать существенную экономию при обеспечении требуемого уровня надежности и долговечности строений.

Смещение площадок строительства в сложные и многообразные инженерно-геологические условия, возрастающие нагрузки на фун-



даменты при высотном домостроении, применение новых конструктивных схем зданий и сооружений ставит перед геотехникой серьезные задачи, от решения которых зависит надежность возводимых строительных объектов и их стоимость.

Требуется дальнейшее совершенствование методов изысканий и проектирования, конструкций и технологий устройства фундаментов, способов улучшения свойств слабых грунтов с целью более полного использования несущей способности основания.

Одним из путей повышения эффективности и качества проектно-изыскательных работ нулевого цикла является метод решения оптимизационных задач в рамках единого технологического процесса изыскания – проектирование оснований и фундаментов [1] на основе национальных и международных стандартов с применением современных информационных ресурсов и технологий.

Оптимизация технологического процесса «изыскания – проектирование оснований и фундаментов» возможна на основе реинжиниринга этого бизнес-процесса и организации адаптивного управления им в реальном режиме времени [2].

В соответствии с действующими ТНПА расчетная схема системы сооружение - основание или фундамент - основание должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружений и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов.

В последние годы в практике изысканий и проектирования наметилась тенденция системного подхода к изучению всей геологотехнической конструкции (ГТК) как единой сложно организованной системы [1].

Наиболее целесообразными методами при изучении таких систем являются вероятностно-статистические методы, учитывающие как статистическую неоднородность оснований, так и случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов и конструкций.

Геолого-статистический подход в сочетании с механикой грунтов обеспечил возможность прогнозирования поведения ГТК с известной точностью и надежностью на основе использования дкомпозиционных аналитических методов исследований. Но бурное развитие хозяйственной деятельности, смещение строительных площадок в неблагоприятные и сложные инженерно-геологические условия, а также усложняющиеся конструкции зданий и сооружений и связанные с ними экономический и экологический риск привели к тенденции отношения к проектированию как к процедуре оптимизации, т.е. выбору лучшего в некотором экономическом, технологическом и экологическом смысле решения. Все это требует повышения точности и надежности количественных инженерно-геологических прогнозов и создания таких методов проектирования, которые бы обеспечивали оптимальную конструкцию ГТК с учетом свойств, составляющих ее элементов.

Система основание - сооружение состоит из трех основных последовательно соединяемых и в этой же последовательности возводимых элементов (подсистем): основания, фундамента и надземной части зданий (сооружения). При совместной работе этих элементов должно обеспечиваться выполнение системой ее главного назначения, которое определяется технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормах и заданиях на проектирование. Элементы системы равноответственны и должны быть равнонадежными, поскольку отказ любого элемента приводит к отказу всей системы. Это находит свое отражение в том, что при расчетах предельных состояний по несущей способности и по деформациям рассматривают всю систему.

Фундамент как промежуточный элемент системы, обеспечивает совместную работу основания и подземной части сооружения. Отказ фундамента всегда приводит к отказу надземных конструкций, не влияя обычно на одновременное появление отказа основания. Тем не менее, при оценке надежности фундамента как конструкции, взаимодействующей с грунтом, следует рассматривать систему основание - фундамент, так как надежность фундамента определяется показателями обоих этих элементов.

Как правило, все функциональные процессы в ГТК связаны с преобразованием и передачей вещества, энергии и информации.

При вступлении элементов во взаимодействие формируются связи между ними. Для ГТК наиболее характерными являются вещественные, энергетические и информационные связи, а также их комбинации. Энергетические связи обеспечивают перенос энергии между элементами системы, а информационные перенос информации. Вещественные связи предназначены для переноса вещества, но одновременно могут переноситься и заключенные в веществе энергия и информация. Одним из многочисленных примеров таких связей может служить распространение сжимающих напряжений в толще глинистых грунтов с коагуляционными структурами, возникающих в результате взаимодействия сооружения и основания, которое приводит к изменению действующих факторов как внешних (статическое давление, температура и др.), так и внутренних (состав обменных катионов, концентрация электролита перового раствора, параметры двойного электрического слоя, рН среды и т.д.), что обуславливается низкой энергией межагрегатных взаимодействий в таких грунтах. По характеру связей различают прямые, обратные и нейтральные связи.

Исходя из вышеизложенного, отображение любой сложной геотехногенной ГТК можно представить в форме описания отношений преобразований и отношений связей в элементах этой системы.

Возможные варианты конструктивного исполнения элементов, обеспечивающих выполнение функциональных операций, могут быть определены в результате обобщения коллективного опыта и знаний специализированных исследовательских и изыскательских и проектных организаций с формированием обобщенного банка данных на машинных носителях. Все это указывает на наличие объективных признаков, необходимых для реализации принципов композиционного проектирования существующих при достигнутом уровне автоматизации изысканий и проектирования [2].

Разработка обоснованного проекта сооружения требует целенаправленного проведения инженерно-геологического изучения основания проектируемого здания или сооружения. Прогнозирование поведения ГТК на любом этапе единого технологического процесса изысканий и проектирования требует учета, по меньшей мере, трех основных групп факторов, определяющих содержание, направление и рациональную технологию проектно-изыскательских работ.

К первой из них относятся так называемые природные факторы, определяющие весь комплекс инженерно-геологических условий территории: особенности рельефа, геологическое строение толщ пород в основании сооружений, число и глубины залегания водонесных горизонтов, состав и свойства основных типов грунтов и др.

Ко второй группе факторов, характеризующих степень изученности инженерно-геологических условий региона, относятся: наличие материалов геологического, гидрогеологического и инженерно-геологического картирования; наличие материалов специальных региональных исследований различного назначения (например, геоморфологических, ландшафтных, гидрогеологических), освещающих в той или иной степени инженерно-геологические условия территории; наличие материалов изысканий прошлых лет, выполненных для строительства объектов промышленного, гражданского и др. назначения; данные режимных наблюдений за подземными и поверхностными водами, развитием современных инженерно-геологических явлений и т.п.; информация о поведении различных видов грунтов, развитых в регионе, при определенных видах воздействия; сведения о наблюдениях за осадками функционирующих зданий и сооружений; наличие региональных норм на проектирование и изыскания.

Третью группу составляют проектные факторы, характеризующие назначение и конструктивные особенности проектируемых зданий и сооружений, их капитальность, тип и глубину заложения фундаментов, характер и величины передаваемых нагрузок, режим эксплуатации и т.п.

При оптимизации ГТК необходимо выполнять согласования локальных проектно-изыскательских решений, принимаемых на различных уровнях от разработки технического задания на изыскания, до составления проекта здания или сооружения. При реализации этого процесса, возникает проблема обеспечения таких координирующих воздействий на указанные решения, которые приводили бы к достижению оптимального решения на уровне создаваемой системы в целом.

Принцип осуществления этих координирующих воздействий должен выбираться в зависимости от принятой кооперации изыскателей и проектировщиков и полноты располагаемой информации каждым из них. На практике при разработке сложных систем могут

использоваться, как правило, двух уровневые структуры кооперации: проектная организация, выполняющая роль заказчика и изыскательская, выполняющая роль подрядчика.

В процессе проведения совместных разработок осуществляется обмен информацией, при этом проектная организация выставляет изыскателям требования к разрабатываемым ими элементам кооперативно создаваемой системы, а изыскатели в свою очередь направляют проектной организации, предложенные ими решения по изучению и оценке свойств массивов грунтов, которые подлежат согласованию.

После инженерно-геологического изучения основания здания или сооружения проектная организация получает от изыскательской информации не обо всем многообразии возможных локальных решений, которые могут принять изыскатели, а только о тех решениях, которые предлагаются ими. Это один из основных принципов специализации, который, в сущности, и порождает задачу координации.

Изыскатели выбирают локальные решения на основе результатов инженерно-геологических исследований участка проектируемого строительства с учетом их знаний и опыта, при этом они руководствуются некоторыми поставленными перед собой целями (например, в достижении наилучших характеристик разрабатываемых ими элементов в соответствии с действующими нормативными документами). Соответственно проектная организация при выдаче координирующих воздействий преследует свою цель, заключающуюся в достижении наилучших характеристик на уровне разрабатываемой сложной системы в целом.

Очевидно, что если бы условия достижения наилучших характеристик системы в целом совпадали с условиями достижения этой же цели на уровне её элементов, то в решении задач координации не возникало бы трудностей принципиального характера, так как при правильной постановке требований предложенные локальные решения удовлетворяли бы условиям оптимизации системы в целом. Однако эти условия, как правило, не совпадают, что и является основным проявлением неявной сложности проектируемой ГТК.

Исходя из вышеизложенного, можно сформулировать целевые функции процесса принятия многоуровневых решений при кооперативной разработке сложных ГТК. Целевую функцию, минимизация

(или максимизация) которой при соблюдений заданных ограничений на другие показатели разрабатываемой системы соответствует принятым условием оптимальности этой системы можно представить в следующем виде:

$$F(x_{1j}, \dots, x_{ij}, \dots, x_{Nj}, y_{1j}, \dots, y_{ij}, \dots, y_{Nj}) \rightarrow \min \\ i \in \overline{[1, N]}, j \in J_i,$$

где  $x_{ij}$  – координирующее воздействие проектной организации на предложенное  $i$ -м соисполнителем  $j$ -е локальное техническое решение;  $y_{ij}$  – предложенное  $i$ -м соисполнителем  $j$ -е локальное техническое решение;  $N$  – число соисполнителей проводимой разработки сложной системы;  $J_i$  – полное многообразие технических решений, которые могут быть использованы для решения задачи, поставленной перед  $i$ -м соисполнителем.

Наиболее простой подход к решению проблемы оптимизации процесса проектирования заключается в его централизации [3]. Но при кооперативной разработке ГТК этому препятствует объективная необходимость специализации проектных и изыскательских подразделений. Это противоречие можно было бы разрешить путем интегрирования в проектной организации знаний и опыта всех соисполнителей, и придания этой организации способности преодолевать межведомственные барьеры при выборе оптимального пространственно - структурно - параметрического построения разрабатываемой системы. Широкие возможности такого интегрирования связаны с развитием вычислительной техники и создания достаточно эффективных методов математического программирования.

Интеграцию знаний и опыта соисполнителей представляется возможным осуществлять путем формирования обобщенных банков данных на машинных носителях, содержащих математические модели элементов, вступающих в отношения преобразований и связей в пределах проектируемой ГТК. Эти модели должны разрабатываться специализированными проектными и изыскательскими организациями и отражать достигнутый ими уровень знаний по созданию соответствующих элементов такой системы во всем многообразии их пространственного, конструктивного, структурного и параметрического исполнения с учетом лучших мировых разработок.

Такие модели должны отражать наряду с характеристиками операций, выполнение которых могут обеспечить соответствующие элементы, зависимости критериальных показателей этих элементов от параметров реализуемого процесса, а также признаки совместности локальных решений. Для достаточно полной и точной характеристики элементов ГТК можно использовать две формы их математических моделей - критериальную и функциональную [4].

Критериальная математическая модель элемента, включающая критерии эффективности, является математическим выражением цели решаемой оптимизационной задачи и, следовательно; соответствует содержанию операций оптимальной композиции ГТК. При этом внутренняя структура моделируемого элемента не отражается, как правило, в данной модели, что позволяет рассматривать её как макро модель этого элемента.

Функциональная математическая модель элемента отражает физические законы, которым подчиняются функциональные процессы в этом элементе. Эта модель позволяет с помощью переменных состояний получать математическое описание элемента в виде системы уравнений состояния.

Основой для построения функциональной математической модели элемента является его структурная схема. Каждый внутренний компонент элемента (активный или пассивный) представляется схемой замещения, которая является эквивалентом данного компонента в смысле подобия рассматриваемых физических свойств элемента и его математического отображения. Таким образом, указанная модель учитывает внутреннюю структуру отображаемого физического объекта (элемента) и является его микро моделью.

Функциональные математические модели элементов используются для моделирования процесса их функционирования с целью оценки ожидаемых статических и динамически характеристик этих элементов как подсистем разрабатываемой ГТК.

Разработка указанных моделей элементов должна осуществляться организациями – соисполнителями в соответствии с их специализацией на основе проводимых исследований и разработок. В своей совокупности разработанные модели элементов обобщенного банка данных должны отражать достигнутые технические и технологические возможности, которые могут быть использованы при создании разрабатываемой ГТК.

Целью оптимальной композиции ГТК является направленное формирование этой системы с высокой степенью организованности при учете интегративного эффекта [3]. Сопоставление возможных вариантов организации этой системы осуществляется по критериям различимости, за которые принимаются показатели эффективности. В общем случае под эффективностью понимается мера соотношения результатов достижения поставленной цели с требуемыми затратами. Результативность использования инженерно-геологической информации и проектных решений в рассматриваемой системе с точки зрения достижения поставленной цели оценивается показателями функциональной эффективности, а необходимые затраты – показателями экономической эффективности.

Таким образом, для обеспечения оптимального композиционного проектирования ГТК должна быть установлена взаимосвязь их пространственно - структурно - параметрической организации с показателями экономической и функциональной эффективности. Оптимальное проектирование предполагает представление принятых критериальных показателей элементов разрабатываемой сложной системы в категориях ожидаемого их влияния: на соответствующие показатели эффективности системы в целом.

Если в сформированном банке данных содержатся математические модели всех элементов, которые практически могут быть использованы при разработке ГТК, то появляется возможность, применять автоматизированные методы оптимальной композиции, спроектировать эту конструкцию как целостный геоконструктивный комплекс.

Реализация рассмотренных простейших операций оптимальной композиции обеспечивает направленное формирование (самоорганизацию) модели проектируемой ГТК со свойствами, удовлетворяющей заданным требованиям к надежности её функционирования в нормальных и аварийных режимах и обладающей наилучшими экономическими показателями при располагаемом банке данных.

Необходимо отметить, что совместное выполнение операций оптимальной композиции для всех функциональных подсистем проектируемой ГТК позволяет достичь целостности разрабатываемой системы. Правомерность этого вытекает из содержания изложенного подхода к решению задачи композиционного проектирования ГТК, обеспечивающего возможность интеграции знаний специалистов различных областей знаний при формировании обобщенного банка



данных и направленном построении автоматизированными методами оптимальной композиции формального отображения проектируемой ГТК как целостной пространственно – структурно - параметрической организации.

Таким образом, рассмотренные методы композиционного проектирования могут быть распространены на все уровни кооперативно разрабатываемых ГТК. Результаты выполнения операций подлежат уточнению по мере конструкторской проработки найденных решений, обеспечивая возможность достижения оптимального компромисса в рамках создаваемой сложной системы в целом.

В данной статье рассмотрены в основном методологические аспекты процесса автоматизированного оптимального композиционного проектирования ГТК, а практическое решение задачи связано также с проблемами программного, организационного, информационного и технического обеспечения, требуя глубокого изучения.

## **Литература**

1. Бусел, И.А. Инженерно-геологические основы комплексной технологии изыскательских, проектных и строительных работ / И.А. Бусел // Сб. ст. Международной науч.-техн. конф. : «Геотехника Беларуси». Наука и практика. – Минск, БНТУ, 2008. – С. 441–448.
2. Бусел, И.А. Некоторые аспекты комплексной информатизации систем управления качеством строительной продукции / И.А. Бусел, О.И. Семенов, В.А. Лебедев // Тезисы докл. 1-го международного форуме проектировщиков и строителей «Геотехника и высотное домостроение», 10-11 октября 2011 г. – Минск, Беларусь.
3. Лазарев, И.А. Композиционное проектирование сложных агрегативных систем / И.А. Лазарев. – М. : Радио и связь, 1986. – 312 с.
4. Бусел, И.А. Научно-методологические основы инженерно-геологической оценки ледниковых отложений Беларуси для строительства / И.А. Бусел // Диссерт. в виде научн. докл. соиск. уч. степ. д-ра геол.-минер. наук. – М., 1998.

УДК 624.131

## **ОСНОВЫ МЕТОДОЛОГИИ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ГЕОТЕХНОГЕННЫХ СИСТЕМ**

**Бусел И.А.**

*ЗАО «Стройизыскания», г. Минск, Республика Беларусь*

Рассмотрен подход к разработке методологии управления геотехногенными системами на основе использования современных информационных ресурсов и технологий. Для прогнозирования поведения таких систем в пространстве и во времени предлагается использовать имитационное моделирование.

The article presents the approach to the development of a methodology of management geo-technogeneus systems based on the use of modern information resources and technologies. The author suggests to use simulations to predict the behavior of such systems in both space and time.

В последние годы наблюдается устойчивая тенденция роста объемов различных видов строительства и в связи с этим актуальна и все острее встает проблема экономного расходования средств при строительстве и реконструкции зданий и сооружений, а также рационального использования и охраны геологической среды.

Настало время перехода к разработке проектов геотехнических систем (ГТС), а не отдельных зданий и сооружений, как это делается сейчас.

Для успешного решения этой проблемы нужны совместные усилия изыскателей, проектировщиков, строителей, экологов и других специалистов для поиска наиболее совершенных и эффективных

путей создания оптимальных ГТС и разработки принципов управления такими объектами.

Геотехногенная система есть комплекс взаимодействующих компонентов, включающий созданные в результате хозяйственной деятельности здания, сооружения, другие технические объекты и геологическую среду, находящуюся в сфере взаимодействия (воздействия) с этими объектами.

Главное свойство таких систем заключается в том, что они являются управляемыми (кибернетическими), движение которых обусловлено управляющими взаимодействиями, которые можно использовать при управлении системами и изменять их с целью осуществления их движения, наиболее оптимального по сравнению с другими, возможными движениями управляемых систем [1].

Геотехногенные системы начинают формироваться с началом строительной или иной хозяйственной деятельности. Структура и свойства ГТС меняются в процессе строительства с изменением вида, набора, интенсивности и режима управляющих воздействий (с увеличением нагрузок от сооружения, изменением температурного и влажностного режима, динамические воздействия и др.).

Структуру ГТС можно считать сформировавшейся после завершения строительства, а движение ГТС начинается с момента начала строительства и продолжается в период эксплуатации.

Управляющая система и объекты управления взаимодействуют между собой, а также с внешней средой, посредством информации. Целью прогнозирования ГТС является разработка прогностической модели, позволяющей получать прогнозную информацию от ГТС.

Некоторые наиболее важные особенности разработки систем управления и прогноза ГТС [2].

- Внешние условия, в которых проектируются и эксплуатируются ГТС, нестабильны, слабо структурированы и плохо предсказуемы.

- Особую ответственность разработчики ГТС несут за начальные этапы их проектирования. Именно на этих этапах должна формироваться система мониторинга, проводиться прогнозные и поисковые исследования, оцениваться глобальные и локальные риски, а также социально-экологические и экономические результаты функционирования ГТС.

- Как правило, требуется совмещать управление ГТС по выделенным ресурсам (бюджет проекта, люди, техника, время, информация) с управлением по достижению декларируемых целей проекта.

- Процессы управления ГТС должны охватывать все фазы ее жизненного цикла с большим разнообразием задач, характеризующейся различной степенью формализации и неопределенности. Поэтому именно жизненный цикл ГТС должен рассматриваться в качестве объекта управления [3].

Организация и обеспечение эффективного функционирования системы управления столь многоаспектным объектом, каким является ЖЦ ГТС, является сложной научно-технической задачей.

Перечисленные выше особенности можно рассматривать как базовые требования к системе управления жизненным циклом ГТС. Применительно к нашему предмету исследований в качестве объекта управления (управляемой системы) выступает ЖЦ ГТС, а в качестве управляющей системы – центр управления проектом (ЦУП).

Содержательно процесс управления в системе «управляющая система – объект управления» кратко сводится к следующему.

1. В определенные дискретные моменты времени на каждой фазе ЖЦ в ЦУП поступает информация о состоянии рабочего процесса в объекте управления и полученных на данный момент результатах, об уровнях рисков и новых возможностях о соответствии реально полученных результатам ожидаемым, а также об уровне их новизны и качества.

2. В ЦУПе полученная информация сопоставляется с эталонами (план, технические спецификации, ресурсы, новизна, стандарты качества) и другими наличными информационными ресурсами, на основании чего выявляются и формулируются проблемы, требующие своего разрешения для снижения уровня риска.

3. ЦУП, используя поступившую информацию, имеющиеся у нее информационные ресурсы и технологии, разрабатывает и принимает необходимые управленческие решения и организует их реализацию.

В такой интерпретации систему управления ЖЦ ГТС можно отнести к категории целенаправленных динамических систем с обратной связью, в которой целью управляющей системы является ста-

билизация заранее запрограммированной траектории движения объекта управления на пути достижения поставленных целей. Методология построения таких систем, как и технология их функционирования, достаточно хорошо разработаны и исследованы [4].

Пользуясь аппаратом теории динамических систем, можно определить рассматриваемую систему как формальный объект [5]:

$$S = \{T, X, U, \Omega, Y, \Gamma, \eta, \varphi\},$$

где  $T$  – множество дискретных моментов времени, в которые управляющая система получает входные сообщения о состоянии объекта управления;  $X$  – множество допустимых состояний системы, заданных как подмножества на множестве наличных информационных ресурсов (ИР) в системе;  $U$  – множество допустимых значений входных сообщений;  $\Omega$  – класс допустимых функций  $u(t)$ , определяемый регламентом и нормативными требованиями к подсистеме мониторинга процесса реализации программы;  $Y$  – множество допустимых значений выхода управляющей системы, т.е. управленческих решений исполнительной дирекции;  $\Gamma$  – класс допустимых функций  $y(t)$ , определяемых классом проблемных ситуаций, по которым принимаются управленческие решения;  $\eta$  – функция, определяющая выходной сигнал;  $\varphi$  – функция, определяющая преобразование состояний системы под воздействием входного сигнала,

При этом:

$$\begin{aligned} Y(t_2) &= \eta(x(t_1), U(t_1), t_2), \\ X(t_2) &= \varphi(x(t_1), U(t_1), t_2) \end{aligned}$$

Однако задача существенно усложняется, если принять во внимание не только проблемы, возникающие в ЖЦ ГТС (объекте управления), но и во всей цепи управления – от генерирования сообщений  $u(t)$  до выработки и реализации управляющих воздействий  $y(t)$ . Диагностика и совершенствование рабочих процессов в такой постановке представляют собой сложную научно-техническую задачу, для решения которой обычно привлекаются высококвалифицированные эксперты. Эта работа должна являться одной из главных составных частей научно-методического обеспечения процесса реализации проекта и входить в состав функций, выполняемых ЦУП.

Применительно к рассматриваемой нами системе отметим три источника возникновения проблем [2].

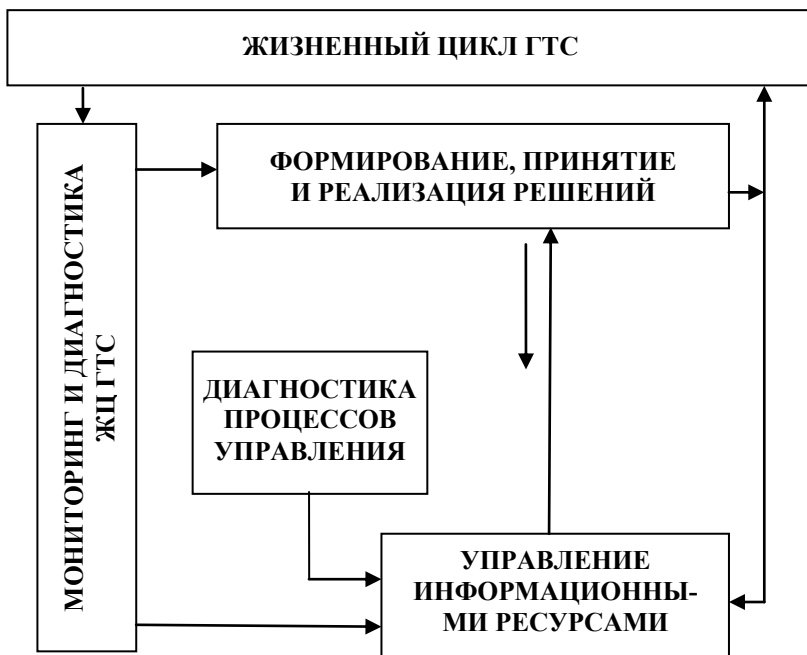
1. Проблемы, возникающие при идентификации проблемных ситуаций в ЖЦ ГТС и генерировании соответствующих входных сообщений  $u(t)$  для управляющей системы. Эти проблемы можно сформулировать в терминах своевременности, достоверности, полноты и точности идентификации и постановки проблем в подсистеме мониторинга процесса реализации проекта.

2. Проблемы преобразования входных сообщений  $u(t)$  и текущего состояния информационных ресурсов  $x(t)$  в новое состояние информационных ресурсов в соответствии с (2). Эту функцию еще можно трактовать как функцию отображения входного сообщения на определенное подмножество информационных ресурсов, релевантное данной проблемной ситуации. Иными словами, как функцию активизации требуемого подмножества информационных ресурсов, определяемого входным сообщением. Основные проблемы в этом звене цепи управления связаны с полнотой ресурсного обеспечения, корректностью выделения необходимого для принятия решения подмножества ИР и качеством этих ресурсов.

3. Проблемы преобразования входных сообщений и информационных ресурсов системы в управленческие решения  $y(t)$  в соответствии с (3). Проблемы этой категории непосредственно влияют на качество принимаемых решений в управляющей системе. Даже при достаточной полноте и удовлетворительном качестве ИР процедуры принятия и оценки решений во многом остаются неформализованными и поэтому зависят от уровня компетенции и квалификации лиц, принимающих эти решения.

Этот анализ позволяет идентифицировать два «механизма-паразита» как источники проблем двух типов, «живущих» внутри: 1) жизненного цикла ГТС и 2) системы управления этим циклом [6]. Если проблемы первого типа решаются специально для этого предназначенной управляющей системой, то для решения проблем второго типа необходимо встроить в эту систему второй контур управления, в котором в качестве объекта управления будут выступать сами информационные ресурсы системы, определяющие множество состояний управляющей системы. Тем самым система управления ЖЦ ГТС переходит в класс целевых адаптивных систем.

На рисунке дана функциональная структура этой системы [3].



Функциональная структура системы адаптивного управления  
жизненным циклом ГТС

Формально модель функционирования второго контура ничем не отличается от модели основного контура управления и состоит в следующем.

- Обнаружить отклонения процесса функционирования основного контура системы управления ЖЦ ГТС от эталона.
- Получить информацию по следующим вопросам: что делается в управляющей системе правильно? Что делается в ней неправильно? Чего не делается вовсе?
- Выявить и идентифицировать возникающие в связи с этим проблемы.
- Создать новые и/или мобилизовать имеющиеся ресурсы и направить их на решение проблем.

Таким образом, целью этого контура является рационализация и совершенствование процессов функционирования первого контура.

При этом степень достижения цели может измеряться некоторыми показателями качества системы управления ЖЦ ГТС, примеры которых были приведены выше.

Эту структуру можно принять в качестве эталонной модели системы управления ЖЦ ГТС, обеспечивающей интеграцию процесса управления и процесса совершенствования самой системы путем управления ее информационными ресурсами.

Периодическая реализация этого цикла в реальной системе управления ГТС обеспечивает ее постоянное совершенствование и адаптацию к изменяющимся условиям, в которых реализуются различные фазы ее жизненного цикла. Указанные выше положения позволили разработать структурно-функциональную модель системы управления ЖЦ ГТС на основе ее нормативной модели.

1. Диагностический анализ системы управления ЖЦ ГТС с целью идентификации и оценки проблем в системе.

2. Введение новых информационных ресурсов и технологий для решения выявленных проблем.

3. Идентификация и оценка рисков в процессе разработки и реализации проекта.

4. Введение новых информационных ресурсов и технологий для управления рисками.

5. Интеграция информационных ресурсов и технологий для решения проблем и управления рисками в единую корпоративную информационно-аналитическую систему для управления ГТС.

6. Корректировка положений и регламентов в системе управления ЖЦ ГТС.

Минимальный состав новых информационных ресурсов и технологий, которые должны составить информационно-аналитическое обеспечение процессов принятия управленческих решений в ЦУПе как по управлению ЖЦ ГТС, так и управлению рисками, определяется после анализа и экспертной оценки всей совокупности проблем и рисков в рамках системы управления ЖЦ ГТС.

Концептуальная модель рабочего процесса реализации ЖЦ ГТС может служить основой для создания компьютерной корпоративной информационно-аналитической системы (КИАС).

В качестве идеологической основы для разработки системы управления ЖЦ ГТС на базе КИАС могут быть приняты междуна-



родные стандарты [7, 8], регламентирующие процедуры управления качеством и проектами.

Отметим некоторые характерные особенности ГТС: наличие большого числа элементов; сложный характер связей между отдельными элементами; сложность функций, выполняемых системой; необходимость учета взаимодействия с окружающей средой и воздействия случайных факторов и др.

Указанные особенности ГТС требуют для их проектирования и прогноза поведения в пространстве и во времени применения математического моделирования. Имитируя поведение частей сложного объекта и их взаимодействия с учетом влияющих факторов в условиях близких и реальным можно с помощью информационных ресурсов и технологий вычислять и прогнозировать характеристики объекта, предусмотренные программой исследования. Математическое моделирование позволяет решать сложные задачи, так как исследуемая система может содержать элементы непрерывного и дискретного действия и подвергаться влиянию многочисленных случайных факторов.

При моделировании процессов, происходящих в ГТС, не обязательно преобразовывать математическую модель в специальную систему уравнений относительно нескольких величин. В данном случае достаточно имитировать сами явления, описываемые математической моделью, с сохранением их логической структуры, последовательности чередования во времени, а иногда и физического содержания, с помощью информационных технологий.

Результаты имитационного моделирования оказываются полезными при решении задач синтеза ГТС, когда требуется создать систему с наперед заданными свойствами и оптимальную.

Главная цель моделирования ГТС не автоматизация отдельных фаз ее жизненного цикла, не алгоритмы отдельных инженерных расчетов, а завязка проекта, самый начальный его этап, когда только прорисовываются контуры будущей конструкции ГТС, которая отвечает исходному замыслу.

Представить конструкцию ГТС в целом, оценить ее разнообразные качества, ее соответствие с замыслом можно на основе универсального аналитического синтеза.

В качестве первого шага для прогнозирования поведения подобных систем предлагается создание упрощенного их аналога. Современный подход в научных исследованиях состоит в том, что

реальные объекты заменяются их упрощенными представлениями, абстракциями, выбираемыми таким образом, чтобы в них была отражена суть явления, те свойства исходных объектов, которые наиболее существенны для решения поставленной проблемы. При построении такого аналога, как заменителя реальной системы, необходимо выделить те аспекты, которые являются определяющими для решения задачи, и проигнорировать аспекты, которые усложняют проблему, делают анализ очень сложным или не возможным. Созданный в результате упрощения объект представляет собой модель интересующей нас ГТС, как сложной динамической системы. В дальнейшем, анализируя такую модель можно получить характеристики, которые объяснят известные и предскажут новые свойства исследуемой реальной системы без экспериментов с самой системой.

Трудность понимания причинно-следственных связей в сложной системе могут приводить к ее неэффективной организации, ошибкам в проектировании, большим затратам на их устранение. Сегодня моделирование становится единственным практическим эффективным средством нахождения путей оптимального решения проблем в сложных системах, средством поддержки принятия ответственных решений.

Использование абстракций при решении проблем с помощью моделей часто состоит в применении того или иного математического аппарата. Некоторые динамические системы можно описать в виде систем линейных дифференциальных и алгебраических уравнений и получить решение аналитически. Однако, использование чисто аналитических методов при моделировании сложных реальных систем, к которым можно отнести ГТС, сталкивается с серьезными трудностями: классические математические модели, допускающие аналитическое решение, в большинстве случаев к реальным задачам не применимы.

Способы решения подобных задач предлагает такое направление программирования как имитационное моделирование. Имитационное моделирование – это разработка программных моделей реальных или гипотетических систем, реализация этих программ на компьютере и анализ результатов компьютерных экспериментов по исследованию поведения моделей. Имитационное моделирование имеет существенное преимущество перед аналитическим, когда:

- отношение между переменными в моделях нелинейны, и поэтому аналитическую модель трудно или невозможно построить;

- модель содержит вероятностные компоненты;
- для понимания поведения системы требуется визуализация динамики происходящих в ней процессов;
- модель содержит много параллельно функционирующих взаимодействующих компонентов.

Имитационная модель это программная система, отражающая структуру и поведение моделируемого объекта или явления во времени. Технология имитационного моделирования позволяет использовать как аналитический, так и вероятностный способ моделирования. Кроме того построение моделей может производиться на основе экспериментальных показателей, когда ни один из аппаратов моделирования не дает удовлетворительных результатов.

## Литература

1. Бондарик, Г.К. Общая теория инженерной (физической) геологии / Г.К. Бондарик. – М. : Недра, 1981.
2. Коренько, С.А. Некоторые проблемы совершенствования системы управления союзными программами космических исследований / С.А. Коренько, А.А. Кравцов, О.И. Семенов // ИНФОРМАТИКА. – 2010. – № 10.
3. Бусел, И.А. Некоторые аспекты комплексной информатизации систем управления качеством строительной продукции / И.А. Бусел, О. И. Семенов, В.А. Лебедев // Тезисы докл. на 1-ом международном форуме проектировщиков и строителей «Геотехника и высотное до-мостроение» 10-11 октября 2011 г., Минск, Беларусь.
4. Клир, Дж. Системология. Автоматизация решения системных задач / Дж. Клир. – М. : Радио и связь, 1990.
5. Энциклопедия кибернетики. – Киев : Главная редакция украинской советской энциклопедии, 1974.
6. Бир, Стаффорд. Кибернетика и управление производством / Стаффорд Бир. – М. : Наука, 1965.
7. Система менеджмента (административного управления) качества. Требования : ISO 9001: 2000 (ГОСТ Р-2001).
8. Управление проектами : международный стандарт «Руководство по управлению проектами» : ISO 21500:2012. – Проектный комитет ISO/PS236.

УДК 159.9

**ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ФАКТОРЫ И ИХ ВЛИЯНИЕ  
НА ЭКОСИСТЕМЫ И БИОСФЕРНОЕ  
ПРОСТРАНСТВО**

**Колпашников Г.А., Мякота В.Г.,  
Литвинович К.Р.\*, Шкода В.И.\***

*Белорусский национальный технический университет  
г. Минск, Республика Беларусь*

*\*Белорусский государственный университет информатики  
и радиоэлектроники, г. Минск, Беларусь*

В статье рассматриваются экологические факторы, влияющие на экосистемы, как составные части биосферного пространства. Определена опасность их влияния на экосистемы различного ранга, как естественные экологические, так и искусственные, вызванные деятельностью человека.

The article discusses the environmental factors affecting the ecosystem as components of the bio spherical space. Defined the risk of their effect on the ecosystems in various ranks as the natural environmental and as artificial, caused by the human activities.

Экологические факторы определяют состояние экосистем и могут быть разделены на две категории:

- естественные экологические [1, 3, 4–7];
- искусственные, вызванные деятельностью человека [2].

В настоящее время все большую опасность представляют негативные экологические факторы, влияющие как на здоровье населения, так и на экосистемы и биосферу в целом.

К числу естественных экологических факторов относятся:

- землетрясения и выбросы вулканов;
- циклоны, смерчи, ураганы и гроззовые бури;
- нарушение естественных процессов в тропосфере (озоновые дыры);
- солнечные бури и электромагнитные колебания.

Всякое сильное землетрясение – это достаточно продолжительный процесс со стадиями подготовки, реализации и последствиями.

Процесс подготовки и реализации сейсмического импульса и постсейсмического восстановления относительно равновесия охватывает не только отдельный участок литосферы, но гидросферу (в основном подземную её часть), биосферу, атмосферу и даже ионосферу. Иными словами, любое, а тем более крупное землетрясение не может считаться точечным в пространстве и времени и изолированным (самодавляющим) событием, но должно рассматриваться как длительный процесс: нарушение и последующее восстановление равновесия всех земных оболочек и хода долговременных процессов в обширных районах природной среды.

Именно в этом контексте следует рассматривать сейсмические явления с экологической точки зрения.

В проблеме экологических воздействий сейсмических событий важно подчеркнуть следующие особенности:

В настоящее время выявляются периоды (циклы) повышенной сейсмической активности как глобальные (вековые и тысячелетние), так и ареальные (зональные) - обычно внутривековые.

Уязвимость человеческого сообщества к природным катастрофам, включая сильные землетрясения, неуклонно растёт ввиду увеличения плотности населения, усложнения инфраструктуры, увеличения числа ответственных и уязвимых объектов и т.п. Выявлено все большее число прямых и опосредствованных связей сейсмического процесса с процессами во всех земных оболочках, так или иначе воздействующих на человеческий организм и общество.

Масштаб землетрясения и степень его воздействия на людей и природную среду (а также на сооружения) можно определять разными показателями, а именно: величиной энергии, выделенной в очаге, магнитудой, силой колебаний и их воздействиям на поверхности, интенсивностью в баллах, ускорениями, амплитудой

колебаний, а также ущербом – социальным (людские потери) и материальным (экономические потери). Специалисты-сейсмологи, характеризуя силу землетрясения, обычно оперируют значениями магнитуды. Максимально зарегистрированная магнитуда достигала значения 8,9 и выше. Естественно, что высокомагнитудные землетрясения происходят очень редко в отличие от средне- и маломagnitudeных.

Социальные последствия сейсмических явлений на население включают как прямой социальный ущерб (гибель людей, их травматизм физический или психический, потеря крова в условиях нарушения систем жизнедеятельности и т.п.), так и косвенный социальный ущерб, тяжесть которого зависит от размеров прямого и обусловлена резким на фоне материальных потерь изменением морально-психологической обстановки, спешным перемещением больших масс людей, нарушением социальных связей и социального статуса, сокращением трудоспособности и падением эффективности труда оставшихся в живых, частью отвлеченных от привычной индивидуальной и общественной деятельности. Сильное землетрясение, особенно в больших городах и в густонаселенных районах, неизбежно ведет к дезорганизации жизнедеятельности на тот или иной срок. Нарушения социального поведения могут возникать даже в отсутствии самого события, а лишь в связи со слухами о землетрясении. Применительно к последнему десятилетию такого рода примеры известны для ряда городов бывшего Советского Союза. Последствия же сейсмических катастроф, тем более в периоды общего ослабления хозяйственно-экономического состояния и политической нестабильности и долговременной социальной дезориентированности населения могут сказываться на протяжении десятилетий.

В рамках экологических проблем среди нередко провоцируемых сильными землетрясениями, то есть вторичных, последствий следует отметить (на фоне повреждения и гибели ландшафтных и культурных памятников и нарушения среды обитания как таковой) такие, как возникновение эпидемий и эпизоотии, рост заболеваний и нарушение воспроизводства населения, сокращение пищевой базы (гибель запасов продовольствия, потеря скота, вывод из строя или ухудшение качества сельскохозяйственных угодий, неблагоприятные изменения ландшафтных условий (например, оголение горных склонов, заваливание долин, гидрологические и гидрогео-

логические изменения), ухудшение качества атмосферного воздуха из-за туч поднятой пыли и появления аэрозольных частиц в результате возникающих при землетрясении пожаров, снижение качества воды, а также качества и емкости рекреационно-оздоровительных ресурсов. Воздействие сильных землетрясений на природную среду (геологическую среду, ландшафтную оболочку) может быть весьма разнообразным и значительным, хотя в большинстве случаев ареал (зона) изменений не превышает 100–200 км.

Ясно, что столь многочисленные и существенные нарушения ландшафтной среды не могут не повлечь за собой гибель компонентов биосферы на больших площадях. Наиболее значимые и легко выявляемые выражаются в уничтожении растительного покрова, местобитании животных, в нарушениях традиционных наземных миграционных путей, изменении водного режима, перераспределении водных запасов, ухудшении качества кормовых угодий и т.д.

Среди сейсмологических процессов, имеющих прямое отношение к воздействию на среду с вероятными экологическими последствиями выделяются недавно установленные особенности процесса (периода) сейсмической активизации, т.е. подготовки, реализации и затухания толчков одного землетрясения или серии землетрясений.

Область геофизических аномалий (поля напряжений, деформации, энергетического и магнитных полей, поля силы тяжести) и аномального протекания других процессов (гидрогеологических, атмосферных, вероятно и биоэнергетических) по своим размерам обычно на порядок превышает область очага самого землетрясения.

В последние годы установлена важная роль глубинной дегазации Земли и форсирования озоновых дыр в стратосфере. С содержанием озона в стратосфере тесно связывают поглощение ультрафиолетового излучения, которое, в свою очередь, воздействует на ДНК и клеточные мембраны наземных микроорганизмов, определяя жизнестойкость популяции. Гибель микроорганизмов – начальное звено пищевых цепей – представляет серьезную экологическую опасность. Широко известны отрицательные воздействия ультрафиолетового облучения на фотосинтез и рост растений, на животный мир, не говоря о человеке. Следовательно, изменение содержания озона над очагами сильных землетрясений могут сказываться зонально и временно нарушает биохимическое равновесие и экологические условия.

Выбросы энергии в виде плазмы на Солнце вызывают сильные электромагнитные колебания, что сказывается на самочувствии населения. Специальная служба регистрирует эти выбросы и оповещает население о нарушениях, появляющихся в электромагнитном поле Земли.

Циклоны, смерчи, ураганы, грозовые бури относятся к грозовым явлениям природы, приводя к гибели населения, многочисленным разрушениям, дискомфорту, ухудшению эмоционального состояния жителей городов и поселков, в конечном итоге нанося ущерб экономике страны. Так, одним из наиболее сильных ураганов стал ураган «Катрина», который в 2005 г. полностью разрушил г. Новый Орлеан, когда число жертв шло на 1000 и стране был нанесен очень серьезный экономический ущерб. Этот ураган полностью изменил психологическое состояние жителей США. Ведь до этого ураганы не приносили таких сильных разрушений. Ураган показал незащищенность больших прибрежных мегаполисов, расположенных в районе Мексиканского залива.

В апреле 2011 г. ураганы пронесли по центральным районам России и, особенно по Ярославской области, вызвав многочисленные разрушения, повалив множество деревьев и линий электропередач. Без света осталось несколько районов, было нарушено водоснабжение.

Подобные явления наблюдаются в Беларуси, где ветровые потоки срывают крыши домов, ломают деревья столбы электропередач, разрушают фермы и т.д.

Среди искусственных факторов, вызванных деятельностью человека могут быть названы:

- аварии на атомных станциях;
- выбросы в атмосферу из тепловых станций;
- выбросы газов из автомобилей на стоянках и во дворах;
- жидкие стоки промышленных предприятий;
- выбросы из хранилищ пестицидов и др.;
- аварии на железнодорожном транспорте;
- выбросы на аварийных участках нефте- и газопроводов;
- шумовые эффекты;
- взрывы боеприпасов на военных хранилищах;
- другие выбросы, связанные с освоением новых территорий.



За годы, прошедшие после Чернобыльской катастрофы в общественном сознании утвердился стереотип Чернобыля как катастрофы глобального масштаба с последствиями уже состоявшимися и еще ожидаемыми.

На значительных территориях Республики Беларусь сформировался огромный запас радионуклидов. В их числе цезий-137, стронций-90, трансурановые элементы: плутоний-238, 239, 240 и америций 241 [2].

Радионуклиды из почвы поступают в воду, воздух, а также включаются в биохимические и трофические циклы миграции, создавая множественно путей внешнего и внутреннего облучения. Особую опасность представляет внутреннее облучение. Известно, что дозы ионизирующего излучения приводят к преждевременному старению организма, генетическим нарушениям и врожденным дефектам, которые могут проявиться в последующих поколениях: умственной отсталостью, заболеваниями сердечно-сосудистой системы, аллергии, развития рака и лейкемии. С последствиями Чернобыльской катастрофы связано с осознанием опасности радиационного риска у населения республики. Радиационный риск, воспринимаемый в общем социальном контексте является одним из факторов, обуславливающий социально-психологическую напряженность, что сказывается на общем состоянии здоровья населения.

Все другие названные выше экологические факторы в той или иной степени воздействуют на психологическое состояние населения, проживающего на территориях подверженных рискам проявления опасных природных и техногенных процессов. Поэтому задачей общества является минимизация у населения страха перед теми событиями, которые возникли или могут появиться в будущем в связи с эволюционными процессами, происходящими в биосфере.

## **Литература**

1. Землетрясения более чем с 50 000 смертей [Электронный ресурс]. – Режим доступа : [http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most\\_destructive.php](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most_destructive.php).

2. Национальный доклад: 20 лет после Чернобыльской катастрофы: последствия в Республике Беларусь и их преодоление / под ред. В.Е. Шевчука [и др.] – Минск : Комитет по проблемам

последствий на ЧАЭС при Совете Министров Республики Беларусь, 2006. – 112 с.

3. Землетрясения / Э. Ротэ. – М.; Л. : Гос. техн.-теорет. изд-во, 1934. – 214 с.

4. Раст, Х. Вулканы и вулканизм / Х. Раст ; пер. с нем. [и предисл.] Е.Ф. Бурпнейна. – М. : Мир, 1982. – 344 с.

5. Колпашников, Г.А. Инженерная геология / Г.А. Колпашников. – Минск : Технопринт, 2005. – 132 с.

6. Колпашников, Г.А. Техногенез и геологическая среда : монография / Г.А. Колпашников. – Минск : БНТУ, 2006. – 120 с.

7. Особенности эволюции биосферы на современном этапе / Г.А. Колпашников [и др.] // Актуальні проблеми психології : збірник наукових праць Інституту психології імені Г.С. Костюка НАПН України. –Том VII. Екологічна психологія. – Вып. 26. – С. 251–263.

УДК 624.131.1.(075.8)

**ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ  
И ЕГО ЗНАЧЕНИЕ ДЛЯ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТНЫХ  
И ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ  
КАК ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**Колпашников Г.А., Смиронова Г.Ф.\***

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Республика Беларусь*

*\*Белорусский государственный университет информатики  
и радиоэлектроники, г. Минск, Республика Беларусь*

В статье рассмотрены особенности инженерно-геологического районирования территории Республики Беларусь как источник информации, обобщающий сведения о пространственных закономерностях изменения инженерно-геологических условий. Приводится карта инженерно-геологического районирования, составленная на основе комплексного учета всех важнейших факторов, обусловивших формирование ее современных инженерно-геологических условий: тектонического строения (по образованиям структур осадочного чехла) и геолого-геоморфологических признаков, учитывающих особенности накопления и распространения пород ледниковой формации.

The article considered the features of engineering geological zoning of Belarus as the source of information and summarizes information about spatial regularity of changing geological conditions. The article contains a map of engineering geological zoning, which is made on the basis of a

comprehensive taking into account all the most important factors contributing to the formation of its modern engineering-geological conditions: the tectonic structure (by the formation of structure of the sedimentary cover) and the geological and geomorphological characteristics, taking into account the specific features of accumulation and distribution of glacial formations.

Инженерно-геологическое районирование как источник информации обобщает сведения о пространственных закономерностях изменения инженерно-геологических условий Белорусского региона, содержат важнейшую информацию о типах разрезов, выявленных инженерно-геологических условиях формирования структур и формаций, генезисе и свойствах пород грунтовой толщи, распространения опасных геологических процессов, установленных или предполагаемых, водоносных горизонтов и др.

На основе собранных материалов в процессе проведения полевых и лабораторных исследований привлечен из сведений из других источников, составлена карта инженерно-геологического районирования (рис. 1) [1, 2]. Краткая характеристика ее значения для учебного процесса и оценки строительных свойств грунтов, как оснований зданий и сооружений приводится ниже.

Карта инженерно-геологического районирования территории Республики Беларусь («Энциклопедия природы Беларуси т. II, 1983) составлена на основе комплексного учета всех важнейших факторов, обусловивших формирование ее современных инженерно-геологических условий: тектонического строения (по образованию структур осадочного чехла) и геолого-геоморфологических признаков, учитывающих особенности накопления и распространения пород ледниковой формации. Такое районирование учитывает как регионально-геологические структуры, так и зонально-климатические факторы (области распространения покровных оледенений, климатические особенности территорий и др.).

На карте обозначены регионы 1-го порядка – Белорусско-Латвийский и Припятско-Днепровский. Это крупнейшие структуры Восточно-Европейской платформы на территории Беларуси.



Рис. 1 Схема инженерно-геологического районирования Беларуси:

**Регионы Восточно-Европейской платформы:**

**регионы 1-го порядка:** I – Белорусско-Латвийский; II – Припятско-Днепровский;  
**подрегионы** (регионы 2-го порядка): IA – Белорусская антеклиза и сопредельные с ней структуры низших порядков; ЦБ – Припятская впадина; ПВ – Подляско-Брестская впадина (восточная часть); IГ – Оршанская впадина;

**инженерно-геологические области:** А – Белорусское Поозерье; Б – Центральная (Белорусская гряда с прилегающими Центрально-Белорусской равниной и Восточно-Белорусским плато); – Белорусское Полесье (Северная часть Полесской низменности);

**инженерно-геологические подобласти:** AI – Белорусское Поозерье (в границах области); BI – Белорусская гряда; BII – Центрально-Березинская равнина; VI – Брестское Полесье; VII – Припятское Полесье; VIII – Гомельское Полесье; BIV – Мозырское Полесье;

**инженерно-геологические районы:** 1-23

Структуры 2-го порядка как регионы более низкого ранга представлены Белорусской антиклизой и сопредельными с ней структурами низших порядков, Припятской, Подляско-Брестской (восточная часть) и Оршанской впадинами. Эти крупнейшие структуры отражают регионально-геологические особенности территории и соответствуют плитным этапам развития запада Восточно-Европейской платформы – позднебайкальскому, каледонскому, герцинскому, и киммерийско-альпийскому. Это время формирования основных типов формаций – терригенной, терригенно-карбонатной, карбо-

натной, сульфатно-карбонатной и гранито-гнейсовой. Как правило, они залегают на больших глубинах и только породы гранито-гнейсовой формации местами залегают близко от поверхности (Микашевичевский выступ Украинского щита).

Просадочные и деформационные свойства пород формаций зависят от степени их возраста, условий залегания, цементирования и др. Проведенные на специально сконструированных прессах с давлением до двух тонн были получены следующие показатели прочностных и деформационных свойств: мергели без включений гипса и ангидрита временное сопротивление сжатию ( $\sigma_{сж}$ ) = 105...230 МПа, угол внутреннего трения ( $\varphi$ ) = 54...62<sup>0</sup>, коэффициент сцепления ( $C$ ) = 86...125 МПа, модуль деформации – 7 МПа, в воде интенсивно размокают; мергели с прослоями гипса и ангидрита –  $\sigma_{сж}$  = 21...31 МПа,  $\varphi$  = 37...41<sup>0</sup>,  $C$  = 7,8...17,5 МПа, в воде размокают медленно и не набухают; агидриты  $\sigma_{сж}$  = 60...65 МПа; глины с гнездами ангидрита –  $\sigma_{сж}$  = 35...35 МПа,  $\varphi$  = 37...54<sup>0</sup>,  $C$  = 28...29 МПа; сильвинит –  $\sigma_{сж}$  = 21 МПа; сильвинито-галитовые породы –  $\delta p$  (растяжения) = 18...20 МПа; карналлит-галитовые породы  $\delta p$  = 4...5 МПа. В направлении кровли прочностные свойства пород снижаются. Так меловые отложения обладают высокой чувствительностью к нарушению естественного сложения, резким падением прочности (4...5 МПа до 0), что требует при проходке геологоразведочных скважин крепления стенок обсадными трубами. Уменьшение прочности свойственно палеогеновым и неогеновым отложениям. Разработка полезных ископаемых усложнена наличием водоносных горизонтов, причем с ростом мощности отложений во впадинах увеличивается количество водоносных горизонтов (Припятская, Подлеско-Брестская и другие впадины). Это требует, во-первых, увеличение обсадных труб при проходке глубоких скважин на нефть, во-вторых, учета соответствующего бурового оборудования (долот, алмазные коронки и др.).

При инженерно-геологическом районировании территории Беларуси важное значение приобрело выделение инженерно-геологических областей. Ее территория представлена тремя областями А – Белорусское Поозерье; Б – Центральная (Белорусская гряда с прилегающими Центрально-Белорусской равниной и Восточно-Белорусским плато); В – Белорусское Полесье (северная часть Полесской низменности). В пределах этих областей определи-

лись геолого-геоморфологические признаки, учитывающие особенности накопления и распространения пород ледниковой формации, зонально-климатические факторы (области распространения покровных оледенений, климатические особенности территории и др.)

Плейстоценовые отложения в пределах этих областей развиты повсеместно и перекрывают чехлом неравномерной толщины всю территорию страны. В долинах наиболее крупных рек этот чехол разорван (Западная Двина, Сож, Припять и др.) и на дневную поверхность выступают девонские (северная часть) меловые, палеогеновые и неогеновые породы (средняя и южная части).

Накопление плейстоценовых отложений происходило при условии тесной связи с современным и погребным рельефом, что например находит отражение в строении, генезисе и распределении мощностей плейстоценового покрова. В основном максимальные мощности (свыше 300м) приурочены к долинам рек и современным возвышенностям. Минимальные мощности характерны для погребенных возвышенностей и участков современных речных долин.

Позерский (Валдайский) горизонт хорошо изучен. Морена по озерского ледника встречается практически на всей территории северной части республики, которая была покрыта позерским ледником. Отсутствует она лишь на отдельных участках озерно-ледниковых низин, сложенных ленточными глинами или глинами, переслаивающимися с песками (Суражская, Лучесинская, Полоцкая, Дисненская и другие низины). Позерский горизонт имеет двухчленное строение, которое увязывается со стадиями оледенения. Моренные отложения представлены красно-бурыми валунными суглинками, супесями с линзами песков, ленточных глин, алевритов. Морена более поздней Браславской стадии представлена красно-бурыми с малиновым оттенком валунными супесями, суглинками, глинами, содержащими прослойки и линзы гравийно-песчаного материала.

Типичным представителем глинистых водно-ледниковых отложений являются хорошо известные в инженерно-геологической практике ленточные глины, широко развитые на севере Республике Беларусь. Им свойственна высокая пористость (до 60...65%) и высокие естественная влажность. Чаще всего она выше влажности верхнего предела пластичности, т.е. в естественных условиях глины находятся в скрытотекучем состоянии. Водопроницаемость значительно выше вдоль напластования, чем перпендикулярно к нему.

У песчаных и пылеватых прослоев (в основном определяющих водопроницаемость вдоль напластования) коэффициент фильтрации равен  $10^{-4} \dots 10^{-8}$  см/с, а у глинистых он снижается до  $10^{-8}$  см/с. Осадка толщи водонасыщенных ленточных глин под сооружением усиливается при переслаивании глинистых и песчаных пород. В этом случае песок играет роль естественных дренажей, отводящих выжимаемую из глинистых прослоев воду. Сопротивление ленточных глин сдвигающему усилию различно в зависимости от места расположения поверхности сдвига.

Сожский (московский) горизонт широко распространен в средней части страны. Сплошное распространение он имеет в пределах Белорусской гряды, где залегает непосредственно с поверхности. Выявлена тесная связь между параметрами физических, прочностных и деформационных свойств моренных грунтов сожского оледенения. Сопряженные уравнения регрессии имеют следующий вид:

$$\operatorname{tg}\varphi = 0,45 + 0,168Y; C = 0,37 + 0,003W; C = 0,06 + 0,32Y;$$

$$Y = 2,015 + 0,26\operatorname{tg}\varphi; W = 9,36 + 0,32C; Y = 2,11 + 0,19C,$$

где  $Y$  – вес грунта;  $W$  – естественная влажность;  $\operatorname{tg}\varphi$  – угол внутреннего трения;  $C$  – коэффициент сцепления.

Коэффициент вариации свойств в приповерхностной зоне гипергенеза может в значительной степени изменяться в связи с разбросом их значений.

К средней части Беларуси приурочены основные массивы лессовидных отложений – Новогрудская и Минская возвышенности, Оршанско-Могилевское плато. В 22 испытанных образцах при дополнительном давлении 0,2...0,3 МПа просадочными оказались 16 образцов. С глубиной степени просадочности уменьшается, что связано с особенностями гипергенной перестройки верхних горизонтов. Наиболее просадочными оказались образцы пород, взятых на Новогрудской возвышенности и Оршанско-Могилевском плато (коэффициент просадочности 0,014...0,047). Одной из характерных черт рельефа Центрально-Белорусской равнины как и области Белорусской гряды является наличие разветвленной сети древних «мертвых» долин и ложбин. Оршанско-Могилевское плато как и Новогрудская возвышенность представлены западинами и оврагами хорошо выраженные в рельефе.



Южная часть Беларуси охватывает обширные пространства Белорусского Полесья (Северная часть Полесской низменности), где наибольшее распространение получили торфяные массивы и надпойменные террасы. Здесь приходится сталкиваться со сложными инженерно-геологическими условиями. Выявленные закономерности в строении грунтовых толщ показали, что нижняя часть разреза на глубинах 10..15 м сложена супесями и суглинками с низкими показателями несущих свойств. Это в значительной степени усложняет строительство крупных мостовых переходов.

Представленный авторами материал позволяет в полном объеме получить необходимые сведения об инженерно-геологических условиях Белорусского региона. Он может быть использован как в учебном процессе, так при проектировании объектов гражданского, дорожного, мелиоративного и других видов строительства.

## **Литература**

1. Колпашников, Г.А. Инженерная геология : учебное пособие для студентов строительных специальностей / Г.А. Колпашников – Минск : Технопринт, 2004. – 110 с.
2. Колпашников, Г.А. Опасные природные и техногенные процессы на территории Республики Беларусь и риск их проявления / Г.А. Колпашников, Г.Ф. Смирнова // Материалы конференции География, история и геоэкология на службе науки и инновационного образования. – Красноярск : КГПУ, 2012. – С. 36–38.

УДК 624.131.37+624.131.54

**ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ДАМБЫ  
ХВОСТОХРАНИЛИЩА  
НА ЭТАПЕ ЕЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ  
С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ  
ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ**

**Коршунов А.А.**

*Северный (Арктический) федеральный университет,  
г. Архангельск, Россия*

В статье представлены результаты изучения реологических свойств песчано-глинистых промышленных отходов. Установлены основные зависимости изменения параметров ползучести. Выполнено численное моделирование работы ограждающей дамбы с использованием реологической модели Soft Soil Creep в программе PLAXIS. Определены параметры ползучести, оказывающие наибольшее влияние на коэффициент запаса устойчивости дамбы. Оценена надежность дамбы в краткосрочном и долгосрочном прогнозе с учетом реологических свойств основания.

The article deals with the results of a study of the rheological properties of the sandy-clay industrial wastes. The key relationships of changing rheological properties are presented. The numerical simulation of the dam with use of Soft Soil Creep model is implemented in PLAXIS. The parameters of the creep with the greatest impact on the safety factor of the dam are obtained. The reliability of the dam in the short and long-term period is assessed.

Освоение месторождения алмазов им. М.В. Ломоносова, разрабатываемого в Архангельской области, предусматривает устройство специальных накопителей промышленных отходов, так называемых хвостохранилищ. Одним из основных инженерных сооружений хвостохранилища является многоярусная ограждающая дамба (рис. 1), выполненная насыпным способом. В процессе эксплуатации хвостохранилища выполнялось постепенное наращивание ограждающей дамбы, и осуществлялся намыв отходов обогащения кимберлитовых руд на ее верховой откос. Отходы обогащения в виде песчано-глинистых грунтов со специфическими физическими и механическими свойствами сформировали основание для 2-го и последующих ярусов сооружения. Учитывая длительные сроки эксплуатации и степень ответственности сооружения, специфические свойства отходов обогащения и их изменение во времени, оценка состояния (надежности) ограждающей дамбы с учетом реологических свойств основания является актуальной задачей.

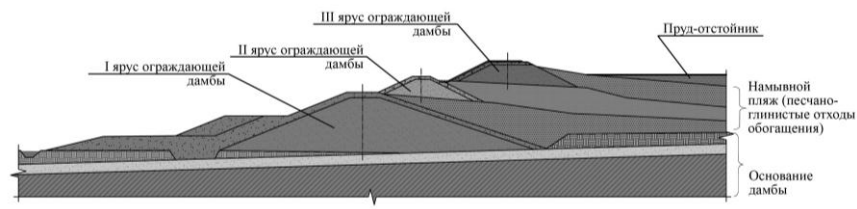


Рис. 1. Поперечный разрез по ограждающей дамбе

Одним из проявлений реологических свойств является ползучесть – процесс развития деформаций во времени при постоянной нагрузке. В качестве параметров ползучести используют коэффициент первичной ( $C_v$ ) и вторичной консолидации ( $C_\alpha$ ). Первый параметр характеризует сжимаемость грунтов на фазе фильтрационной консолидации, второй — деформируемость скелета грунта во времени при постоянной нагрузке [1]. Заметим, что уже на этапе фильтрационной консолидации проявляются деформации ползучести.

Коэффициент вторичной консолидации определяли по результатам компрессионных испытаний при полном водонасыщении образцов песчано-глинистых отходов обогащения и в условиях двухстороннего дренирования на автоматизированных комплексах LoadTrac-II (рис. 2).



Рис. 2. Автоматизированная система LoadTrac-II для проведения компрессионных испытаний

Образец имел следующие размеры: диаметр – 73 мм, высота – 20,85 мм. При испытаниях прикладывали нормальное давление (300 кПа), которое соответствует характерному давлению на песчано-глинистые отложения при эксплуатации ограждающей дамбы. Для вычисления времени начала вторичной фильтрационной консолидации, соответствующего 100 % консолидации образца, строили кривую консолидации в координатах: относительная деформация ( $\varepsilon$ ) – время ( $t$ , мин), откладываемое на логарифмической шкале. По пересечению двух касательных: к участку кривой первичной консолидации и к конечному линейному участку кривой, определили точку начала вторичной консолидации (рис. 3).

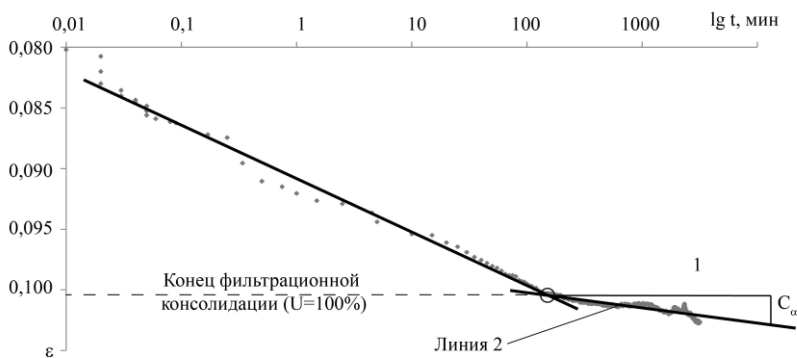


Рис. 3. Определение фильтрационного этапа консолидации образца при нормальном давлении 300 кПа

Коэффициент вторичной консолидации определяли как тангенс угла между линейным отрезком кривой на участке вторичной консолидации (линия 2, см. рис. 3) и прямой, параллельной оси абсцисс.

Коэффициент вторичной консолидации вычислили по результатам испытаний 12 образцов песчано-глинистых отложений, имеющих разные начальные коэффициенты пористости. Начальный коэффициент пористости изменялся в пределах от 0,72 до 0,91. Данный интервал включает все значения коэффициента пористости, полученные по результатам лабораторных испытаний песчано-глинистых отложений при проведении геотехнического контроля ограждающей дамбы хвостохранилища [3, 4].

На основе исследований установлена линейная зависимость между начальным коэффициентом пористости  $e_0$  и  $C_\alpha$ :

$$C_\alpha = 4,3937 - 0,9789e_0 \cdot 10^{-3}. \quad (1)$$

Зависимость коэффициента вторичной консолидации от начального коэффициента пористости при постоянном давлении 300 кПа представлена на рис. 4.

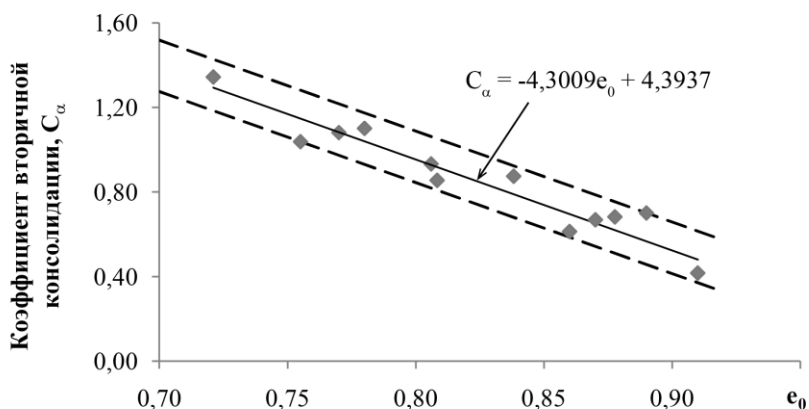


Рис. 4. Зависимость коэффициента вторичной консолидации от начального коэффициента пористости

Исследования процесса деформирования песчано-глинистых отложений во времени показали, что первичная консолидация завершается в течение 100–150 мин после приложения нормального давления. В связи с тем, что период первичной консолидации значительно меньше рассматриваемого периода вторичной консолидации (5000–6000 мин), актуальным является определение коэффициента компрессии ( $C_c$ ), характеризующего деформируемость отложений под нагрузкой.

Для определения коэффициента компрессии на образец прикладывали нормальные давления 12,5; 25; 50; 100; 200; 300 кПа, выдерживая до условной стабилизации деформаций образца.

Коэффициент компрессии  $C_c$  определили для каждого значения начального коэффициента пористости полулогарифмическим методом путем построения аппроксимирующей прямой на прямолинейном участке зависимости коэффициента пористости от логарифма нормального давления (рис. 5). Зависимость коэффициента компрессии от начального коэффициента пористости для промышленных отходов представлена на рис. 6.

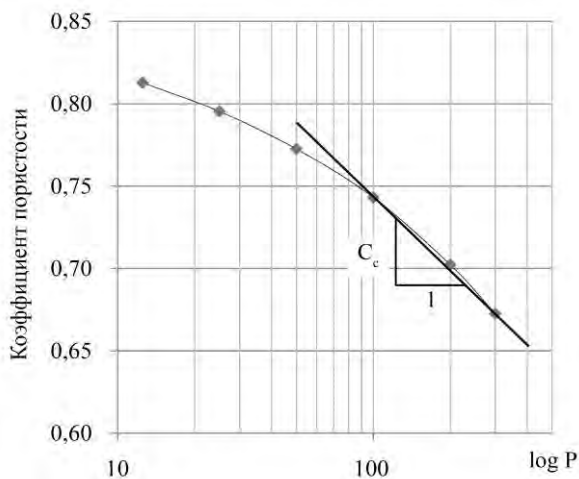


Рис. 5. К определению коэффициента компрессии  $C_c$

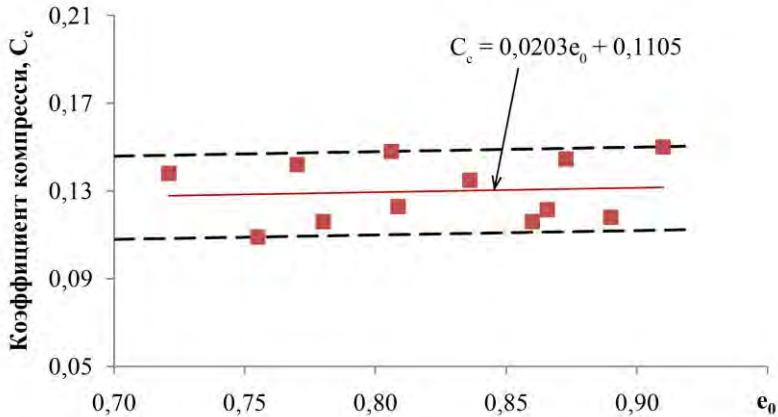


Рис. 6. Зависимость коэффициента компресси от начального коэффициента пористости

По результатам исследований получена линейная зависимость между начальным коэффициентом пористости  $e_0$  и  $C_c$ :

$$C_c = 0,0203 \cdot e_0 + 0,1105. \quad (2)$$

Для оценки надежности ограждающей дамбы с учетом реологических свойств основания использован программно-вычислительный комплекс PLAXIS 2D 2012 с численной моделью Soft Soil Creep. Основными параметрами модели ползучести грунта являются: модифицированный коэффициент компресси (modified compression index)  $\lambda^*$ , модифицированный коэффициент рекомпресси (modified swelling index)  $\kappa^*$ , модифицированный коэффициент вторичной консолидации (modified creep index)  $\mu^*$ . Первые два параметра определяются по кривой консолидации в координатах: относительная деформация ( $\epsilon$ ) – натуральный логарифм нормального давления ( $\ln P$ ), при это коэффициент  $\kappa^*$  вычисляется при повторном нагружении образца после разгрузки. Коэффициент  $\mu^*$  определяются по кривой консолидации в координатах: относительная деформация ( $\epsilon$ ) – натуральный логарифм времени ( $\ln t$ ).

В качестве альтернативных параметров PLAXIS использует коэффициент компресси ( $C_c$ ), коэффициент рекомпресси ( $C_r$ ), ин-

декс вторичной консолидации ( $C_\alpha'$ ). Индекс  $C_\alpha'$  определяется по кривой консолидации в координатах: коэффициент пористости ( $e$ ) – логарифм времени ( $\lg t$ ) и может быть вычислен путем умножения коэффициента вторичной консолидации ( $C_\alpha'$ ) на  $(1 + e_0)$ . Альтернативные параметры связаны с основными характеристиками ползучести следующими выражениями[6]:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot 1 + e}; \quad (3)$$

$$\kappa^* = \frac{2}{2,3} \cdot \frac{C_r}{1 + e}; \quad (4)$$

$$\mu^* = \frac{C_\alpha'}{2,3 \cdot 1 + e}. \quad (5)$$

По результатам геотехнического контроля за качеством намыва хвостовых отложений установлено, что среднее значение коэффициента пористости песчано-глинистых отложений составило 0,86. Параметры  $C_c$  и  $C_\alpha'$  соответствующие установленному коэффициенту пористости представлены в табл. 1.

В виртуальной лаборатории PLAXIS были смоделированы одометрические испытания с принятыми по табл. 1 коэффициентами. Результаты представлены на рис. 7, а. Как видно, кривая консолидации, построенная по результатам моделирования отличается от кривой, полученной по результатам лабораторных испытаний. Для корректного моделирования поведения песчано-глинистых отходов обогащения в основании 2 и 3-го ярусов дамбы необходимо провести оптимизацию параметров численной модели Soft Soil Creep по данным лабораторных испытаний.

Оптимизация параметров выполнена в виртуальной лаборатории PLAXIS по следующим параметрам  $\lambda^*$ ,  $\mu^*$ , а также  $c$  – удельному сцеплению и  $\varphi$  – углу внутреннего трения. Зависимость  $\varepsilon = f(t)$  после оптимизации практически полностью совпадает с кривой консолидации, построенной по данным лабораторных испытаний (рис 7, б).



Коэффициенты  $C_c$  и  $C_\alpha$   
песчано-глинистых отложений при  $e_0 = 0,86$

Значение	$C_c$	$C_\alpha \times 10^3$
Среднее	0,128	0,695
Минимальное	0,111	0,586
Максимальное	0,149	0,830

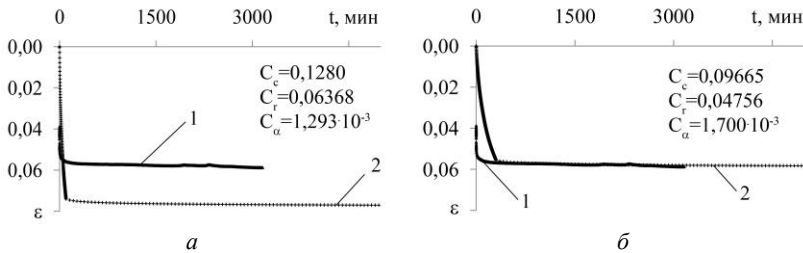


Рис. 7. Зависимости  $\varepsilon = f(t)$  при выполнении оптимизации модели:

*a* – до оптимизации; *б* – после оптимизации;

1 – результаты лабораторных испытаний; 2 – результаты испытаний в виртуальной лаборатории PLAXIS;

Для оценки напряженно-деформированного состояния ограждающей дамбы и определения коэффициента ее устойчивости было выполнено моделирование методом конечных элементов в программном комплексе PLAXIS 2D (рис. 8). Для моделирования грунтов основания и тела дамбы, кроме реологической модели (Soft Soil Creep), использована модель упрочняющего грунта (Hardening soil). Параметры модели определены по результатам геотехконтроля за процессами возведения, наращивания и эксплуатации ограждающей дамбы.

Моделировались следующие процессы:

- 1) возведение пионерной (1-го яруса) ограждающей дамбы и намыв хвостовых отложений;
- 2) наращивание 2-го яруса и намыв хвостовых отложений;
- 3) наращивание 3-го яруса и намыв хвостовых отложений;
- 4) оценка надежности дамбы через 1 год и 15 лет ее эксплуатации после завершения наращивания 3-го яруса

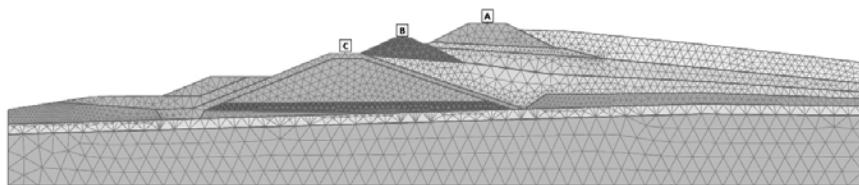


Рис. 8. Конечно-элементная модель ограждающей дамбы

Расчеты устойчивости дамбы, выполненные на этапе эксплуатации после завершения наращивания 3-го яруса дамбы показали, что коэффициенты запаса устойчивости составили 1,369 и 1,373 через 1 год и 15 лет соответственно.

На значение коэффициента устойчивости дамбы оказывают влияние различные параметры численной модели, оценка степени влияния таких параметров на безопасность представляет актуальную задачу в плане планирования и проведения дополнительных исследований грунтов и песчано-глинистых отходов обогащения.

В программе PLAXIS выполнено сопоставление параметров модели Soft Soil Creep по степени влияния на безопасность в краткосрочной и долгосрочной перспективах. Коэффициенты  $\lambda^*$ ,  $\mu^*$  варьировали для песчано-глинистых отложений, намывных на откос 1-3 ярусов ограждающей дамбы. Распределение по степени влияния  $\lambda^*$ ,  $\mu^*$  на коэффициент устойчивости представлено на рис. 9 и в табл. 2. Для дальнейшего анализа выбраны 4 параметра:  $\lambda^*$  – для хвостовых отложений 2 и 3 ярусов;  $\mu^*$  – для отложений 1 и 2 ярусов, максимально влияющих на коэффициент запаса устойчивости.

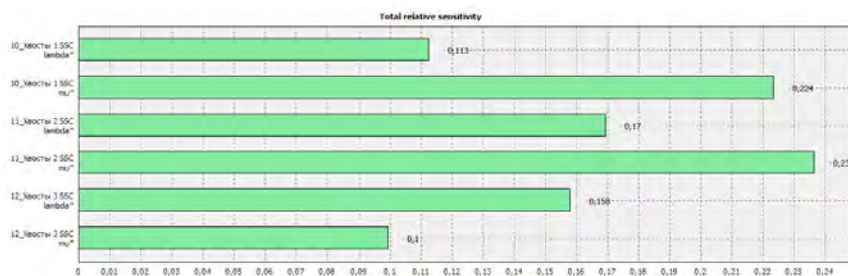


Рис. 9. Степень влияния  $\lambda^*$ ,  $\mu^*$  на коэффициент устойчивости дамбы

Степень влияния  $\lambda^*$ ,  $\mu^*$  на коэффициент устойчивости дамбы

Песчано-глинистые отложения, намытые на откос	Коэффициенты	Относительная чувствительность
1-го яруса	$\lambda^*$	0,1128
	$\mu^*$	0,2236
2-го яруса	$\lambda^*$	0,1695
	$\mu^*$	0,2366
3-го яруса	$\lambda^*$	0,1580
	$\mu^*$	0,0995
		1,0000

Примечание. Наибольшее значение соответствует максимальному влиянию на коэффициент устойчивости.

В PLAXIS выполнено моделирование дамбы при таких сочетаниях коэффициентов  $\lambda^*$ ,  $\mu^*$ , которые позволили вычислить максимальный и минимальный коэффициенты запаса устойчивости с учетом заданного варьирования реологических свойств песчано-глинистых отложений. Максимальный коэффициент запаса через 15 лет эксплуатации составил 1,375, минимальный – 1,348 (рис. 10).

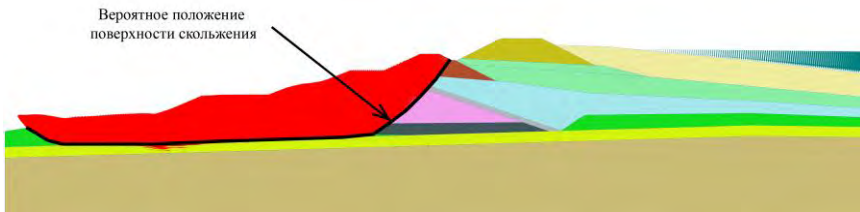


Рис. 10. Вероятный механизм потери устойчивости дамбы с учетом реологических свойств песчано-глинистых отходов обогащения через 15 лет эксплуатации.

**Выводы.** При использовании численных моделей грунта Soft Soil Среер в PLAXIS необходимо выполнять адаптацию модели по результатам лабораторных испытания. Так, установлено, что первоначальные параметры численной модели изменились:  $C_c$  уменьшился

на 24,5 %,  $C_\alpha$  увеличился на 31,5 % и составили 0,10 и  $1,70 \times 10^{-3}$  соответственно.

Моделирование возведения, наращивания и эксплуатации ограждающей дамбы с учетом варьирования реологических характеристик грунтов основания, полученных по результатам лабораторных испытаний, является целесообразным. Это позволяет получить качественную и количественную оценку изменения коэффициентов устойчивости во времени, а также установить пределы их варьирования в зависимости от исходных реологических свойств грунтов.

Применение такого подхода при моделировании позволит оценить влияние различных факторов (например, деформационно-прочностных и фильтрационных свойств) независимо друг от друга на безопасность ограждающей дамбы.

## Литература

1. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов : учеб. пособие для строительных вузов. – М. : Высш. школа, 1978. – 447 с. : ил.

2. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости : ГОСТ 12248-2010. – Взамен ГОСТ 12248-96 и ГОСТ 24143-80 ; введ. 2011-01-01. – М. : МНТКС: Изд-во стандартов, 2010. – 162 с.

3. Результаты геотехнического контроля строительства и эксплуатации ограждающей дамбы хвостохранилища / А.Л. Невзоров [и др.] // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций, оснований и фундаментов : матер. V междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2009. – Ч. III. – С. 94–100.

4. Nevzorov, A. Results of geotechnical monitoring for the erection and operation of the tailing dam at the diamond deposit named after M.V. Lomonosov / A. Nevzorov, V. Koptyev, A. Korshunov : Proceedings of the 15th European conference on Soil Mechanics and Geotechnical engineering, ISSMGE, Athens, Greece. – P. 1177–1184.

5. V.N.S. Murthy Geotechnical Engineering: principles and practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering/ V.N.S. Murthy-Marcel Dekker Inc. –NY, 2003. – 1029 p.

6. User Guide Plaxis 2D 2012, Plaxis bv, Netherlands, 2012.

УДК 624.131.+551.79

## **ВОДОБАЛАНСОВАЯ ТЕОРИЯ ПОДЗЕМНОГО СТОКА ЗОНЫ АКТИВНОГО ВОДООБМЕНА БЕЛАРУСИ**

**Костюкович П.Н.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

Инфильтрационное питание подземных вод (ПВ) Беларуси составляет около  $16 \text{ км}^3/\text{год}$ , что создает в подземной гидросфере оптимальный расходный, уроченный и солевой балансы. Однако ряд институтов страны предельные эксплуатационные запасы пресных ПВ Беларуси, разрешаемых к единовременному отбору из ее недр, принимают равным также  $16 \text{ км}^3/\text{год}$  и даже  $18 \text{ км}^3/\text{год}$ . При этом никаких прогнозов геоэкологических последствий такого водоотбора не приводится. Выполненный анализ проблемы позволяет найти оптимальные величины объемов пресных ПВ, которые можно забирать из подземной гидросферы в соответствии с геоэкологическими критериями.

This article performs an analysis of the problem of optimal values of volumes of fresh water that can be extracted from the underground hydrosphere according the geo-environmental criteria. Infiltration of groundwater in Belarus is about  $16 \text{ км}^3/\text{year}$ , while in the underground hydrosphere provides an optimal balance of expendable and salt. However, a number of institutions in the country are allowed to carry out the selection of operational reserves of fresh water in Belarus equal to as  $16 \text{ км}^3/\text{year}$  and even  $18 \text{ км}^3$ . However, no predictions of geo-ecological consequences of the water withdrawal is not given.

Внедрение техногенеза в подземную гидросферу требует создания соответствующих теорий и методологий этого воздействия, включающих прежде всего комплекс *предельно допустимых геоэкологических изменений* (ПДГИ) геологической среды [2, 3, 7]. Методом, определяющей количественное соотношение между параметрами среды до и после (или в период) техногенеза, могут служить при оценке эксплуатационных запасов ПВ такие гидрогеологические показатели, как глубины залегания УГВ и пьезометрических поверхностей, подземные составляющие речного стока, интенсивность и направленность перетекания ПВ, гидрохимия водоносных горизонтов, меженные расходы рек и др. [7]. Отсюда следует, что *прогноз ПДГИ подземной гидросферы должен стать важнейшей частью отчетов по оценке эксплуатационных запасов ПВ.*

Значимость этого положения покажем на примере оценки естественных ресурсов и эксплуатационных запасов пресных подземных вод (ППВ) Беларуси, где речные долины, как правило, «сопровождаются» подземными прареками – погребенными водонасыщенными мегаложбинами (ледниковыми палеоврезами) глубиной 100–150 м, многие из которых заполнены высокопроницаемыми флювиогляциальными отложениями; по направлению движения потоки подземных вод мегаложбин совпадают с речными, по расходу в межень сопоставимы с ними, но по своему гидрографу существенно отличаются от рек, не обладая «пиками» половодий. Для этой ситуации *естественные ресурсы* ППВ Беларуси оценены БелНИГРИ в  $Q_R = 15,9 \text{ км}^3/\text{год}$ , а *прогнозные эксплуатационные запасы* в  $Q_z = 18,09 \text{ км}^3/\text{год}$ , т.е. на 14 % выше естественных ресурсов [8, 9]. Анализ карт площадного распространения этих ресурсов [9] показал, что имеет место их «закономерное» уменьшение по радиус-векторам «Минск – границы страны», т.е. в направлении от истоков к устьям фильтрационных потоков (рис. 1).

Некорректность таких оценок ресурсов ППВ следует из общеизвестного факта, что при наличии мощного инфильтрационного питания, равного 90–110 мм/год, формируются потоки ПВ переменной массы, у которых расходы не уменьшаются, а возрастают по пути их движения (рис. 2) [1,4].

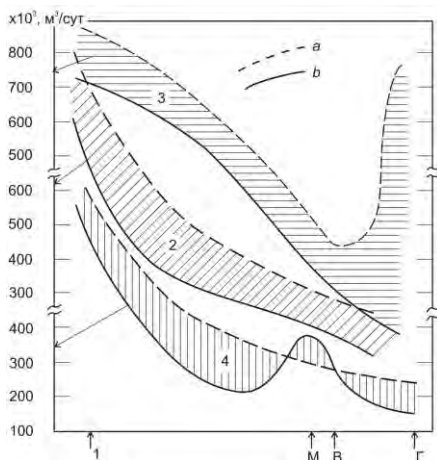


Рис. 1. Примеры «закономерного» уменьшения *прогнозных эксплуатационных запасов (а) и естественных ресурсов (б)* ППВ Беларуси в радиальном направлении Минск (1) → границы Беларуси; 2 → Минск – Могилев (М); 3 → Минск – Витебск (В); 4 → Минск – Гомель (Г); размерность запасов и ресурсов ПВ по БелНИГРИ [9]

Вторым упущением методологии оценки ресурсов ППВ Беларуси, принятой БелНИГРИ, является отсутствие теоретических расчетов ПДГИ для предельной задачи, создающей максимально критическое положение в подземной гидросфере, – для условий одновременного использования эксплуатационных ресурсов в количестве  $18,09 \text{ км}^3/\text{год}$ , т.е. отсутствие прогнозов геоэкологических последствий отбора из зоны активного водообмена таких объемов пресных вод. Наши оценки показывают, что в рамках ПДГИ и, в частности, при условии постоянства меженных расходов рек и отсутствии дополнительных (относительно мелиоративных) понижений УГВ в речных долинах, эксплуатационные запасы ППВ Беларуси, утверждаемые к одновременному отбору из недр, становятся существенно (как минимум на 50 %) меньше  $18 \text{ км}^3/\text{год}$  (этот вывод следует также из современного состояния подземной гидросферы Беларуси, когда при суммарном водоотборе ПВ, равном  $1,4\text{--}1,6 \text{ км}^3/\text{год}$ , национальный мониторинг фиксирует уменьшение стока малых рек в районах развития депрессионных воронок, созданных водозаборами). Поэтому необходимы дальнейшие исследования по теории определения эксплуатационных запасов ППВ и стандартизации геоэкологических критериев их одновременного отбора.

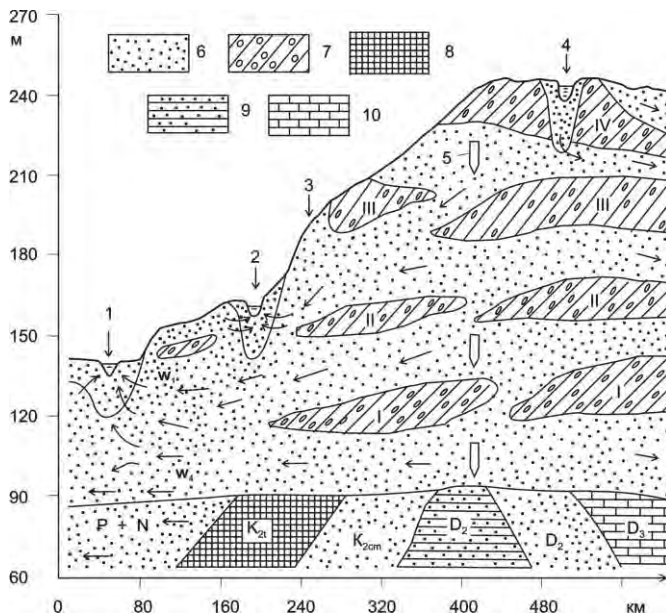


Рис. 2. Схема разделения регионального потока грунтовых вод четвертичной толщи на подземную составляющую речного стока ( $W_1$ ) и сквозной глубинный поток ( $W_4$ ) к конечному базису эрозии в створе Полоцк – Минск – Любань – Петриков: 1 – р. Припять; 2 – р. Оресса; 3 – г. Минск; 4 – р. Западная Двина; 5 – подземный водораздел водонапорного комплекса зоны активного водообмена; 6 – пески; 7 – моренные суглинки с валунами; 8 – мел; 9 – мергели, доломиты, песчаники, глины; 10 – известняки и доломитизированные песчаники; морены: I – березинская *glbr*; II – днепровская *gldn*; III – сожская (московская) *gllsz*; IV – поозерская (валдайская) *gllpz*; кровля коренных пород условная (по материалам Белорусской гидрогеологической экспедиции)

Анализ данной проблемы показывает, что существующие методологии определения *суммарного подземного стока* и эксплуатационных запасов ППВ содержат ряд упущений принципиального характера. Для их учета в будущих проектах рассмотрим главные гидрогеологические факторы, определяющие достоверность оценок запасов ППВ, а также содержание и цели соответствующих геоэкологических критериев. К этим факторам относятся следующие.

1. Степень и режим гидравлических связей речных вод со всеми потоками подземных вод водосбора, в частности с грунтовыми во-



дами подрусловых отложений и ледниковых мегаложбин, текущих вдоль реки, — так называемыми продольными или *параллельными* подземными потоками (в настоящее время вычлняются из гидрографов рек и затем используются во всех водобалансовых равенствах только *боковые* или *перпендикулярные* речным потоки подземных вод; параллельные руслам рек потоки грунтовых вод, заключенные в подрусловом аллювии и ледниковых пра-реках, вообще не упоминаются, не определяются и поэтому до сих пор не учитываются при оценке суммарного подземного стока и эксплуатационных запасов ППВ).

2. Постоянное взаимодействие подрусловых и боковых потоков грунтовых вод с речными (русловыми), особенно меженными, существующими за счет подземного стока; данный фактор проявляется в том, что централизованный отбор ППВ приводит к существенному понижению их статического уровня на больших территориях и в итоге создает гидродинамические условия для усиления инфильтрации (перетока) поверхностных вод (прежде всего речных и болотных) в подземные; этот процесс можно отнести к главному техногенному фактору, поражающему ряд геоэкологических проблем подземной гидросферы, среди которых недопустимыми являются [2, 3, 7]: 1) рост региональных зон аэрации с соответствующим иссушением территорий и изменением их экологии в «аридную» сторону; 2) уменьшение меженного стока рек; 3) развитие межпластового перетекания ПВ разного химсостава и, как следствие, их гидрохимическое смешение; 4) усиление процессов выщелачивания карбонатных пород и последующее формирование зон карстообразования в геоснованиях и над горными выработками.

3. Принцип эквивалентности (строгого соответствия) геоэкологических критериев гидроэкологическим на разных этапах развития техногенеза; принцип позволяет в первом приближении определить допустимые экстремумы этих критериев; примерами эквивалентности могут служить: 1) соотношения между предельными (максимальными) эксплуатационными запасами ППВ данного водосбора  $\Delta Q_{\max}$ , допускаемыми к единовременному отбору из подземной гидросферы, к межнным расходам реки до ( $Q_{\max}$ ) и после ( $Q_{\min}$ ) этого отбора; соотношения между другими интегральными характеристиками подземного и речного стоков (их модулями, коэффициентами, слоями и т.д.) до и в период отбора  $\Delta Q_{\max}$ .

4. Принцип регулируемой динамики главных гидрогеологических показателей подземной гидросферы до запланированного водоотбора и в процессе водоотбора на разных его стадиях; такими показателями могут быть: химсостав ПВ возмущенного и смежных по разрезу пластов; направление перетекания ПВ и перепад их уровней *во взаимодействующих горизонтах*; темпы развития и размеры депрессионных воронок в возмущенном и смежных пластах и вытекающие отсюда величины межпластовых перетеканий и привлекаемых ресурсов. Очевидно, прогноз динамики этих показателей должен стать важнейшей задачей гидрогеологических исследований при оценке эксплуатационных запасов ППВ.

5. Принцип интегрального подхода к оценке подземного стока и эксплуатационных запасов ППВ заключается в следующем.

В соответствии с современными методологиями, разработанными Ф.А. Макаренко, Б.И. Куделиным, Б.В. Поляковым и др., расчет подземного стока с водосбора осуществляется *путем расчленения гидрографа реки*, т.е. разделением руслового потока на две составляющие: поверхностную (поверхностный сток) и подземную (подземный сток). Таким образом, в основе методологий лежат две гипотезы: согласно первой *весь подземный сток водосбора поступает только в русло реки и поэтому является некоторой составной частью гидрографа реки*; вторая гипотеза следует из первой и допускает, что для оценки подземного стока достаточно одной измеряемой величины – расхода реки, равного расходу потока, текущего по руслу реки и ее пойме (в половодье) (вычисляется как произведение средней скорости воды в каком-то поперечном створе русла на геометрическую площадь этого створа). Отсюда видно, что в современных методологиях подземный сток рассматривается только с одной позиции – как *некоторая доля руслового потока*; причем, эта доля представляется исключительно как *поперечный* (лево- и правобережный, а также донный) приток-отток грунтовых и артезианских вод, текущих перпендикулярно руслу реки, т.е. перпендикулярно направлению руслового потока.

Такая схематизация подземных потоков, поступающих в речные долины постледниковых равнин, часто не соответствует действительности (прежде всего при наличии подрусловых потоков грунтовых вод, движущихся непосредственно под речными в одну сторону с ними к общей области разгрузки). Дело в том, что в отложениях ледникового комплекса мощностью 100–300 м и более, покрываю-

ших территорию Беларуси, наряду с *поверхностными речными долинами* существует множество прарек или *подземных «рек»* – мощных фильтрационных потоков, направление которых, как и подрусловых, совпадает с речным. Эти потоки грунтовых вод заключены как в подрусловом аллювии, так и во флювиогляциальных отложениях ледниковых мегаложбин, идущих вдоль современных речных и древних (погребенных) ледниковых долин и часто прорезающих четвертичную толщу до коренных пород (рис. 2, 3). Поэтому при оценке суммарного подземного стока с водосборов ( $W_g$ ) и выработке соответствующих геоэкологических критериев его использования необходимо строго различать два основных потока: *речной*

$$W_R = W_0 + W_1 = W_0 + \alpha W_R, \quad (1)$$

объединяющий весь поверхностный  $W_0$  и часть подземного  $W_1 = \alpha W_R$  стоков, и *суммарный подземный*

$$W_g = \sum_{i=1}^n W_i = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + \dots + W_n, \quad (2)$$

состоящий из суммы расходов всех фильтрационных потоков, в частности, подземного поперечного или бокового притока в реку  $W_1$ , равного подземной составляющей гидрографа реки, и трех продольных, текущих параллельно речному к общей области стока: подруслового  $W_2$ , мегаложбинного  $W_3$  и сквозного глубинного  $W_4$  (рис. 4, 5). В итоге общее балансовое равенство для суммарного подземного стока или естественных ресурсов ППВ принимает вид:

$$W_g = \alpha W_R + W_2 + W_3 + W_4 + \dots + W_{n-1} + W_n, \quad (3)$$

где  $\alpha = W_1/W_R$  – доля подземного стока в речном стоке;  $W_{n-1}$  – расщепленные потоки, формирующие родники и техногенные стоки;  $W_n$  – дополнительные глубинные потоки, часто возникающие при интенсивном водоотборе.

Определение суммарного подземного стока  $W_g$  методом расчленения гидрографа реки на поверхностную ( $W_0$ ) и подземную ( $W_1$ ) составляющие основано на допущении, что этот сток равен притоку ПВ в реку и балансовое равенство имеет вид:

$$W_g^* = W_1 = \alpha W_R. \quad (4)$$

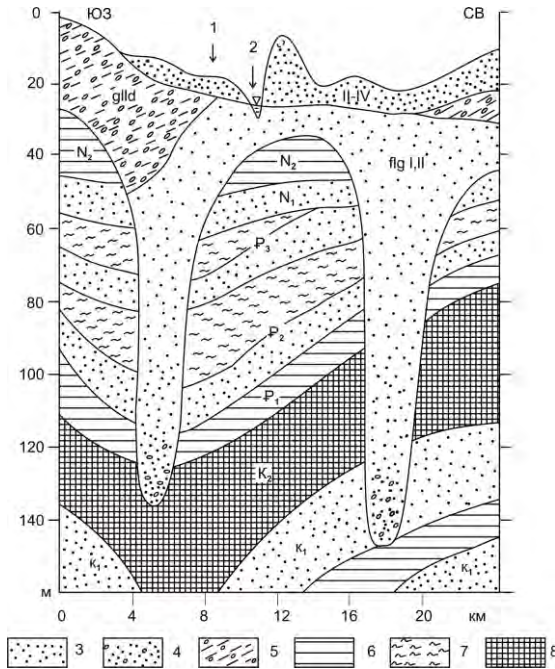


Рис. 3. Ледниковые мегаложбины в районе г. Речица (1), идущие вдоль долины Днестра (2) и содержащие мощные потоки грунтовых вод проднепровского направления; 3 – пески (нижнемеловые, палеогеновые, неогеновые, флювиогляциальные, аллювиальные); 4 – пески флювиогляциальные с гравием; 5 – супесь моренная с валунами; 6 – глины (нижнемеловые, нижнепалеогеновые, средне-неогеновые); 7 – алевриты (средне- и верхнепалеогеновые); 8 – мел писчий верхнемеловой (по материалам Белорусской геофизической экспедиции)

Определяемые по методологиям (4) значения суммарного подземного стока становятся заниженными по сравнению с их истинными величинами по (3) на сумму расходов продольных потоков – подруслового  $W_2$ , мегаложбинного  $W_3$ , глубинного  $W_4$  и др.:

$$\Delta W_g = W_g - W_g^* = W_2 + W_3 + W_4 + \dots + W_n. \quad (5)$$

В отличие от  $W_R$  значения расходов продольных потоков  $W_2$ ,  $W_3$  и др. не измеряются, а рассчитываются с использованием законов фильтрации, в частности закона Дарси:

$$W_2 = V_2 F_2 = k_2 i_2 F_2;$$

$$W_3 = V_3 F_3 = k_3 i_3 F_3; \dots W_n = V_n F_n, \quad (6)$$

где  $V_2 = k_2 i_2$  и  $V_3 = k_3 i_3$  – усредненные скорости фильтрации в некоторых поперечных сечениях подруслового и мегаложбинного потоков, геометрическая площадь которых равна соответственно  $F_2$  и  $F_3$ ;  $i_1$  и  $i_2$  – градиенты напора соответственно в подрусловом (здесь они равны уклону реки) и мегаложбинном потоках;  $k_1$  и  $k_2$  – коэффициенты фильтрации подруслового аллювия ( $k_2$ ) и отложений мегаложбин ( $k_3$ ). Если значения  $k_2$  относительно стабильны, то  $k_3$  могут существенно изменяться, поскольку мегаложбины периода наступания ледника сложены моренными образованиями, в нижней части разделенными песчаными слоями, а сформированные при отступании ледника – песчаными и флювиогляциальными, у основания которых залегают мощные толщи песка и гравия [5, 6]. Эти закономерности существенно влияют на величины подземного стока  $W_3$ .

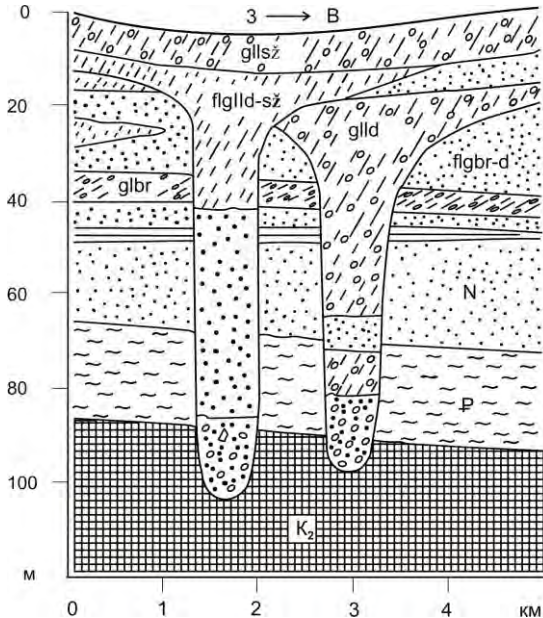


Рис. 4. Погребенные под сожской мореной (*gllsž*) мегаложбины периодов наступания (*glldn*) и отступления (*flgll-d-sž*) днепровского ледника в районе Солигорска (по материалам Белорусской геофизической экспедиции).

Условные обозначения горных пород на рис. 3

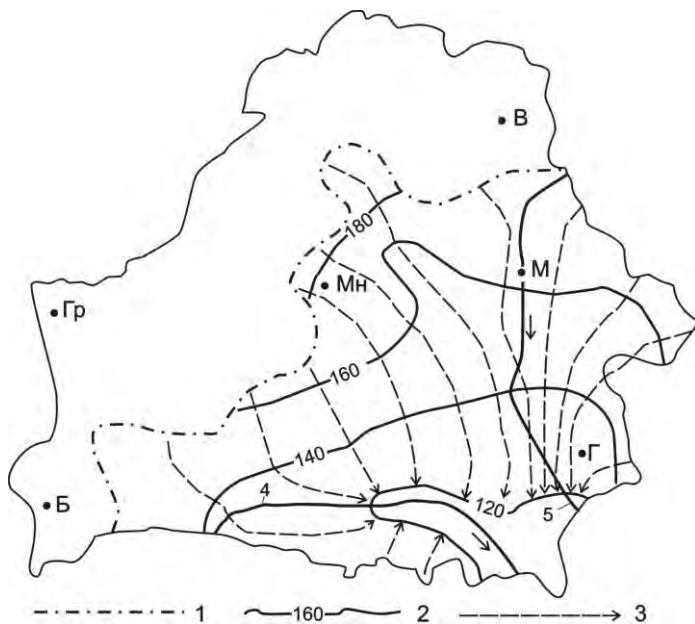


Рис. 5. Наличие перпендикулярных и параллельных рекам фильтрационных потоков артезианских вод зоны активного водообмена в междуречье Припяти (4) и Днепра (5):

- 1 – подземный водораздел водонапорного комплекса зоны активного водообмена;  
 2 – гидроизопезы водонапорного комплекса в абс. отм., м; 3 – линии тока;  
 города Беларуси: Мн – Минск; Б – Брест; Гр – Гродно; В – Витебск;  
 М – Могилев; Г – Гомель;  
 по материалам Белорусской гидрогеологической экспедиции

При подсчете расхода  $W_2$  следует иметь в виду, что действительная скорость движения воды в подрусловых потоках закономерно возрастает от  $V_{\min}$  у подошвы аллювия до  $V_{\max}$  у дна реки, приближаясь к ее донной скорости. Поэтому в соответствующих гидрогеологических условиях продольный подземный сток  $W_2 + W_3$  сопоставим с подземным поперечным  $W_1$  или превышает его. Это обстоятельство требует обязательного учета стоков  $W_2$  и  $W_3$  в общем балансе ППВ.

Таким образом, в зависимости от геологических, гидрогеологических и других природных и техногенных факторов суммарный

подземный сток, в соответствии с равенством (3), может состоять из множества потоков грунтовых и артезианских вод, большая часть которых формируется не руслом и долиной данной реки, дренирующей какой-то промежуточный водосбор, а ниже и более глубоко расположенными областями разрузки. В этих условиях, достаточно широко распространенных в осадочном чехле платформ, в подземной гидросфере формируется *гидродинамическая многоэтажность*, при которой на разных глубинах-этажах возникают практически самостоятельные, независимые друг от друга продольные и поперечные потоки ПВ, охватывающие различные водосборные пространства и не поступающие или частично поступающие в реку с изучаемым гидрографом (физически это явление «проскакивания» сквозных потоков под руслами рек можно объяснить *теорией глубинного распределения вертикальных градиентов напора*, порождающих восходящие и нисходящие потоки подземной гидросферы; с этих позиций напорное питание рек артезианскими водами имеет место только в условиях, когда пьезометрические поверхности залегают выше УГВ и формируются восходящие потоки напорных вод). Именно поэтому в одних речных долинах гидроизопезы напорного комплекса зоны активного водообмена Беларуси идут параллельно руслу реки, направляя поток к нему (напр., к Припяти), в других – перпендикулярно ему, что делает поток параллельным реке и не поступающим или частично поступающим в русло (напр., Днепра) (см. рис. 5). Отсюда видно, что определение  $W_g$  методами расчленения гидрографа реки в данных гидрогеологических условиях для Припяти в какой-то степени будет правомерным, а для Днепра – совершенно не приемлемым. Это значит, что учет плановой и вертикальной неоднородности потоков ПВ зоны активного водообмена, с высокой достоверностью отражаемой на горизонтальных и «вертикальных» картах гидроизогипс и гидроизопез для различных глубин-этажей, должен стать неотъемлемой частью всех методологий определения  $W_g$ .

Существование гидродинамической многоэтажности позволяет также проверить достоверность величины подземного стока  $W_1$  методом *фильтрационных расчетов* потоков грунтовых и артезианских вод, поступающих в русло реки. Для этой цели по створу-поперечнику, к которому приурочен гидрограф реки, на разных глубинах устанавливаются наблюдательные скважины-пьезометры

для измерения вертикальных и горизонтальных градиентов напора, построения гидродинамической сетки и отыскания линий тока. Используя водопроницаемость и мощность водовмещающих отложений, по закону Дарси легко рассчитать расходы потоков, поступающих в русло реки. Очевидно, при наличии гидрогеологической информации эта задача проще решается методами компьютерного моделирования.

Итак, в первом приближении подземный сток с речных водосборов можно разделить на две основные составляющие: сток грунтовых вод и сток артезианских вод. *Сток грунтовых вод* в свою очередь представляет собой сумму двух главных фильтрационных потоков: 1) *перпендикулярных речным* (расходы этих потоков являются частью речных и потому определяются путем расчленения гидрографов рек; в соответствии с современными воззрениями именно эти расходы подземных вод считаются подземным стоком, что с позиции выполненного анализа проблемы является весьма упрощенным и не совсем корректным решением ее); 2) *параллельных речным*; к ним относятся *подрусловые потоки*, заключенные в подрусловом аллювии и «подстилающие» речные; *мегаложбинные*, которые могут быть продолжением подрусловых (см. рис. 3) и самостоятельными (напр., в погребенных ледниковых долинах на склонах и вершинах современных водоразделов) (см. рис. 4); *сквозные глубинные*, часто являющиеся грунтово-напорными, направление их движения подчиняется закономерностям распределения напоров на обширных территориях и является функцией геологического строения и гидрогеологических условий региона, рельефа кровли региональных водоупоров и других факторов.

*Артезианский сток* зоны активного водообмена по своей структуре также неоднороден и состоит из нескольких потоков, одни из которых под воздействием естественных и техногенных градиентов напора направляются к речным долинам и осушенным болотным массивам, формируя их грунтово-напорное питание; другие обеспечивают перетекание ПВ из смежных пластов в возмущенный, создавая *привлекаемые ресурсы* за счет снижения водообильности смежных и повышения ее у возмущенных пластов (что приводит к коренному изменению расчетных значений гидрогеологических параметров этих горизонтов [1, 4]); третьи уходят к областям разрузки и базисам эрозии своих бассейнов и т.д. В этих условиях представ-



ляемые к утверждению эксплуатационные запасы ППВ должны удовлетворять соответствующим геоэкологическим критериям, прежде всего главному постулату их использования: предельная (максимальная) величина эксплуатационных запасов ППВ, допускаемых геоэкологией к единовременному изъятию из подземной гидросферы, не должна превышать определенной доли водного питания, поступающего в зону активного водообмена и формирующего ее *геоэкологическое состояние*.

В совокупности данные положения можно рассматривать как *водобалансовую теорию суммарного подземного стока и предельных эксплуатационных запасов ППВ зоны активного водообмена*. Концепция, безусловно, должна стать одной из базовых составляющих теории и методологии прогнозирования динамики суммарного подземного стока и предельных водосборов ППВ из подземной гидросферы Беларуси.

## **Литература**

1. Костюкович, П.Н. Гидрогеологические основы вертикального дренажа / П.Н. Костюкович. – Минск : Наука и техника, 1979. – 288 с.
2. Костюкович, П.Н. Гидрогеологические критерии захоронения вредных веществ в недрах Беларуси / П.Н. Костюкович // Проблемы водных ресурсов, геотермии и геоэкологии : материалы междунар. науч. конф., т. 1. – Минск : ИГиГ НАН Беларуси, 2005. – С. 118–121.
3. Костюкович, П.Н. Концепция гидроэкологической мелиорации для заболоченных водосборов Европейского Полесья / П.Н. Костюкович // Европейское Полесье – хозяйственная значимость и экологические риски : материалы международного семинара, г. Пинск. – Минск : Минсктиппроект, 2007. – С. 187–191.
4. Костюкович, П.Н. Идеи академика Г.В. Богомолова в решениях проблем динамики подземных вод / П.Н. Костюкович // Технологии нефти и газа. – 2009. – № 4 (63). – С. 29–40.
5. Костюкович, П.Н. Геохронологическая дискретность при формировании морен ледникового комплекса Беларуси / П.Н. Костюкович, И.П. Крошнер // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. науч. трудов Международ. научно-методич.

межвузовского семинара, Могилев, Белорусско-Российский университет, 2005. – С. 220–224

6. Костюкович, П.Н. Положение морен в геохронологической шкале ледникового комплекса антропогена / П.Н. Костюкович, И.П. Крошнер // Геотехника: актуальные теоретические и практические проблемы. – Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2006. – С. 195–200.

7. Костюкович, П.Н. Мониторинг и геоэкологические проблемы подземной гидросферы Беларуси / П.Н. Костюкович, И.П. Крошнер // Мониторинг геологических, литотехнических и эколого-геологических систем : труды международной научной конференции, Москва, МГУ. – М. : МГУ, 2007. – С. 197–198.

8. Основы геологии Беларуси. – Минск : Институт геологич. наук НАН Беларуси, 2004. – 392 с.

9. Полезные ископаемые Беларуси: к 75-летию БелНИГРИ. – Минск : Адукацыя і выхаванне, 2002. – 528 с.

УДК 624.131+551.79

**ГЕОДИНАМИЧЕСКАЯ КОНЦЕПЦИЯ  
ФОРМИРОВАНИЯ ОТЛОЖЕНИЙ  
ЛЕДНИКОВОГО КОМПЛЕКСА БЕЛАРУСИ**

**Костюкович П.Н.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Республика Беларусь*

С целью более тесной увязки геохронологии и стратиграфии отложений ледникового комплекса разработана геодинамическая концепция их формирования, построенная на единстве термодинамических явлений, сопровождающих движение южной кромки ледника, с геологическими процессами непрерывного размыва ледникового склона и образования моренных и флювиогляциальных отложений.

The author developed a geodynamic concept of formation of glacial deposits for the relationship between the Geochronology and stratigraphy of the complex glacial deposits. This concept is based on the unity of the thermodynamic phenomena accompanying the movement of the southern edge of the glacier, with the geological processes of continuous erosion of the ice slope and the formation of moraine and glaciofluvial deposits.

Отсутствие достаточной геологической информации об антропогенных оледенениях Беларуси (напр., до сих пор неизвестны причины их появления и ухода, скорости наступания и отступления на

разных этапах развития ледника, изменение мощности ледника по пути его движения, продолжительность «стоянки»  $\Delta t_2$  у предельной границы распространения  $L$  перед отступанием на север и т.д.) приводит к тому, что многие стороны этого геодинамического явления не имеют однозначных решений или вообще не рассмотрены. В первую очередь это относится к важной теоретической проблеме – соотношению времени образования морен и флювиогляциальных отложений со стратиграфией их залегания в геологических разрезах. Проблема возникла из-за принципиального отличия морского осадконакопления (напр., напластований галоидов, известняков, доломитов, гипсов) от ледникового. Можно с большой достоверностью принять, что в морских условиях, где нет течений и кратковременных обмелений, осадконакопление происходит практически равномерно по площади и непрерывно во времени, что не ставит препятствий для увязки стратиграфии этих отложений с их геохронологией.

Совершенно иная «технология» осадконакопления присуща периодам континентальных оледенений, нерегулярно сменяющихся межледниковьями. Известны две концепции описания этой «технологии». Первую по ее содержанию, теоретическим основам и методологии можно назвать «геоморфологической». Она строится на результатах анализа движения и строения современных ледников и обнажений морен, выходящих на дневную поверхность и образующих ее рельеф. И как следствие принимается два важных положения. Согласно первому *при одном оледенении может формироваться множество различных (по местоположению, литологии и т.д.) морен* (основные, поверхностные, внутренние, донные, боковые, конечные, отложенные, перемещаемые и т.д.), количество которых достигает не менее 40 [6].

Согласно второму положению формирование отложений ледникового комплекса подчиняется *трехслойной модели*. В этой модели, в неявном виде составляющей основу современной стратиграфической схемы четвертичных отложений [1, 2, 5], флювиогляциальные отложения, залегающие между соседними моренами, относятся к «нерасчлененным» и по генезису принадлежат к этим двум оледенениям: наревско-березинские (*fInr-br*), березинско-днепровские (*fIbr-II dn*), днепровско-сожские (*fII dn-sz*), сожско-поозерские (*fIII sz-III pz*) (рис. 1). Отсюда можно заключить, что в «геоморфологиче-

ской» концепции граница между оледенениями проходит где-то между моренами по нерасчлененным флювиогляциальным отложениям и указывает на то, что при каждом оледенении формируется по три слоя: морена и два ее флювиогляциальных (под мореной и над нею). Некорректность «трехслойной» модели оледенений очевидна и заключается в допущении, что после отложения морены ледник не исчезает, а продолжает «жить» и формирует третий слой – надморенный флювиогляциальный (рис. 2).

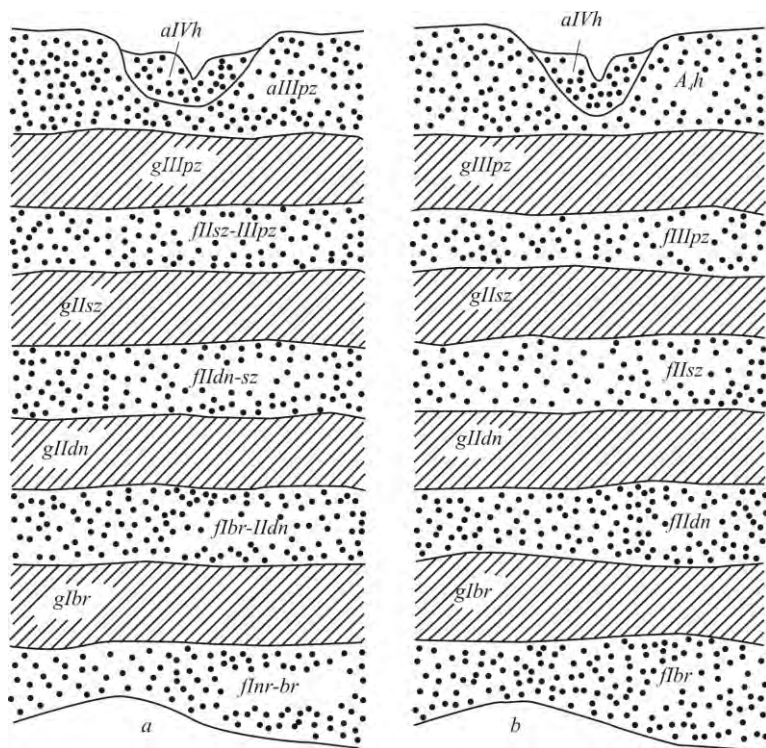


Рис. 1. Схема стратиграфического сопоставления морен (g) и их флювиогляциальных отложений (f) в геоморфологической (a) и геодинамической (b) концепциях формирования пород ледникового комплекса в зоне

$$L = \Delta L_1 + \Delta L_2 = f(nr, br, dn, sz, pz):$$

a – каждая морена, т.е. каждое оледенение, формирует два пласта флювиогляциальных отложений: подморенный и надморенный; b – оледенения формируют (оставляют после себя) только по одному пласту флювиогляциальных отложений, залегающих непосредственно под своей «матерью-мореной»

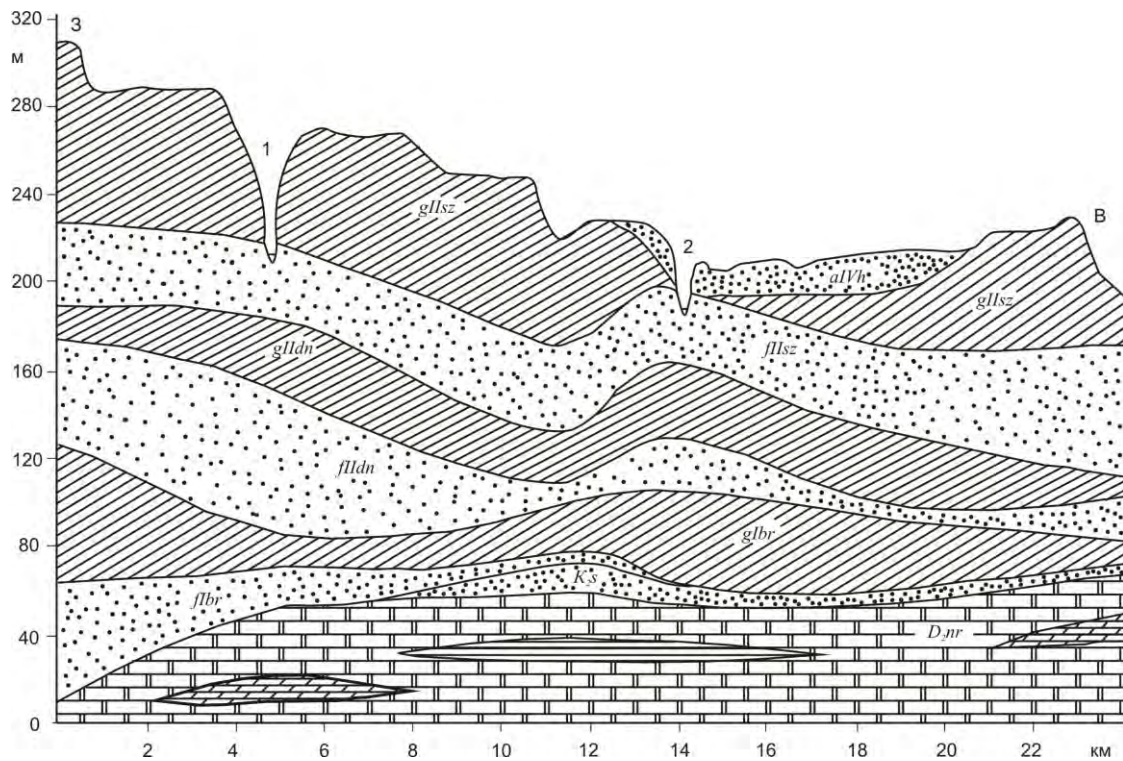


Рис. 2. Пример двухслойной модели формирования морен (*g*) и флювиогляциальных отложений (*f*) в геологическом разрезе «Запад-Восток» на междуречье «Птичь – Свислочь»: 1 и 2 – русла рек Птичь и Свислочь. По материалам Белнигри

Гидравлика водно-ледниковых потоков подсказывает, что генезис надморенных флювиогляциальных отложений можно объяснить другой, более реальной моделью. Вполне логично принять, что источником формирования морены и подморенных флювиогляциальных отложений является тело ледника. Но когда ледник оттаял и его скелет, состоящий из обломочного материала, превратился в морену, геологическая основа для появления мощных водных потоков и формирования надморенных флювиогляциальных отложений исчезает и начинается образование надморенных отложений, характерных для теплых периодов – межледниковий: торф с пыльцой и спорами, гиттии, супесь гумусированная с семенами растений, аллювиальный песок, мергель болотный и др. В то же время в геологических разрезах над моренами эти отложения отсутствуют, а залегают флювиогляциальные, представленные мощными пластами (рис. 3). Совершенно ясно, что это отложения следующего или последующих оледенений, подвергших экзарации и впитавших (точнее, вморозивших) в себя отложения межледниковья. Поэтому есть основание полагать, что при каждом оледенении формируется не три, а два слоя – морена и подморенные флювиогляциальные отложения, в составе которых содержится практически весь спектр образований предыдущего межледниковья (таблица).

Наши исследования площадных и временных режимов осадко-накопления в ледниковые и межледниковые периоды показали [3, 4], что теория геохронологии моренных и межморенных образований не учитывает такой важный фактор как соотношение (по температурному режиму и продолжительности) между летними и зимними сезонами года на южной кромке ледников (на движущейся окраине  $L(t)$  ледникового склона) при их наступании ( $\Delta t_1$ ), «стоянке» ( $\Delta t_2$ ) и отступании ( $\Delta t_3$ ). Данный фактор в совокупности с интенсивностью осадков, непрерывностью движения тела ледника, дискретностью замерзания – таяния его южной кромки  $L(t)$ , скоростью похолодания (при наступании) и потепления (при отступании) играет решающую роль в формировании водных потоков, геологического разреза, его геохронологии и стратиграфии.

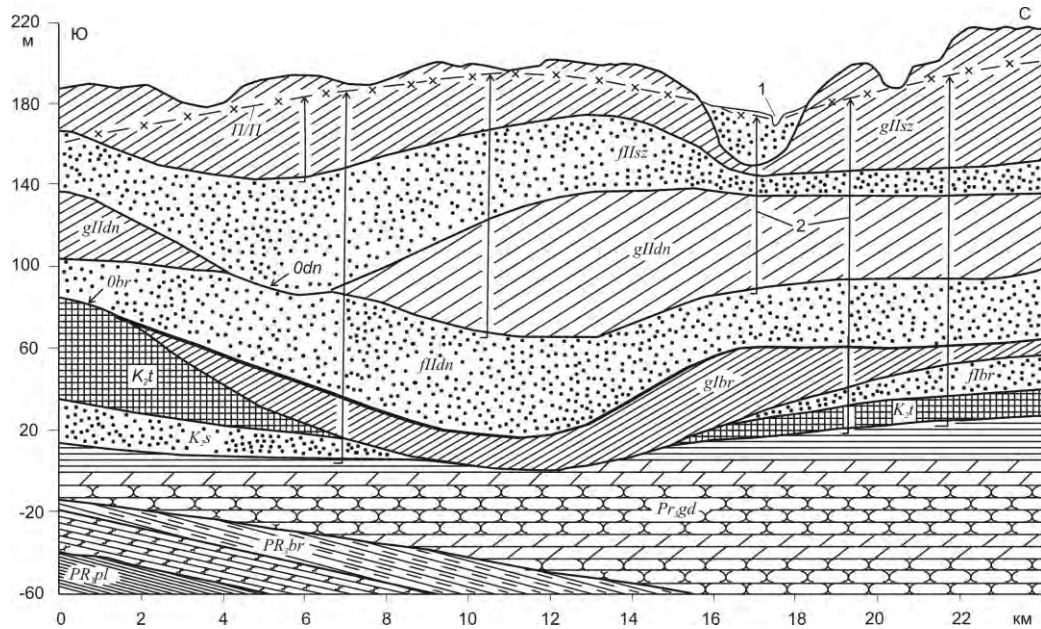


Рис. 3. Обширные литологические окна *Odn* и *Obr* в днепровской *glldn* и березинской *glbr* моренах объединяют артезианские водоносные горизонты осадочной толщи в единый водоупорный комплекс с общей пьезометрической поверхностью *III*:

1 – русло реки Уса в районе водозабора «Волма»



Положение морен (g), флювиогляциальных отложений (f) и образований межледниковий ( $A_{1bs}$ ,  $A_{1nl}$ ,  $A_{2al}$ ,  $A_{2sk}$ ,  $A_{3mr}$ ,  $A_4h$ ) в геохронологической шкале антропогена Беларуси в соответствии с геодинамической концепцией их формирования в зонах  $\Delta L_1$  и  $\Delta L_2$



С целью уточнения «геоморфологической» концепции формирования четвертичных отложений была разработана альтернативная – *геодинамическая*; она существенно отличается от первой и базируется на единстве термодинамических явлений, сопровождающих однонаправленное движение ледника, – с одной стороны, и геологических процессов, порождаемых сезонным таянием и разнонаправленным движением южной окраины ледникового склона  $L(t)$  – с другой, – с геодинамическими процессами постоянного размыва ледникового склона и оседания оттаявшего тела ледника (при отступании), приводящих к формированию морен, флювиогляциальных, озерно-ледниковых и других отложений ледникового комплекса. В итоге содержание геодинамической концепции сводится к следующим положениям [3, 4].

1. Необходимо различать два внешне схожих понятия: «движение ледника» и «движение южной границы (окраины) ледника» или, точнее, кромки ледникового склона  $L(t)$ . Движение ледника на протяжении всего периода оледенения  $T$  происходит в одном направлении – с севера на юг, движение окраины ледникового склона – в противоположных направлениях: в период наступания ледника ( $\Delta t_1$ ) – с севера на юг и совпадает с движением самого ледника; в период отступания ( $\Delta t_3$ ) – с юга на север и противоположно направлению движения ледника; в период «остановки» ледника ( $\Delta t_2$ ) однонаправленное движение южной кромки ледникового склона прекращалось, хотя сам ледник продолжал двигаться на юг.

2. С целью объективной характеристики временного и площадного формирования отложений в периоды оледенений в продольном геологическом разрезе тела ледника, совпадающем с направлением его движения (север-юг), необходимо выделять три характерные зоны:  $\Delta L_1$  – зона материкового ледника (северная зона оледенения), в которой ледник непрерывно движется на юг под действием прибывающего с севера льда, наполненного обломочным материалом; в этой зоне однонаправленное движение ледника на юг сопровождается мощной экзарацией ложа и имеет место на протяжении всего периода оледенения

$$T = \Delta t_1 + \Delta t_2 + \Delta t_3 = t_4 - t_1, \quad (1)$$

в период наступания  $\Delta t_1 = t_2 - t_1$ , в период «остановки»  $\Delta t_2 = t_3 - t_2$  и в период отступания  $\Delta t_3 = t_4 - t_3$ , где  $t_1$  – время появления южной

окрайны наступающего ледника на северной границе Беларуси,  $t_2$  – время остановки движения южной окраины ледника у предельной границы распространения  $L$ ,  $t_3$  – время начала отступления ледника от границы  $L$ ,  $t_4$  – время ухода южной окраины ледника за пределы Беларуси;  $\Delta L_2$  – зона ледникового склона (южная зона оледенения): расположена южнее  $\Delta L_1$ , имеет в разрезе клиновидную форму с возрастающей мощностью в северном направлении и постоянно подвергается сезонному таянию и размыву тальми и дождевыми водами; обладая крутизной склона от 0,01–0,05 до 0,1–0,2 и более (у бровки), ледниковый клин как при наступании, так и при отступании ледника все время движется на юг с неравномерной скоростью и в зависимости от климатических и других факторов «растягивается» в ширину  $\Delta L_2$  на десятки – сотни километров;  $L = \Delta L_1 + \Delta L_2$  – предельная граница распространения ледника (точнее, его южной окраины), определяемая по предельной границе распространения морены этого ледника;  $\Delta L_3$  – сопредельная с южной окраиной ледникового склона *зона отсутствия морены, но развития продуктов ее размыва* – островных (локальных) флювиогляциальных и озерно – ледниковых отложений данного ледника, разнесенных и отложенных водными потоками за пределами границы его распространения  $L$ :

$$\Delta L_3 = f(nr, br, dn, sz, pz), \quad (2)$$

где сопредельные зоны  $\Delta L_3$  являются функциями интенсивности и продолжительности оледенений, а также сезонных (зимне-летних) режимов, геологического строения и рельефа подстилающего ложа.

3. Отложения ледникового комплекса (моренные, флювиогляциальные, озерно-ледниковые и др.) образуются преимущественно в теплые сезоны года и периоды, когда создаются условия для таяния ледника и годового функционирования непромерзающих водных потоков, размывающих ледниковый склон и формирующих соответствующие отложения. Отсюда следует, что южная окраина ледника (кромка его склона), движущаяся на юг вместе с ледником при его наступании и на север против движения ледника (навстречу движению) при его отступании, все время выполняет роль «сеялки» отложений: *при наступании – одноярусной, высеивающей первичные* (присущие периоду наступания ( $\Delta t_1$ ) флювиогляциальные отложения, которые, однако, тут же вмораживаются в тело наступающего

ледника, становятся его скелетом и переносятся южнее, частично оставаясь в мегаложбинах; *при отступании ледника его южная окраина выполняет роль «двухъярусной сеялки» отложений*: на нижнем ярусе «высеваются» вторичные (присущие периоду отступления  $\Delta t_3$ ) флювиогляциальные, на верхнем – ледниковые (морена).

4. Если при наступании ледника первичные флювиогляциальные отложения, образующиеся в результате размыва ледникового склона тальми и дождевыми водами, тут же вместе с отложениями межледниковья подвергаются экзарации и вмораживанию в телонадвигающегося ледника и, таким образом, исчезают из геологического разреза (за исключением территорий южнее предельной границы распространения данного ледника)

$$L(pz) < L(sz) < L(dn) < L(br) < L(nr), \quad (3)$$

то при отступании, наоборот, образовавшиеся (вторичные) флювиогляциальные отложения сразу же покрываются молодой мореной, которая только что сформировалась из уже «одряхлевшего», т.е. оттаявшего и практически остановившегося, но еще не размытого водами, тела ледника. Таким образом, в результате движения «двухъярусной сеялки» в зонах  $\Delta L_2$  и  $\Delta L_1$  окончательно формируется геологический разрез ледниковых периодов. Поэтому можно полагать, что образование флювиогляциальных отложений происходит непрерывно как при наступании, так и при отступании ледника, а морены формируются только в периоды отступления ледника  $\Delta t_3$ , залегая в геологических разрезах над «своими» флювиогляциальными отложениями и венчая собой закат ледниковых эпох. В (3):  $L$  – предельные границы площадного распространения оледенений соответственно поозерского ( $pz$ ), сожского ( $sz$ ), днепровского ( $dn$ ), березинского ( $br$ ) и наревского ( $nr$ ).

5. В период наступания ледника  $\Delta t_1 = t_2 - t_1$  на территориях, покрытых толщей материкового льда мощностью 0,5–2,0 км и более, действие геологических процессов по формированию пластов осадочных пород притормаживается, поэтому образование отложений, остающихся в геологических разрезах после ухода ледника, здесь в этот период не имеет места; в то же время при наступании ледника за пределами зоны оледенения идет образование первичных флювиогляциальных отложений впереди постоянно движущейся и сезонно тающей южной окраины ледника – в приграничной поло-

се  $\Delta L_3$  – в результате размыва ледникового склона талыми и дождевыми водами; в последующем, однако, эти отложения вместе с образованиями межледниковья снова захватываются наступающим ледником путем экзарации и вмораживания их в свое тело; поэтому первичные флювиогляциальные отложения могут появляться в геологических разрезах в основном в мегаложбинах и приграничных неледниковых областях  $\Delta L_3$ . В этих областях, продвинувшихся благодаря водным потокам и равнинному рельефу на десятки километров южнее границ  $L(g)$ , флювиогляциальные отложения более поздних морен, не существующих здесь в геологических разрезах, могут перекрывать более ранние или древние морены. Поэтому с позиции геодинамической концепции данные флювиогляциальные отложения будет нелогичным делать более «пожилыми» и относить к возрасту залегающих под ними морен. К примеру, южнее предельной границы распространения поозерской морены  $L(pz)=gIIIpz$  флювиогляциальные отложения этой морены  $fIIIpz$  нередко покрывают сожскую морену  $gIIIsz$  и, при условии их отнесения к  $fIIIsz$ , надо доказывать, что они являются продуктом размыва морены, залегающей непосредственно под ними. Отсюда следует, что в действительности существуют две границы предельного распространения отложений ледникового комплекса:

$$L(g) \text{ и } L(f)=L(g)+\Delta L_3. \quad (4)$$

Эти границы определяются с позиции двух соответствующих критериев: 1) по границе размещения морены данного оледенения  $L(g)$ , что лежит в основе геоморфологической концепции формирования отложений ледникового комплекса, и 2) по границе распространения флювиогляциальных отложений данного ледника  $L(f)$ , располагающейся значительно южнее  $L(g)$ .

Поскольку в зонах  $\Delta L_3$  имеют место совершенно другие, не характерные для северных областей  $L(g)$ , технологии осадконакопления и соответственно стратиграфические закономерности, то эти зоны можно относить к регионам геологических исключений, а не правил. Очевидно, для этих зон нужна своя теория осадконакопления. Поэтому с позиции объективности на картах нужно указывать обе границы (4).

При движении ледника происходит также образование *пластовых отторженцев* путем экзарации ложа более древних пород, по которым движется ледник. Пластовыми отторженцами нередко становятся тонкие слои и линзы пойменного аллювия, делювия, элювия, торфов, гиттий, сапропеля и других отложений с фауной и флорой теплых межледниковий. Будучи литологически и геохронологически «инородцами» среди более молодых ледниковых и флювиогляциальных образований, эти отторженцы часто ошибочно интерпретируются как признаки резких кратковременных потеплений в периоды оледенений.

6. Под продолжительностью «стоянки ледника»  $\Delta t_2 = t_3 - t_2$  будем понимать длительность «топтанья на месте» южной кромки ледника (южного края ледникового клина-склона), отсчитываемой от ее условной остановки в момент прекращения наступания  $t_2$  до начала ее устойчивого движения в обратном направлении (на север)  $t_3$ , принимаемого за начало отступления ледника (величина  $\Delta t_2$  у разных оледенений различная и определяется в первую очередь соотношением температур и длительности теплых и холодных сезонов года).

В период «стоянки» южной окраины ледника  $\Delta t_2$  (в это время сам ледник, однако, под действием увеличивающейся массы льда продолжает «наступать» и в зонах  $\Delta L_1$  и  $\Delta L_2$  движется на юг) по-прежнему идет сезонный размыв тальми и дождевыми водами поверхности ледникового склона (и размыв более интенсивный, чем при наступании); в результате в приграничной к леднику полосе  $\Delta L_3$ , не подвергнутой оледенению, продолжается напластование первичных флювиогляциальных отложений, которые тут же могут смешиваться потоками с более древними, оставшимися от предыдущего оледенения.

7. «Отступление ледника» – термин не совсем точный, поскольку не отражает реальной картины протекания основных геодинамических процессов в зонах  $\Delta L_1$ ,  $\Delta L_2$ , и  $\Delta L_3$  в период  $\Delta t_3 = t_4 - t_3$ . В действительности отступать с момента  $t_3$  начинает не весь ледник, занимающий территории  $\Delta L_1$  и  $\Delta L_2$ , а только его южная окраина в районе  $L$ , долгое время «топтавшаяся на месте» (в период «стоянки» ледника  $\Delta t_2$ ). В зоне  $\Delta L_1$  по-прежнему продолжают господствовать отрицательные среднегодовые (с теплыми сезонами) температуры, что создает условия для накопления ледниковой массы и продолжения ее течения, т.е. наступания, на юг; здесь по-

прежнему широкое развитие имеют экзарация ложа и образование *глыбовых и пластовых отторженцев*, их вмораживание в тело ледника и перенос далее в южные регионы.

В зоне ледникового склона  $\Delta L_2$  и прилегающих областей  $\Delta L_3$  в период отступления ледника  $\Delta t_3$  происходят несколько иные климатические и геодинамические процессы, порождаемые господством теплых сезонов над холодными. Здесь таяние ледника и размыв ледникового склона тальми и дождевыми водами принимают решающее значение для формирования флювиогляциальных отложений и морен и определяют режим и последовательность их образования. Благодаря этому практически одновременно (с позиций осадконакопления) протекают *два геологических процесса*. Первый обусловлен интенсивным таянием ледникового склона и формированием мощных водных потоков, размывающих тело ледника и образующих напластования из вторичных флювиогляциальных отложений.

Второй геологический процесс является следствием таяния тела ледника, надвигающегося с севера и выходящего на склон; под действием мощной солнечной радиации ледник становится макропористым и рыхлым, не способным к экзарации ложа и удержания на весу обломочного материала и отторженцев, ранее вмороженных в него. Поэтому параллельно с движением идет процесс формирования морены путем оседания скелета ледника (его обломочного материала и отторженцев) прямо на уже образованные напластования из вторичных флювиогляциальных отложений.

Из данной «технологии» образования морен, первичных и вторичных флювиогляциальных отложений видно, что при наступании ледника отложения межледниковий и первичные флювиогляциальные практически полностью срезаются движущимся ледником; вмораживаясь в его тело, они перемешиваются внутренними течениями с обломочным материалом и, становясь скелетом ледника, перемещаются вместе с ним далее на юг. Отсюда следует, что стратиграфически именно моренами заканчиваются ледниковые периоды, после которых начинаются межледниковья. Это значит, что границы между оледенениями проходят по кровле морен, а *ледниковые периоды оставляют после себя двухпластовые системы – морену и подморенные (вторичные) флювиогляциальные отложения*.

В заключение отметим, что в приведенных положениях геодинамической концепции впервые ставятся такие принципиальные

вопросы как соотношение стратиграфии и геохронологии отложений в зонах  $>L(g)$  и  $<L(g)$ ; площадная и временная последовательность формирования флювиогляциальных отложений в зонах  $\Delta L_3$ , где оледенения отсутствовали; картирование границ предельного распространения морен и флювиогляциальных отложений; технологии «высеивания» первичных и вторичных флювиогляциальных отложений при наступании и отступании ледников и др. Эти положения следует рассматривать как первую попытку (с позиции инженерной геологии и гидрогеологии) совершенствования существующих геоморфологических представлений о формировании отложений ледникового комплекса и прежде всего флювиогляциальных межморенных, над- и подморенных. Поэтому, естественно, в большинстве своем они требуют уточнений и дальнейшего развития.

## Литература

1. Геология антропогена Белоруссии. – Минск : Наука и техника, 1973. – 152 с.
2. Геология Беларуси. – Минск : Институт геологических наук НАН Беларуси, 2001. – 815 с.
3. Костюкович П.Н. Геохронологическая дискретность при формировании морен ледникового комплекса Беларуси / П.Н. Костюкович П.Н., И.П. Крошнер // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. научных трудов Международного научно-методического межвузовского семинара. – Могилев, Белорусско-Российский университет, 2005. – С. 220–224.
4. Костюкович П.Н. Положение морен в геохронологической шкале ледникового антропогена / П.Н. Костюкович, И.П. Крошнер // Геотехника: актуальные теоретические и практические проблемы : межвузовский тематический сборник трудов. – СПб., СПбГАСУ, 2006. – С. 195–200.
5. Стратиграфическая схема четвертичных отложений Беларуси // Літасфера. – 2005. – № 1 (22). – С. 146–156.
6. Ярцев, В.И. Геологический словарь: понятия и термины / В.И. Ярцев. – Минск : Беларуская навука, 2010. – 686 с.



УДК 551.79

**ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ КРИТЕРИИ ОТБОРА  
ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ОБЪЕМОВ  
ПРЕСНЫХ ПОДЗЕМНЫХ ВОД БЕЛАРУСИ**

**Костюкович П.Н.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск Республика Беларусь*

Исследуются особенности критериального подхода к оценке эксплуатационных запасов пресных подземных вод Беларуси; разработано два гидрогеологических критерия ( $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ ) решения этой проблемы. Приводятся числовые функции геохимической ступени минерально-лечебных вод, характеризующие рост их макрокомпонентов ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Cl}^-$   $\text{SO}_4^{2-}$ ) с глубиной.

The article investigates the characteristics of criterion approach to the assessment of commercial reserves of fresh groundwater Belarus. The author developed two hydrogeological criteria ( $\alpha_1$  and  $\alpha_2$ ) solutions to the problem. The article contains the numeric functions of the geochemical stage of mineral-medicinal waters that characterize the growth of macrocomponents ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Cl}^-$   $\text{SO}_4^{2-}$ ) with depth.

Подземная гидросфера осадочного чехла Беларуси содержит три различных по интенсивности зоны вертикального водообмена. Верхняя зона (активного или максимального) водообмена имеет прямую гидравлическую связь с поверхностными, в частности речными, водами и не может существовать без них, в одни сезоны года восполняя реки и озера, в другие – питаясь ими [1, 2, 3, 7]. В этих

условиях единовременный отбор из верхней зоны объемов пресных подземных вод (ППВ), равных или превышающих величины инфильтрационного питания осадочного чехла  $W_i = 76,6$  мм/год, неизбежно приведет к таким изменениям гидрогеологических условий, которые заведомо недопустимы и пока не подвластны водобалансовым прогнозам, формируя *области геоэкологических рисков* [3, 5]. В *планетарной геоэкологии* эти риски еще не получили должного развития и фактически находятся в начальной стадии познания (прежде всего при оценке предельных или максимальных эксплуатационных запасов ППВ, предназначенных для единовременного отбора из зоны активного водообмена [1, 5]). Поэтому представляет интерес рассмотрение данной проблемы с позиции гидрогеологических критериев *теории предельно допустимых геоэкологических изменений (ПДГИ)* геологической среды и ее фаз [1, 3].

Поскольку площадь территории Беларуси составляет  $S_{BY} = 2,076 \cdot 10^5$  км<sup>2</sup>, то между различными размерностями единичных величин естественных ресурсов  $Q_R$  и эксплуатационных запасов  $Q_Z$  ППВ Беларуси имеют место равенства:

$$1 \text{ км}^3/\text{год} = 2,7397 \cdot 10^6 \text{ м}^3/\text{сут} = 4,817 \text{ мм/год} = 31,71 \text{ м}^3/\text{с}; \quad (1)$$

$$1 \text{ мм/год} = 0,2076 \text{ км}^3/\text{год} = 0,568767 \cdot 10^6 \text{ м}^3/\text{сут} = 6,583 \text{ м}^3/\text{с}; \quad (2)$$

$$1 \text{ млн м}^3/\text{сут} = 0,365 \text{ км}^3/\text{год} = 1,7581888 \text{ мм/год} = 11,574 \text{ м}^3/\text{с}, \quad (3)$$

где мм/год – размерность слоя инфильтрационного питания  $W_i$ , ежегодно поступающего в подземную гидросферу и создающего в ней соответствующий водный, урвенный и солевой балансы в зонах водообмена – с одной стороны, и глубинные поэтажные транзитные потоки, играющие важную роль в межбассейновом перераспределении подземных ресурсов – с другой [3, 6, 7]. Величина инфильтрационного питания  $W_i$  измеряется у поверхности земли на глубине 1...5 м лизиметрическими установками и является функцией водопроницаемости грунтов, интенсивности осадков, глубины установки лизиметров, положения УГВ и других факторов; относительно среднегодовой величины атмосферных осадков в Беларуси  $W_0 = 650$  мм/год на долю  $W_i$ , т.е. «подземной составляющей»  $W_0$ , в настоящий период приходится по различным оценкам [6, 7] около 11,78 %.

С учетом равенств (1–3) подсчитанные БелНИГРИ [7] естественные ресурсы  $Q_R$  и прогнозные эксплуатационные запасы  $Q_Z$  ППВ Беларуси на фоне среднегодового инфильтрационного питания осадочного чехла  $W_i = 76,6$  мм/год принимают значения:

$$Q_R = 15,9 \text{ км}^3/\text{год} = 43,56 \text{ млн м}^3/\text{сут} = 76,59 \text{ мм/год} = 504,2 \text{ м}^3/\text{с}; \quad (4)$$

$$Q_Z = 18,09 \text{ км}^3/\text{год} = 49,56 \text{ млн м}^3/\text{сут} = 87,14 \text{ мм/год} = 573,6 \text{ м}^3/\text{с} \quad (5)$$

Сопоставление величин (4) и (5) показывает, что прогнозные эксплуатационные запасы ППВ Беларуси, разрешаемые БелНИГРИ к единовременному отбору из ее недр, на 13,77%, т.е. на

$$\Delta Q_Z = Q_Z - Q_R = 2,19 \text{ км}^3/\text{год} = 6,0 \text{ млн м}^3/\text{сут} = 10,55 \text{ мм/год} = 69,4 \text{ м}^3/\text{с}, \quad (6)$$

превышают естественные ресурсы или среднегодовое инфильтрационное питание  $W_i$  (для обоснования превышения  $Q_Z > Q_R$ , с позиции водного баланса и геоэкологии недопустимого в пределах страны [1, 3, 5], использован наблюдаемый в определенных локальных и временных условиях процесс некоторого увеличения  $W_i$  при понижении УГВ (за счет соответствующего уменьшения поверхностной составляющей  $W_0$ ), т.е. методология оценки предельных запасов ППВ основана на гипотезе, требующей водобалансового обоснования: чем больше воды забирается из зоны активного водообмена Беларуси, тем больше ее туда поступает, в данном случае на величину  $\Delta Q_Z$ , которую также рекомендуется забирать из недр). Гидрогеологические и геоэкологические последствия (прежде всего для меженных расходов рек и уровней подземных вод) такого истощения подземной гидросферы до сих пор не исследуются и, естественно, не прогнозируются [6, 7]. В этой связи назрела необходимость в разработке научной концепции оценки эксплуатационных запасов ППВ, основанной на теории ПДГИ подземной гидросферы.

С данных позиций получим два гидрогеологических критерия для оценки предельно допустимых эксплуатационных запасов ППВ, разрешаемых к единовременному отбору из недр при соответствующем нарушении водного баланса и гидрогеологических условий: один для грунтовых вод, второй – для артезианских вод зоны

активного водообмена. Очевидно, что в зависимости от геологического строения, климатических и гидрогеологических условий, интенсивности и глубины водоотбора, степени гидравлической связи поверхностных и подземных вод и других факторов гидрогеологические критерии могут быть концептуально различными, прежде всего по своему содержанию и зонам водообмена.

Пусть в период меженного расхода реки  $Q_{\min}$ , равного ее подземному питанию, отметки УГВ на водоразделе составляют  $\Delta_V$ , а уреза воды в реке  $\Delta_R$ . Тогда действующий напор

$$\Delta H_1 = \Delta_V - \Delta_R, \quad (7)$$

создаваемый инфильтрационным питанием  $W_i$  и подпором подземных вод (ПВ), залегающих ниже уровня  $\Delta_R$ , обеспечивает подземное питание реки

$$q_{\min} = VF = kiF = k(\Delta H_1/L)h \quad (8)$$

и ее существование. Здесь:  $q_{\min}$  – усредненный расход единичного бокового притока ПВ средней мощностью  $h$  и шириной 1, поступающего в реку в межень;  $F = h \cdot l$  – геометрическая площадь поперечного сечения этого потока;  $L$  – расстояние от водораздела до реки;  $k$  – водопроницаемость пласта.

Если на некоторой глубине  $H_0$  в пределах водосбора реки производится забор ПВ в объемах, равных или превышающих  $W_i$ , то со временем, начиная с глубины перехвата инфильтрационного питания  $H \geq H_0$ , пластовое давление в нижезалегающих водоносных горизонтах становится неустойчивым и падает, что приводит к ослаблению или исчезновению глубинного подпора потокам ПВ, поступающим в реку. Это изменение граничных условий области фильтрации приводит к тому, что «речные» потоки ПВ меняют свое направление и начинают идти не к речным долинам и руслам рек, а вглубь подземной гидросферы на восполнение запасов и пластовых давлений горизонтов, из которых производится отбор ПВ. Поэтому первым гидрогеологическим критерием, регулирующим объемы отбора ПВ зоны активного водообмена, может быть коэффициент перехвата естественного питания подземной гидросферы  $\alpha_1$ , не допускающий или ограничивающий уменьшение меженного расхода главных рек. Физически этот коэффициент может

быть выражен через различные гидрогеологические характеристики, в частности отношением допускаемой срезки (понижения) УГВ на водоразделе  $\Delta S_1$  к существующему здесь среднемноголетнему действующему напору  $\Delta H_1$ :

$$\alpha_1 = (\Delta S_1 / \Delta H_1) \ll 1. \quad (9)$$

Режимные наблюдения за УГВ и меженным расходом рек позволяют установить допустимую величину срезки действующего напора  $\Delta S_{1\max}$ . Тогда максимальное значение коэффициента перехвата естественного питания ПВ, определяющее предельные эксплуатационные запасы ППВ и допустимое с гидрогеологических позиций, составит

$$\alpha_{1\max} = \Delta S_{1\max} / \Delta H_1. \quad (10)$$

Для отыскания гидрогеологического критерия, определяющего допустимые пределы отбора артезианских вод и соответствующие им изменения естественных гидрогеологических условий, воспользуемся отличительными чертами *зоны активного водообмена* подземной гидросферы Беларуси [1, 3, 7]. Эта зона представлена толщей осадочных четвертичных и коренных отложений мощностью 150–350 м и содержит несколько артезианских водоносных горизонтов, перекрытых грунтовыми водами и обладающих единой пьезометрической поверхностью, практически совпадающей с УГВ. Отложения ледникового комплекса залегают на дочетвертичных породах кайнозоя... протерозоя, не имеющих выдержанных региональных водоупоров, и пополняются за счет инфильтрации осадков и поверхностного стока. До глубины 100–150 м зона прорезается мощными мегаложбинами – подземными «реками», в плане дублирующими речные долины; мегаложбины заполнены высокопроницаемыми флювиогляциальными отложениями и содержат потоки грунтовых вод, сопоставимые в межень с речными и совпадающие с ними по направлению движения [1, 3].

Артезианские горизонты четвертичной толщи разделены моренами, которые повсеместно размыты и характеризуются наличием обширных литологических «окон».

Анализ влияния глубин залегания пресных ( $M \leq 1$  г/л) и минерально-лечебных ( $1 < M \leq 30$  г/л) вод Республики Беларусь на их

общую минерализацию  $M$  показывает, что мощность зоны активного водообмена  $H_{AB}$ , м в центральных регионах Беларуси подчиняется зависимости:  $H_{AB} = \Delta_{ПЗ} + (95 \dots 105)$ , м или в среднем  $H_{AB} = \Delta_{ПЗ} + 100$ , м. Здесь:  $\Delta_{ПЗ}$  — абсолютная отметка поверхности земли, м;  $-95 \dots -105$  м — диапазон колебания абсолютных отметок «подошвы» (нижней границы) зоны активного водообмена (эту границу в первом приближении (для средней отметки  $-100$  м) можно принимать за «кровлю» зоны замедленного водообмена с ее минерально-лечебными водами). В этой зоне общая минерализация минерально-лечебных вод закономерно возрастает с глубиной:  $M(H^*) = 0,1H^*$ , г/л, где  $H^*$ , м — глубина, отсчитываемая от «кровли» зоны замедленного водообмена, т.е. от отметки  $-100$  м.

Из данной закономерности следует, что для минерально-лечебных вод зоны замедленного водообмена характерна следующая *геохимическая ступень*: общая минерализация минерально-лечебных вод Беларуси возрастает на 1 г/л через каждые 10 м пройденной глубины.

В соответствии с этой закономерностью ведут себя и главные макрокомпоненты минерально-лечебных вод (г/л):  $Cl = 0,05H^*$ ;  $SO_4^{2-} = 0,01H^*$ ;  $Na^+ = 0,03H^*$ ;  $Ca^{2+} = 0,005H^*$ ;  $Mg^{2+} = 0,0015H^*$ .

В этих условиях отбор артезианских вод в объемах, соответствующих прогнозным эксплуатационным запасам [7], приведет к развитию в зоне *сложного межпластового перетекания (СМП)*, способного достичь 60...90 и более % суммарной производительности водозаборов [2, стр. 177, 246]. Такое перетекание порождается гидродинамическим несовершенством разделяющих водоупорных слоев и охватывает целый комплекс смежных водоносных горизонтов, воды которых в разное время начинают двигаться в сторону возмущенного пласта ( $m_0, H_0$ ) как сверху из вышележающих водоносных горизонтов ( $m_1, m_2, \dots; H_1, H_2, \dots$ ) — *верхнее перетекание*, так и снизу из нижележающих водоносных горизонтов ( $m_1', m_2' \dots H_1', H_2' \dots$ ) — *нижнее перетекание*. Здесь  $m, H$  — соответственно мощности и избыточные напоры (до перетекания) возмущенного и смежных пластов.

Методология оценки суммарного перетекания  $\Delta Q_{\text{СУМ}}$ , поступающего из смежных пластов в возмущенный ( $m_0, H_0$ ), может базироваться как на дифференциальном (с оценкой начального градиента напора  $i_0$ , параметров перетекания и других характеристик водо-

упоров), так и на интегральном (с оценкой расходов в возмущенном и смежных пластах по их депрессионным воронкам) подходах. Опыт показывает [2], что наиболее достоверными и экономичными являются интегральные методологии, в основе которых лежат две концепции: расчет перетекания *методом депрессионных воронок*, формирующихся в пластах, вовлеченных в *СМП*, и оценка перетекания

$$\Delta Q_{\text{СУМ}} = \sqrt{(\lambda - 2) \Phi} \quad (11)$$

по коэффициенту водообмена

$$\lambda = 2(1 - i_D/2i) = 2(1 - T/T_D), \quad (12)$$

определяемого по сопоставлению угловых коэффициентов  $i = Q/4\pi T$  и  $i_D = Q/2\pi T_D$  графиков соответственно временного  $S_{rt} = f(\ln t)$  и площадного  $S_{rt} = f(\ln r)$  прослеживания понижений уровня  $S_{rt}$  в наблюдательных скважинах  $r$ , заложенных в возмущенном пласте  $(m_0, H_0)$ , где при наличии подтока вод из смежных пластов  $\lambda \neq 0$  и формируется поток переменной массы, возрастающей по пути движения. Если пласт  $(m_0, H_0)$  абсолютно изолирован, то в нем движется поток постоянной массы и имеют место равенства [2, 4]:

$$i_D = 2i; \quad T_D = T; \quad \lambda = 0; \quad \Delta Q_{\text{СУМ}} = 0. \quad (13)$$

При наличии опытной кустовой откачки с двумя и более наблюдательными скважинами  $(r_1, r_2, r_3, \dots)$  коэффициент водообмена  $\lambda$  легко рассчитать по зависимости [2, с. 162]

$$\lambda = \frac{\ln a_{r2} - \ln a_{r1}}{\ln r_2 - \ln r_1}, \quad (14)$$

где  $\ln a_r = S_{rt}/i - \ln(2,25t/r^2)$  — (15)

коэффициент пьезопроводности пласта в точке  $r$ .

В (11)  $Q$  – суммарная производительность водозабора.

При отсутствии *теории регулирования СМП* и стремлении осуществить отбор прогнозных эксплуатационных запасов ППВ верхнее перетекание может распространиться до грунтовых потоков, питающих реки, а нижнее – до минерально-лечебных вод *зоны замедленного водообмена*. Поэтому гидрогеологические критерии от-

бора артезианских вод должны следовать из теории регулирования *СМП* и эффективно ограничивать развитие как верхнего, так и нижнего перетекания. Очевидно, во всех случаях вторым гидрогеологическим критерием, охраняющим природное состояние подземной гидросферы Беларуси, может быть коэффициент

$$\alpha_2 = \Delta Q_{\text{СУМ}}/Q = \lambda/(\lambda - 2), \quad (16)$$

численно равный предельно допустимой степени развития *СМП* в данных гидрогеологических условиях.

## Литература

1. Богомолов, Ю.Г. Геоэкологические критерии оценки эксплуатационных запасов пресных подземных вод / Ю.Г. Богомолов, П.Н. Костюкович // Ресурсы подземных вод: Современные проблемы изучения и использования : материалы международной конф. Москва, 13-14 мая 2010 г. – М. : МАКС Пресс, 2010. – С. 407–412.
2. Костюкович, П.Н. Гидрогеологические основы вертикального дренажа / П.Н. Костюкович. – Минск : Наука и техника, 1979. – 288 с.
3. Костюкович, П.Н. Гидрогеологические критерии захоронения вредных веществ в недрах Беларуси / П.Н. Костюкович // Проблемы водных ресурсов, геотермии и геоэкологии : материалы междунар. научной конф., т. 1. – Минск : ИГиГ НАН Беларуси, 2005. – С. 118–121.
4. Костюкович, П.Н. Идеи академика Г.В. Богомолова в решениях проблем динамики подземных вод / П.Н. Костюкович // Технологии нефти и газа. – 2009. – № 4 (63). – С. 29–40.
5. Костюкович, П.Н. Мониторинг и геоэкологические проблемы подземной гидросферы Беларуси / П.Н. Костюкович, И.П. Крошнер // Мониторинг геологических, литотехнических и эколого-геологических систем : труды международной научной конференции, Москва, МГУ. – М. : МГУ, 2007. – С.197–198.
6. Основы геологии Беларуси. – Минск : Ин-т геолог. наук НАН Беларуси, 2004. – 392 с.
7. Полезные ископаемые Беларуси: к 75-летию БелНИГРИ. – Минск : Адукацыя і выхаванне, 2002. – 528 с.



УДК 624.131

## **РОЛЬ СТРОИТЕЛЬНОЙ ЭКОЛОГИИ В ПОДДЕРЖАНИИ БИОСФЕРНОГО РАВНОВЕСИЯ**

**Ленкевич Р.И.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Республика Беларусь*

В статье рассматривается возможность сохранения экологического равновесия в процессе строительства и эксплуатации объектов. Приводятся данные лабораторных испытаний по изменению прочностных характеристик грунтов под воздействием антропогенного вмешательства.

The article considers the possibility of conservation geological balance at the process of the construction and exploitation of objects and contains of the data of laboratory tests changing the strength characteristics of soil under the influence of human intervention.

Взаимодействие живой природы и строительной отрасли имеет два направления. Во-первых, строители первыми приходят на необжитые места и разрушают сложившиеся экологические системы в результате отчуждения территории, интенсивного потребления природных ресурсов, нарушения геологического строения местности и гидрологических режимов, загрязнения вредными выбросами в атмосферу, грунтов, поверхностных и подземных вод. Все это приводит к частичной или необратимой деградации живой природы, флоры и фауны и нарушает экологическое равновесие территории.

Во-вторых, именно строительная отрасль способна встать на защиту окружающей среды, грамотно проводя инженерно-экологические

изыскания, обеспечивая безопасность строительных материалов и изделий, организуя экологический мониторинг, и особенно проводя инженерно-экологическую защиту от негативных воздействий, применяя современные технологии, которые способствуют сохранению экологического равновесия на застраиваемых территориях (рис. 1).

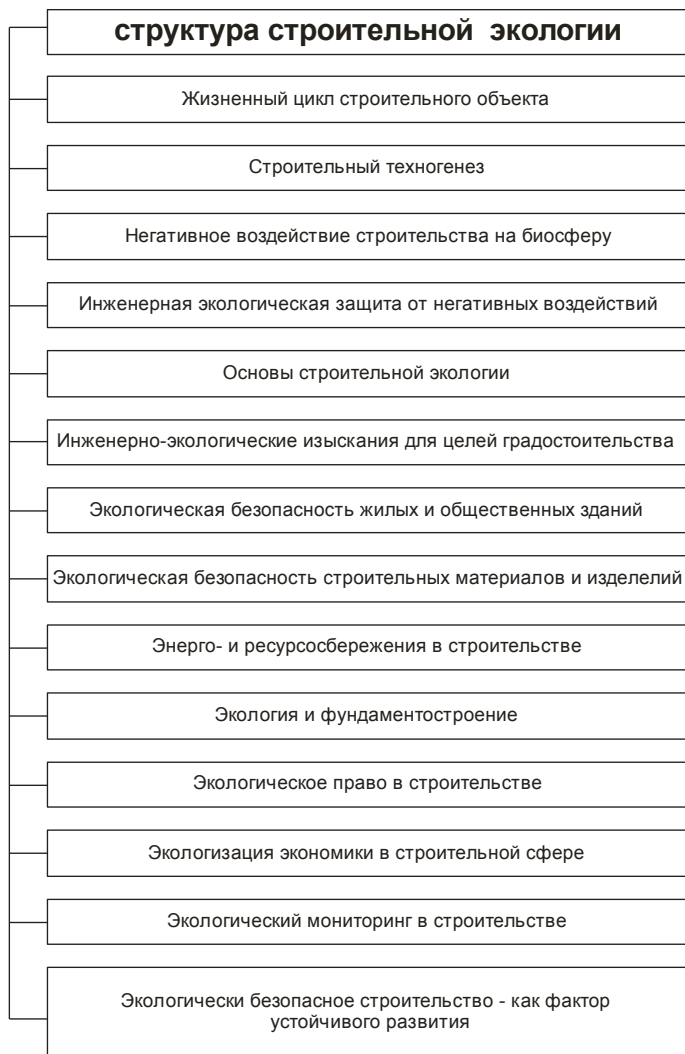


Рис. 1. Структура строительной экологии

В последнее время для характеристики строительного процесса используют термин «жизненный цикл строительного объекта», т.е. хронологическую последовательность этапов создания объекта до его утилизации (рис. 2). Больше чем на 100 лет вперед прогнозируются изменения, которые может внести данный строящийся объект в среду обитания. В международном стандарте ИСО 14042 «Управление окружающей средой. Оценка жизненного цикла. Оценка воздействия жизненного цикла» изложена оценка экологического влияния жизненного цикла строительного объекта на окружающую среду.



Рис. 2. Основные стадии жизненного цикла строительного объекта

Мы считаем, что экологическое сопровождение на каждой стадии этого цикла следует рассматривать не только как оценку интен-

сивности негативного воздействия на окружающую среду (загрязнение, образование отходов, размеры потребления природных ресурсов и т.д.), но и предложение технических санитарно-защитных и архитектурно-планировочных решений, которые способны снизить это воздействие.

В последнее десятилетия возрасла техногенная нагрузка на подземные воды в связи с работой крупных горнодобывающих предприятий, химических, нефтеперерабатывающих и др. производств, животноводческих комплексов, коммунального хозяйства, переноса и осаждения газовых выбросов, внесения удобрений, пестицидов и т.д., что приводит к повышению или формированию агрессивности подземных грунтовых вод, изменяя их естественный природный состав.

Высокая водопроницаемость покровных отложений Беларуси предопределяет их слабую естественную защищенность от загрязнения. На участках особенно интенсивных антропогенных нагрузок, а также в зонах депрессионных воронок артезианских скважин загрязнения проникают в более глубокие напорные водоносные горизонты до 40–50 м, а в отдельных случаях до 100–200 м. Перечень загрязняющих компонентов достаточно широк (Cl, SO<sub>2</sub><sup>-2</sup>, K<sup>+</sup>, Na<sup>+</sup>) тяжелые металлы, нитраты и др.) Так, например на территории Мозырской ТЭЦ количество хлоридов в подземных превышает ПДК в 6 раз, на территории ТБО «Северный» в Минске содержание хлоридов в подземных водах превышено в 2 раза, кадмия – в 3 раза, алюминия – до 10 раз, содержание аммония достигает 80 ПДК.

Чтобы обезопасить экологические системы от воздействия потока загрязняющих веществ, содержащихся в грунтовых водах вблизи типовых объектов необходимо на пути их миграции устраивать барьеры. Это прежде всего устройство противofильтрационных завес и ограждений в виде глинистых, грунтобитумных, бетонопленочных и др. экранов. На практике устраивают горизонтальные и наклонные или вертикальные экраны из пылевато-глинистых грунтов. Скорость распространения загрязнения в толще экрана зависит от гранулометрического состава грунта, пористости и регулируется еще многими факторами: минералогическим составом части, способностью этих частиц к адсорбции, образование солей в толще экрана и т.д.

Материалы для строительства экрана должны выдерживать физические нагрузки, которым он подвергается во время строительства в течении эксплуатации и в период стабилизации агрессивных составляющих. В результате фильтрации пород через поры различных растворов солей, кислот, щелочей, изменяются физико-механические свойства и прочностные характеристики грунта, из которого устроен экран.

На кафедре проводились исследования свойств суглинков, из которых устраиваются экраны на предмет изменения их физических и прочностных характеристик в процессе эксплуатации. Изучалось изменение гранулометрического состава, числа пластичности ( $J_p$ ), удельного сцепления ( $C$ ) и коэффициента внутреннего трения ( $tg\phi$ ) при воздействии на них сернокислого магния. Выбран  $Mg_2SO_4$  по той причине, что сульфаты занимают 2-е место после хлоридов по усредненным характеристикам фильтрата полигонов ТБО. Испытания проводились в 2 этапа.

Первый этап – определение физических и прочностных характеристик грунта №1 при фильтрации через них воды и 10 процентного сульфата магния ( $Mg_2SO_4$ ) в течении 30 дней.

Второй этап – определение тех же характеристик на образцах № 2 после фильтрации воды и раствора через 300 дней.

Гранулометрический состав исследования суглинков представлен в табл. 1. По истечении 30 дней фильтрации раствора в гранулометрическом составе грунта № 1, а также в его прочностных характеристиках изменений не произошло. В результате длительного воздействия раствора грунт № 2 претерпел существенные изменения. Значительно уменьшилось число глинистых фракций, несколько снизилось количество песчаных фракций и существенно увеличилось содержание пылеватых частиц.

В результате воздействия раствора несколько увеличились границы текучести и раскатывания для обоих суглинков, но при этом число пластичности изменилось только в пределах допустимой погрешности (табл. 2).

Следовательно, долговременная фильтрация раствора существенно не повлияла на границы текучести и границы раскатывания.

Результаты определения сопротивления сдвигу суглинков 1 и 2 до и после воздействия на них раствора (табл. 3) являются результатом

статистической обработки 5-6 значений, полученных при одной и той же вертикальной нагрузке, т.е. всего испытано более 60 образцов.

Таблица 1

Гранулометрический состав грунта

Грунт	Состояние грунта	Содержание фракций, %		
		Песчаная 0,5–01 мм	Пылеватая 0,1–0,005 мм	Глинистая 0,005– 0,001 мм
Суглинок № 1	Исходное	28,6	55,6	15,8
	После воздействия раствора $Mg_2SO_4$ в течении 30 дней	28,5	56,6	14,9
Суглинок № 2	Исходное	29,1	57,1	13,8
	После воздействия раствора $Mg_2SO_4$ в течении 300 дней	26,5	68,5	7,0

Таблица 2

Показатели пластичности

Грунт	Состояние грунта	Граница текучности, %	Граница раскатывания, %	Число пластичности
Суглинок № 1	Исходное	21,5	10	11,5
	После воздей- ствия раствора $Mg_2SO_4$ в те- чении 30 дней	22,3	11,0	11
Суглинок № 2	Исходное	23,7	11,0	12,0
	После воздей- ствия раствора $Mg_2SO_4$ в те- чении 300 дней	26,5	13	12,5

Таблица 3

Соппротивление грунтов сдвигу  $\tau$  (кПа)

Состояние грунта	Давление P, кПа			Удельное сцепление C, кПа	tg $\phi$
	100	200	300		
Суглинок № 1					
Исходное	32,5	37,5	42,5	27,5	0,05
После воздействия раствора Mg <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> в течении 30 дней	32,4	37,4	42,6	27,2	0,052
Суглинок № 2					
Исходное	36,2	38,7	48,7	33,7	0,0625
После воздействия раствора Mg <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> в течении 30 дней	44,5	49,5	62,5	35,5	0,09

Значение tg $\phi$  и C были вычислены с использованием всей совокупности опытных данных, обработанных методом наименьших квадратов. При долговременной фильтрации раствора наблюдается увеличение сопротивление сдвигу суглинка № 2. Хотя имеется выпадение из общей картины двух образцов во время испытания суглинка № 2 при вертикальной нагрузки 200 кПа, опытные данные достаточно хорошо аппроксимируются прямой линией, которая имеет вид  $\tau = Ptg\phi + C$  (рис. 3). У суглинка № 2 при фильтрации Mg<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> отмечено увеличение, как сцепления, так и угла внутреннего трения. Это можно объяснить образованием в грунте новых химических соединений, в первую очередь гипса (CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O), а также возможно других солей, которые цементируют частицы грунта. Эти соли образовались при взаимодействии сульфат иона с кальцием, натрием и магнием.

О том, что при фильтрации раствора происходит цементирование частиц грунта гипсом свидетельствует также уменьшение количества глинистых и увеличение пылеватых фракций (см. табл. 1). Зафиксированные в опытах изменения гранулометрического состава суглинков и главным образом рост числа пылеватых фракций

привели к увеличению угла внутреннего трения. Цементация частиц происходила по всему объему образцов, благодаря чему выросло сцепление суглинков.

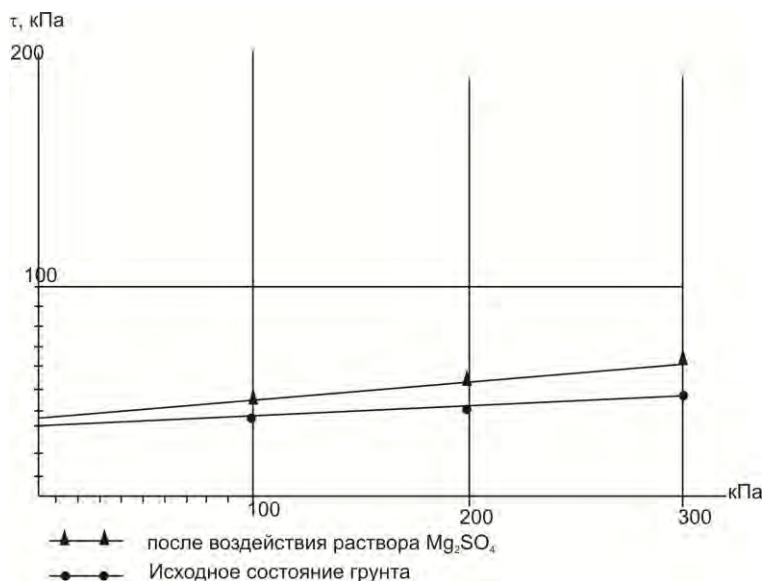


Рис. 3. Графики зависимости сопротивления сдвигу от нормальной нагрузки (по данным опытов, проведенных с суглинком № 2)

Результаты исследования позволяют более обосновано подойти к оценке устойчивости устраиваемых геотехнических барьеров и заранее прогнозировать изменения в грунтах ограждающих устройств, подвергающихся воздействию фильтрующихся производственных стоков.

## Литература

1. Павилонский, В.М. Изменения проницаемости суглинка при длительной фильтрации раствора едкого натра. – М. : ВОДГЕО, 1977.
2. Состояние природной среды Беларуси: экологический бюллетень 2010 г. / под ред. В.Ф. Логинова. – Минск, 2011.
3. Управление окружающей средой. Оценка жизненного цикла. Оценка воздействия жизненного цикла : СТБ ИСО 14042–2003.



УДК 691.32:625.7

## **ГЛУБИНА ПРОМЕРЗАНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ПУЧИНООБРАЗОВАНИЕ**

**Леонович И.И., Вырко Н.П., Демидко М.Н.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Республика Беларусь*

Приведены особенности промерзания различных видов грунтов, используемых при возведении земляного полотна автомобильных дорог. Раскрыта зависимость морозного пучения от глубины промерзания грунтов, температурного режима местности и источников увлажнения.

In this article are adduced the peculiarities of freezing different types of soils used in the construction of roads subgrade. Explained the dependence of the depth of frost heaving of soil freezing, temperature areas and sources of moisture.

Промерзание грунта – это переход грунта из одного состояния в другое с резким изменением его физико-механических свойств. Это сложный процесс, протекающий по-разному для различных видов грунтов.

Глубина и характер промерзания грунта зависит от продолжительности действия отрицательной температуры воздуха, толщины снежного покрова, растительности, вида (типа) грунта, степени увлажнения его, расположения уровня грунтовых вод и ряда других метеорологических факторов.

По данным наблюдений [2] глубина проникновения нулевой изотермы и одинаковой суммы среднесуточных температур воздуха (635 градусо-дней) для различных типов грунтов разная и составляет: для крупнообломочных грунтов – 177 см; мелких и пылеватых песков – 139 см; суглинков – 135 см. Неодинаковы также глубина проникновения отрицательной температуры в грунт и температура замерзания грунтов. Крупнообломочные грунты замерзают при температуре, близкой к 0 °С, с образованием заметной границы между талым и мерзлым грунтом. При промерзании мелкодисперсных грунтов образуется зона промерзания (слой, в котором происходят фазовые превращения воды), разделяющая полностью промерзший и талый грунт.

Температура замерзания мелкодисперсных грунтов более низкая, чем у крупнообломочных. Это связано с тем, что мелкозернистые грунты имеют мелкие поры и повышенное количество связанной воды, которая замерзает при значительно низкой температуре, чем свободная вода. Грунтовая вода обычно является связанной, плотность ее больше единицы, содержит растворимые соли, взвешенные частицы, имеет меньшую степень подвижности, чем вода, находящаяся в свободном состоянии. Совокупность указанных свойств, которые понижают температуру замерзания грунтовой воды, а вместе с ней и самого грунта. Установлено, что все грунты замерзают при температуре ниже 0 °С. Существенное влияние на это оказывают вид грунта, его влажность и продолжительность действия отрицательной температуры.

Например, глинистый грунт с влажностью 30 % замерзает при температуре –1 °С до –2 °С, а песок с 10%-ной влажностью – температуре 0,5 °С. Чем выше теплопроводность грунта, тем больше глубина его промерзания. Влажность грунта в начальный момент способствует промерзанию, т.к. увеличивает теплопроводность, а в дальнейшем процесс замедляется. Это связано с тем, что при замерзании влаги выделяется 80 калорий тепла, что и замедляет процесс замерзания грунта, следовательно, чем выше влажность грунта, тем глубина промерзания меньше.

Глубина и характер промерзания грунтов зависит от ряда факторов: температуры воздуха (отрицательной), продолжительности действия, толщины снежного покрова, типа грунта, расположения уровня грунтовых вод, растительности и других минерологических факторов.

Вопросами определения глубины промерзания грунтов и теплофизическими процессами, происходящими при этом, занимались многие ученые и исследователи: профессора И.И. Золотарь [1], И.И. Леонович, Н.П. Вырко [2,3,9], Н.Н. Маслов [6], Н.А. Пузаков [1], В.М. Сиденко [1,7], А.Я. Тулаев [1,8], Н.А. Цытович, Р.З. Полицкий, В.П. Корюков [5].

Анализ проведенных исследований, изложенных в соответствующих научных работах, показывает, что на глубину промерзания грунтов влияет многообразие факторов. Наиболее существенными из них являются: глубина промерзания грунта, наличие пучинистого грунта (пылеватого) и влажность грунта (источник увлажнения).

Таким образом, наличие указанных факторов приводит к образованию пучин на дорогах. Следовательно, чтобы произошло пучение необходимо наличие трех факторов: пылеватый (пучинистый) и влажный грунт, отрицательная температура. Если один из указанных факторов устранить – пучения не произойдет.

Пучины образуются в период морозного влагонакопления в земляном полотне, а проявляют себя при оттаивании грунта земляного полотна и материала дорожной одежды. Пучины на дорогах появляются в виде бугров и сетки трещин, через которые под влиянием воздействия колес автомобиля на поверхность покрытия выдавливается переувлажненный грунт. Для возникновения пучин на дороге необходимо также такие условия: интенсивное морозное влагонакопление ( $W \geq 0,7-0,75$ ), глубокое ( $h > 0,75$  м) медленное промерзание и пылеватый грунт земляного полотна.

Для пучения грунта при росте линз льда необходим непосредственный контакт линзы льда с уплотненной пленкой связанной воды, находящейся под давлением сил связывания с частицами грунта и поэтому выдерживающим нагрузку от веса вышерасположенного грунта. Кристалл льда при температуре ниже нуля может соприкасаться, существовать с водой в том случае, если эта вода находится под повышенным давлением связывания, препятствующим переходу ее в решетку льда и никакая капиллярная и свободная вода не может непосредственно мигрировать к растущему при  $0-(-5^{\circ}\text{C})$  кристаллу льда.

Процесс пучинообразования охватывает значительный временной интервал. Пучины появляются в результате накопления в земляном полотне большого количества влаги. При зимнем промерза-

нии грунта в земляном полотне возникает разность температур от  $+4^{\circ}\text{C}$  у уровня грунтовых вод до отрицательных температур в промерзшей зоне грунта. Под влиянием разности температур происходит миграция влаги из нижних слоев к границе промерзания и в мерзлый слой по пленкам воды, покрывающим грунтовые частицы, а также путем конденсации паров, поднимающихся по порам грунта от горизонта грунтовых вод.

Большое влияние на миграцию влаги в зону отрицательных температур оказывают: тип грунта, степень уплотнения, расположение уровня грунтовых вод, глубина промерзания. Песчаные грунты обладают малой поверхностной энергией. Они промерзают без образования ледяных линз. Пылеватые грунты обладают значительной поверхностной энергией и небольшим сопротивлением перемещению воды в порах. Поэтому в них происходит интенсивное вертикальное перемещение воды, а при замерзании – образование ледяных линз (рис. 1).

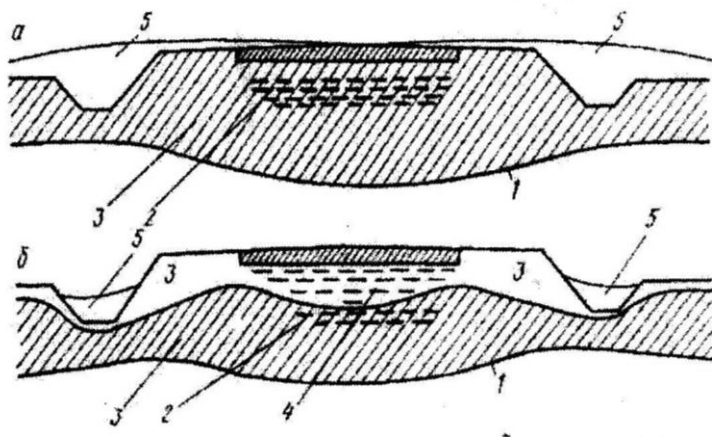


Рис. 1. Образование донника:

- a* – промерзание грунта под проезжей частью; *б* – оттаивание грунта весной;  
 1 – граница промерзания; 2 – ледяные линзы; 3 – мерзлый грунт;  
 4 – оттаивший сильно переувлажненный грунт; 5 – снег

Глинистые грунты имеют большую поверхностную энергию и большое сопротивление перемещению воды в порах и малую скорость ее перемещения. Поэтому глинистые грунты промерзают

быстрее, чем успевают переместиться вода. При промерзании грунта вначале замерзает свободная и капиллярная вода. Перемещение пленочной влаги перемещается при отрицательной температуре, равной  $-3 \dots -5$  °С. Поэтому вода проникает по пленкам в пределы промерзшего слоя грунта и в течение зимы кристаллы льда постепенно растут (т.е. жидкая фаза превращается в лед, увеличиваясь в объеме примерно на 9%) и образуют в земляном полотне ледяные прослойки, которые раздвигают грунтовые частицы и вызывают неравномерные поднятия («пучение») дорожной одежды (рис. 2).

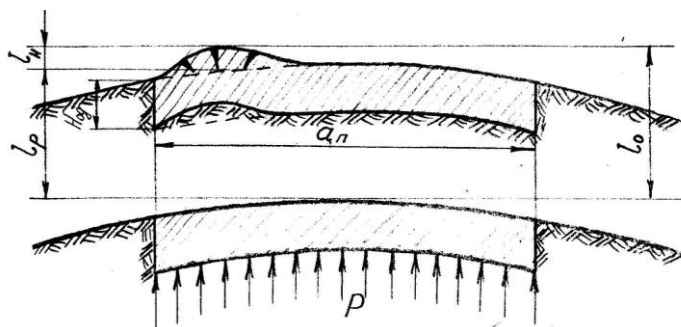


Рис. 2. Схема морозного пучения дорожных одежд:  
 $l_0$  – общее пучение;  $l_p$  – равномерное пучение;  $l_n$  – неравномерное пучение;  
 $a_n$  – зона пучения

На интенсивность пучинообразования влияют скорость охлаждения активного слоя и увлажнения.

При слабых морозах грунты промерзают медленно, есть время для подтока воды, поэтому образование ледяных линз идет интенсивно, а при сильных – быстрое промерзание грунтов, вода не успевает перераспределиться, поэтому ледяные линзы не образуются.

Основное влагонакопление происходит в верхних слоях 50–60 см.

В процессе пучения происходит равномерное и неравномерное поднятие дорожных одежд. Наиболее опасным является неравномерное пучение.

Из изложенного видно, что существенное влияние на пучинообразование имеет промерзание грунта и глубина его промерзания. Для определения глубины промерзания авторами разработан статистический метод с использованием карт изолиний средней много-

летней глубины промерзания и карт изолиний коэффициента вариации, а также метод прогнозирования пучинообразования, которые изложены в работе [9].

Для определения величины морозного пучения в зависимости от глубины промерзания земляного полотна и расположения уровня грунтовых вод авторами построен график (рис. 3), позволяющий проанализировать влияние глубины промерзания грунта земляного полотна на величину морозного пучения.

Разработанный график (см. рис. 3) позволяет исследовать влияние глубины промерзания грунта на величину морозного пучения при разной глубине залегания уровня грунтовых вод или при одном и том же залегании уровня грунтовых вод, но для разных глубин промерзания грунта.

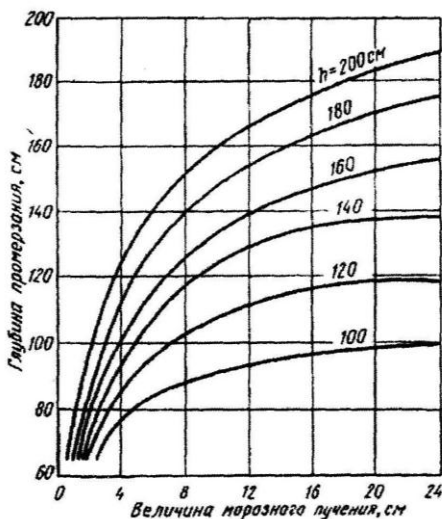


Рис. 3. График определения величины морозного пучения в зависимости от глубины промерзания грунтов и расположения уровня грунтовых вод

## Литература

1. Водно-тепловой режим земляного полотна и дорожных одежд / Н.А. Пузаков [и др.]; под ред. проф. И.А. Золотаря, Н.А. Пузакова, В.М. Сиденко. — М. : Транспорт, 1971. — 414 с.

2. Леонович, И.И. Механика земляного полотна / И.И. Леонович, Н.П. Вырко. – Минск : Наука и техника, 1975. – 224 с.
3. Вырко, Н.П. Дорожное грунтоведение с основами механики грунтов : учебник / Н.П. Вырко, И.И. Леонович. – Минск : Вышэйшая школа, 1977. – 224 с.
4. Цытович, Н.А. Механика мерзлых грунтов / Н.А. Цытович, М.Н. Сумгин. – М. : Изд-во АН СССР, 1936. – 217 с.
5. Порицкий, Р.З. Организация наблюдений за водно-тепловым режимом автомобильных дорог в Полесье : сб. «Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов»/ Р.З. Порицкий, В.П. Корюков. – Минск, 1971.
6. Маслов, Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н.Н. Маслов. – Минск : Вышэйшая школа, 1982. – 511 с.
7. Сиденко, В.М. Расчет и регулирование водно-теплового режима дорожных одежд и земляного полотна / В.М. Сиденко. – М. : Автотрансиздат, 1962. – 220 с.
8. Тулаев, А.Я. Круглогодовой цикл пучинообразования / А.Я. Тулаев // Трубы Дор НИИ. – 1941. – Вып. 2.
9. Леонович, И.И. Глубина промерзания грунтов – важнейший фактор водно-теплового режима земляного полотна / И.И. Леонович, Н.П. Вырко // Строительная наука и техника. – 2011. – № 5. – С. 27–35.

УДК 55:57(069)

**ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РИСК  
НА ТРАССАХ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ  
И ЕГО ВЛИЯНИЕ НА ГЕОЭКОЛОГИЮ ТЕРРИТОРИИ**

**Мякота В.Г.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Республика Беларусь*

Среди рисков, которым подвергается магистральный трубопровод, особое место занимает инженерно-геологический риск, который включает в себя как природную, так и антропоцентрическую составляющую. Его реализация во многом определяется не только природными воздействиями, но и человеческим фактором, а также критериями ценности территории.

In the article considers the geotechnical risk in the main pipeline. Geotechnical risk includes both the natural and anthropocentric component. The author considers effects of natural, human factors and also the criteria values of the area.

Магистральные трубопроводы представляют собой потенциально-опасные объекты для прилегающих к ним территорий. Опасность обусловлена, прежде всего, тем, что по ним транспортируются легко-воспламеняемые и токсичные вещества. А это значит, что в случае реализации любой нештатной ситуации может произойти их разрушение, результатом чего будет трансформация или уничтожение природных комплексов, а также повреждение инфраструктуры территории.



Вопросам проявления риска на магистральных трубопроводах посвящено ряд публикаций [3, 5, 6, 12]. В них рассматриваются разнообразные риски, возникающие на трассах магистральных трубопроводов, а также причины, вызывающие их. В настоящее время в сфере безопасности магистральных трубопроводов большое влияние уделяется безопасности его линейной части. С одной стороны такой подход является обоснованным, так как магистральные трубопроводы – это источники опасности, а, следовательно, надо знать все причины возникновения аварий. А это затруднительно, так как трубопровод – это сложный технический объект. Он представляет собой часть природно-технической системы, в которой большое значение имеют процессы, происходящие в геологической среде. Поэтому мы имеем полное право рассматривать применительно к магистральным трубопроводам такой вид риска, как инженерно-геологический.

Так как инженерно-геологический риск – это один из видов риска, то следует разобраться в понятии «риск», которое существует в современной литературе. Проведенный анализ публикаций по данной тематике позволяет сформулировать определение риска, под которым понимается вероятность возникновения какого-либо события с предсказуемыми последствиями за определенный промежуток времени [5, 8, 11]. Исходя из этого определения под *инженерно-геологическим риском* будут пониматься изменения в инженерно геологических условиях, которые приведут к разрыву трубопровода с последующим загрязнением или трансформацией прилегающих территорий и (или) повреждением транспортной инфраструктуры. В основе инженерно-геологического риска лежит взаимодействие природных и антропогенных факторов, обеспечивающих безопасность трубопровода.

Природные факторы включают в себя проявления опасных геологических процессов, которые могут быть связаны с резкими климатическими изменениями. Данные изменения трудно предсказуемы, поэтому чтобы минимизировать последствия требуется анализировать многолетние данные по геофизическим, климатическим и гидрологическим факторам, которые влияют на инженерно-геологические условия. Надо отметить, что по причине влияния природных факторов происходит около 17 % от общего количества аварий [1].

Антропогенные факторы подразделяются на внешнее антропогенное воздействие и ошибку управления на стадиях существования магистральных трубопроводов. В первом случае происходит умышленное или случайное повреждение трубопровода с последующим загрязнением территории. Изменение инженерно-геологических условий в данном случае будет связано с несоблюдением правил проведения земляных работ, несанкционированными врезками и проведением ремонтных работ. Все выше перечисленное приводит к повреждению трубопровода, а, следовательно, к трансформации территории (загрязнение и изменение почв, вырубка растительности и др.). Особенно это видно при нарушении технологии сооружения валика, следствием чего выступает заболачивание территории.

К ошибке управления относятся: брак при монтажных и сварочных работах, недостоверность инженерно-геологических данных, которые могут в дальнейшем стать первоисточником проблем магистрального трубопроводного транспорта. Включение первых двух в инженерно-геологический риск не случайно, так как резкое изменение инженерно-геологических условий может выявить «слабые» места, которые до этого спокойно существовали и нормально могли бы просуществовать до замены.

В свою очередь ошибки управления можно подразделить на *случайные* и *преднамеренные*. К первым относятся брак при проведении монтажных работ. Как было сказано выше, это одно из самых уязвимых мест при эксплуатации трубопроводного транспорта, когда любое незначительное изменение в геологической среде или условий транспортировки может спровоцировать разрыв трубопровода в этом месте. К проявлению случайного риска можно отнести и недоучет инженерно-геологических условий трассы трубопровода. Однако в последнее время в связи с тем, что происходит постепенное изменение подходов к безопасности за счет экономии при проведении изысканий и обслуживания трубопроводного транспорта, такой риск уже случаен. Таким образом, выделяется еще один подвид риска – профессиональный, связанный с тем, когда принятие решения доверяется непрофессионалу. *Преднамеренный риск* – это когда человек знает о последствиях своего решения, но все равно поступает именно так. Примером может быть проложение трассы трубопровода по территории особо охраняемых природных территорий, несмотря на запрет такого строительства. На рис. 1

представлена структура инженерно-геологического риска и его последствия для территории.

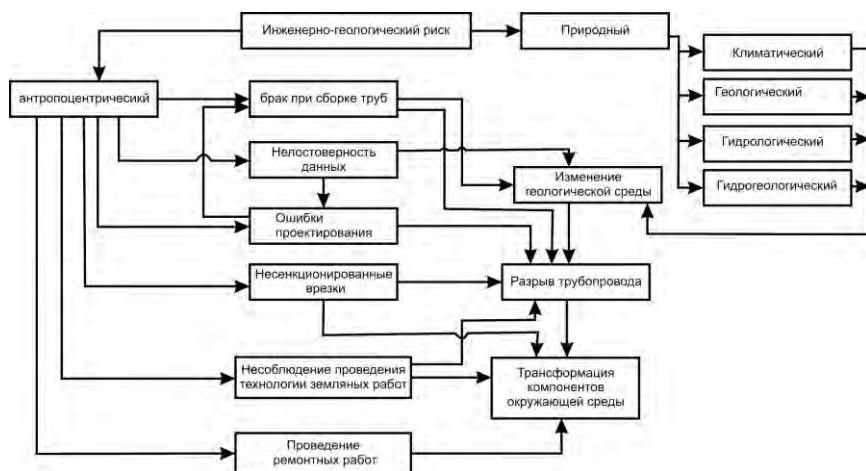


Рис. 1. Структура инженерно-геологического риска

Риск – эта мера опасности, включающая вероятность ущерба. Поэтому можно вести речь о подверженности объекта опасным природным или техногенным воздействиям или уязвимость к этим воздействиям [11]. В нашем случае под объектом выступает магистральный трубопровод, а под опасностями – изменение инженерно-геологических условий, приводящих к возникновению аварийных ситуаций, которые становятся источником опасности для природных комплексов. Таким образом, происходит расширение области применения определения термина «риск» на прилегающие к магистральному трубопроводу территории. Это связано с тем, что в результате изменений инженерно-геологических условий может произойти разрыв трубопровода, что в свою очередь повлечет за собой повышение вероятности возникновения риска для природных комплексов вблизи магистральных трубопроводов. Из-за того, что рассматриваемый нами риск – антропоцентрический, опасность для природных комплексов может быть заложена в самом проекте.

Проиллюстрируем подобную ситуацию примером, рассмотренным В.В. Пендином [9]. В нем очень хорошо видно проявление

инженерно-геологического риска на всех стадиях существования магистрального трубопровода.

В результате недочета инженерно-геологических условий произошло равномерного отпирания трубы на грунт. Она опиралась на выступы прочных пород, расположение в траншее которых было случайным. Давление трубопровода даже после подбивки грунта воспринималось только первоначальной поверхностью. В проекте был использован расчет нефтепровода как балки, уложенной на упругое основание, которое в данной ситуации было некорректно. Таким образом, недоверность инженерно-геологических изысканий привела к ошибкам проектирования.

На стадии эксплуатации данный риск получил свое развитие, которое выразилось в том, что произошла сильная прогрузка трубы за счет ее обсыпки и обваловки. В результате давление на грунт превысило его расчетное сопротивление, что привело к тому, что выполненная подушка была выдавлена прежде всего на прочных породах и началась деформация трубы за счет образования вмятин в её опорах. Данный процесс протекал интенсивно и был обусловлен тем, что участки трубы между прочными грунтами продолжали оседать. Оседание было обусловлено следующими причинами: выдавливанием грунта из-под трубы в связи с тем, что нагрузка от трубы превышала расчетное сопротивление грунтов, быстрым выветриванием и разрушением глинистых сланцев под влиянием воды, накапливающейся в траншее за счет инфильтрации поверхностных вод через крупнообломочные грунты обратной засыпки; суффозионного выноса песчаных и глинистых пород потоком воды, образующегося в траншее при прокладке нефтепровода на склоне.

С одной стороны существующая в настоящее время нормативная база, где прописаны практически все опасности, которым подвергается магистральный трубопровод и дается их анализ, должна была не допустить образование подобной ситуации [3, 12]. Однако формальное отношение к проведению инженерно-геологических изысканий послужило началом цепочки событий, приведшим в дальнейшем к разрушению магистрального нефтепровода. Но самое интересное, что в описываемом случае ремонтные работы, которые проводились путем врезки поврежденных участков трубы и срезки прочных пород в местах образования вмятин, не только не ликвидировали условия образования вмятин на магистральном нефтепро-

воде, но и способствовали их дальнейшему развитию. Во-первых, срезка прочных пород не обеспечивает однородности условий, как правило, труба ложится на другие выступы, которые залегают ниже срезанных. Во-вторых, в связи с тем, что изоляция замененного участка трубы проводилась после её сварки в траншее, под трубой остаются пустоты даже при засыпке их с подбивкой грунта под нижней образующей трубы. Таким образом, проблема возникает вновь и вновь.

Данный пример показывает влияние человеческого фактора на магистральный трубопровод, где причина реализации инженерно-геологического риска – недоброкачественное отношение к проведению изысканий. При ответственном отношении подобная составляющая инженерно-геологического риска сводится к минимуму. Но как было сказано, этот вид риска может выступать в качестве составляющей экстремальной эколого-геоморфологической ситуации [7], в результате которой реализуется природная составляющая риска. Эту реализацию трудно спрогнозировать, поэтому инженерно-геологический риск существует в связке с изысканиями, где перед изыскателем ставится задача рассмотреть все возможные изменения. Однако сделать из-за большой протяженности магистрального трубопровода затруднительно.

Следовательно, чтоб избежать последствий проявления инженерно-геологического риска для территории требуется комплексный подход при проведении изысканий. Он позволяет оценить не только инженерно-геологические условия трасс, но выявить ряд элементов, представляющих ценность территории. К ним относятся: инфраструктура территории (пути сообщения, жилые и промышленные здания), сельскохозяйственные земли и особо охраняемые природные территории [4]. На этих участках в случае реализации инженерно-геологического и других видов риска территория страдает намного сильнее. Для минимизации последствий данные участки должны быть хорошо исследованы. И если с инфраструктурой территории все более или менее понятно (в качестве оценочных показателей можно использовать интенсивность движения автомобилей и поездов, но с учетом взвешенных коэффициентов для территории), то в случае с уникальностью территории возникают проблемы. Они обусловлены в первую очередь тем, что в настоящее время в литературе ценность территории в основном представлена

для площадных объектов [10], а магистральный трубопровод представляет собой линейный объект. Вторая сложность в том, что при учете антропогенной преобразованности территории приведенная балльная оценка неприемлема для магистрального трубопровода. Например, лесные угодья относятся к слабой степени преобразованности [2, с. 15, табл. 3.1]. В нашем случае они будут выступать как одни из самых уязвимых участков в пределах трасс магистральных трубопроводов. Таким образом, изыскателю трудно оценить ценность территории, на которой располагается магистральный трубопровод или в дальнейшем планируется его строительство.

Таким образом, инженерно-геологический риск является одной из составляющей геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов, при проведении которой выявляются участки, где в случае его реализации наиболее значимыми последствия. Проектировщику, строителю или изыскателю может не хватить знаний экологического направления по определению ценности территории. Отягощающим фактором является желание удешевить проект в данном случае ограничить участие специалистов из других областей знаний, не связанных с технической или экономической составляющей проекта, а это в свою очередь повышает проявление инженерно-геологического риска как на магистральном трубопроводе, так и для территории.

### **Выводы**

1. Инженерно-геологический риск нельзя рассматривать обособлено, он имеет тесную взаимосвязь с другими видами риска и в результате его реализации происходит загрязнение прилегающей территории или трансформация растительных сообществ вплоть до их полного уничтожения.

2. Резкая смена инженерно-геологических условий может привести к инициации разрыва в тех местах трубопровода, где был совершен брак в результате монтажных, сварочных и других видов работ, которые до этого момента существовали спокойно.

3. Инженерно-геологический риск является природно-социальным, поэтому при его анализе требуется учитывать изменения природных условий в пределах трасс, а также человеческий фактор.

4. При проведении инженерно-геологического риска следует уделять внимание не только инженерно-геологическим условиям и состоянию трубы, а также и территории, по которой проложен

трубопровод (вид угодий, инфраструктура территории, наличие ценных, редких и исчезающих растений).

5. Большое влияние человеческого фактора делает данный вид риска одним из важнейших критериев при проведении геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов.

## Литература

1. Власова, Л.В. Природные факторы при аварийности газопроводов / Л.В. Власова // Геоэкология. – 2009. – № 3. – С. 246–270.

2. Ганина, Н.В. Методы геоэкологических исследований: Практикум для студентов географического факультета специальности 1 - 33 01 02 «Геоэкология» / Н.В. Ганина. – Минск : БГУ, 2007. – 48 с.

3. Методическое руководство по оценке степени риска на магистральных нефтепроводах: Серия 27, выпуск 1 / Кол. авт. – М. : государственное предприятие Научно-технический центр по безопасности промышленности Госгортехнадзора России, 2000 – 96 с.

4. Мякота, В.Г. Критерии геоэкологической оценки трасс магистральных трубопроводов / В.Г. Мякота // Навукові записки Сумського державного педагогічного університету. Географічне навукі. – Вип. 3: [Збірник наукових праць / Наук. ред. Б.М. Нештаев, А.О. Корнус та інш.]. – Суми: СуМДПУ, 2012. – С.

5. Мякота, В.Г. Методические подходы к оценке экологического риска на трассах магистральных трубопроводов / В.Г. Мякота // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии : материалы международной научно-технической конференции. – Ч. 2. – Могилев, БРУ. – С. 147–148.

6. Мякота, В.Г. Некоторые методические подходы к оценке и классификации экологического риска на трассах магистральных трубопроводов / В.Г. Мякота // Строительство – формирование среды жизнедеятельности : научные труды тринадцатой международной межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и докторантов. – М. : МГСУ, Изд-во АСВ, 2010. – С. 301–304.

7. Мякота, В.Г. Оценка опасных геологических процессов на трассах магистральных трубопроводов Республики Беларусь с использованием материалов дистанционных съемок / В.Г. Мякота. – Минск : РИВШ, 2006. – С. 145–147.

8. Павлейчик, В.М. Оценка экологических рисков (на примере Оренбургской области) / В.М. Павлейчик // География и природные ресурсы. – 2001. – № 4. – С. 118–124.

9. Пендин, В.В. Геоэкологический мониторинг объектов магистральных трубопроводов / В.В. Пендин, О.С. Овсянникова, Т.П. Дубина // Известия высших учебных заведений. Геология и разведка. – 2002. – № 5. – С. 109–114.

10. Природно-хозяйственные регионы Беларуси : монография / под науч. ред. А.Н. Витченко. – Миснк : БГПУ, 2005. – 278 с.

11. Методические подходы и опыт оценки экологического риска В.С. Хомич [и др.] // Природопользование. – 2005. – № 11. – С. 13–22.

12. Швырев, А.А. Анализ риска для опасных производственных объектов транспортных предприятий АОА «Газпром»/ А.А Швырев // Энергия: экономика, техника, экология. – 2011. – № 11. – С. 53–58.



УДК 624.13.539.3

**ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ  
ГЕОРАДАРНОГО ЗОНДИРОВАНИЯ  
ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ**

**Поляков А.Н., Кремнев А.П.**

*Полоцкий государственный университет,  
г. Новополоцк, Республика Беларусь*

В статье рассматриваются вопросы практического применения георадарного зондирования грунтов при проведении инженерно-геологических изысканий. Приведены результаты георадарного зондирования на различных объектах.

The article discusses the practical application of georadar sensing ground during the geotechnical investigations. The results of the georadar sensing at various sites.

Георадарное зондирование, как метод исследования грунтов основания, находит все более широкое применение при проведении инженерно-геологических изысканий.

Основное преимущество георадарного зондирования заключается в том, что данный метод позволяет получить непрерывный профиль грунтового основания на значительную глубину, обнаружить неоднородности и идентифицировать их. При этом обеспечивается высокая точность локализации объектов, предметов и границ раздела геологических слоев, глубины их залегания [1–3]. Применение георадарного зондирования при инженерно-геологических изысканиях

позволяет размещать буровые скважины в местах с наиболее выраженными неоднородностями строения грунтового массива.

В то же время, как и любой другой метод исследований, георадарное зондирование не лишено недостатков. Во-первых, глубина зондирования и разрешение георадара сильно зависят от электрофизических свойств изучаемой среды. В средах с высокой проводимостью метод георадиолокации может быть неэффективным. Во-вторых, для обнаружения объекта или границы необходимо чтобы объект имел существенное отличие диэлектрической проницаемости от вмещающей среды. И в третьих, интерпретация георадарных данных субъективна и во многом зависит от опыта оператора.

Ниже приведены примеры успешного применения георадарного зондирования при инженерно-геологических изысканиях.

На рис. 1 показан профиль вдоль трассы автодороги Полоцк-Россоны, полученный в рамках выполнения госбюджетной темы ГБ4026 «Диагностика современных движений земной коры Беларуси по результатам геодезических и геолого-геофизических исследований» в рамках ГПОФИ «Недра Беларуси». Для зондирования использовались антенные блоки с центральной частотой 25 МГц (неэкранированный) для глубинных исследований и 250 МГц (экранированный) для исследования верхних слоев дорожного полотна. При исследовании были обнаружены локальные объекты искусственного происхождения и примечательные геологические образования природного происхождения (предположительно палеорусло).

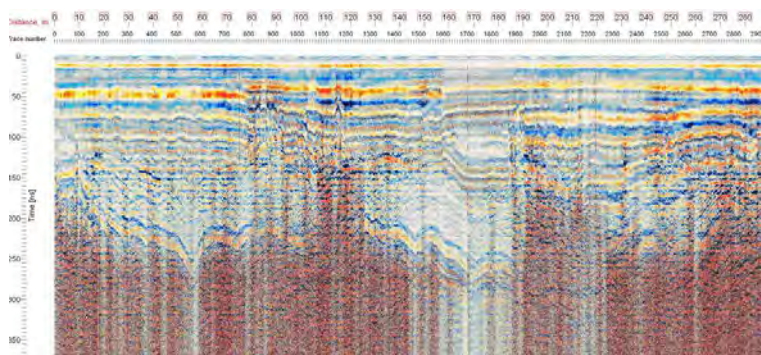


Рис. 1. Участок трассы Полоцк–Россоны (над предполагаемым палеоруслом)

Георадарное зондирование применялось для проверки качества уплотнения насыпи, используемой в качестве основания для резервуара на новой базе хранения нефти ОАО «Нафтан», г. Новополоцк. В результате обследования была выявлена прослойка некачественно уплотненного грунта, ставшая причиной неравномерных деформаций искусственного основания резервуара и кольцевого железобетонного фундамента. На профиле, представленном на рис. 2, прослойка неуплотнённого грунта на глубине 2,7–3,7 м выделяется слабыми контрастностью и интенсивностью окраски.

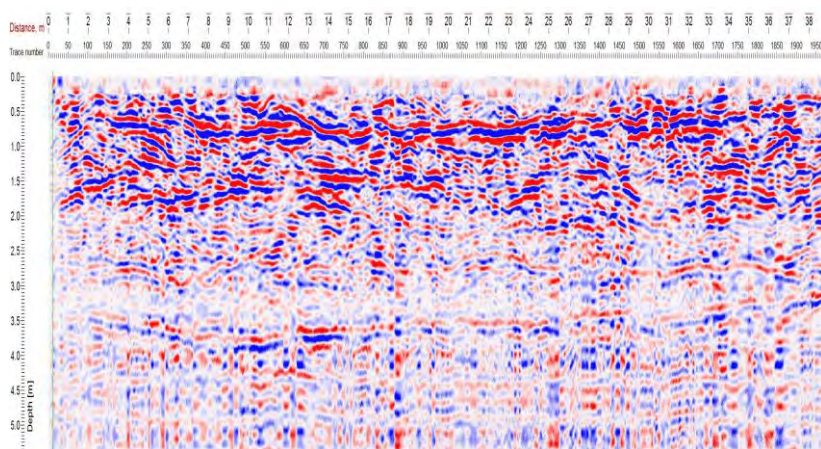


Рис. 2. Грунтовая насыпь основания резервуара

Примером использования георадарного зондирования для определения технического состояния и фактического строения железнодорожной насыпи является исследование на одном из участков перегона Верхнедвинск–Свольно. Исследование проводилось для выяснения причин возникновения постоянных неравномерных деформаций насыпи.

Визуальное обследование показало, что прилегающая к проблемному участку территория является заболоченной низиной. Георадарные профили длиной более трёхсот метров были выполнены по верху насыпи вдоль железнодорожного полотна.

На георадарных профилях просматриваются несколько интенсивных осей синфазности, соответствующие границам между георадарными комплексами. Данные границы представляет собой раздел сред между насыпным слоем и грунтами естественного сложения, границам между слоями насыпи, границами инженерно-геологических элементов и т.д. Внутри тела насыпи и под ней зафиксированы сигналы, которые можно идентифицировать как инженерные коммуникации различного типа (кабели, трубопровод, дренажные трубы). Кроме того, на профилях обнаружен ряд искусственных объектов неизвестного происхождения.

На профиле достаточно четко выделяется засыпанное в процессе строительства природное понижение рельефа (возможно старое русло ручья, болото), где и проходило проседание грунта. Были выявлены участки, характеризующиеся залеганием насыпных грунтов значительной мощности, прослойки торфа в основании насыпи, установлена неравномерность напластований. По этим результатам получена модель насыпи на интересующем участке (рис. 3).

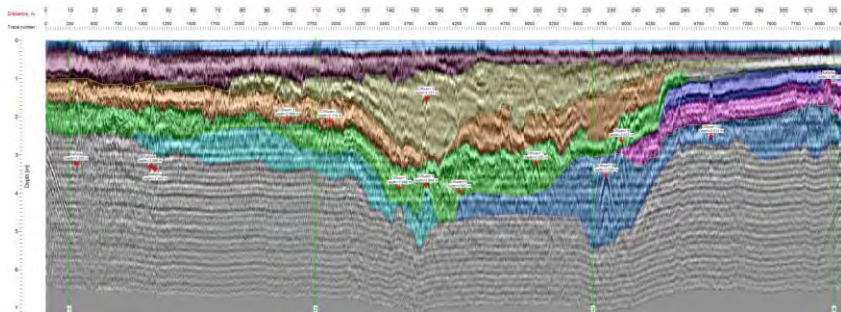


Рис. 3. Модель строения участка железнодорожной насыпи

Георадиолокационное зондирование применялось для исследования грунтов по трассам прокладываемых под пр. Победителей в г. Минске футляров подземных силовых кабелей. Работы проводились в районе автомобильной развязки на пересечении просп. Победителей и ул. Орловской.

В результате исследований определена мощность насыпных грунтов, на профилях выделен ряд объектов техногенного происхождения. В нижележащих слоях грунта природного сложения об-

наружены твердые включения в виде валунов и гравия практически на всем протяжении исследуемых трасс. Наиболее крупные объекты отмечены на профилях (рис. 4).

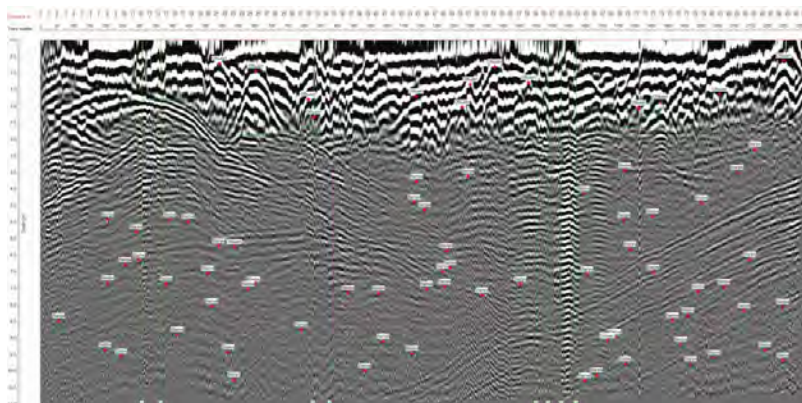


Рис. 4. Модель участка прокладки футляров подземных силовых кабелей

Опыт практического применения георадарного зондирования показал, что с его помощью можно оперативно получить непрерывную картину строения грунтовой среды и наличие в ней неоднородностей, определить зоны повышенного геологического риска и более обоснованно назначить и даже уменьшить количество точек исследования грунтов традиционными методами. Это позволит повысить достоверность данных инженерных изысканий.

## Литература

1. Владов, М.Л. Введение в георадиолокацию : учебное пособие / М.Л. Владов, А.В. Старовойтов. – М. : Изд-во МГУ, 2004. – 153 с.
2. Кулижников, А.М. Георадары в дорожном строительстве / А.М. Кулижников, М.А. Шабашова // Автомобильные дороги: Обзорная информация / Информавтодор. – 2000. – Вып. 2. – 54 с.
3. Макеечева, И.В. Дорожный рентген. Георадиолокационные исследования при дорожном строительстве и диагностике состояния дорог / И.В. Макеечева // Строит. техника и технологии. – 2001. – № 5. – С. 38–39.

УДК 624.131.1

**ГЕОТЕХНИКА И ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ:  
КОНФЛИКТ ИНТЕРЕСОВ?!**

**Потапов А.Д.**

*Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего профессионального образования  
«Московский государственный строительный университет»  
Национальный исследовательский университет  
г. Москва, Россия*

Геотехника – развивающееся в настоящее время в России новое научное направление, которое в отличие от классической инженерной геологии и механики грунтов недостаточно обосновано в области, в предмете, методологии исследований и оборудовании для выполнения экспериментальных работ. В статье критически оценивается необходимость распространения геотехники взамен инженерной геологии и выполнения инженерно-геотехнических изысканий.

Geotechnical – developing now in Russia a new research area, which is in contrast to classical mechanics, engineering geology and soils sufficiently substantiated in the area, subject, research methodology and equipment to carry out the experimental work. This article takes stock of the need to disseminate geotechnical engineering geology and instead of the engineering and geotechnical investigations.

Геотехника и инженерная геология – есть ли единство или наоборот попытка заменить уже действующую и зарекомендовавшую себя

в практике одну из наук о Земле, чем-то новым? Собственно – это вынесено в заголовок статьи и требует определенных обоснований. Современное развитие научных исследований и стремление ученых к познанию истины вполне естественно вызывает желание развивать новые научные направления. Естественные науки при нарастающей модернизации аппаратной базы и распространением информационных технологий также развиваются, что не обошло вниманием науки о Земле. Планету нашу мы, к сожалению, практически не знаем, в большинстве своем наше знание на уровне гипотез и теоретических построений. Геологическая наука пока не в состоянии ответить на множество вопросов о внутреннем строении Земли, о процессах и явлениях, об их причинах и последствиях. «Прямыми методами» мы пока сумели только «надкусить кожуру яблока», если уместно такое сравнение с проходкой 12-километровой «Кольской сверхглубокой скважины» в земной коре. При активном строительном буме в мире все более востребованными становятся инженерно-геологические знания, а особенно сведения о состоянии и свойствах грунтов, о негативных на наш взгляд, геологических процессах и явлениях.

Если предмет и методология и предмет наиболее важной для строительства науки – инженерной геологии четко определены, то этого нельзя сказать о новом для российской практики научном направлении – геотехнике. Автор ни в коей мере не уничивает коллег, которые работают на кафедрах Геотехники и которые называют себя геотехниками. В большинстве зарубежных научных сообществ, да и в практической деятельности, например, в Европе геотехника занимает вполне определенное место, по существу заменяя собой и механику грунтов и грунтоведение. Термин «геотехника», «геотехнические исследования» (geotechnical Investigation), давно устоявшийся и широко применяемый термин во многих западных странах. Под этим названием понимается область деятельности, включающая выполнение инженерных изысканий, расчеты деформаций зданий и сооружений, проектирование сооружений на грунте, в грунте и из грунта, технологии производства строительных работ и мониторинг.

В последнее время появились некие инженерно-геотехнические изыскания, при чем в самом важнейшем документе, а именно в актуализированном СНиПе на инженерные изыскания для строительства.

В территориальных нормативных документах появилась «геотехническая категория» для изучаемых условий строительства, при наличии уровня ответственности сооружения и категории сложности инженерно-геологических условий. Эти две категории вполне достаточны для исчерпывающей характеристики основания будущего сооружения. Надуманность понятия «геотехническая категория» очевидна, более того, оно не имеет однозначности толкования и назначения.

В отчетах по инженерно-геологическим изысканиям все чаще появляется формальное отнесение вскрытых грунтов по геолого-генетической оценке к таким литологическим разностям, которые по своему генезису не могли быть сформированы в определенных, например, морских условиях. Речь идет об отнесении к суглинкам и супесям пород, коренных морских осадочных пород или к глинам пород континентального генезиса, более того пород четвертичного возраста. О генетическом подходе все более стали забывать. Это одно из следствий формализации науки.

Предмет механики грунтов и ее методология общеизвестны и узаконены, равно как и предмет и методология инженерной геологии. Что же является возможным предметом «геотехники»? Грунт – его состояние и свойства. Однако, грунт – это предмет грунтоведения, составной части инженерной геологии. Именно российская школа генетического грунтоведения создала теоретические основы изучения горных пород в качестве грунтов. С точки зрения механики грунтов – грунт также предмет ее изучения, но уже с позиций механики. Таким образом, у геотехники нет предмета изучения. Может быть геотехника обладает собственной методологией исследований? Но этого тоже нет, свойства изучаются методами грунтоведения, приборами, разработанными совместно учеными в механике грунтов и инженерной геологии. О состоянии грунтов геотехника мыслит категориями грунтоведения и механики грунтов. Значит, и методологии собственной у геотехники нет. Важнейший принцип отечественной школы грунтоведения, а именно, генетический подход к определению условий формирования состава, строения, состояния и свойств грунтов, разделяемый не только инженерами-геологами и учеными в механике грунтов и скальных пород, при дальнейшем насаждении геотехники, может привести к выхолащиванию научной основы изучения грунтов в рамках проведения



инженерных изысканий для строительства. Но более важным является формализация научных исследований в «механистическом» подходе к изучению грунтов. Здесь не следует путать данного утверждения с принципами механики грунтов, которые далеко не механистические, а по настоящему, научные, исповедующие принципы механики, как раздела физики. Вопросы инженерной геодинамики и геомеханики находятся вне поля зрения геотехники. В тоже время причины и следствия развития геологических процессов и явлений представляют важнейший интерес для строителей. Может быть, геотехника разработала собственные методы оценки состояния грунтов, снова нет, так, например, по числу пластичности грунты именуется изначально по методике, разработанной в грунтоведении, мерзлое или немерзлое состояние определяется также грунтоведами. Такое же утверждение следует высказать о степени плотности. Даже достаточно длительное использование термина «геотехнический контроль», кстати необоснованно вошедшее в СНиП, не имеет под собой достаточной научной базы. Говорить о степени трещиноватости, выветрелости или засоленности говорить совсем не приходится. Об определении строения грунтов в геотехнике не упоминается, но может быть, свойства грунтов изучаются «геотехническими» методами, и вновь нет. Прочность в лаборатории определяется на сдвиговых приборах, деформируемость компрессионными испытаниями, то есть полностью грунтоведческими методами на специально созданных для этих целей приборах. Говорить об изучении свойств грунтов полевыми методами в геотехнике совсем нельзя, - это типичные инженерно-геологические методики, оборудование и способы интерпретации.

Геотехника, таким образом, не имеет своей области исследований, своего предмета и методологии и более того не может быть отнесена к естественнонаучным дисциплинам, в связи с метафизичностью основных научных (?) воззрений.

В российской лучшей в мире инженерной школе, в том числе и инженерно-строительной, сложился иной подход к решению задач проектирования строительных объектов, который вполне обеспечен надлежащей и надежной системой инженерных изысканий для строительства. Существующая система нормативной документации в полной мере обеспечивала и безопасность, и надежность строительных объектов, многие из которых по своей грандиозности

многократно превосходят мировые образцы. При реализации необходимой гармонизации с международной системой стандартов использование принятых за рубежом системы геотехнических показателей отнюдь не является непреодолимой проблемой. Она не требует многозначительного включения в систему инженерных изысканий неких никому в нашей стране неизвестных инженерно-геотехнических изысканий. Даже нет необходимости, именовать их как вид изыскательских работ, просто надо назвать, что модуль деформации, коэффициент фильтрации, угол внутреннего трения и сцепления носят название «геотехнических» показателей. Более того, эти важнейшие для строительства показатели имеют корни в грунтоведении, которая является составной частью инженерной геологии. А для грунтоведов такое переименование не будет чем-то значительным. Существует мнение, что областью исследований геотехники является зона взаимодействия сооружения с геологической средой, где как раз и появляются геотехнические показатели, но есть же понятие «основание» сооружения, а если это сооружение подземное, то это среда для него, а если – грунт материал для сооружения, то его свойства описываются физико-механическими показателями. И вновь мы приходим к классическому определению в инженерной геологии понятия грунт. И здесь следует подчеркнуть, что успешно реализуется важнейший принцип отечественной школы грунтоведения, а именно, генетический подход к определению условий формирования состава, строения, состояния и свойств грунтов, и он разделяется не только инженерами-геологами, но и учеными в механике грунтов и скальных пород. И уж никак геотехника не может заниматься оценкой инженерно-геологических процессов, их генезисом, масштабом, развитием, последствиями, и, никакой пользы в важнейшем для современного строительства прогнозе и оценке геологического риска от геотехники ждать не приходится. Может быть у геотехники есть региональный аспект? Не очень верится что в региональном аспекте изменяется модуль деформации или коэффициент фильтрации для одних и тех же петрографических генетически равных разностей грунтов. Региональная инженерная геология успешно развивается в нашей стране более чем три четверти века. И это понятно так как такого исключительного разнообразия условий нет ни в одной западноевропейской стране.

Здесь необходимо остановиться на одном аспекте, в связи с неточностью перевода возникло различие в толковании терминов «геотехнические изыскания» и «геотехнические исследования». В России круг вопросов, охватываемых «геотехническими исследованиями», решается в результате проведения инженерных изысканий (инженерно-геологических, инженерно-геодезических, инженерно-гидрометеорологических, инженерно-экологических), их анализ и синтез выполнения расчетов деформаций и устойчивости зданий и сооружений с использованием моделей механики грунтов, разработка и использование различных технологий производства строительных работ и мониторинг в соответствии с такими нормативными документами как СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства», а также СП 11.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и других нормативных документов.

Неграмотный перевод с английского и тем самым появление «инженерно-геотехнических изысканий», а не «геотехнических исследований» влечет за собой серьезные сложности в организации изысканий – важнейшего этапа проектно-изыскательских работ в строительстве. Первое, – это появление в Технических заданиях проектировщиков требования о проведении инженерно-геотехнических изысканий. Что это за изыскания, как их надо выполнять, какими методами, как интерпретировать полученные результаты, что следует представлять в отчетах по изысканиям, в которых уже в полном объеме приведены результаты инженерно-геологических изысканий не знает ни один изыскатель, равно как и проектировщик. Второе, – это отсутствие квалифицированных кадров – геотехников, которых не готовит ни один университет в нашей стране. Третье, – утверждение, что в западноевропейской практике геотехника существует «испокон века», для условий нашей страны неправомерно, в силу исключительного регионального разнообразия инженерно-геологических условий. Этого в Западной Европе нет, да собственно особых сложностей в оценке инженерно-геологических условий на площадке строительства проектировщики, практически ни в одной из европейских стран, не встречают, да и в инженерно-геологическом аспекте районы строительства очень хорошо изучены. Собственно, к примеру, нигде там не встречаются вечномерзлые грунты, поэтому в западных странах роль изыскателей

снижается и основной задачей является оценка взаимодействия проектируемого сооружения с природным основанием, т.е. осуществляются именно геотехнические исследования в узком понимании этого термина.

Видно, что отличие в российском и западном подходе заключается лишь в том, что на западе применяют объединяющий эту область строительной деятельности термин «геотехнические исследования», тогда как в нашей стране применяются по существу два термина «инженерные изыскания» и «основания и фундаменты». Для такого российского подхода имеются определенные исторические предпосылки, связанные с большим разнообразием природно-климатических и инженерно-геологических условий, что потребовало привлечение специалистов из других, нестроительных отраслей знания, что сыграло положительную роль и позволило разработать и успешно применять хорошо структурированную систему нормативных документов, позволяющих учитывать инженерно-геологические, климатические, экологические особенности площадок (регионов, территорий) для целей строительства.

Это закрепило некоторую организационную обособленность инженерных изысканий от проектных проработок, которые выполняют инженеры-конструкторы и строители. Иными словами изыскатели исторически оказались равноправными партнерами инженеров-конструкторов и строителей. На западе же исторически сложилось некоторое главенство инженеров-строителей над специалистами, поставляющими геологическую, экологическую, климатическую информацию для реализации проектов.

### **Выводы**

Геотехнические исследования или более кратко геотехника – система взаимосвязанных мероприятий (действий, операции) по инженерным изысканиям, расчетам устойчивости зданий и сооружений на грунтовом массиве, в толще грунта или из грунтов, технологии строительных работ, контроль качества строительных работ, мониторинг объекта строительства окружающей застройки. Геотехника представляет совокупность специальных знаний, необходимых для минимизации риска разрушения зданий и сооружений и жизни людей.

Геотехнические исследования (geotechnical investigations) (или кратко «геотехника») (термин принят в западных странах) – совокупность работ, необходимых для обеспечения рационального про-

ектирования и строительства фундаментов зданий и сооружений с минимальным риском для сооружения и жизни людей. Геотехнические исследования включают следующие виды работ:

- инженерные изыскания – инженерно-геологические, инженерно-геодезические, инженерно-гидрометеорологические, инженерно-экологические;
- расчеты устойчивости и деформации оснований зданий и сооружений методами механики грунтов;
- технология и производство строительных работ нулевого цикла;
- мониторинг и надзор за строительством.

Инженерно-геологические изыскания (ИГИ) – комплекс работ производственного характера, выполняемый для получения информации об инженерно-геологических условиях территории (площадки) проектируемого строительства. ИГИ проводятся в соответствии с нормативно-методическими документами – сводами правил и национальными стандартами. Состав и объем ИГИ зависят от ответственности сооружения и степени сложности инженерно-геологических условий площадки строительства.

Геотехнику следует рассматривать как важный самостоятельный раздел инженерной геологии, как к примеру техническая мелиорация грунтов. Предметом ее изучения следует определить свойства грунтов, подвергающихся воздействию технологий строительства и строительных конструкции, в том числе и в зоне взаимодействия с ранее построенными зданиями и сооружениями, а также прогноз изменения этих свойств и оценку возможного развития негативных геологических процессов в грунтовых толщах при строительстве и эксплуатации конкретных зданий, сооружений и инженерных коммуникаций. В данном случае верным представляется утверждение, что основание сооружения и есть искомый предмет геотехники.

УДК 624.131

**АГРЕССИВНОСТЬ ГРУНТОВЫХ ВОД  
УРБАНИЗИРОВАННОЙ ТЕРРИТОРИИ  
(НА ПРИМЕРЕ Г. ВОЛОГДЫ)**

**Труфанов А.И.**

*Вологодский государственный технический университет,  
г. Вологда, Россия*

По результатам материалов изысканий, проведенных в разное время на территории г. Вологды, приводится анализ результатов химического состава подземных вод. Выявляются различные типы их агрессивности на подземные коммуникации урбанизированной территории.

The article provides an analysis of the results of the chemical composition of groundwater based on the results of investigations carried out at different times in the city of Vologda. The Author detects the different types of aggression of groundwater and its effect on the underground communications of urban area.

Анализ материалов изысканий позволяет заключить, что при урбанизации природной среды наибольшему изменению подверглись геологические и гидрогеологические ее компоненты. В процессе освоения территории были ликвидированы частично или полностью овраги, старые фортификационные каналы, малые водотоки, которые служили дренажем и регулировали уровни грунтовых вод. Небольшие речки, притоки р. Вологды, когда-то тоже дренировали прилегающие к ним участки, а в настоящее время в значительной

степени заилены. Все это привело к изменению инженерно-геологических и гидрогеологических условий застроенной территории и прежде всего к ее подтоплению. При подъеме уровня подземных вод изменяется и гидрохимический режим подземной гидросферы. При подтоплении территории водовмещающими грунтами становятся культурные слои. Культурные слои города отличаются крайней неоднородностью и содержат перемещенные почвогрунты, строительный мусор, промышленные и бытовые отходы, золу захоронения и пр.

Качественный состав культурных слоёв определяет и химический состав подземных вод. Промышленное и хозяйственное освоение территории г. Вологды также вызвало ряд изменений грунтов, прежде всего их загрязнение. Основными источниками загрязнения грунтов и подземных вод являются промышленные отходы, промстоки и бытовые отходы. Наибольшему загрязнению подвергаются верховодка и грунтовые воды, распространенные в четвертичных отложениях и культурных слоях.

Грунтовые воды в естественном залегании при отсутствии техногенного загрязнения не агрессивные или слабоагрессивные, имеют гидрокарбонатный кальциевый состав и сравнительно невысокую минерализацию (до 1 г/л) [4]. На урбанизированной территории (особенно старой части города) химический состав грунтовых вод существенно меняется (рис. 1). За счет увеличения концентрации  $\text{SO}_4^{2-}$  и  $\text{Cl}^-$  растет общая минерализация. Достаточно тесная связь химического состава подземных вод прослеживается с типом и интенсивностью инженерно-хозяйственного освоения территории. Так, например, вдоль трасс автомобильных дорог резко увеличивается содержание ионов натрия и хлора, особенно на перекрестках дорог, где содержание их соответственно 520 мг/л и 1243 мг/л.

При увеличении мощности культурного слоя, как правило, возрастает общая минерализация вод, содержание в них азотистых соединений (до 400 мг/л) и окисляемости (170 мг/л). Основное влияние на рост минерализации в пределах урбанизированной территории оказывают доминирующие компоненты загрязнений – сульфатные и гидрокарбонатные ионы. Так на некоторых участках правобережной части города содержание сульфат-иона увеличилось с 26 мг/л – 1952 год [2] до 973 мг/л – 2009 год.

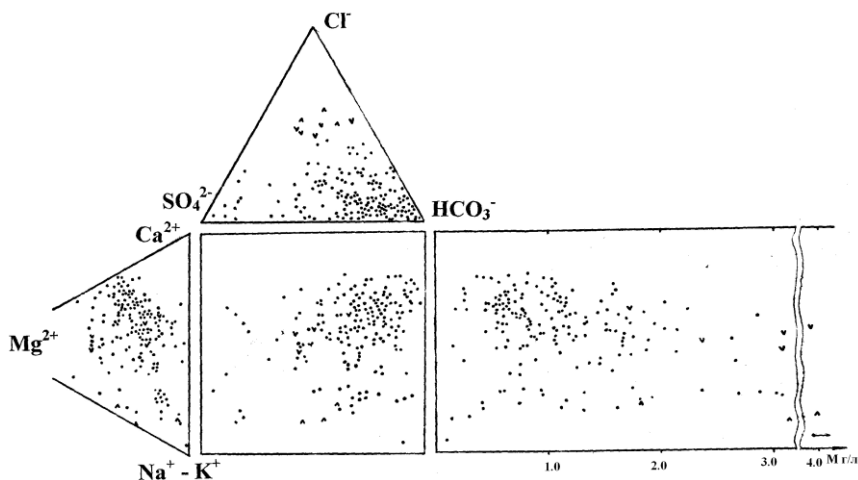


Рис. 1. Диаграмма химического состава грунтовых вод и верховодки урбанизированной территории города Вологды [3]

Источником сульфатного загрязнения грунтовых вод могут быть атмосферные осадки, поскольку над территорией промышленного города осадки имеют высокое содержание сульфатов [5]. Однако на некоторых участках долины р. Вологды повышенное содержание сульфатов можно объяснить гидравлической связью грунтовых вод с водами более глубоких горизонтов, имеющими сульфатный состав. В большинстве же случаев сульфаты в грунтовых водах и верховодке имеют техногенное происхождение. По водородному показателю подземные воды могут варьировать от кислых до щелочных, но преобладают слабокислые и нейтральные. На участках с мощной толщей культурного слоя или распространения отложений торфа рН в водах снижается до 4,1. Щелочные грунтовые воды с рН выше 8,0 на территории города встречаются редко.

Высокие концентрации сульфатов, растворенного органического вещества (судя по окисляемости), низкие значения рН и практически постоянное присутствие в грунтовых водах железа и хлора являются показателями агрессивности их по отношению к бетонным конструкциям и высокой степени коррозионности по отношению к металлическим конструкциям подземных коммуникаций.



В соответствии с действующими нормативными документами [1] по химическому составу подземные воды по отношению к бетону марки W4 обладают разными видами агрессивности. Их распространение в пределах городской территории показано в табл. 1 и на рис. 2.

Таблица 1

Виды агрессивных грунтовых вод  
на застроенной территории г. Вологды

<b>Вид агрессивности</b>	<b>Степень агрессивности</b>	<b>Распространение в черте города</b>
1. Углекислотная	Слабо- и среднеагрессивная	Почти по всему городу за исключением правого берега реки Вологда на участке памятника 800-летия. В зависимости от сезона степень агрессивности меняется – увеличивается в меженные периоды и уменьшается в паводки
2. Бикарбонатной щёлочности	Слабоагрессивная	Имеет очень ограниченное распространение в районе ПЗ, льнокомбината, пос. Лоста
3. Аммонийных солей	Слабоагрессивная	Встречается в районе ПЗ и центральном районе, имеет локальное распространение, вдоль железной дороги, выгребных ям в деревянной застройке города
4. Общекислотная	Слабоагрессивная	В пределах распространения торфяных участков
5. Сульфатная	Слабоагрессивная	Имеет ограниченное распространение в Заречной части города, вдоль железной дороги и реки Содимы

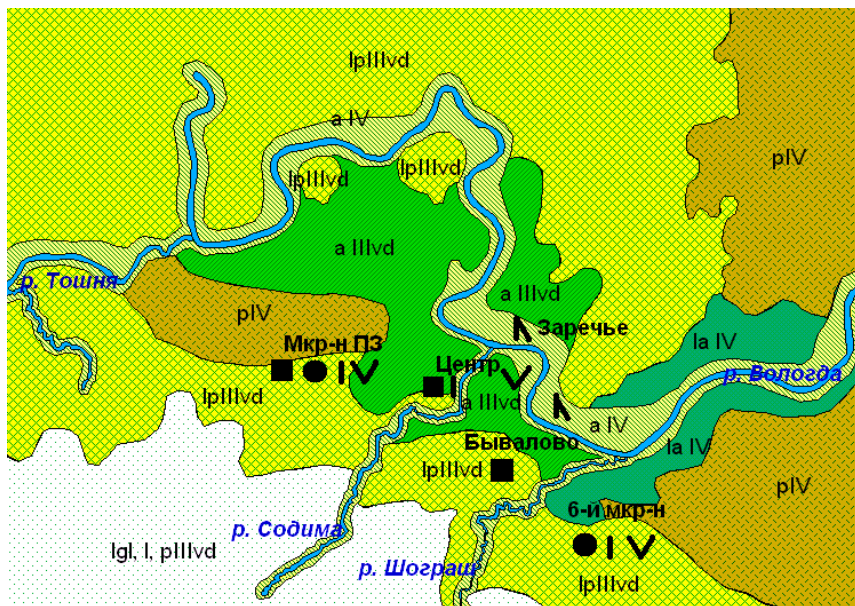


Рис. 2. Распространение агрессивных грунтовых вод на территории г. Вологды

**Болотные отложения**

Торф

pIV

**Аллювиальные отложения**

Супесь, песок - пойма, 1я надпойменная терраса

a IV

**Аллювиальные отложения**

Супесь, песок - 2я надпойменная терраса

a IIIvd

**Озёрно-аллювиальные отложения**

Суглинок, супесь, песок

Ia IV

**Озёрно-болотные отложения**

Суглинок, супесь, песок, торф

IpIIIvd

**Озёрно-ледниковые, озёрные, болотные**

Суглинок, супесь, песок

Igl. I, pIIIvd

● бикарбонатной щелочности

| аммонийных солей

∧ сульфатная

∨ общекислотная (по pH)

■ углекислотная

Как видно из приведенных в таблице данных подземные воды слабоагрессивные по отношению к бетону. Но вместе с тем наблюдается тенденция увеличения минерализации и загрязнения подземных вод сульфатами, хлоридами вдоль автодорог, железной дороги и переход вод в агрессивные.

По отношению к металлическим конструкциям подземные воды среднеагрессивные, по отношению к арматуре железобетонных конструкций слабоагрессивные.

Наиболее опасными для подземных бетонных и металлических строительных конструкций являются участки центрального района и района подшипникового завода. Здесь присутствуют агрессивные воды почти по всем показателям агрессивности. В районе Заречья преобладают грунтовые воды сульфатной агрессивности.

Из подземных коммуникаций самым уязвимым по отношению к агрессивным грунтовым водам являются водопроводная сеть. Наибольшее количество аварий на водопроводной сети произошло в 2003 и 2010 годах соответственно 835 и 2000. Анализ и сопоставление мест повышенной аварийности сетей и участков распространения наиболее агрессивных подземных вод даёт основание считать, что причинами прорывов на водопроводных сетях не последнее место занимает агрессивность грунтовых вод. Сопоставление прорывов на водопроводной сети в аномально жаркое лето 2010 года с видами агрессивности грунтовых вод показало, что наибольшее количество аварий произошло в районах распространения грунтовых вод, обладающих углекислотной агрессивностью (Центральный район, 6-й микрорайон, Бывалово). Наименьшее количество прорывов за этот период отмечено в Заречной части города, где грунтовые воды характеризуются преимущественно сульфатной агрессивностью.

## **Литература**

1. Защита строительных конструкций от коррозии : СНиП 2.03.11–85. – М. : ОАО «ЦПП», 2007. – 56 с.

2. Лебедев, В.В. Подземные воды Вологодской области / В.В. Лебедев // Труды научной конференции по изучению Вологодской области. – Вологда : Обл. кн. редакция, 1956. – С. 84–113.

3. Труфанов, А.И. Подземные воды города Вологды и формирование их состава / А.И. Труфанов // Лебедевские чтения. – Вологда, 1994. – С. 59–69.

4. Труфанов, А.И. Некоторые особенности химического состава подземных вод застроенной территории (на примере г. Вологды) / А.И. Труфанов // Современные проблемы инженерной геологии и гидрогеологии территории городов и городских агломераций. – М. : Наука, 1987. – С. 226–227.

5. Труфанов, А.И. К вопросу о химическом составе атмосферных осадков / А.И. Труфанов, Н.А. Орлянский // Проблемы гидрогеологии, инженерной геологии и геоэкологии : материалы Всероссийской научной конференции с международным участием. – Томск : ИПР НИ ТПУ, 2010.

УДК 624.131

**ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПОСЛЕДСТВИЯ  
ПОДТОПЛЕНИЯ ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ  
(НА ПРИМЕРЕ Г. ОМСКА)**

**Тюменцева О.В., Ибрагимов П.А., Щербак Д.А.**

*Сибирская автомобильно-дорожная академия*

*г. Омск, Россия*

Представлены результаты впервые выполненных массовых обследований жилых и производственных помещений, расположенных на подтопленных территориях в г. Омске. Даны рекомендации для улучшения экологической обстановки на подтопленных территориях.

The results of the mass investigations of the living accommodations and the industrial premises fulfilled for the first time, which are located on the inflowed territories in the Omsk city are offered. The recommendations for the improvements of the ecological conditions on the inflowed territories are given.

**Введение.** Город Омск – крупнейший промышленный и административный центр Западной Сибири, основанный в 1716 году, расположен в Прииртышской впадине, характеризующейся малыми уклонами поверхности, блюдцеобразными западинами, наличием мелких озер и заболоченных участков. Площадь города более 600 км<sup>2</sup>. Около 20 % застроенной территории занято частными одноэтажными преимущественно деревянными домами, примерно 30 % – многоэтажными. Интенсивное многоэтажное жилищное

строительство ведётся с конца 60-х годов прошлого столетия. Застройку осуществляют крупными жилыми массивами с преобладанием 7–12 этажных домов на свайных фундаментах. Застраиваются территории малопригодные по инженерно-геологическим условиям: засыпаются овраги, мелкие озера, болота, создаются искусственные песчаные основания гидронамывом.

К настоящему времени значительная часть застроенной ранее правобережной части города подтоплена. Грунтовая вода находится на глубине менее двух метров от поверхности земли.

С целью геоэкологического обоснования защиты от подтопления территории города сотрудниками кафедры «Инженерная геология, основания и фундаменты» СибАДИ, выполнены обследования состояния жилых помещений и условий проживания населения на подтопленных территориях.

При обследовании выявляли наличие признаков подтопления (сырость стен, пола, трещины, отслаивание краски, штукатурки, грибок и т.п.), измеряли влажность и температуру воздуха электронным гидротермометром (Digital-Hydro / Thermometer GREISINGER electronic, made in Germany), брали пробы воды из подтопленных подвалов для химических анализов, замеряли глубину залегания уровня воды в колодцах.

Для установления условий проживания на подтопленных территориях выполняли опрос населения о видах заболеваний, снижении урожая овощей на приусадебных участках, деформации строений. Одновременно фиксировали характер благоустройства территорий: озеленение, наличие признаков заболачивания, обеспеченность поверхностного стока, состояние асфальтобетонных покрытий. Все эти данные заносили в специально разработанные для этих целей анкеты. Для обследований выбраны 12 подтопленных участков, характеризующихся различными геолого-геоморфологическими условиями. Обследованы более 500 жилых домов, а также ряд помещений, занятых учебными, медицинскими, культурными и другими учреждениями.

**Последствия подтопления частных домов.** Обследованы частные дома, расположенные на первой надпойменной террасе Иртыша (участки 2,9,12), а также в пределах коренного склона и, частично, водораздельной равнины (участки 3, 4, 5, 6)

Обследования показали, что на большей части подтопленных территорий, занятых частной застройкой, затапливаются огороды, преимущественно весной (25–100 %), подполья (30–80 %), погреба (30–80 %). На плохие условия проживания в связи с постоянной сыростью, гниением пола, наличием грибка, обилием комаров указали от 20 до 62 % опрошенного населения, на частые простудные заболевания – от 30 до 100 % (табл.). Из других заболеваний, связанных с проживанием на подтопленных территориях, отмечены ревматизм, гайморит, воспаление лёгких, бронхиальная астма, туберкулез [2].

К настоящему времени погреба на подтопленных территориях, занятых частной застройкой, чаще всего ликвидированы, в связи с их постоянным затоплением. Подполья в большинстве домов засыпаны землёй до глубины 0,5–1,0 м. Это лишает возможности населения хранить овощи на зиму, что приводит к росту их цен, усиливает социальную напряженность.

**Последствия подтопления многоэтажных жилых домов.** В многоэтажных домах затопление подвалов связано с деформацией отмосток, разрушением наружной и внутренней гидроизоляции, отсутствием поверхностного стока. Постоянная сырость, наличие грибка, обилие комаров характерно для домов, построенных на месте бывших озер без проведения гидротехнических мероприятий по отводу из озер воды. В зданиях, где трубы, подающие горячую воду, находятся в затопленных подвалах, из-под пола в квартиры поступает пар. На стенах, а в отдельных случаях и на потолке, выступает влага. Пол в таких домах приходит в негодность в первые годы их эксплуатации. В домах с постоянно затопленными подвалами на дверях подъездов и зданий зимой появляется изморозь, деформируются двери подвалов и входные двери. На лестничных площадках таких домов неприятный удушливый запах.

Многоэтажные жилые дома обследованы на участках 1, 8, 10 и 11. На участке 1, расположенном на второй надпойменной террасе Иртыша в правобережной части города, обследованы 5- и 9-этажные кирпичные и панельные дома, построенные в 1980–1990 гг. Во многих домах стены в квартирах первых этажей сырые весь год. В некоторых зданиях имеются трещины.

### Результаты обследований жилых помещений в г. Омске

Номер участка	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Тип застройки*	5п 9п	1д	1д	1д	1д	1д	1д	5п 9п	1д 1к	9п	3к 4к 5к	1д 1к
Последствия подтопления, % от количества обследованных помещений												
Затапливаются:												
огороды	-	50	100	-	-	10	63	-	30	-	-	26
подполья	-	70	80	12	30	80	82	-	40	-	-	40
погреба	65	40	82	-	60	70	-	-	30	-	-	57
подвалы	80	-	-	-	-	-	-	20	-	75	60	-
Сырость	76	60	100	26	83	40	63	70	50	75	87	65
Гниение пола, стен	41	50	100	18	70	90	55	60	30	75	70	40
Грибок	23	40	75	10	58	70	63	-	-	12	22	20
Деформация строений	12	50	75	7	75	90	83	-	70	10	-	34
Гибель древесной растительности	53	50	87	15	40	70	70	-	40	-	57	20
Заболачивание территории	94	50	25	-	60	60	70	-	40	-	-	23
Снижение урожая овощей	-	40	100	-	70	100	70	-	30	-	-	32
Простудные заболевания	72	46	100	30	70	100	60	10	30	75	65	30
Плохие условия проживания	8	40	62	20	40	50	40	40	-	40	50	28

\*цифра – количество этажей; буква – тип застройки: п – панельная, д – деревянная, к – кирпичная.



На участке 8, расположенном на первой надпойменной террасе Иртыша, обследованы 5- и 9-этажные дома, преимущественно панельные, построенные в период с 1971 по 1989 гг. Сырость в квартирах первого этажа в течение всего года отмечена в 70 % обследованных домов, затопление подвалов, преимущественно весной – в 20 %, гниение пола – в 60 %. На плохие условия проживания в связи с постоянной сыростью указали 40 % опрошенного населения (см. табл.).

На участках, расположенных в пределах коренного склона (№ 10, 11), подвалы многих домов были затоплены до их заселения. Пол в таких квартирах пришел в негодность после одного года их эксплуатации.

При повторном обследовании этих участков, выполненном нами через 15 лет после заселения, установлено, что на территориях с обеспеченным поверхностным стоком и озелененных древесной растительностью подтопление не наблюдается. В домах, расположенных на территориях с недостаточным обеспечением поверхностного стока, подвалы по-прежнему подтапливаются, особенно весной. Условия проживания в квартирах первых этажей весьма неблагоприятные в связи с постоянной сыростью, гниением пола, стен, наличием грибка. Жители этих домов жалуются на усиление простудных заболеваний, головных болей, аллергии, гайморита, воспаления легких.

На участке 11, застроенном преимущественно в период с 1958 по 1969 гг. 3-, 4- и 5-этажными кирпичными домами, в 60 % домов подвалы затапливаются постоянно. Сырость в квартирах первых этажей отметили 87 % опрошенного населения, обилие комаров даже в зимний период времени – 57 %, гниение пола – 70 %. На плохие условия проживания в домах с затопленными подвалами указали 50 % жителей этого участка.

Кроме рассмотренных участков обследован ряд пятиэтажных кирпичных домов без подвалов, построенных в 1958–1960 гг. В таких домах весь год затоплены технические подполья.

**Последствия подтопления зданий, занятых учреждениями (организациями).** Обследования показали, что подвалы многих зданий, занятых учреждениями, подтоплены весь год (техническое училище № 21, медсанчасть № 1, школы № 41, 55, дом культуры «Металлист» и др.). Толщина слоя воды в таких подвалах достигала 30–50 см (чаще 10–15). Перемещаться в них можно только по доскам.

В течение всего года подтоплены также подвалы ряда зданий Омского государственного университета, Омского филиала Союз ДОРНИИ, СибАДИ. Эпизодически подтапливаются некоторые подвальные помещения Омского телецентра, медицинской академии и многих других учреждений.

Влажность воздуха в подтопленных подвалах и цокольных помещениях выше 70 %. В отдельных случаях влажность воздуха в подтопленных подвалах достигает 75–77 % при влажности воздуха на 4 этаже 30 % (июль месяц).

Санитарные условия подвальных помещений с повышенной влажностью воздуха весьма неблагоприятны для здоровья человека. Переувлажнение стен подвалов в сочетании с повышенной температурой приводит к резкому ускорению развития таких биологических форм, как плесень, сине-зеленые микроводоросли, грибки и др. Эти формы обладают способностью образовывать химические соединения – сильно концентрированные кислоты, щелочи, органические соединения, которые способны разрушить почти все строительные материалы. Анализ воды из затопленных подвальных помещений показал, что концентрация солей в ней достигает 25–30 %.

Вода, насыщенная такими вредными для здоровья людей солями, как хлориды, сульфаты, нитраты и др., испаряется, а соли откладываются на поверхности подвальных стен внутри помещений. Далее эти соли со спорами грибков и продуктами их выделений, плесенью и микроводорослями диффундируют в воздух и создают антисанитарные условия, которые приводят у работающих в этих помещениях к таким заболеваниям, как астма, туберкулез и др. Эксплуатировать подвалы на подтопленных территориях не представляется возможным, так как условия нахождения в них людей весьма неудовлетворительные. За рубежом штукатурку со старых зданий, насыщенную вредными для здоровья человека солями, хоронят в специальных могильниках [1].

Для улучшения экологической обстановки на подтопленных территориях рекомендуется:

- обеспечение поверхностного стока атмосферных вод планировкой рельефа, устройством водопропускных сооружений, водоотводных канав и контроль за их работой;

- своевременная замена пришедших в негодность водопроводных и канализационных труб;
- постоянный контроль за состоянием отмосток, своевременный их ремонт;
- использование для полива огородов, газонов, садово-дачных участков воды, откачиваемой из колодцев, озер и болот;
- очистка и углубление дна озер с целью интенсификации их дренарующего действия;
- своевременный вывоз снега с застроенной территории за пределы города;
- озеленение территории влаголюбивой растительностью;
- искусственное повышение отметок поверхности земли намывным грунтом из озер;
- организация специальной службы контроля за работой дренажей;
- в отдельных случаях снос частных домов, построенных на заболоченной территории.

**Выводы.** Результаты обследований жилых и производственных помещений в г. Омске показали, что подтопление территорий оказывает весьма негативное влияние на условия проживания и здоровье населения. Затопливаются огороды, подполья, подвалы, прогрессирует заболачивание, снижается урожайность, деформируются строения. Усиливаются простудные и другие заболевания (ревматизм, гайморит, астма, туберкулез).

Мероприятия для улучшения экологической обстановки в городе должны быть направлены на обеспечение поверхностного стока талых и дождевых вод, интенсификацию подземного стока и испарения, обеспечение бесперебойной работы дренажей.

## Литература

1. Королев, В.М. Из опыта гидроизоляции подвальных помещений московских зданий и сооружений / В.М. Королев, В.А. Ашихмен, Э.С. Аргал // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 4. – С. 29–32.
2. Тюменцева, О.В. Геоэкологическая проблема г. Омска в связи с подтоплением территории : монография / О.В. Тюменцева. – Омск : Изд-во СибАДИ. 2003. – 205 с.

**Секция 2**  
**Механика грунтов**  
**как теоретическая основа современной геотехники**

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ  
**СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ: НАУКА И ПРАКТИКА**

(г. Минск, БНТУ — 23–25.10.2013)

УДК 624.138.9

**РАСЧЕТ ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА**

**Банников С.Н.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

В предлагаемом докладе описывается методика определения осадки оснований и сооружений из армированного грунта. Армированная среда рассматривается как трансверсально-изотропный слой грунта, лежащий на сжимаемом или несжимаемом изотропном основании. Приводятся данные о влиянии на осадку механических характеристик армированного грунта.

In the paper is described the technique computation of bases and structures from the reinforced earth . Reinforced environment is considered as transversely-isotropic layer on the compressible and incompressible isotropic base. The mechanical characteristics of the reinforced soil on the settlement is studied. The technique of determination mechanical characteristics of the reinforced soil is described.

В настоящее время при проектировании, строительстве и реконструкции зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях часто возникает необходимость в усилении оснований и фундаментов. Наиболее эффективным методом снижения деформативности и увеличения устойчивости грунтов основания

под фундаментами является его армирование вертикальными, горизонтальными и наклонными элементами, которое можно производить не разрабатывая котлована и не нарушая естественной структуры грунтов, в стесненных градостроительных условиях, с малым удельным расходом материалов и трудозатрат при достаточно интенсивных темпах строительства.

Компоненты напряжений и перемещений для нашего случая определялись исходя из следующих предпосылок:

- армированная среда рассматривается как трансверсально-изотропный слой грунта, лежащий на сжимаемом или несжимаемом изотропном основании загруженного равномерно-распределенной полосовой нагрузкой;
- расчет напряженно-деформативного состояния армогрунта и его устойчивости ведется с учетом совместной работы грунта и армирующих элементов;
- свойства каждого слоя определяются значениями модулей деформации ( $E_1, E_3$ ), коэффициентов Пуассона ( $\nu_1, \nu_3$ ) и толщины  $h$ ;
- армирующие элементы и грунт жестко связаны между собой (скольжение по плоскостям раздела невозможно);
- размеры армирующих элементов малы по сравнению с мощностью усиливаемых слоев.

При этих допущениях можно отвлечься от неоднородности слоистой структуры и рассматривать ее как однородную трансверсально-изотропную среду, обладающей симметрией относительно оси, перпендикулярной к плоскостям слоев (рис. 1).

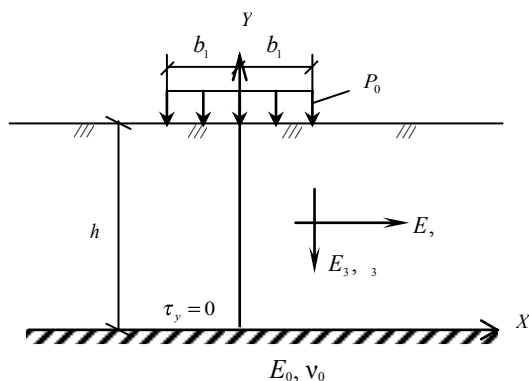


Рис. 1. Расчетная модель армированного грунта

С учетом вышесказанного нами получены формулы для вычисления напряжений и осадок для армированного и подстилающего слоев:

- для армированного слоя

$$\sigma_{y1} = \frac{2p_0}{\pi h} \int_0^{\infty} \left[ ch\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) + Bsh\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) + Cch\left(\frac{\gamma_2 y \alpha_1}{h}\right) + Dsh\left(\frac{\gamma_2 y \alpha_1}{h}\right) \right] \cos\left(\frac{x\alpha_1}{h}\right) d\alpha_1,$$

$$v_1 = \frac{2p_0}{\pi} \int_0^{\infty} \left[ Q_1 ch\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) + BQ_1 sh\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) + CQ_2 ch\left(\frac{\gamma_2 y \alpha_1}{h}\right) + DQ_2 sh\left(\frac{\gamma_2 y \alpha_1}{h}\right) \right] \frac{\cos\left(\frac{x\alpha_1}{h}\right)}{\alpha_1} d\alpha_1,$$

- для подстилающего слоя:

$$\sigma_{y2} = \frac{2p_0}{\pi h} \int_0^{\infty} M \left( 1 - \frac{y\alpha_1}{h} \right) \left( ch\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) + sh\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) \right) \cos\left(\frac{x\alpha_1}{h}\right) d\alpha_1,$$

$$v_2 = \frac{2p_0}{\pi} \frac{1+v_0}{E_0} \int_0^{\infty} \left[ 2(1-v_0) - \frac{y\alpha_1}{h} \right] M \times$$

$$\times \left( ch\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) + sh\left(\frac{y\alpha_1}{h}\right) \right) \frac{\cos\left(\frac{x\alpha_1}{h}\right)}{\alpha_1} d\alpha_1,$$

где  $\sigma_{y1}$ ,  $\sigma_{y2}$  – вертикальные сжимающие напряжения;

$$S_{11} = \frac{1}{E} \left( 1 - \nu^2 \right) S_{13} = -\frac{\nu_3}{E_3} \left( 1 + \nu \right) S_{33} = \frac{1}{E_3} \left( 1 - \nu_3^2 \frac{E}{E_3} \right)$$

$$S_{66} = \frac{E}{E E_3} \left( 1 + 2\nu_3 \right) E_3; Q_1 = \frac{\left( \gamma_1^2 + S_{33} \right)}{\gamma_1}; Q_2 = \frac{\left( \gamma_2^2 + S_{33} \right)}{\gamma_2}$$

$A(\alpha_1)$ ,  $B(\alpha_1)$ ,  $C(\alpha_1)$ ,  $D(\alpha_1)$ ,  $M(\alpha_1)$  – неизвестные коэффициенты [1], которые определялись при следующих граничных условиях (см. рис. 1):

- для  $y = 0$   $\tau_1 = 0$ ;  $\sigma_{y1} = \sigma_{y2}$  ;  $u_1 = u_2$  ;
- для  $y = h$   $\tau_1 = 0$ ;

$$\sigma_{y1} = \frac{2p_0}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{\sin\left(\frac{\alpha_1 b_1}{h}\right)}{\alpha_1} \cos\left(\frac{x\alpha_1}{h}\right) d\alpha_1;$$

Исследование выше приведенных формул показало, что осадка армированного грунта уменьшается с уменьшением коэффициента анизотропии. Так, для армированного слоя грунта (при  $P_0 = 0,3$  МПа;  $E/E_3 = 0,25$ ;  $E_0/E_3 = \infty$ ;  $\nu = \nu_3 = 0,35$ ;  $b_1 = 1$  м;  $h = 3$  м) осадка составила  $u_1 = 0,038$  м, а для неармированного грунта (при  $P_0 = 0,3$  МПа;  $E/E_3 = 1$ ;  $E_0/E_3 = \infty$ ;  $\nu = \nu_3 = 0,35$ ;  $b_1 = 1$  м;  $h = 3$  м) -  $u_1 = 0,12$  м.

Расчет осадок подпорных конструкций производится нами с использованием метода послойного суммирования. При исследовании работы таких оснований грунтовая среда с армирующими элементами рассматривалась нами как трансверсально-изотропная среда [2] со следующими граничными условиями (рис. 2).

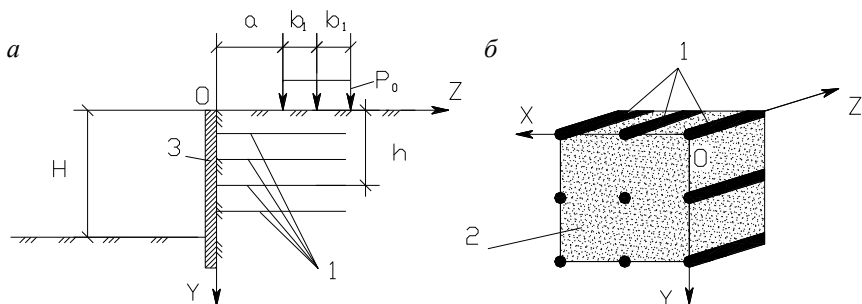


Рис. 2. Расчетная схема:

1 – армирующие элементы; 2 – грунт; 3 – ограждающая конструкция

В результате решения уравнений равновесия и неразрывности нами были получены выражения для определения напряжений в виде:

$$\sigma_z = \frac{P_0 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_1}{\pi \epsilon_2 - \gamma_1} \left[ \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_1} \right) + \right. \quad (5)$$

$$\left. + \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_1} \right) \right] ;$$

$$\sigma_y = \frac{P_0}{\pi \epsilon_2 - \gamma_1} \left[ \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z-a}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z-a-b}{y \cdot \gamma_1} \right) + \right. \quad (6)$$

$$\left. + \gamma_2 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_2} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_2} \right) - \gamma_1 \left( \operatorname{arctg} \frac{z+a+b}{y \cdot \gamma_1} - \operatorname{arctg} \frac{z+a}{y \cdot \gamma_1} \right) \right] .$$

Здесь  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$  – корни характеристического уравнения, которые для нашего случая определялись по следующим формулам:

$$\gamma_1 = \sqrt{\frac{S_{66} + 2S_{13} - \sqrt{(S_{66} + 2S_{13})^2 - 4S_{11}S_{33}}}{2S_{11}}} , \quad (7)$$

$$\gamma_2 = \sqrt{\frac{S_{66} + 2S_{13} + \sqrt{(S_{66} + 2S_{13})^2 - 4S_{11}S_{33}}}{2S_{11}}} , \quad (8)$$

Нами также предложено производить расчет нестабилизированных осадок армированных водонасыщенных грунтов по следующей зависимости:

$$S_t = S_k U_{cp} , \quad \text{Ⓢ}$$

где  $S_k$  – конечная стабилизированная осадка слоя грунта, усиленного дренирующими элементами;  $U_{cp}$  – степень консолидации слоя, равная величине

$$U_{cp} = 1 - \frac{1}{h} \int_0^h \frac{P_{wt}}{P_{wo}} dy$$

или в приближенной форме

$$U_{cp} = 1 - \frac{1}{h} \sum_1^h \frac{P_{wt}}{P_{wo}} \Delta y ;$$

где  $\Delta y$  – толщина расчетных слоев, на которое разбивается линейно-деформируемое основание;  $P_{wt}$  – избыточное поровое давление в грунтовой массе для любого момента времени, определяемое при



решении уравнения консолидации для пространственной задачи в виде:

$$\frac{\partial P_{w,t}}{\partial t} = \frac{E_z}{\gamma_w B_2} \left[ K_x \frac{\partial^2 P_{w,t}}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 P_{w,t}}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 P_{w,t}}{\partial z^2} \right],$$

где  $K_x, K_y, K_z$  – коэффициенты фильтрации воды через грунт соответственно в направлении осей  $x, y$  и  $z$ ;

$$B_2 = \frac{1 - \nu^2}{m} - 2\nu_3 \left( \nu + \frac{1}{2} \right) + 1 - \nu_3^2 m \quad ; \quad m = E/E_3;$$

$\gamma_w$  – удельный вес воды;  $P_{w0}$  – начальное избыточное поровое давление, определяемое по формуле:

$$P_{w0} = \sigma_x + A \left( \sigma_y - \sigma_x \right)$$

где  $A = \frac{1}{1 + \psi} \quad ; \quad \psi = \frac{S_{11} + S_{13}}{S_{13} + S_{33}} \quad .$

При изучении вопроса работы водонасыщенного армированного основания учитывалось влияние на степень консолидации ( $U_{cp}$ ) следующих факторов [3]:

- коэффициентов механической анизотропии ( $n = E/E_3$ ) и бокового расширения грунтов ( $\nu, \nu_3$ );
- толщины уплотняемого слоя и ширины прикладываемой нагрузки в виде  $\omega = h/b_1$ ;
- граничных условий по водопроницаемости;
- отношение горизонтальной проницаемости ( $K_x$ ) к вертикальной ( $K_z$ );
- водопроницаемость армирующих элементов.

Учет этих факторов производили для двух случаев:

1. Уплотняемый водонасыщенный армированный слой грунта конечной толщины с проницаемой верхней частью лежит на несжимаемом водонепроницаемом основании (случай ППОН);
2. Уплотняемый водонасыщенный армированный слой грунта конечной толщины с проницаемой верхней частью лежит на несжимаемом водопроницаемом основании (случай ППОП).

Для расчета осадок по формуле (9) нами были разработаны номограммы по определению степени консолидации ( $U_{cp}$ ). Они представлены на рис. 3, 4.

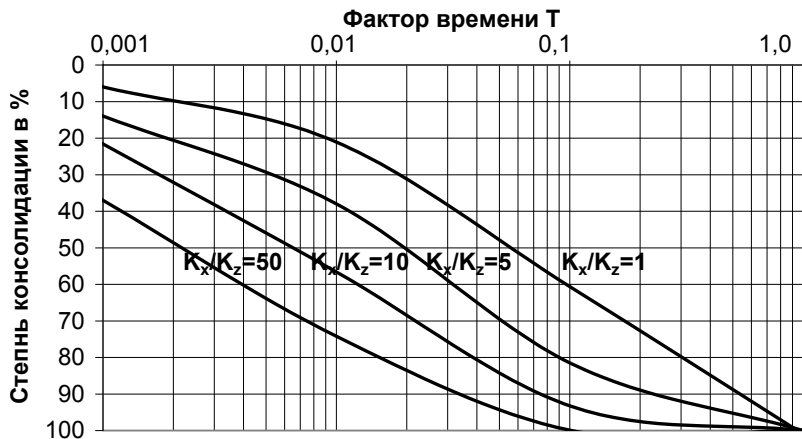


Рис. 3. Графики зависимости степени консолидации водонасыщенного армированного слоя грунта толщиной  $h = 5b_1$  от фактора времени (случай ППОН)

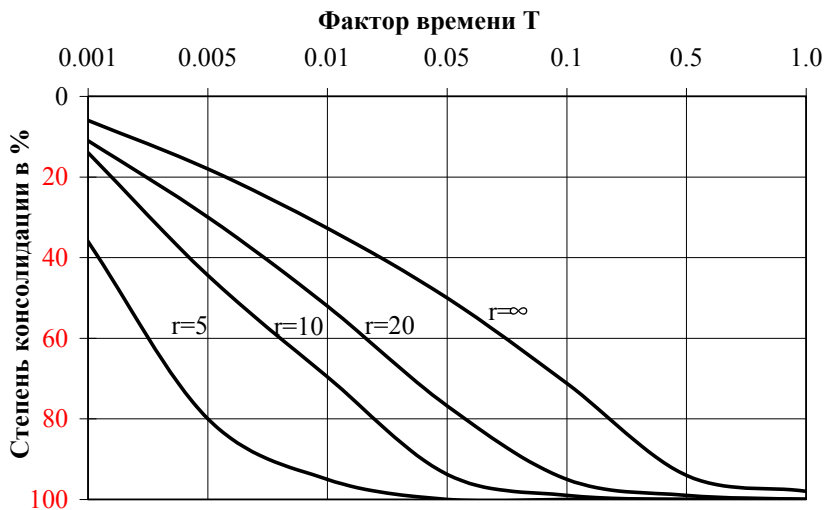


Рис. 4. Зависимость степени консолидации армированного слоя грунта толщиной  $h = 5b_1$  от коэффициента дренирования  $r$  для случая ППОН при  $K_x/K_z = 1$

Безразмерный фактор времени определялся по следующей формуле:

$$T = \frac{E_3 K_z}{B_2 \gamma_w} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta h^2} \quad (10)$$

По приведенным графикам, задаваясь интересующим нас моментом времени по формуле (10) определяем фактор времени  $T$  и, учитывая коэффициент фильтрационной анизотропии, получим соответствующую степень консолидации слоя толщиной  $h$ . Далее подставляя значения  $U_{cp}$  в формулу (9) находим консолидационную осадку  $S_t$ . По результатам численного моделирования установлено, что, например, при  $h/b_1 = 2$  время консолидации армированного слоя имеющего  $m = K_x/K_z = 50$ , сокращается по сравнению с изотропным по водопроницаемости основанием в 28 раз. Время 50 % степени консолидации слоя увеличивается с ростом его толщины как для случая ППОН, так и для ППОП. Так, например, при сравнении оснований с  $h/b_1 = 1$  и  $h/b_1 = 5$  увеличение произошло в 11 раз для ППОН и в 16 раз для ППОП. Время консолидации оснований зависит также и от их граничных условий. Например, если рассмотреть время достижения 50 % степени консолидации слоев толщиной  $h/b_1 = 1$  для случаев ППОН и ППОП, то выясняется, что во втором случае оно сокращается примерно в 4 раза.

В том случае, когда армирующие элементы кроме уменьшения осадок выполняют роль дренажных конструкций задача консолидации армированного основания превращается из плоской в пространственную. Нами также были построены графики зависимости степени консолидации водонасыщенного армированного слоя грунта от коэффициентов анизотропии  $m = K_x/K_z$  и дренирования  $r = l_{cb}/d_{cb}$  (рис. 4). Из анализа полученных результатов можно сделать вывод, что усиление оснований дренирующими элементами позволяет значительно сократить время консолидации. Это сокращение будет тем интенсивнее, чем меньше отношение  $r = l_{cb}/d_{cb}$ .

## Литература

1. Банников, Н.Д. Распределение напряжений и перемещений в трансверсально-изотропном слое грунта, лежащем на сжимаемом изотропном основании и нагруженного равномерно-распределенной полосовой нагрузкой / С.Н. Банников // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях. Межвузовский сборник научных трудов. – Воронеж, 1999. – С. 41–45.
2. Банников, С.Н. Деформативность и устойчивость подпорных конструкций из армированного грунта / С.Н. Банников // Геотехника Беларуси: Наука и практика : сборник статей международной научно-технической конференции. – Минск, 2008. – С. 121–132.
3. Банников, Н.Д. Консолидация водонасыщенного слоя грунта усиленного вертикальными армирующими элементами / С.Н. Банников, Басем Джазаа // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций строительства зданий и сооружений. Материалы 2-й Республиканской межвузовской конференции. – Брест, 1998. – С. 48–53.

УДК 624.131.522

**О НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ ОСНОВАНИЯ  
АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОГО ШТАМПА  
ПРИ КОНЕЧНОМ ЗНАЧЕНИИ ВЕЛИЧИНЫ  
КОЭФФИЦИЕНТА ТРЕНИЯ ПО КОНТАКТУ  
«ШТАМП-ГРУНТ»**

**Богомолов А.Н., Ушаков А.Н.\*, Богомолова О.А.\***

*\*Волгоградский государственный архитектурно-строительный  
университет, г. Волгоград, Россия*

*Пермский национальный исследовательский политехнический  
университет, г. Пермь, Россия*

Рассмотрено напряженное состояние грунтового основания абсолютно твердого штампа при конечном значении величины коэффициента трения по контакту «штамп-основание». Установлено, что в общем случае распределение напряжений в грунтовом основании зависит как от величины коэффициента бокового давления грунта, так и от численного значения величины коэффициента трения по рассматриваемому контакту. Исключение составляет случай отсутствия трения, для которого картины изолиний соответствующих компонент напряжения в основании под абсолютно жестким штампом не зависят от коэффициента бокового давления грунта.

The stress state of soil foundation of solid punch at a finite value of the coefficient of friction at the contact «stamp-base» was considered. It was found that in general the distribution of stresses in the soil depends on the basis of the coefficient of lateral soil pressure and on the numeri-

cal values of the friction coefficient of the subject terminal. The exception is the absence of friction, for which the pattern contour corresponding components of the stress at the base of a rigid stamp is not dependent on the coefficient of lateral earth pressure.

Рассмотрим абсолютно жесткий штамп с прямолинейным горизонтальным основанием при условии, что на границе штамп – грунт коэффициент трения принимает постоянное значение. Будем считать, что главный вектор внешних сил, действующих на штамп, имеет вид

$$X = 0, \quad Y = -P, \quad (1)$$

где  $P$  – заданная положительная величина.

Пусть отрезок  $L$  границы полуплоскости, соприкасающийся со штампом, расположен симметрично относительно начала координат и имеет длину  $2a$ , так что для точек  $t$  отрезка  $L$  имеем:  $-a \leq t \leq a$ . Определим напряженное состояние в точках полуплоскости.

Известно [1], что в случае плоской задачи теории упругости компоненты напряжения  $\sigma_x, \sigma_y$  и  $\tau_{xy}$  удовлетворяют следующим соотношениям:

$$\sigma_x + \sigma_y = 2 \left[ \Phi(z) + \overline{\Phi(z)} \right] = 4 \operatorname{Re} \Phi(z), \quad (2)$$

$$\sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = 2 \left[ (z - z) \Phi'(z) - \Phi(z) - \overline{\Phi(z)} \right] \quad (3)$$

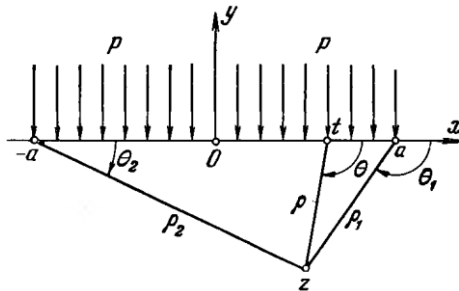


Рис. 1. Расчетная схема задачи (Цитируется по работе [1])

Функция напряжения для рассматриваемого случая [1, с. 433] имеет вид

$$\Phi(z) = \frac{P(1+ik)e^{\pi i\alpha}}{2\pi(a+z)^{\frac{1}{2}+\alpha}(a-z)^{\frac{1}{2}-\alpha}}, \quad (4)$$

где  $k$  – коэффициент трения, а  $\alpha$  – некоторый постоянный параметр, связанный с коэффициентом трения  $k$  условием

$$\operatorname{tg} \pi\alpha = k \frac{\varkappa - 1}{\varkappa + 1}, \quad 0 \leq \alpha < \frac{1}{2}, \quad (5)$$

где  $\varkappa = 3 - 4\nu$ ,  $\nu$  – коэффициент Пуассона, связанный с коэффициентом бокового давления  $\xi_0$  соотношением  $\xi_0 = \nu(1-\nu)^{-1}$ . Значения  $\alpha = 0$  и  $\alpha = 1/2$  соответствуют случаю отсутствия трения ( $k=0$ ) и бесконечно большого его значения ( $k \rightarrow \infty$ ).

Перейдем к вычислению компонент напряжения.

Представим (4) в виде

$$\Phi(z) = \frac{P(1+ik)e^{\pi i\alpha}}{2\pi} e^{-\left(\frac{1}{2}+\alpha\right)\ln(a+z)} e^{-\left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ln(a-z)}, \quad (4')$$

и выберем ветвь логарифма так, как это было сделано в [1, с. 352].

Тогда получим

$$\Phi(z) = \frac{P}{2\pi\sqrt{\rho_1\rho_2}} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \left[ -\sin r - k \cos r + i(\cos r - k \sin r) \right]_2$$

$$\bar{\Phi}(z) = \frac{P}{2\pi\sqrt{\rho_1\rho_2}} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \left[ \sin r - k \cos r - i(\cos r + k \sin r) \right]_2$$

$$\Phi'(z) = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \left[ l_1 - kl_2 + i(l_2 + kl_1) \right]_2$$

где  $l_1 = -(h_1 \sin s + h_2 \sin t)$ ,  $l_2 = h_1 \cos s + h_2 \cos t$ ,

$$h_1 = -\left(\frac{1}{2} + \alpha\right) \frac{1}{\rho_2 \sqrt{\rho_1 \rho_2}}, \quad h_2 = \left(-\frac{1}{2} + \alpha\right) \frac{1}{\rho_1 \sqrt{\rho_1 \rho_2}},$$

$$r = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \alpha(\theta_2 - \theta_1), \quad s = \frac{\theta_1 + 3\theta_2}{2} + \alpha(\theta_2 - \theta_1),$$

$$t = \frac{3\theta_1 + \theta_2}{2} + \alpha(\theta_2 - \theta_1),$$

$$\theta_1 = \pi - \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x}, \quad \theta_2 = \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x},$$

$$\rho_1 = \sqrt{(a-x)^2 + y^2}, \quad \rho_2 = \sqrt{(a+x)^2 + y^2}.$$

После соответствующей подстановки соотношения (2) и (3) примут вид

$$\begin{aligned} \sigma_x + \sigma_y &= -\frac{2P}{\pi \sqrt{\rho_1 \rho_2}} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha (\sin r + k \cos r), \\ \sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} &= \\ &= 2 \left\{ \frac{Py}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \left[ (l_2 + kl_1) - i(l_1 - kl_2) \right] - \frac{P}{\pi \sqrt{\rho_1 \rho_2}} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha (k \cos r + ik \sin r) \right\}. \end{aligned}$$

Теперь легко записать выражения для компонент напряжений:

$$\sigma_x = -\frac{Py}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha (l_2 + kl_1) - \frac{P}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \frac{1}{\sqrt{\rho_1 \rho_2}} (\sin r + 2k \cos r), \quad (6)$$

$$\sigma_y = \frac{Py}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha (l_2 + kl_1) - \frac{P}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \frac{1}{\sqrt{\rho_1 \rho_2}} \sin r, \quad (7)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{Py}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha (l_1 - kl_2) + \frac{P}{\pi} \left(\frac{\rho_1}{\rho_2}\right)^\alpha \frac{1}{\sqrt{\rho_1 \rho_2}} k \sin r. \quad (8)$$



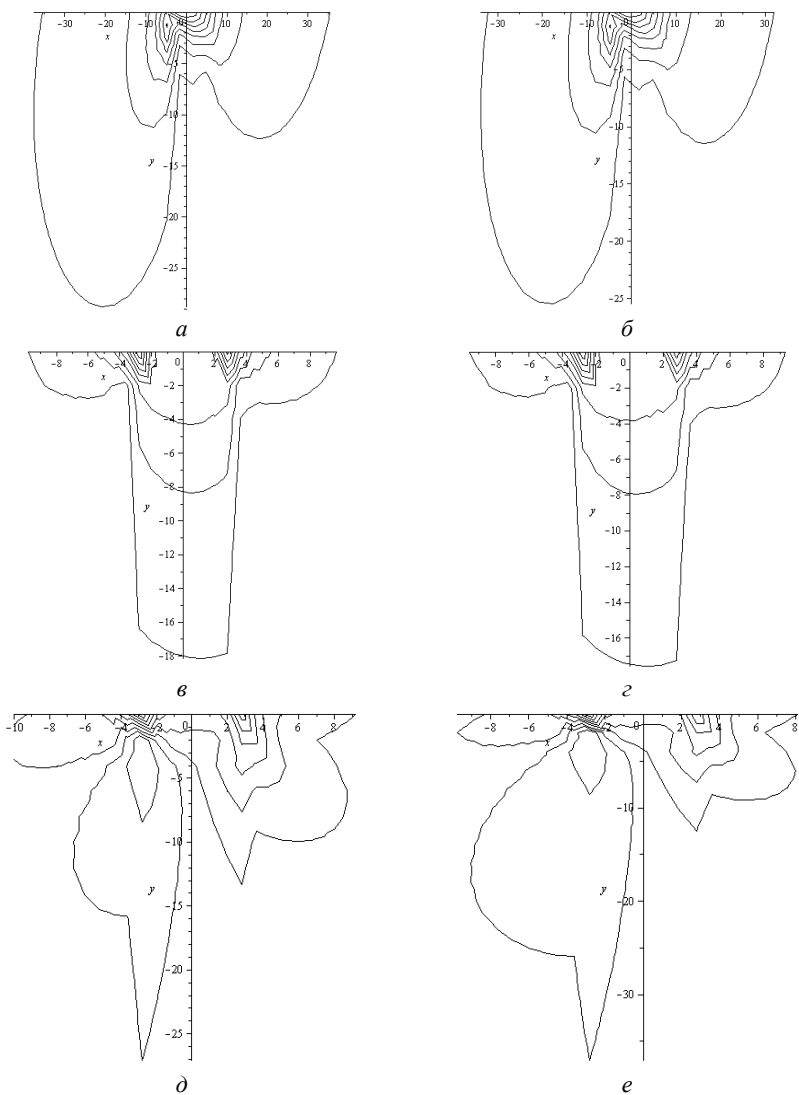


Рис. 2. Картины изолиний горизонтального  $\sigma_x$  (а–б), вертикального  $\sigma_y$  (в–г) и касательного  $\tau_{xy}$  (д–е) напряжений в основании штампа при  $\alpha = 3$ ,  $\alpha = 0,01$ ,  $P_0 = 1$ ,  $\nu = 0,42$  для глинистого грунта (левый столбец) и при  $\alpha = 3$ ,  $\alpha = 0,022$ ,  $P_0 = 1$ ,  $\nu = 0,3$  для песчаного грунта (правый столбец) при  $k = 0,25$

Прежде чем продолжить изложение материала, отметим следующее обстоятельство. Формулы (6–8) получены и приведены нами ранее в работе [2], там же приведены картины изолиний компонент напряжений в основании штампа при конкретных значениях расчетных параметров (см. рис. 2). Коэффициент трения бетона по грунту, согласно [3], принят равным  $k = 0,25$ .

Как видно из рис. 2, картины изолиний всех трех компонент напряжения асимметричны относительно вертикальной оси. Это побудило авторов сделать весьма смелое предположение о возможности одностороннего выпора грунта из-под штампа, когда его основание однородно и изотропно. Однако это не так.

Оказалось, что компоненты напряжения, величины которых определяются формулами (6–8), обладают симметрией относительно  $\alpha$  и  $x$ , такой что

$$\sigma_x(-\alpha, -x, y) = \sigma_x(\alpha, x, y),$$

$$\sigma_y(-\alpha, -x, y) = \sigma_y(\alpha, x, y), \quad \tau_{xy}(-\alpha, -x, y) = -\tau_{xy}(\alpha, x, y). \quad (9)$$

Это утверждение легко проверить, например, рассмотрев выражение для вертикальной компоненты напряжения  $\sigma_y$ , и второго выражения из соотношений (9).

Обозначим  $f(-\alpha, -x, y) = \bar{f}$ .

Нетрудно видеть, что

$$\bar{\rho} = \left( \frac{\rho_1(-x, y)}{\rho_2(-x, y)} \right)^{-\alpha} = \left( \frac{\rho_1(x, y)}{\rho_2(x, y)} \right)^{\alpha} = \rho, \\ \rho_1(-x, y)\rho_2(-x, y) = \rho_1(x, y)\rho_2(x, y). \quad (10)$$

Покажем, что  $\sin \bar{r} = \sin r$ . Действительно, имеем

$$\begin{aligned}
\sin \bar{r} &= \sin \left( \frac{\pi - \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} + \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x}}{2} - \alpha \left( \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x} + \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \pi \right) \right) = \\
&= \sin \left( \frac{\pi}{2} - \left[ \frac{\operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x}}{2} + \alpha \left( \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x} + \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \pi \right) \right] \right) = \\
&= \cos \left( \frac{\operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x}}{2} + \alpha \left( \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x} + \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \pi \right) \right) = \\
&= \sin \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x}}{2} + \alpha \left( \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a-x} + \operatorname{arctg} \frac{|y|}{a+x} - \pi \right) \right) = \\
&= \sin r.
\end{aligned} \tag{11}$$

Аналогично можно показать, что

$$\begin{aligned}
\cos \bar{r} &= -\cos r, \quad \sin \bar{s} = -\sin t, \\
\sin \bar{t} &= -\sin s, \quad \cos \bar{s} = \cos t, \\
\cos \bar{t} &= \cos s.
\end{aligned} \tag{12}$$

Тогда, с учетом соотношений (10) – (12), получаем

$$\bar{l}_1 = -l_1, \quad \bar{l}_2 = l_2. \tag{13}$$

Применяя соотношения (5), (10–13), для компоненты вертикального напряжения имеем

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_y &= \sigma_y(-\alpha, -x, y) = \\ \frac{Py}{\pi} \left( \frac{\rho_1(-x, y)}{\rho_2(-x, y)} \right)^{-\alpha} (\bar{l}_2 - k\bar{l}_1) - \frac{P}{\pi} \left( \frac{\rho_1(-x, y)}{\rho_2(-x, y)} \right)^{-\alpha} \frac{1}{\sqrt{\rho_1(-x, y)\rho_2(-x, y)}} \sin \bar{r} &= \\ = \frac{Py}{\pi} \left( \frac{\rho_1(x, y)}{\rho_2(x, y)} \right)^{\alpha} (l_2 + kl_1) - \frac{P}{\pi} \left( \frac{\rho_1(x, y)}{\rho_2(x, y)} \right)^{\alpha} \frac{1}{\sqrt{\rho_1(x, y)\rho_2(x, y)}} \sin r &= \\ \sigma_y(\alpha, x, y) &= \sigma_y. \end{aligned}$$

Аналогичным образом проверяются и оставшиеся два соотношения из (9).

Таким образом, при конечном значении величины коэффициента трения, картины изолиний всех трех компонент напряжения в однородном и изотропном основании симметричны относительно вертикальной оси.

На рис. 3–8 в качестве примеров приведены картины изолиний напряжений для двух типов грунтов при  $P = 1$ ,  $a = 35$  и различных коэффициентах трения  $k$ ; соответствующие значения величин  $\alpha$  получены при помощи формулы (5).

Заметим, что значения параметра  $\alpha$ , полученные при помощи формулы (5), зависят как от значений коэффициента трения, так и от величин коэффициента Пуассона, определяющего тип грунта. А это значит, и это подтверждает анализ рис. 3–8 и формул (6–8), что и значения компонент напряжения в соответствующих точках основания зависят от  $k$  и  $\xi_0$ . Исключение составляет лишь случай отсутствия трения, т.е.  $k = 0$ . Согласно (5), независимо от значений коэффициента Пуассона, численное значение  $\alpha = 0$ . Таким образом, картины изолиний компонент напряжения под абсолютно жестким штампом с прямолинейным горизонтальным основанием при  $k = 0$  для любых типов грунтов будут одинаковыми.

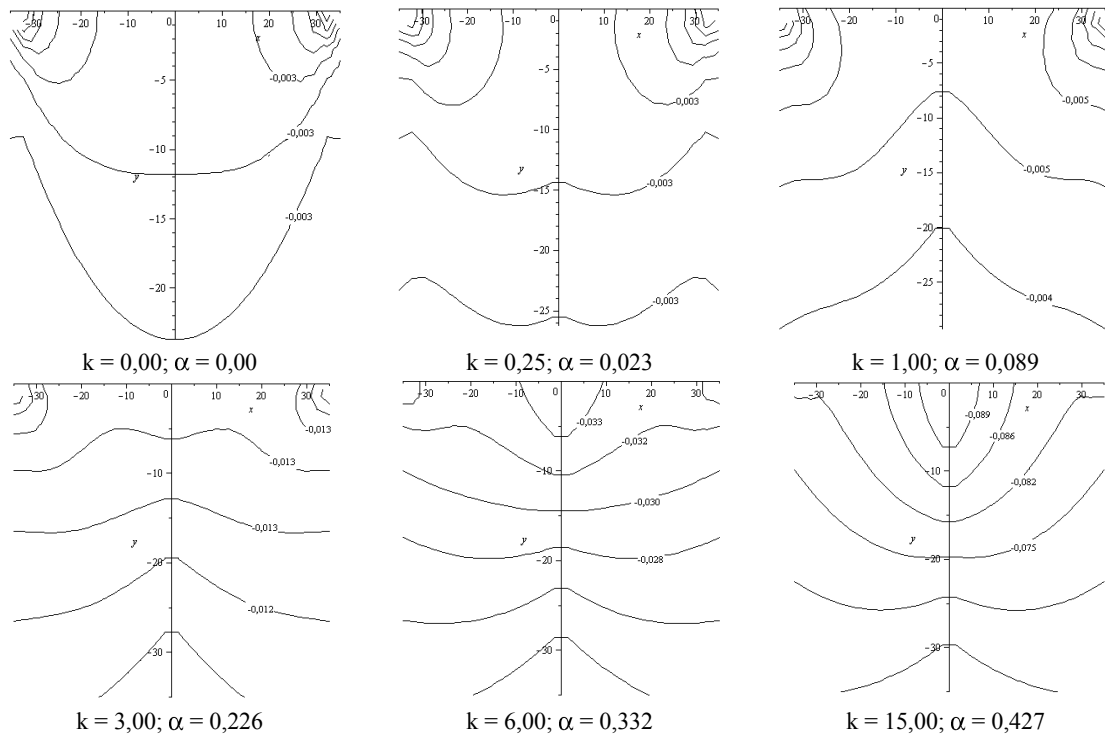
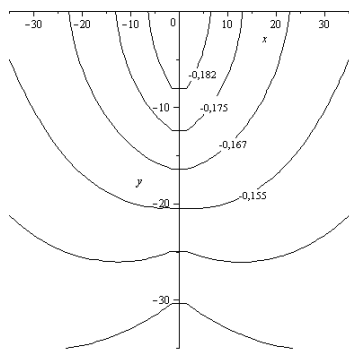
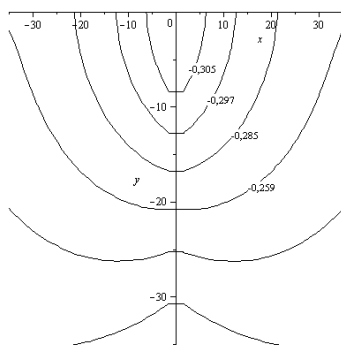


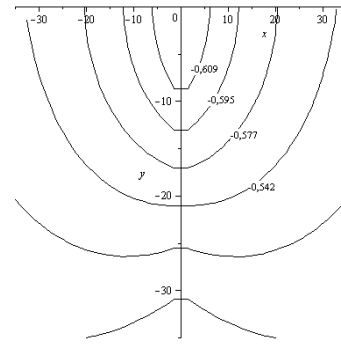
Рис. 3. Изолинии компоненты горизонтального напряжения для песчаного грунта ( $\nu = 0,3$ )



$k = 30,00; \alpha = 0,463$

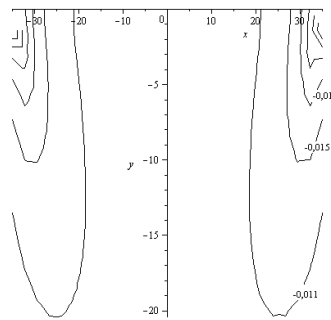


$k = 50,00; \alpha = 0,478$

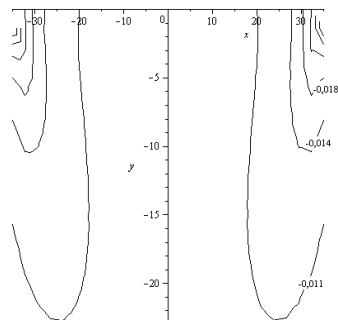


$k = 100,00; \alpha = 0,489$

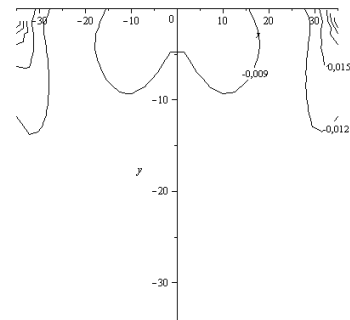
Рис. 3. Окончание



$k = 0,00; \alpha = 0,00$

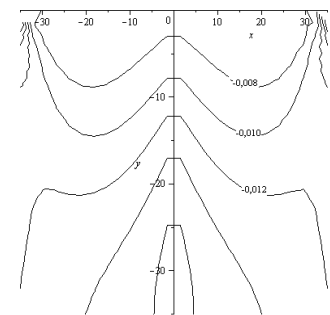


$k = 0,25; \alpha = 0,023$

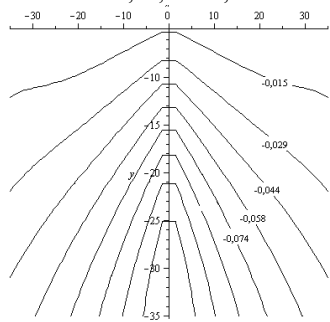


$k = 1,00; \alpha = 0,089$

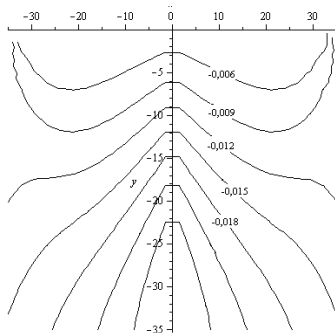
Рис. 4. Изолинии компоненты вертикального напряжения для песчаного грунта ( $\nu = 0,3$ ).



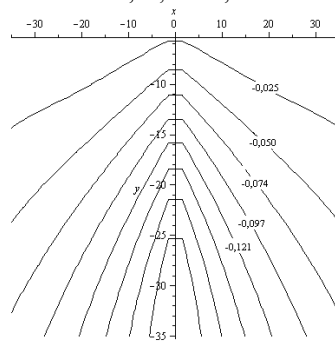
$k = 3,00; \alpha = 0,226$



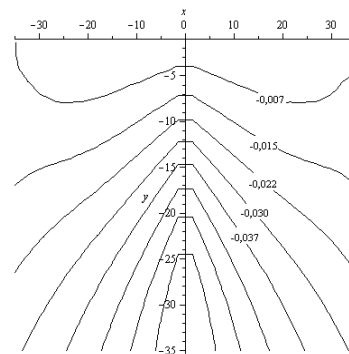
$k = 30,00; \alpha = 0,463$



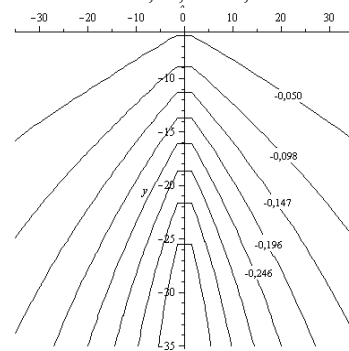
$k = 6,00; \alpha = 0,332$



$k = 50,00; \alpha = 0,478$



$k = 15,00; \alpha = 0,427$



$k = 100,00; \alpha = 0,489$

Рис. 4. Окончание

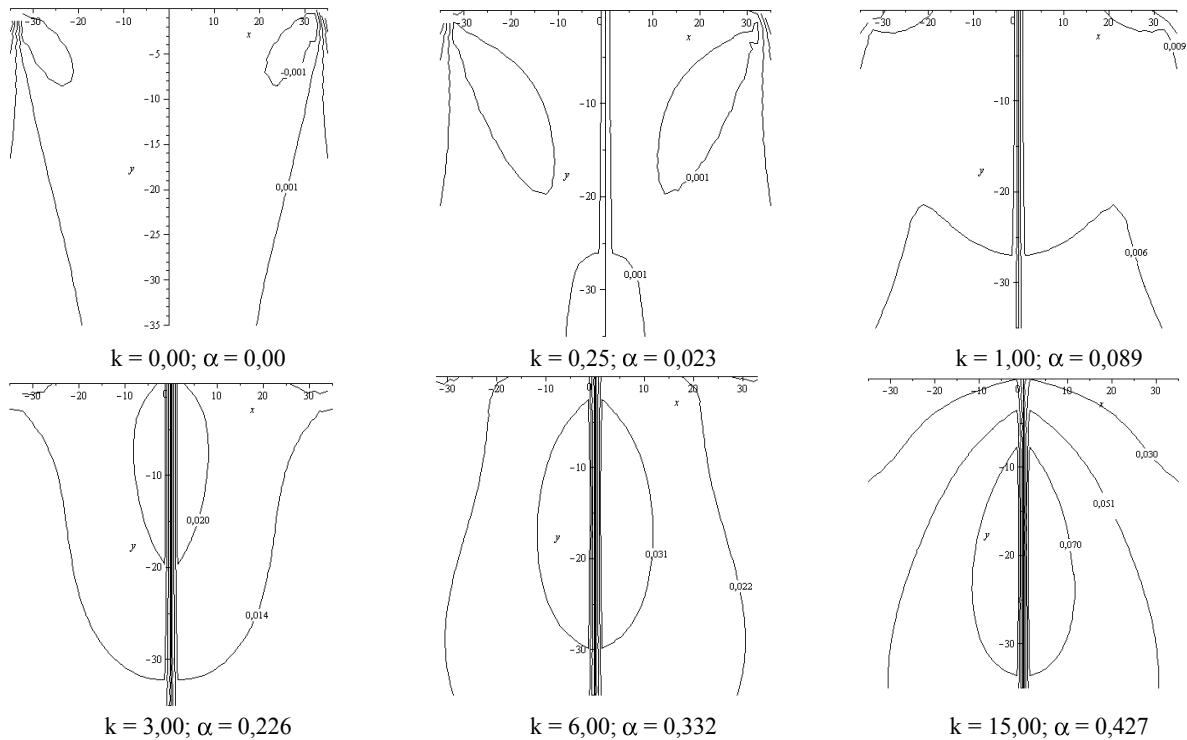
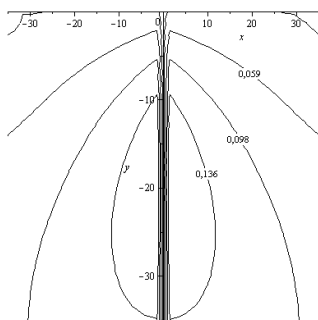
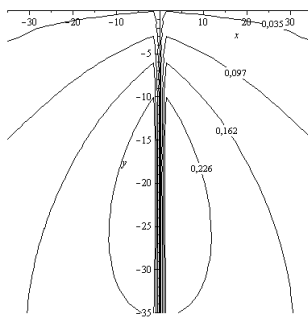


Рис. 5. Изолинии компоненты касательного напряжения для песчаного грунта ( $\nu = 0,3$ )

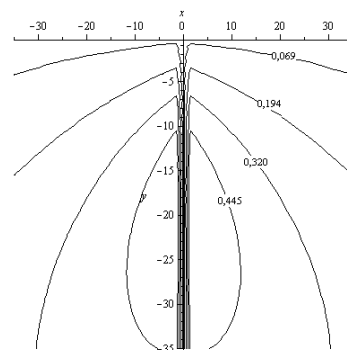




$k = 30,00; \alpha = 0,463$

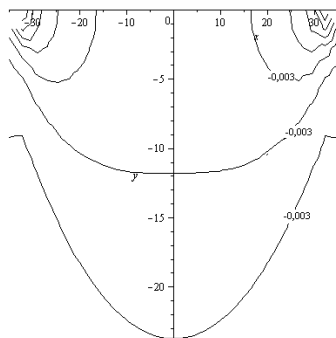


$k = 50,00; \alpha = 0,478$

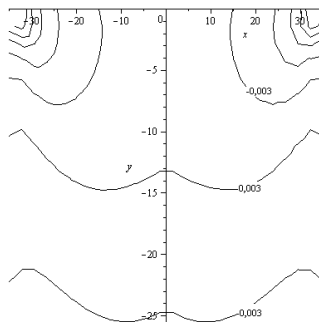


$k = 100,00; \alpha = 0,489$

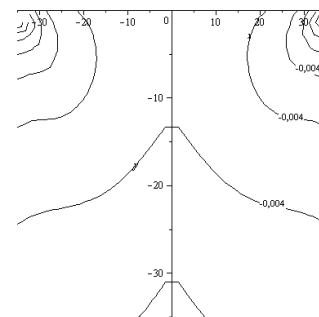
Рис. 5. Окончание



$k = 0,00; \alpha = 0,00$



$k = 0,25; \alpha = 0,011$



$k = 1,00; \alpha = 0,044$

Рис. 6. Изолинии компоненты горизонтального напряжения для глинистого грунта ( $\nu = 0,42$ ).

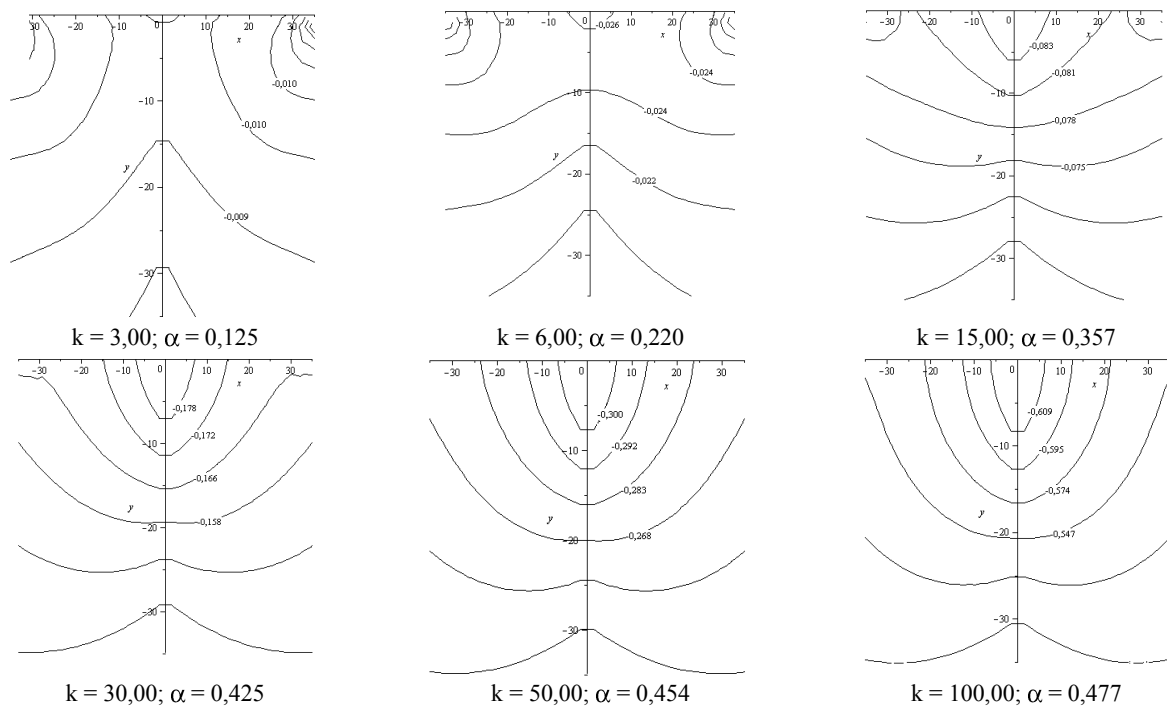


Рис. 6. Окончание

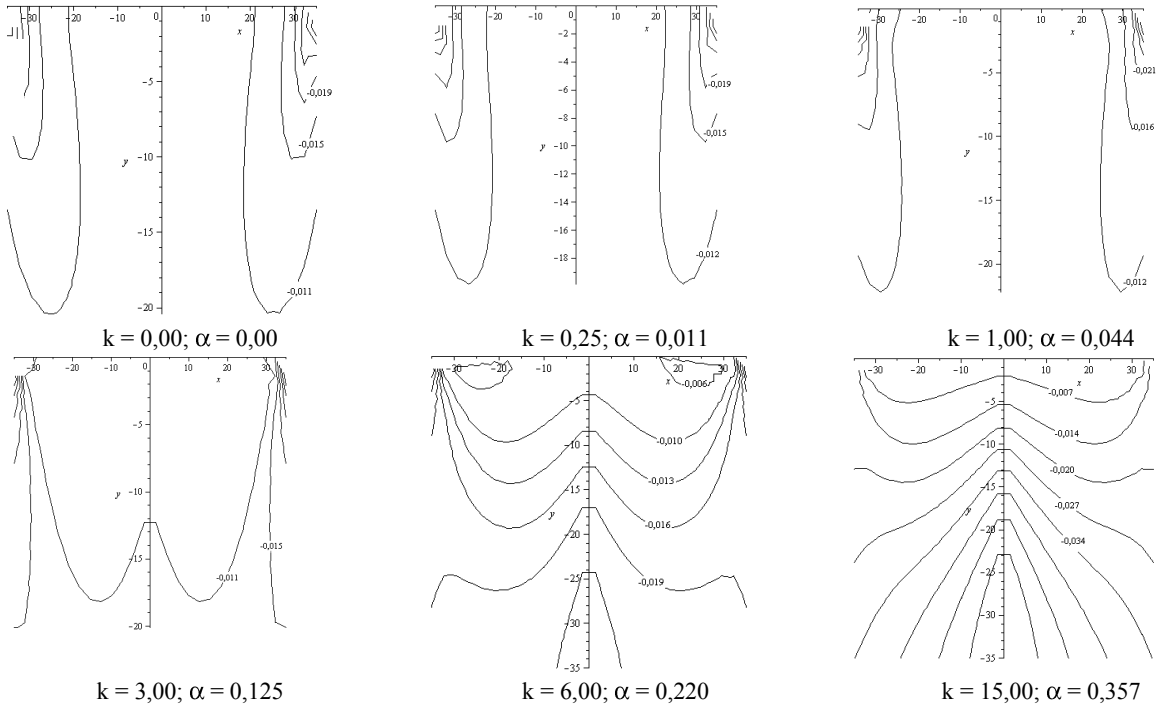
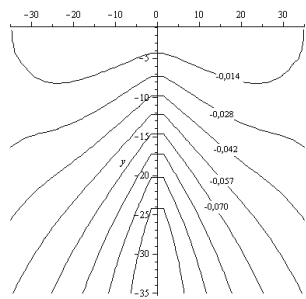
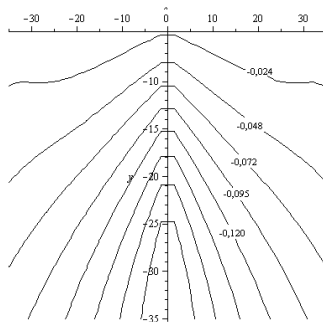


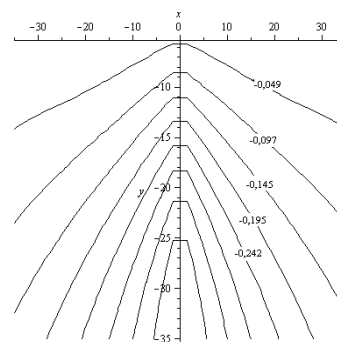
Рис. 7. Изолинии компоненты вертикального напряжения для глинистого грунта ( $\nu = 0,42$ )



$k = 30,00; \alpha = 0,425$

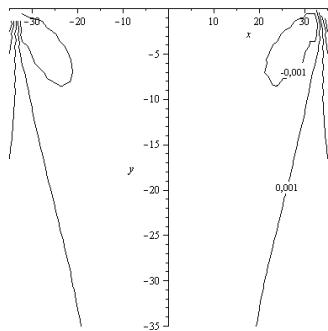


$k = 50,00; \alpha = 0,454$

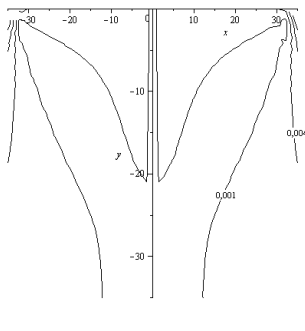


$k = 100,00; \alpha = 0,477$

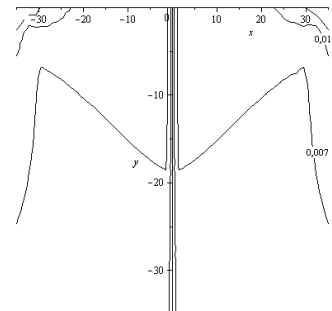
Рис. 7. Окончание



$k = 0,00; \alpha = 0,00$

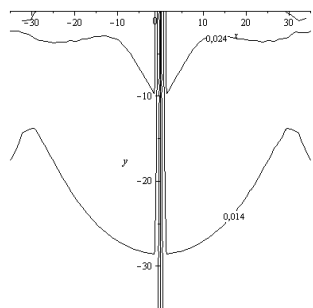


$k = 0,25; \alpha = 0,011$

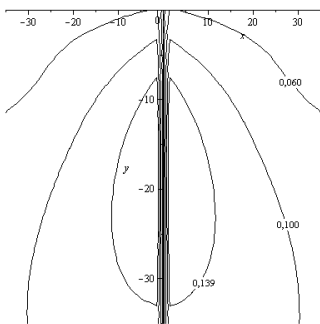


$k = 1,00; \alpha = 0,044$

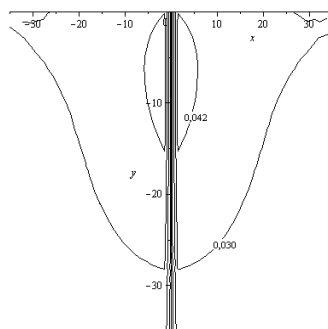
Рис. 8. Изолинии компоненты касательного напряжения для глинистого грунта ( $\nu = 0,42$ )



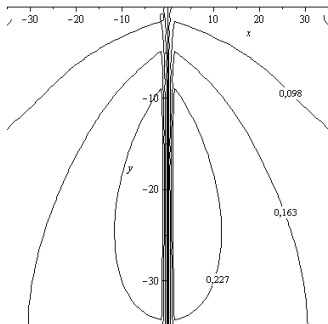
$k = 3,00; \alpha = 0,125$



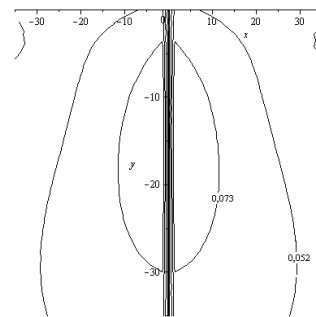
$k = 30,00; \alpha = 0,425$



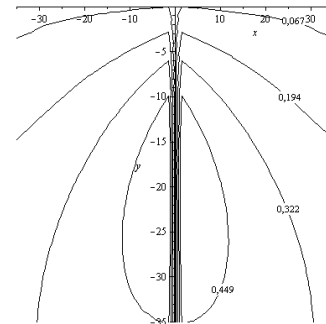
$k = 6,00; \alpha = 0,220$



$k = 50,00; \alpha = 0,454$



$k = 15,00; \alpha = 0,357$



$k = 100,00; \alpha = 0,477$

Рис. 8. Окончание

## Литература

1. Мусхелишвили, Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / Н.И. Мусхелишвили. – М. : Наука, 1966. – 707 с.
2. Богомолов, А.Н. Об одностороннем выпоре грунта однородного основания из-под центрально нагруженного фундамента / А.Н. Богомолов, А.Н. Ушаков, О.А. Богомоллова // Вестник гражданских инженеров : науч.-техн. журн. – СПб : СПбГАСУ, 2010. – № 1 (22). – С. 85–90.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. – М. : Стройиздат, 1985. – 462 с.

УДК 624.131

**НЕЛИНЕЙНАЯ МЕХАНИКА  
ВЫТЕСНЕНИЯ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ  
В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ**

**Борозенец Л.М.**

*Тольяттинский государственный университет, г. Тольятти, Россия*

*Светлой памяти мудрого учителя  
Ю.А. Собалевского посвящается*

Проведен анализ экспериментальных исследований, результаты которого положены в основу разработки законченной единой теории аналитической нелинейной механики дисперсных грунтов в основаниях фундаментов. Рассмотрены механическая и математическая модели теории.

The analysis of experimental researches was carried out, the results of which were taken as the basis for developing a complete unified theory of analytical nonlinear mechanics of dispersed grounds at the bases of the foundations. The mechanical and mathematical models of the theory were examined.

**Введение.** Общая задача нелинейной механики дисперсных грунтов включает: всестороннее изучение, математическое выражение, количественное описание физико-механических процессов, протекающих в дисперсных грунтах под нагрузкой; расчет их напряженно-деформированного состояния; прогноз прочности и устойчивости оснований фундаментов и грунтовых сооружений.

За модель механического поведения дисперсных грунтов принята дискретная среда, расчетная модель которой наделена их физико-механическими особенностями, определенными по результатам экспериментально-теоретических исследований [3].

Метод механики дисперсных грунтов содержит: решение уравнений равновесия краевых и промежуточных предельных состояний грунтов; определение геометрических соотношений зон напряженно-деформированных состояний по предельным равновесиям; выбор физических уравнений состояний при полученных краевых и промежуточных условиях; вид уравнения состояния выбирается для определения расчетной модели математического описания экспериментальных данных [1].

Решение оснований по предельным состояниям включает: расчет несущей способности, прочности и устойчивости грунтов с использованием раздела модели теории их предельного состояния или предельного равновесия; расчет деформаций грунтов или осадок фундаментов с использованием положений раздела модели теории их нелинейного деформирования.

**Экспериментально-теоретические исследования.** Результаты исследования сжимаемости однородного супесчанистого основания штампа в натурных полевых условиях взяты по литературным данным [3]. Начальное преобразование экспериментального графика 3 нелинейной общей осадки штампа (рис. 1), производится с учетом характера развития дополнительных нелинейных упругих осадок штампа  $\Delta S_n^e$  по графику 2, принятых за значения фактических нелинейных упругих деформаций супесчанистого основания.

Численные значения ординат нелинейных упругих осадок  $\Delta S_n^e$  по ступеням нагрузки и суммарных значений нелинейных упругих деформаций  $S_n^e$  – приведены в табл. 1 и показаны в виде графика 5 на рис. 1.

Значения вертикальных отрезков ломанного графика 1 рассматриваются как суммарные величины пластически-фрикционных объемных и пластически-фрикционных сдвиговых деформаций основания по ступеням нагрузки штампа. Пропорционально полученным расчетным величинам  $\sigma_5^y = 128$  кПа и  $\sigma_5^c = 108$  кПа, производится дифференцирование значений вертикальных отрезков



экспериментального ломанного графика 1 по ступеням нагрузки штампа  $\Delta S_n^{\gamma c}$  и их суммарных значений  $S_n^{\gamma c}$  на элементарные составляющие величины осадок, соответственно  $\Delta S_n^\gamma$  и  $\Delta S_n^c$ ,  $S_n^\gamma$  и  $S_n^c$ , данных в табл. 1 и показанных на рис. 1 в виде элементарных пластически-фрикционных объемных осадок  $S_n^\gamma$  – 6 и пластически-фрикционных сдвиговых осадок  $S_n^c$  – 7.

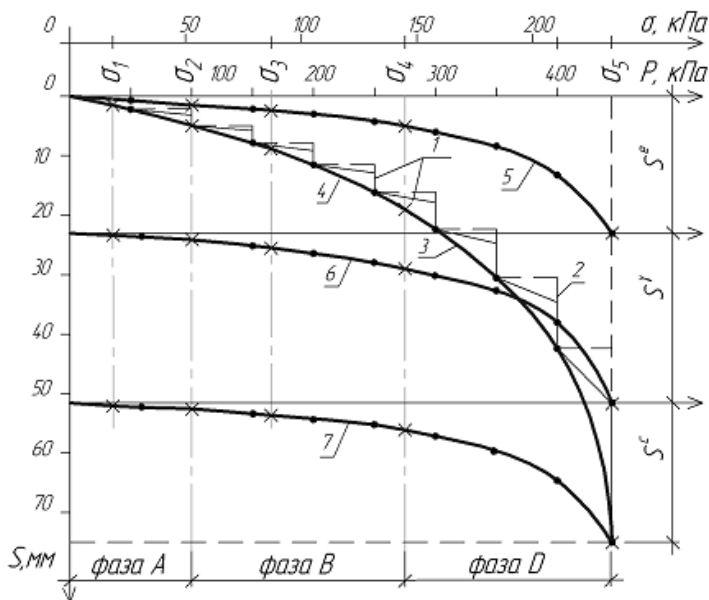


Рис. 1. Графики зависимостей осадок от нагрузок:

- экспериментальные: 1 – ступенчатый пластически-фрикционных осадок;  
 2 – ступенчатый суммарный пластически-фрикционных осадок и дополнительных упругих осадок; 3 – нелинейный аппроксимированный по точкам со значениями конечных осадок  $S = f(p)$  (—●—);  
 расчетные: 4 – общий  $S = f(\sigma)$  (—×—);  
 экспериментальные и расчетные: 5 – упругих объемных осадок;  
 6 – пластически-фрикционных объемных осадок; 7 – пластически-фрикционных сдвиговых осадок

Таблица 1

## Экспериментальные поступенчатые осадки штампа

№ СН *	$P_n$ , МПа	Общие		Упругие		Пластически-фрикционные					
				Объемные		Суммарные		Объемные		Сдвиговые	
		$S_n$	$S_k$	$\Delta S_n^e$	$S_n^e$	$\Delta S_n^{\gamma-c}$	$S_n^{\gamma-c}$	$\Delta S_n^\gamma$	$S_n^\gamma$	$\Delta S_n^c$	$S_n^c$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,05	1,2	1,8	1,2	1,2	0,6	0,6	0,33	0,33	0,27	0,27
2	0,10	3,0	5,0	1,2	2,4	2,0	2,6	1,08	1,41	0,92	1,19
3	0,15	6,0	8,0	1,0	3,4	2,0	4,6	1,08	2,50	0,92	2,10
4	0,20	8,5	10,5	0,5	3,9	2,0	6,6	1,08	3,58	0,92	3,02
5	0,25	11,0	15,0	0,5	4,4	4,0	10,6	2,17	5,75	1,83	4,85
6	0,30	17,0	20,0	2,0	6,4	3,0	13,6	1,63	7,38	1,37	6,22
7	0,35	23,0	29,0	3,0	9,4	6,0	19,6	3,25	10,5	2,75	8,97
8	0,40	33,5	41,5	4,5	13,9	8,0	27,6	4,34	15,0	3,66	12,60
9	0,45	50,5	75,0	9,0	22,9	24,5	52,1	13,31	28,31	11,19	23,79

\* Степень нагрузки

Экспериментальный график нелинейной общей осадки от нагрузки 3 полевого испытания супеси штампом преобразован и представлен в виде трех элементарных графиков 5, 6, 7 составляющих видов осадок, которые используются как исходные данные при теоретических исследованиях.

**Решение уравнений состояний предельных равновесий дисперсных грунтов под нагрузкой.** Задача взаимодействия жесткого квадратного штампа с супесчанистым основанием решалась в осесимметричной пространственной постановке. Математическая модель грунта базируется на открытых пяти состояниях предельных равновесий грунтов при сдвиге по элементарным площадкам в контактах между их частицами. Нелинейность напряженности супесчанистого основания по границам состояний предельных

равновесий определяется соответственно значениями пяти углов внутренней связности и трения грунтов:

$$\theta_1 = \varphi; \quad (1)$$

$$\theta_2 = 22,5^\circ + \varphi / 2; \quad (2)$$

$$\theta_3 = 45^\circ; \quad (3)$$

$$\theta_4 = 67,5^\circ - \varphi / 2; \quad (4)$$

$$\theta_5 = 90^\circ - \varphi. \quad (5)$$

Коэффициенты внутренней связности и трения грунта

$$k_i = tg^n \Theta_i, \quad (6)$$

где  $n$  – показатель степени, изменяющийся от единицы до двух, в зависимости от вида грунта.

Коэффициент увеличения значений нормального и равного ему сдвигающего усилия, как составляющих от величин значений равнодействующих усилий отпора грунта  $\sigma_\gamma$  и  $c$

$$k = \sin\varphi + \cos\varphi. \quad (7)$$

Уравнения состояний предельных равновесий для силы упругости скелета грунта  $\sigma_\gamma$  и силы его удельного сцепления с по боковым поверхностям уплотненного ядра и ствола сваи, соответственно:

$$\sigma_i = \tau_i = [(\sigma_\gamma + c)\Sigma tg^n \theta_i] k; \quad (8)$$

$$\sigma_i = \tau_i = (\sigma_\gamma + c\Sigma tg^n \theta_i) k. \quad (9)$$

Попредельно равновесные пластически-связностные напряжения см. табл. 2.

Сходимость авторского теоретического (рис. 2) и экспериментального исследования формообразования уплотненного ядра по С.Е. Кагановской (рис. 3).

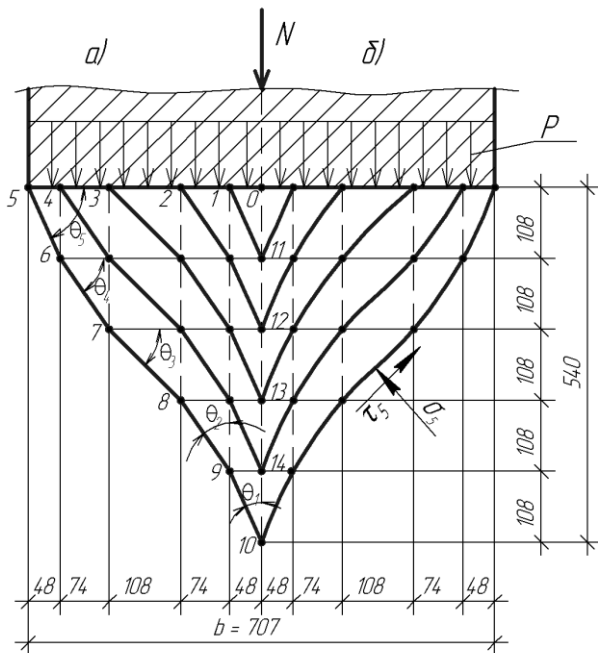


Рис. 2. Расчетная форма уплотнённого ядра грунта в виде пирамидального тангенсоида под квадратной подошвой фундамента в супесчанистом основании

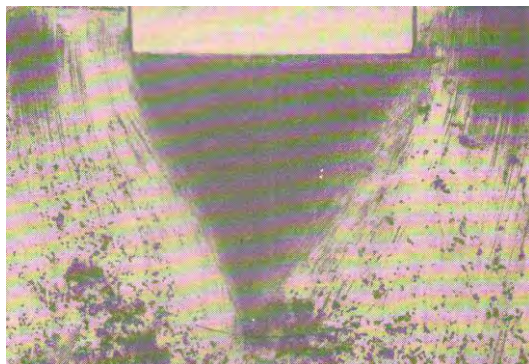


Рис. 3. Подвижный экран с изображением уплотненного ядра в глине по С.Е. Кагановской [2]

## Напряжение состояний предельных равновесий

№ СПР *	Пластически-фрикционные				Суммарные	
	Объемные		Сдвиговые			
	$\Delta\sigma_i^\gamma$	$\sigma_i^\gamma$	$\Delta\sigma_i^c$	$\sigma_i^c$	$\Delta\sigma_i^{\gamma,c}$	$\sigma_i^{\gamma,c}$
1	10,51	10,51	8,87	8,87	19,38	19,38
2	16,93	27,41	14,30	23,17	31,23	50,61
3	20,33	47,77	17,16	40,33	37,49	88,10
4	30,70	78,47	25,93	66,26	56,63	144,73
5	49,50	127,97	41,79	108,05	91,29	236,02
* Состояние предельного равновесия						

**Определение геометрических соотношений зон напряженно-деформированных состояний предельных равновесий дисперсных грунтов под нагрузкой.** Расчет геометрических параметров и их соотношений для выбора физических уравнений нелинейно деформированного состояния производится по начальным, промежуточным и конечным краевым предельным напряжениям в основании фундамента.

Радиусы границ зон предельных напряжений, ограниченных полупространством:

$$R_4 = R_5 \sigma_5 / \sigma_4, \quad (10)$$

.....

$$R_0 = R_5 \sigma_5 / \sigma_0. \quad (15)$$

Схема развития зон предельных напряженно-деформированных состояний грунта в основании 3 под фундаментом 1 от уплотненно-го ядра 2 приведена на рис. 4.

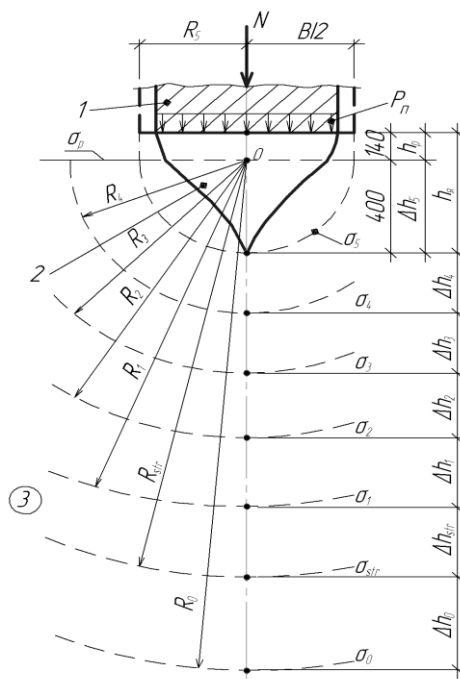


Рис. 4. Схема развития зон предельных напряженно-деформированных состояний грунта:  
 1 – под фундаментом; 2 – в объеме уплотненного ядра; 3 – в его основании

Мощность сжимаемой толщи каждого слоя грунта между границами:

$$\Delta h_5 = h_{\text{я}} - h_p; \quad (16)$$

$$\Delta h_5 = R_5; \quad (17)$$

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5; \quad (18)$$

.....

$$\Delta h_1 = R_1 - R_2; \quad (21)$$

$$\Delta h_{\text{str}} = R_{\text{str}} - R_1; \quad (22)$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_{\text{str}}. \quad (23)$$

Сжимаемость каждого слоя грунта или физические уравнения состояний:

$$\Delta S_p = [0,5(P_n + \sigma_p)h_p] / E_n^m; \quad (24)$$

$$\Delta S_5 = [0,5(\sigma_p + \sigma_5)\Delta h_5] / E_n^m; \quad (25)$$

$$\Delta S_4 = [0,5(\sigma_5 + \sigma_4)\Delta h_4] / E_n^m; \quad (26)$$

.....

$$\Delta S_1 = [0,5(\sigma_2 + \sigma_1)\Delta h_1] / E_5^0; \quad (29)$$

$$\Delta S_{str} = [0,5(\sigma_1 + \sigma_{str})\Delta h_{str}] / E_n^m; \quad (30)$$

$$\Delta S_0 = [0,5(\sigma_{str} + \sigma_0)\Delta h_0] / E_n^m, \quad (31)$$

где  $E_n^m$  – поступенчатые модули нелинейной общей, нелинейной упругой, пластической объемной и пластической сдвиговой деформаций;  $n$  – номера ступеней нагрузки;  $m$  – обозначения видов деформаций:  $o$  – общей,  $e$  – упругой,  $\gamma$  – объемной,  $s$  – сдвиговой.

**Модули нелинейных общих, нелинейных упругих объемных, пластических объемных и пластических сдвиговых деформаций дисперсных грунтов.** Поступенчатые модули всех видов нелинейных деформаций определены по значениям экспериментальных осадок  $S_n^m$  (см. табл. 1).

$$E_n^m = \Sigma \bar{\sigma}_{n,i} \Delta h_{n,i} / S_n^m, \quad (32)$$

где в числителе находится сумма произведений средних значений расчётных «предельноравновесных» напряжений на значения мощностей слоев грунта,  $i$  - номер состояния предельного равновесия.

По значениям модулей нелинейных деформаций определяются «эталонные» коэффициенты пропорциональности относительно модуля общей деформации

$$k_n^m = E_n^m / E, \quad (33)$$

значения которых занесены в табл. 3.

Коэффициенты  $k_n^m$  являются физически действительными для любых разновидностей дисперсных грунтов, имеющих собственный модуль деформации  $E$ .

Поступенчатые модули нелинейных видов деформаций для любых разновидностей дисперсных грунтов

$$E_n^m = k_n^m E. \quad (34)$$

Таблица 3

Эталонные коэффициенты пропорциональности модулей нелинейных и пластических деформаций грунтов

№ СН*	Значения коэффициентов деформаций			
	нелинейных		пластических	
	общих	упругих	объемных	сдвиговых
	$k_n^0$	$k_n^e$	$k_n^\gamma$	$k_n^c$
1	1,48	2,19	7,96	9,75
2	1,39	2,18	3,74	4,47
3	1,99	2,35	3,21	3,74
4	1,72	2,73	2,92	3,46
5	1,58	2,94	2,31	2,71
6	1,66	2,50	2,14	2,57
7	1,35	1,95	1,72	2,07
8	1,17	1,65	1,42	1,64
9	0,82	1,00	0,83	1,00
* – степень нагрузки				

Значения расчетных осадков при предельных равновесиях

$$\Delta S_i^m = \bar{\sigma}_{n,i} \Delta h_{n,i} / E_n^m. \quad (35)$$

Значения поступенчатых нелинейных осадков

$$S_n^m = \Sigma \Delta S_{n,i}^m. \quad (36)$$



Предельная несущая способность грунта основания уплотненно-го ядра в форме пирамидального тангенсоида

$$F_d = \tau_5 A_{\sigma.n.} = N = pA, \quad (37)$$

где  $\tau_5$  – предельное касательное напряжение сопротивления связности сдвигу по боковой поверхности пирамидального тангенсоида площадью  $A_{\sigma.n.}$ , см. рис.1.

Полная предельная осадка фундамента на последней ступени нагрузки

$$S_9^0 = \Sigma \Delta S_{9,i}^0. \quad (38)$$

Построенный по значениям напряжений и деформаций расчетный график зависимости осадки от напряжения  $S = f(\sigma)$  совершенно совпадает с экспериментальным графиком зависимости осадки от нагрузки  $S = f(p)$ , несходимость значений экспериментальных и расчетных осадок составляет около 0,3 %.

### **Выводы**

1. Впервые по результатам экспериментальных и теоретических исследований разработана методика построения элементарных составляющих видов графика нелинейной общей деформации дисперсных грунтов: – графики нелинейной упругой объемной, пластической объемной и пластической сдвиговой деформации.

2. Создана законченная единая теория нелинейного деформирования предельно напряжённых дисперсных грунтов для решения общих задач механики грунтов.

3. Расчетные исследования, основанные на положениях разработанной теории аналитической нелинейной механики грунтов, обладают высокой степенью объективности, сравнимой с экспериментальной.

4. Получена возможность определять предельную несущую способность и нелинейную деформацию дисперсных грунтов в основаниях фундаментов с построением расчетных графиков зависимости осадок от нагрузок, сопоставимых с экспериментальными.

## Литература

1. Борозенец, Л.М. Модель теории нелинейного упругого и пластического деформирования дисперсных грунтов в основаниях фундаментов. Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : материалы Всероссийской науч.-техн. конф. / Л.М. Борозенец. – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 102–109.

2. Кагановская, С.Е. Исследование устойчивости глинистого основания с помощью экранов / С.Е. Кагановская // ОФМГ. – 1973. – № 3. – С. 29–31.

3. Клейн, Г.К. Основания и фундаменты / Г.К. Клейн, Н.М. Дорошкевич, П.П. Смирнин. – Третье изд-е, перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1967. – 264 с. : ил.

УДК 624.131.53

**РАСЧЕТНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ  
ПРЕДЕЛЬНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
И НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ  
ОПЫТНОЙ БУРОНАБИВНОЙ СВАИ**

**Борозенец Л.М.**

*Тольяттинский государственный университет,  
г. Тольятти, Россия*

Проведены расчетные исследования предельной несущей способности и нелинейной деформации основания опытной буронабивной сваи. Выявлено, что по причине «технологического дефекта» предельная несущая способность по опытным данным на 2892 кН получилась меньше возможной расчетной при одинаковой осадке сваи.

The calculated researches of the ultimate bearing capacity and non-linear displacement of its foundation were pursued. It was found out that because of the “technological defect” the ultimate bearing capacity of experimental results on 2892 kN was lower than the possible calculation under the same immersion of stilt.

**Введение.** По данным авторов экспериментального исследования буронабивных свай [2] перед началом проектирования и устройства свайных фундаментов под опоры водоводов Загорской гидроаккумулирующей электростанции были проведены опытные работы по отработке технологии изготовления и определению их несущей способности. По результатам экспериментального исследования

значение предельной несущей способности основания, например, буронабивной сваи № 7 составило 7915,5 кН.

По данным расчетной проверки с использованием положений законченной модели теории нелинейного упругого и пластически-фрикционного деформирования предельно напряженного грунта значение предельной несущей способности суглинистого основания той же сваи получилось 10 806,9 кН [1]. Выявленное расхождение в значениях предельной несущей способности основания буронабивной сваи послужило поводом для проведения анализа результатов экспериментального и расчётного исследования в настоящей работе с целью установления истинной причины данного расхождения значений по несущей способности основания.

**Экспериментальное исследование условий формирования предельной несущей способности и деформации основания буронабивной сваи.** Состав грунтового основания: с поверхности до глубины 5 м залегают покровные и до глубины 35 м подстилающие моренные суглинки с включениями гравия, гальки, валунов.

Давление бетона на стенки скважины измерялось с помощью тензорезисторных месдоз. Бетонирование производилось через бункер с направляющим патрубком. Бетонная смесь с осадкой конуса 20-22 см подавалась в скважину прямым сбросом. Показания по месдозам снимались после сброса в скважину бетона с удельным весом  $\gamma_6 = 23,3 \text{ кН/м}^3$  из бадьи объемом  $3 \text{ м}^3$ . Характер распределения горизонтальных давлений бетона  $\sigma_\gamma$  измеренных месдозами по глубине сваи №7 после бетонирования и при нагружении, показан на рис. 1.

Буронабивные сваи через 2-6 месяцев после изготовления испытывались осевой вертикальной статической нагрузкой. График зависимости осадки сваи №7 от нагрузки показан на рис. 2. Нагрузка на сваю была доведена до  $N_0 = 7600 \text{ кН}$ , достигнутая осадка составила 34 мм.

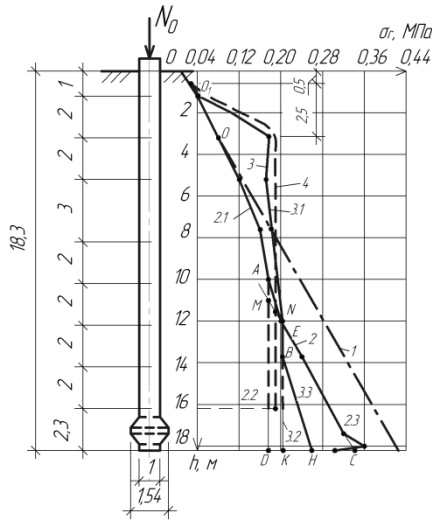


Рис. 1. Эпюры радиального давления  $\sigma_r$ , по длине сваи №7

после бетонирования и при нагружении:

- 1 – гидростатическое давление бетонной смеси;
- 2 – после заполнения скважины; 3 – при нагрузке 7600 кН; 4 – расчетная эпюра давления связности грунта

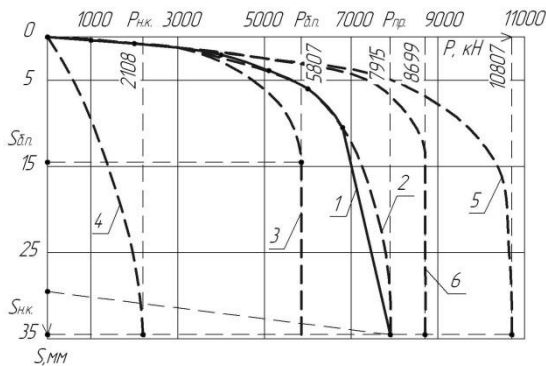


Рис. 2. Графики зависимости осадки от вертикальной нагрузки буронабивной сваи №7:

- 1 – экспериментальный; 2 – аппроксимированный по экспериментальным данным; 3 – расчетный по боковой поверхности ствола сваи по данным опыта;
- 4 – расчетный по боковой поверхности уплотненного ядра грунта в виде сложного тангенсоида вращения под уширением ствола и нижним концом сваи;
- 5 – расчетный график возможной несущей способности сваи; 6 – то же боковой поверхности ствола сваи

**Расчетное исследование предельной несущей способности основания буронабивной сваи.** Последовательно анализируются эпюра давлений 2 после укладки бетона в скважине и эпюра давлений 3 в процессе нагружения сваи (см. рис. 1).

Прямая МС участка эпюры 2.2 обозначает теоретическую эпюру «динамогидростатического» давления. На основании этого давления делается заключение о том, что при прямом сбросе бетона в буровую скважину диаметром 1 м в сухом суглинистом основании расчетное динамогидростатическое давление на стенки скважины проявляется с глубины 10,8 м и подчиняется гидростатическому закону для тяжелой жидкости с плотностью бетона.

Приращение динамогидростатического давления бетона на стенку скважины в точке М на глубине 10,8 м и то же в точке С на глубине 18,3 м расширяет скважину, в результате чего форма нижней части сваи приобретает вид усеченного кругового конуса с основанием у нижнего конца сваи. В таком состоянии боковая поверхность расширенной нижней части фактически выключается из работы.

Для подтверждения вывода о выключении из работы расширенной нижней части ствола сваи выполняется расчёт равномерно распределённого давления грунтов на её боковую поверхность по экспериментальной и расчётной предельной нагрузке на основание.

Предельные сжимающее нормальное давление и равное ему по значению сдвигающее касательное сопротивление сдвигу на боковой поверхности ствола сваи по состояниям предельных равновесий

$$\sigma_{r,i} = \tau_i = (c + \sigma_\gamma K_1)k, \quad (1)$$

где  $c$  – удельное сцепление грунта;  $\sigma_\gamma$  – удельное давление объемной силы тяжести скелета сухого грунта;  $K_1$  – суммарный коэффициент внутренней связности и трения грунта в основании сваи.

То же по боковой поверхности сложного уплотненного ядра грунта в виде усеченного конуса под уширением ствола сваи и тангенсоида вращения под ее нижним концом

$$\sigma_{r,i} = \tau_i = (c + \sigma_\gamma)K_1k, \quad (2)$$

$$K_1 = \Sigma tg\theta_i = tg\theta_1 + tg\theta_2 + tg\theta_3 + tg\theta_4 + tg\theta_5; \quad (3)$$

где  $\theta_i$  – углы внутренней связности и трения грунта;  $k$  – коэффициент давления удельного веса скелета сухого грунта и удельного сцепления  $c$

$$k = \sin \varphi + \cos \varphi, \quad (4)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

Площадь боковой поверхности уплотненного ядра грунта в виде сложного тангенсоида вращения под уширением ствола и нижним концом сваи (рис. 3).

$$A_{я} = A_{я4} + A_{я5} = 6,1 \text{ м}^2. \quad (5)$$

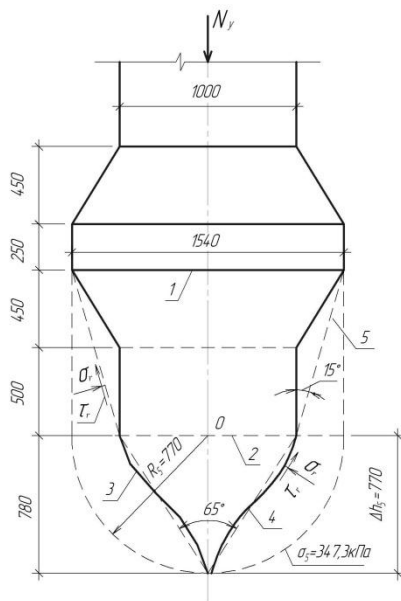


Рис. 3. Расчетная схема сложного уплотненного ядра грунта в виде усеченного конуса под уширением ствола сваи и тангенсоида вращения под ее нижним концом:

- 1 – низ уширения; 2 – нижний конец сваи; 3 – составное уплотненное ядро грунта в виде тангенсоида вращения и усеченного конуса; 4 – прямой конус; 5 – усеченный конус

Предельная несущая способность уширения ствола и нижнего конца сваи

$$F_{d,нк} = A_{я}(c + \sigma_{\gamma})K_1k = 21081 \text{ кН.} \quad (6)$$

Полная нагрузка на нижний конец сваи

$$N = N_0 + G_5 = 79155 \text{ кН,} \quad (7)$$

где  $G_5 = 351,5$  кН – собственный вес сваи.

Опытная предельная несущая способность грунтов по боковой цилиндрической поверхности ствола сваи

$$F_{d,\delta n} = N - F_{d,нк} = 5807,4 \text{ кН.} \quad (8)$$

Расширение скважины от динамогидростатического давления начинается от координаты глубины 11,6 м в точке N.

Предельная несущая способность боковой поверхности цилиндрической части ствола сваи по расчётным давлениям

$$F_{d,\delta n} = \tau_{nc,1}A_1 + \tau_{nc,2}A_2 + \tau_{nc,3}A_3 = \tau_{mc}A_{mc} = 5807,3 \text{ кН,} \quad (9)$$

Разность опытного и расчётного значений получилась фактически нулевая. Следовательно, в технологии изготовления буронабивных свай с прямым сбросом бетонной смеси следует учитывать влияние дополнительного приращения динамогидростатического давления на стенки скважин, способного деформировать и вытеснять грунт с увеличением их диаметров, что в конической форме уширения является недопустимым и является «технологическим дефектом».

Возможная предельная расчётная несущая способность основания сваи без учёта технологического дефекта при  $F_{d,\delta n} = 8699$  кН

$$F_d = F_{d,\delta n} + F_{d,нк} = 108069 \text{ кН.} \quad (10)$$

**Расчетное исследование предельной нелинейной деформации основания буронабивной сваи.** Теоретическое определение предельной осадки данной сваи базируется на предположении, что она



формируется исключительно как результат деформации основания под уширением ствола сваи и ее нижним концом (см. рис. 3). Предельные сжимающие нормальные напряжения  $\sigma_i$  и равные им по значению сдвиговые касательные  $\tau_i$  при предельном равновесии грунта выражается равенством (2).

После решения уравнений состояния с определением предельных значений напряжений в основании под уширением ствола и нижним концом сваи с теоретическим построением уплотненного ядра рассчитываются геометрические параметры и их соотношения для выбора физических уравнений по начальным, промежуточным и конечным краевым предельным напряжениям в его основании. Конечное максимальное краевое предельное напряжение  $\sigma_5$  ограничивается полупространством основания с радиусом  $R_5$ , совмещенным с плоскостью нижнего конца сваи по ее оси в точке О с практическим совпадением вершины тангенсоида вращения с поверхностью полупространства.

Радиусы границ зон предельных напряжений по глубине ограниченного полупространства приведены в табл. 1.

Таблица 1

Значения попредельноравновесных деформаций

№ СПР*	$\theta_i$ , гра	$\text{tg } \theta_i$	$\sigma_i$ , кПа	$\tau_i$ , кПа	$\Sigma\sigma_i$ , кПа	$\Sigma\tau_i$ , кПа	$R_i$ , м	$\Delta h_i$ , м	$\Delta S_i$ , мм
$\sigma_0$	-	-	3,70	-	-	-	86,26	71,69	12,0
$\sigma_{str}$	-	-	18,34	-	-	-	14,57	4,88	1,6
1	24	0,445	26,51	26,51	26,51	26,51	10,09	6,12	4,5
2	34,	0,687	40,92	40,92	67,43	67,43	3,97	1,86	2,8
3	45	1	59,54	59,54	127,0	127,0	2,11	0,86	2,3
4	55,	1,455	86,63	86,63	213,6	213,6	1,25	0,48	2,1
5	66	2,246	133,7	133,7	347,3	347,3	0,77	0,77	8,9
$P$	-	-	1132,4	-	-	-	-	-	-
* – состояние предельного равновесия									34,2

$$R_i = R_5 \sigma_5 / \sigma_i. \quad (11)$$

Мощность сжимаемых толщ слоёв грунта между границами полусфер (см. табл. 1).

$$\Delta h_5 = R_y; \quad (12)$$

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5; \quad (13)$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_{str}. \quad (18)$$

Сжимаемость каждого слоя грунта

$$\Delta S_5 = [0,5(P + \sigma_5) \Delta h_5] / E_5^0; \quad (19)$$

$$\Delta S_4 = [0,5(\sigma_5 + \sigma_4) \Delta h_4] / E_5^0; \quad (20)$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots$$

$$\Delta S_{str} = [0,5(\sigma_1 + \sigma_{str}) \Delta h_{str}] / E_5^0; \quad (25)$$

$$\Delta S_0 = [0,5(\sigma_{str} + \sigma_0) \Delta h_0] / E_5^0. \quad (26)$$

Модуль нелинейной общей деформации

$$E_5^0 = k_5^0 E = 64 \text{ МПа}, \quad (27)$$

где  $k_5^0 = 0,8206$  – поступенчатый эталонно-модельный коэффициент нелинейной общей деформации.

Суммарная осадка по расчетному исследованию

$$S = \Sigma \Delta S_i = 34,2 \text{ мм}, \quad (28)$$

что практически совпадает с экспериментальной осадкой  $S = 34$  мм (см. рис. 2).

Следовательно, предположение о том, что осадка буронабивной сваи с уширением ствола формируется исключительно как результат деформации основания под уширением ствола и нижним концом сваи является обоснованным.

### Выводы

1. Определено, что в результате технологического дефекта несущая способность боковой поверхности ствола сваи уменьшилась на 2891,4 кН от максимально физически возможной по расчету.

2. Экспериментальные данные практически полностью совпадают с результатами расчетного исследования, что указывает на объективность положений модели новой теории нелинейного деформирования предельно напряженного грунта.

3. Полная предельная осадка определяется только величиной деформации основания под уширением и нижним концом буронабивной сваи.

4. Предельная несущая способность буронабивной сваи генерируется силами связности и трения грунтов основания как по боковой поверхности ствола сваи, так и уплотненного ядра грунта сложной формы в виде усеченного конуса и тангенсоида вращения.

## **Литература**

1. Борозенец, Л.М. Модель теории нелинейного упругого и пластического деформирования дисперсных грунтов в основаниях фундаментов : материалы Всероссийской науч.-техн. конф. «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» / Л.М. Борозенец. – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 102–109.

2. Мамонов, В.М. Исследование условий формирования несущей способности и прочности столов буронабивных свай / В.М. Мамонов, П.М. Ермошкин // ОФМГ. – 1982. – № 1. – С. 10–14.

УДК 624.131

**РЕАКТИВНОЕ КОНТАКТНОЕ  
ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПЛОСКУЮ ПОДОШВУ  
ЖЕСТКОГО ФУНДАМЕНТА**

**Будыльская Е.А.**

*Тольяттинский государственный университет, г. Тольятти, Россия*

Предложена методология расчетного определения формы уплотненного ядра грунта в виде пирамидального тангенсоида под квадратной подошвой фундамента и седлообразной эпюры реактивного контактного давления грунта на плоскую подошву жесткого фундамента.

The methodology of the calculated shape determination of the pressed ground core was proposed in the form of pyramidal tangenoid under the square foundation base and the saddle-shaped epure of the reactive square ground pressure on the flat hard foundation base.

Согласно экспериментальным и теоретическим исследованиям [4], эпюры контактного реактивного давления грунта на плоскую подошву жесткого фундамента под нагрузкой имеют нелинейный седлообразный вид.

Актуальность решения задачи заключается в том, что необходимо иметь расчетную эпюру достоверных контактных реактивных давлений грунта на подошву фундамента, пригодную для объективного расчета рациональных конструкций фундаментных плит. Методика расчетного исследования базируется на положениях разработанной новой модели теории нелинейного деформирования пре-

дельно напряженного грунта [1], [2], и на результатах экспериментального исследования сжимаемости однородного супесчанистого основания штампа (фундамента) в натуральных полевых условиях, взятым по литературным данным [3].

Супесь авторами испытывалась в шурфе, на отметке глубины заложения фундамента, квадратным жестким железобетонным штампом площадью  $A = 0,5 \text{ м}^2$  ( $\sigma = 707 \text{ мм}$ ). Нагружение штампа производилось ступенями по 25 кН с выдержкой до условной стабилизации осадки. Испытание доведено до стабилизации деформации сдвига на последней предельной ступени нагрузки при давлении  $p = 450 \text{ кПа}$ . Внешняя предельная нагрузка на штамп при  $S = 75 \text{ мм}$ .

$$N = pA. \quad (1)$$

В соответствие с положениями применяемой модели теории нелинейного деформирования предельно напряженного грунта используются пять открытых состояний предельных равновесий дисперсных грунтов при сдвиге по микроплощадкам в контактах между их элементарными частицами, характеризующиеся соответственно пятью углами внутренней связности и трения грунта:

$$\theta_1 = \varphi; \quad (2)$$

$$\theta_2 = 22,5^\circ + \varphi / 2; \quad (3)$$

$$\theta_3 = 45^\circ; \quad (4)$$

$$\theta_4 = 67,5^\circ - \varphi / 2; \quad (5)$$

$$\theta_5 = 90^\circ - \varphi \quad (6)$$

и коэффициентами внутренней связности и трения грунта  $tg^n \theta_i$ , значения которых приведены в табл. 1, где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;  $n$  – показатель степени в зависимости от вида дисперсного грунта.

По значениям углов внутренней связности и трения  $\theta_i$ , рассчитываются геометрические параметры и на рис. 1, а графически выстраивается форма уплотненного ядра в пределах зон напряженно-деформированного состояния грунта в виде пирамидального тангенсоида.

Под подошвой фундамента под влиянием «контурного эффекта сжатия грунта» концентрично формируются оболочки внутренних элементарных четырехгранных пирамидальных тангенсоидов обжатого грунта с образующими боковых поверхностей 1–11...5–10, по которым соответственно действуют предельные напряжения от  $\sigma_1 = \tau_1 = 19,4$  кПа до  $\sigma_5 = \tau_5 = 236$  кПа, показанные в табл. 2.

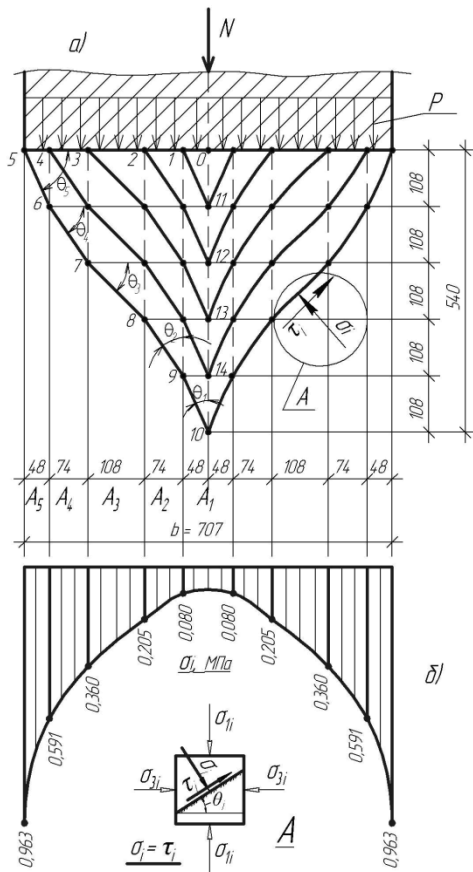


Рис. 1. Расчетная форма уплотненного ядра в виде пирамидального тангенсоида под квадратной подошвой фундамента в супесчаном основании (а) и эпюра реактивного контактного давления грунта на плоскую подошву жесткого фундамента

Таблица 1

## Углы и коэффициенты внутренней связности и трения грунта

№ СПР *	Углы внутренней связности и трения грунта		Коэффициенты внутренней связности и трения грунта $tg^{1,1} \theta_i$	Суммарные значения коэффициентов $\Sigma tg^{1,1} \theta_i$	Средние значения суммарных коэффициентов $tg^{1,1} \theta_i$
	$\theta_i$	$\theta_i$ , град.			
1	2	3	4	5	6
1	$\theta_1$	24,0	0,517	0,517	0,258
2	$\theta_2$	34,5	0,833	1,350	0,934
3	$\theta_3$	45,0	1,00	2,350	1,850
4	$\theta_4$	55,5	1,511	3,867	3,108
5	$\theta_5$	66,0	2,435	6,296	5,082
* Состояние предельного равновесия					

Таблица 2

## Попредельно равновесные напряжения

№ СПР *	Пластически-фрикционные, кПа					
	объемные		сдвиговые		суммарные	
	$\Delta \sigma_i^\gamma$	$\sigma_i^\gamma$	$\Delta \sigma_i^c$	$\sigma_i^c$	$\Delta \sigma_i^{\gamma,c}$	$\sigma_i^{\gamma,c}$
1	10,51	10,51	8,87	8,87	19,38	19,38
2	16,93	27,41	14,30	23,17	31,23	50,61
3	20,33	47,77	17,16	40,33	37,49	88,10
4	30,70	78,47	25,93	66,26	56,63	144,73
5	49,50	127,97	41,79	108,05	91,29	236,02
* Состояние предельного равновесия						

Расчетная предельная несущая способность грунта основания уплотненного ядра в виде пирамидального тангенсоида

$$F_d = \tau_5 A_{\sigma.n.}, \quad (7)$$

где  $\tau_5$  – предельное касательное напряжение, кПа;  $A_{\sigma.n.}$  – площадь боковой поверхности пирамидального тангенсоида, м<sup>2</sup>.

Исходя из условия

$$F_d = N, \quad (8)$$

сделан вывод о том, что равномерно распределенное давление фундамента на грунт от внешней нагрузки уравнивается контактным реактивным давлением грунта на его подошву, изменяющемуся по седлообразному виду экспериментальной эпюры. Данный вывод подтвержден следующим методологическим расчетом.

По данным в табл. 1 рассчитываются средние значения коэффициентов внутренней связности и трения грунта  $\overline{tg}^n \theta_i$  при  $n = 1,1$ :

$$\overline{tg}^{1,1} \theta_{0-1} = 0,5(tg^{1,1} \theta_0 + tg_{1,1} \theta_1) / 2; \quad (9)$$

.....

$$\overline{tg}^{1,1} \theta_{4-5} = 0,5(tg^{1,1} \theta_4 + tg_{1,1} \theta_5) / 2. \quad (13)$$

Таблица 3

Ординаты напряжений седлообразной эпюры

№ СПР *	Площади элементарных площадок подошвы		Произведение значений площади и коэффициента $S_i, \text{м}^2$	Ординаты напряжений эпюры $\sigma_i, \text{МПа}$
	$A_i$	$A_i, \text{м}^2$		
1	$A_{0-1}$	0,0098	0,0025	0,080
2	$A_{1-2}$	0,0512	0,0478	0,205
3	$A_{2-3}$	0,1534	0,2837	0,360
4	$A_{3-4}$	0,1590	0,4991	0,591
5	$A_{4-5}$	0,1267	0,6438	0,963
* Состояние предельного равновесия				

Определяются приведенные в табл. 3, значения элементарных площадок подошвы штампа по зонам контактных давлений  $A_i$ :



$$A_{0-1} = A_0, \quad (14)$$

$$A_{1-2} = A_1 - A_0, \quad (15)$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots$$

$$A_{4-5} = A - A_3. \quad (18)$$

Произведение значения элементарных площадок подошвы штампа по зонам контактного давления на средние значения коэффициентов внутренней связности и трения грунта  $S_i$ , (табл. 3):

$$S_1 = A_{0-1} \overline{tg}^{-1,1} \theta_{0-1}; \quad (19)$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots$$

$$S_5 = A_{4-5} \overline{tg}^{-1,1} \theta_{4-5}. \quad (23)$$

Суммарное значение произведений:

$$\Sigma S_i = S_1 + \dots + S_5. \quad (24)$$

Распределение контактных реактивных давлений грунта по элементарным площадкам подошвы штампа

$$F_d = \tau_5 A_{0,n}; \quad (25)$$

Средние значения контактных реактивных давлений грунта по этим площадкам подошвы штампа

$$\Sigma S_i = S_1 + \dots + S_5. \quad (26)$$

Значения расчетных ординат контактных реактивных давлений грунта на границах этих площадок подошвы штампа  $\sigma_i$ , (табл. 3):

$$\sigma_5 = \overline{\sigma}_5 \Sigma tg^{1,1} \theta_{1-5} / \overline{tg}^{-1,1} \theta_{4-5}; \quad (27)$$

$$\sigma_4 = \overline{\sigma}_5 \Sigma tg^{1,1} \overline{\omega}_{1-4} / \overline{tg}^{-1,1} \theta_{4-5}; \quad (28)$$

$$\sigma_3 = \sigma_4 - 2(\sigma_4 - \overline{\sigma}_4); \quad (29)$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 - 2(\sigma_3 - \overline{\sigma}_3); \quad (30)$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 - 2(\sigma_2 - \overline{\sigma}_2). \quad (31)$$

Расчетная седлообразная эпюра распределения контактных реактивных напряжений грунта по подошве фундамента графически изображается на рис. 1, б. Суммарная эпюра ординат равномерно распределенных контактных давлений подошвы фундамента от внешних нагрузок  $P$  и ординат неравномерно распределенных контактных реактивных напряжений грунта по подошве фундамента  $\sigma_i$  графически построена на рис. 2.

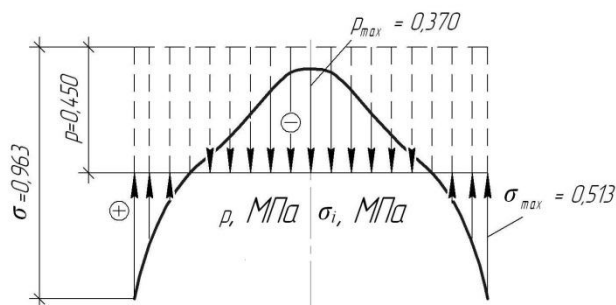


Рис. 2. Эпюры ординат неуравновешенных контактных давлений по подошве фундамента от влияния нагрузки  $P$  и контактных реактивных напряжений грунта  $\sigma_i$  под подошвой фундамента

В центральном ядре площади подошвы фундамента получают неравномерно-распределенные ординаты неуравновешенных контактных давлений по подошве от внешней нагрузки с наибольшим значением  $p_{max} = 0,370$  МПа, которые уравниваются контактными реактивными напряжениями грунта по контурным полосам площади подошвы, за пределами центрального ядра, с максимальным значением ординаты  $\sigma_{max} = 0,513$  МПа. Такой характер эпюр показывает, что на контурных свесах фундаментных плит концентрируются значительные нагрузки, которые необходимо правильно рассчитывать для объективной оценки их работы.

Таким образом, разработана методология расчета ординат седлообразных эпюр достоверных контактных реактивных давлений грунта на плоскую подошву фундамента, предназначенных для расчета экономичных и надежных фундаментных плит, рациональных конструкций.

По результатам экспериментально-теоретических исследований сделаны следующие **выводы**:

1. На основании опытных и расчетных исследований разработана методология определения ординат нелинейных эпюр контактных реактивных напряжений грунта под плоской подошвой жесткого фундамента с использованием положений законченной теории нелинейного упругого и пластического деформирования предельно напряженных дисперсных грунтов в основаниях фундаментов.

2. Методологический расчет, основанный на положениях указанной теории, обладает высокой степенью объективности, сравнимой с экспериментальной.

3. Впервые получена возможность рассчитывать прочность плоских жестких фундаментных плит по фактическому контактному реактивному напряжению грунтов под их подошвой; проектировать экономичные, надежные фундаменты рациональных конструкций.

## **Литература**

1. Борозенец, Л.М. Модель теории нелинейного упругого и пластического деформирования дисперсных грунтов в основаниях фундаментов : материалы Всероссийской науч.-техн. конф. «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» / Л.М. Борозенец. – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 102–109.

2. Будыльская, Е.А. Исследование влияния уплотненного ядра на распределение контактного давления грунта по подошве нагружаемого фундамента / Е.А. Будыльская // Студенческие дни науки. – Тольятти : ТГУ, 2012. – С. 39–41.

3. Клейн, Г.К. Основания и фундаменты / Г.К. Клейн, Н.М. Дорошкевич, П.П. Смиринкин. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1967. – 264 с. : ил.

4. Тетиор, А.Н. Проектирование и сооружение экономичных фундаментов / А.Н. Тетиор – Киев : Будівельник, 1975. – 203 с. : ил.

УДК 624.152.633

**СРАВНЕНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТНЫХ  
КОМПЛЕКСОВ НА ПРИМЕРЕ РАСЧЕТА  
ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА В Г. КИЕВЕ**

**Губашова В.Е.**

*Департамент специальных и гидротехнических работ,  
СП «Основа-Солсиф», г. Киев, Украина*

В статье рассмотрены несколько расчетных геотехнических комплексов и проведено сравнение полученных результатов на основании расчета ограждения котлована в г. Киеве.

Geotechnical calculation systems and a comparison of the results based on the pit fence calculation in Kiev city have been presented.

При устройстве глубоких выемок для выполнения паркингов и других подземных сооружений стоит важная задача правильного расчета конструкции ограждения котлована, которая в свою очередь усложняется присутствием существующих зданий в непосредственной близости к глубокой выемке.

На данный момент для инженера-геотехника существует возможность широкого выбора среди существующих геотехнических расчетных комплексов, которые бы подходили для решения поставленной задачи. Современные геотехнические программы позволяют не только рассчитывать ограждающие конструкции для глубоких выемок, но и позволяют моделировать поведение зданий, примыкающих к выполняемому ограждению, в зависимости от фаз откопки и других строительных работ.

В данной статье рассмотрено и проанализировано применение четырех расчетных комплексов на примере расчета ограждения котлована под строительство офисно-жилого комплекса по ул. Паньковская, 14-б и ул. Саксаганского/Паньковской, 70/14-б в г. Киеве. Проект ограждения, а также работы по устройству ограждающих конструкции и другим мероприятиям выполнены СП «Основа-Солсиф».

Период работ по возведению ограждающих конструкций: октябрь 2006 – июнь 2008 гг. В примыкании к ограждению котлована (рис. 1) находилось два 6-ти этажных (А и В), 5-ти этажное – D и 4-х этажное – С здания. По результатам инструментального обследования здания находились в непригодном к нормальной эксплуатации состоянии.

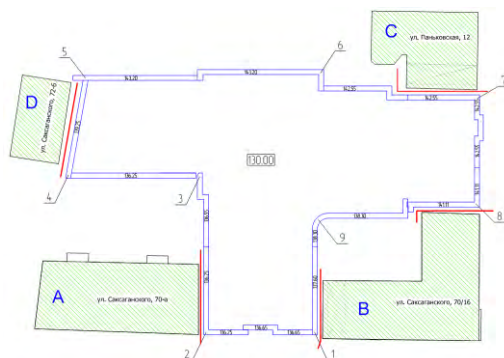


Рис. 1. Схема расположения существующих зданий и ограждения котлована

По результатам инженерно-геологических исследований осложняющим фактором было наличие в основании существующих зданий слоев песчаного грунта текучей консистенцией.

Для предотвращения дальнейшего развития трещин в расположенных в непосредственной близости жилых домах, а так же выбуривания грунта из-под существующих фундаментов были выполнены следующие мероприятия:

- устройство разъединительных диафрагм из микросвай диаметром 180 мм и шагом 200 мм для предотвращения влияния строительства ограждения котлована на существующие здания и недопущения выбуривания грунта из-под фундаментов;

- укрепительная инъекция, выполненная с целью увеличения жесткости мягкопластичного и текучего грунтов путем уменьшения его подвижности за счет внедрения в грунт линз инъецируемого цементного раствора.

Расчетная схема ограждения котлована представляла собой ограждение из буровых свай диаметром 820 мм с шагом 1,0 м с грунтовыми инъекционными анкерами (рис. 2).

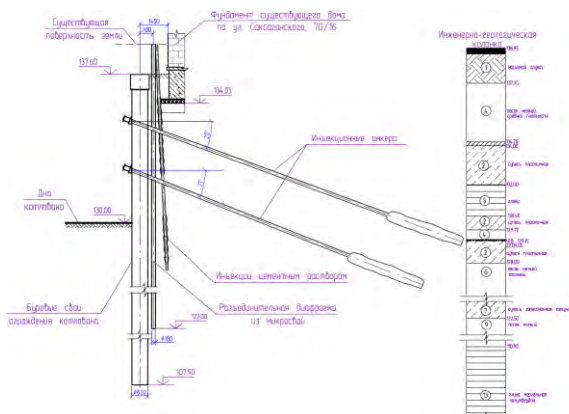


Рис. 2. Расчетная схема

Для сравнительного расчета ограждающей конструкции на рассматриваемом объекте были применены следующие геотехнические комплексы: ФОК-ПК Парус, PARIS, Plaxis 2D, Plaxis 3D Foundation.

Программа украинских разработчиков «ФОК - ПК Парус» предназначена для проектирования гравитационных подпорных стен и подпорных стен из буронабивных свай или шпунтов в обычных и сейсмических условиях строительства.

Конструкция ограждения котлована вводится путем задачи характеристик жесткости единичной сваи (шпунта) и ее шага. Характеристики анкеров задаются так же на единичный элемент с указанием шага и предварительного напряжения. Грунтовые слои (рис. 3) задаются только горизонтальными. На рис. 4 показаны результаты расчетов – эпюры момента, горизонтальных перемещений, эпюра поперечных усилий, а так же программа рассчитывает необходимую расчетную площадь арматуры для буровой сваи.

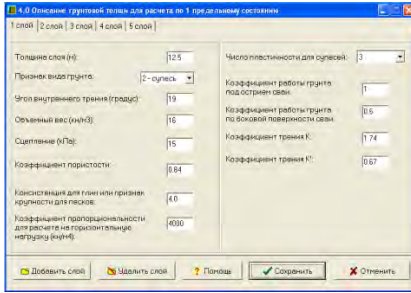


Рис. 3. Ввод характеристик слоев грунта

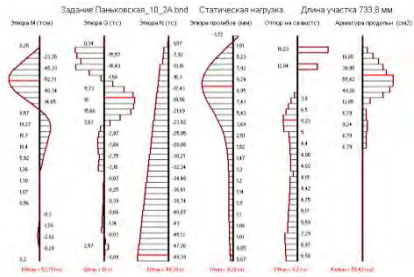


Рис. 4. Результаты расчета по программе Парус

Программа PARIS, разработанная специалистами Solétanche-Bachy France, предназначена для расчета всех типов плоских структур с учетом фаз, упругопластической реакции грунта и предварительно напряженных элементов. Рассматривается поведение конструкций в соответствии с гипотезами сопротивления материалов, применяемый метод решения – Метод перемещений, использующий матрицы жесткости [3]. Характеристики жесткости ограждающей конструкции задаются приведенными, то есть с учетом шага, также и анкера. Программа дает возможность задавать как горизонтальное, так и наклонное расположение грунтовых слоев, а так же выбирать методику расчета, подходящую для рассматриваемого случая (рис. 5). Результирующие графические данные представляют всю необходимую информацию об усилиях в конструкции и анкерных или распорных креплениях (рис. 6).

PLAXIS 2D – это расчетная программа использующая схемы конечных элементов в двумерной системе, которая разработана специально для анализа деформаций и устойчивости в различных геотехнических условиях. Реальные ситуации могут быть сведены к плоской или осесимметричной модели[1].

Основные модели для расчета глубоких выемок:

- упруго-пластичная модель Мора-Кулона включает в себя пять входных параметров: модуль Юнга ( $E$ ), коэффициент Пуассона ( $\nu$ ), сцепление ( $c$ ), угол трения ( $\varphi$ ) и угол дилатансии ( $\psi$ );

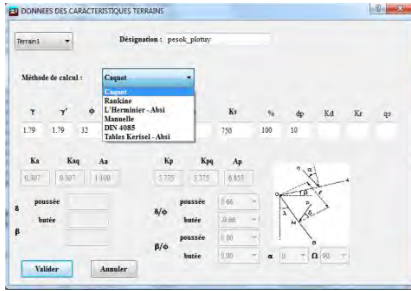


Рис. 5. Выбор модели для расчета грунта и ввод его физико-механических характеристик

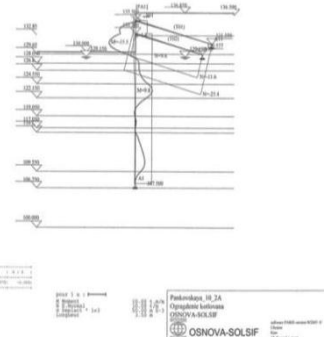


Рис. 6. Результаты расчета по программе PARIS. Эпюра изгибающих моментов в конструкции

- модель твердеющего грунта – как и для модели Мора-Кулона, предельные состояния давления описаны посредством угла внутреннего трения ( $\phi$ ), сцепления ( $c$ ), и угла дилатансии ( $\psi$ ). Однако жесткость грунта описана более точно, используя три различных вводных жесткости: модули деформации при нагрузке ( $E_{50}$ ), при разгрузке ( $E_{ur}$ ) и одометрический ( $E_{oed}$ ).

Программа позволяет рассчитать не только конструкцию ограждения с анкерными поясами, но и отсекающие диафрагмы из микрорвай (рис. 7 и 8), то есть совместную работу двух ограждающих элементов, что не позволяют остальные расчетные комплексы.

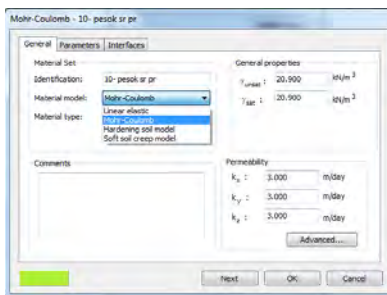


Рис. 7. Выбор модели для расчета грунта и ввод его физико-механических характеристик (интерфейс для программы PLAXIS 3D)

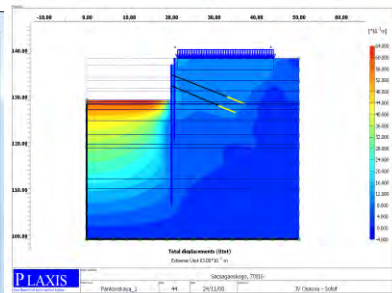


Рис. 8. Общие перемещения, представленные цветовыми полями



PLAXIS 3D Foundation – это программа для расчетов по конечным элементам в трехмерной системе, разработанная специально для анализа конструкций основания (а так же наземных), в том числе и в открытом море.

Ввод данных для трехмерной модели аналогичен двухмерной. Характеристики свайного ограждения задаются приведенными с учетом шага свай, а программа видит их как стену (рис. 9), но версия 3D дает возможность задавать анкер как единичный элемент. Результаты расчета необходимо интерпретировать в обратном порядке на элемент (сваю) ограждающей конструкции (рис. 10).

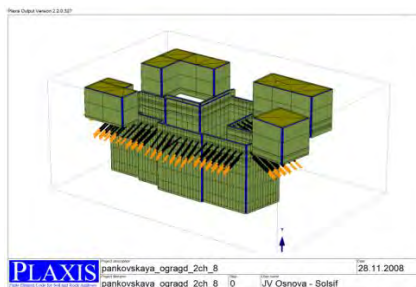


Рис. 9. Элементы расчетной модели

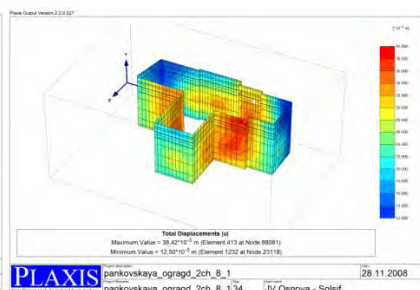


Рис. 10. Общие перемещения конструкции ограждения котлована

Изучая сравнительную таблицу по результатам расчетов (табл. 1) можно сделать следующие выводы:

- программы, рассчитывающие двухмерную модель, Парус и Paris дают очень близкие значения по перемещениям;
- Plaxis 3D показывает перемещения незначительно выше, чем двухмерный расчетный комплекс Plaxis, но трехмерная модель, учитывающая работу конструкции в целом, показывает не только максимальное значение перемещений в конструкции, но и области их распределения (рис. 10), что позволит изменять шаг анкерных элементов по длине ограждения;
- в большинстве расчетных элементов замеренные фактические перемещения меньше по своей величине, чем расчетные, либо незначительно превышают. По результатам инструментального обследования ненормативными являются перемещения ограждения

в области сечения 3-4, которые произошли вследствие аварийного замачивания и изменения характеристик грунтов.

Необходимо отметить, что сравнение программ, основанных на различных методиках расчета – условное, и предоставляет только дополнительную информацию для инженера-проектировщика по отношению к ожидаемым результатам.

Таблица 1

Сравнение результатов расчета и геодезических измерений

Расчетное сечение (см. рис. 1)	Геотехнические программы								Замеренные горизонтальные перемещения, мм
	<i>Parus</i>		<i>Paris</i>		<i>PlaxisV 8.6</i>		<i>Plaxis 3D</i>		
	Гориз. перемещение, мм	Изгибающий момент, тм	Гориз. перемещение, мм	Изгибающий момент, тм	Гориз. перемещение, мм	Изгибающий момент, тм	Гориз. перемещение, мм	Изгибающий момент, тм	
1-2	13,4	34,9	11,3	31,7	18,2	29,4	22,97	25,88	7
2-3	8,9	40,6	23,1	37,2	24,8	36,2	23,19	32,3	14
3-4	7,8	33,8	6,15	27,1	9,4	24,6	19,94	22,9	34
4-5	5,7	20,3	22,7	21,0	28,6	19,37	23,12	18,8	12
5-6	18,4	46,8	14,4	38,6	25,7	33,4	28,48	35,36	7
6-7	6,7	15,2	14,8	27,1	22,4	21,1	27,60	22,31	14
7-8	13,4	44,2	11,4	22,7	13,8	28,7	17,57	24,31	18
8-9	7,6	21,1	6,9	23,7	13,1	19,0	28,93	17,02	16
9-1	9,3	52,7	5,8	15,5	13,4	32,5	20,56	23,93	13

В июне 2008 года компания закончила работы по возведению ограждающей конструкции котлована (рис. 11). В период всех работ, а так же во время возведения подземной части здания велись инструментальные наблюдения за прилегающими жилыми домами, которые показали отсутствие осадок и дополнительное раскрытие существующих трещин.



Рис. 11. Конструкция котлована. Вид на дом А – Саксаганского 70/16

Широкий спектр современного рынка, предлагающего геотехнические расчетные комплексы, может удовлетворить большинство требований инженеров-геотехников и решить большинство поставленных задач в области исследования взаимодействия ограждающих конструкций и грунтового массива. Но необходимо не забывать, что результаты расчетов, получаемые при применении рассмотренных комплексов, зависят в большей степени от качества вводимых данных, а особенно инженерно-геологических, и в остальном от профессионализма инженера-геотехника. Ни одна расчетная программа не освобождает инженера-проектировщика от осмысления и понимания как работает ограждающая конструкция, чтобы правильно интерпретировать получаемые расчетные данные.

## Литература

1. Plaxis Version 8. General information. Plaxisbv, AN Delft, The Netherland. [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl).
2. Plaxis Version 8. Material models manual. Plaxisbv, AN Delft, The Netherland. [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl).
3. Aide sur le logiciel PARIS. Solétanche-Bachy France. <http://www.soletanche-bachy.com>.

**EARTH STRUCTURES IN TRANSPORT ENGINEERING –  
SUSTAINABLE APPROACH AND  
TECHNICAL SOLUTION**

**Vaníček Ivan**

*Czech Technical University in Prague Prague, Czech Republic*

Требования к качеству земляных сооружений для транспортной инженерии (автомагистралей, высокоскоростных железных дорог, аэропортов) растут в результате увеличения транспортной нагрузки, скорости транспорта, а также в связи с тем, что экологические аспекты играют все более важную роль. Прежде всего, в статье рассматриваются экологические аспекты, а также тот факт, что подобного рода новые земляные сооружения располагаются в более сложных грунтовых условиях. Закрепление грунта играет очень важную роль и в случае использования менее свойственных материалов и в случае увеличения уклона склона для уменьшения площади, которую занимает транспортная инфраструктура. С этой точки зрения внимание уделяется подпорным стенам из бетонных блоков. В статье будет показан особый подход к определению разных предельных состояний таких подпорных стен, в особенности внешней и внутренней устойчивости. Расчет устойчивости основан на собственных компьютерных расчетах с учетом закрепления, как дополнительной горизонтальной силы между отдельными полосами.

Demands on the quality of earth structures of transport engineering (motorways, high speed railways, airports) are increasing as a result of increasing transport loading, transport speed and also that environmental aspects are playing more important role. First of all environmental as-

pects are discussed in the paper as well as the fact that these new earths structures are situated on more complicated subsoil. Soil reinforcement is playing very important role either how to use less appropriate materials or to increase slope inclination for limitation of the land which is occupied by transport infrastructure. From this point of view the attention is devoted to retaining walls from segmental concrete blocks. Specific approach, how to solve the different limit states of such retaining wall will be shown, especially external and internal stability. Stability calculation is based on own software counting with reinforcement as with additional horizontal force between individual strips.

## **1 INTRODUCTION – BASIC ASPECTS**

Transport engineering is currently undergoing relatively rapid development. This is foremost indicated by the development of an international highway network and by the construction of many new airports and these moreover in very difficult circumstances. Also at the same time there is a reconstruction of the railway network for higher speeds and entirely new construction of routes for high speed trains. As well the amount and area of dedicated car park space grows. At the same time the philosophy of “Sustainable Construction” has been getting primary attention in recent years, Vaníček (2011). This new approach shows that an excellent technical solution is a necessary precondition, but not a sufficient one. Other aspects to which the modern project must apply itself to, are the environmental, sociological and architectural ones, and of course also an economic perspective, because the final solution should be economically competitive, (Vaníček, Kuráž & Chamra 2005).

From the point of view of general principles of transport engineering we can identify the following specific points:

- The total area for construction of transport infrastructure has a pronounced tendency to grow and impacts significantly on land appropriation, especially land already marked as greenfields sites, and this can be considered as a negative factor.
- Earth structures in nowadays construction of transport infrastructure present a significant potential for using various secondary materials, waste, by-products in the process of construction.

- In response to a growing concern for environmental protection the requirements placed on earth structures in constructions of transport infrastructure are increasing with special regard for possible crashes by different transport methods and the escape of any transported dangerous substances into a surrounding area. This, however, also relates to common products involved in any operation, be it oil drops, fuels, vehicle engine products etc.

These specific points go on to influence conceptual approaches to the design of new, and the reconstruction of existing transport infrastructure.

## **2 SITUATION OF TRAFFIC NETWORK, LONGITUDINAL SECTION**

The above mentioned specific points influence the total approach to construction of transport infrastructure, and for linear projects it manifests itself in situating their route, or respectively this fact can come up in longitudinal profile. Land protection changes a perspective on situating the route even when it may significantly complicate the actual design of earth structure. It involves:

- Greater utilization of brownfields for situating new routes.
- Situating of a route of transport infrastructure to an area with difficult foundation conditions – it involves especially territory with very soft subsoil, with subsoil structurally unstable or territory that is sliding.
- Situating the route away from the areas with significant supplies of drinking water or with a detailed specification of its protection.

With new approaches this also changes perspectives on the longitudinal profile of the route. In the classical interpretation a balance between embankments and cuttings was in favour. From the present point of view it is obvious, that generally there exists a surplus of materials, which could be used for embankments and that is why the condition of balanced capacities loses its significance. At present with urban development the surplus of mined soils increases, for example as a result of underground construction, tunnels, enlarged capacities of excavations of construction pits for the use of building land also under the terrain level etc. The next area is production of a significant volume of waste rock in the mining and processing of raw materials, recycled materials from construction demolitions, products created from processing and utilization of raw materials – for example power station and heating plant fly ash

from coal burning. And so we could continue in this elaboration, because it is possible to anticipate continually new suggestions.

### 3 APPROACHES TO CROSS-SECTIONS

During the design of earth structure cross-section (mainly for motorway) two main points are the most significant. First one is connected with land acquisition, when nowadays the land is more valuable and hence the footprint is minimised. The second one is the technical solution of slope stability for such steepened structures. In this case the technical solution uses mainly soil reinforcement in its two main concepts, reinforcement by geosynthetics for embankments and soil nailing for cuttings. However the high demand for protection against surface erosion has to be accounted for. The details of all these problems of earth structures are described in more detail by (Vaniček & Vaniček 2008). Reinforced slope allows steeper slopes and hence reduction of the amount of soil required for the construction of the embankment or utilization of soils that would otherwise be categorised as potentially suitable or unsuitable. The use of reinforcement is reducing the amount of fill material, which is sustainable for the case of reduction of the transport requirements. Roughly the same applies to cuttings where reinforcement by soil nailing is decreasing the amount of soil that otherwise would be excavated and transported elsewhere. Another alternative shows the construction of the road in mountainous area, when one lane is made with the help of soil nailing and the other lane is constructed from soil reinforced embankment in which the soil from cutting for the first line is used, Fig. 1.

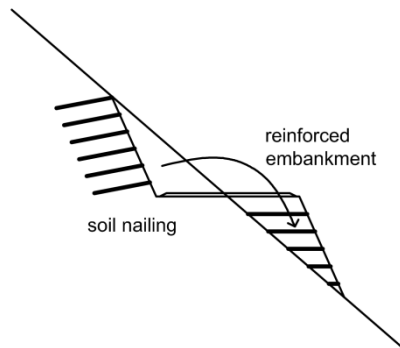


Fig. 1. Construction of the road in mountainous area – combination of reinforced soil embankment and soil nailed cutting

#### 4 REINFORCED SOIL WITH SEGMENTAL CONCRETE BLOCK

Small prefabricated blocks have different shapes as patented by different producers, but are mostly similar to hollow brick. Weight is around 20 kg, so that the block is easily transported by one man. Connection between individual blocks and the reinforcing element (geogrid sheet) is realized by way of friction. Detail of such a connection is shown in Fig. 2 where gravel grains filling the inner space in the block are partly sunk between a mesh of grids, so the size should be in a certain ratio to meshes. Facing can be vertical or graded (stepped) and for the first case the connection can be improved e.g. by a vertical steel bar. For the graded wall, a small buttress ensures stability of the blocks during the compaction of a new layer and also after completing the whole wall, increases inner stability, especially against bulging. Typical examples of external and internal stability which have to be checked are shown in Fig. 3. To improve the aesthetic aspect producers can create a face to look like natural stone. Special blocks, called concrete planter boxes, are a little bit wider and the front part is filled by top soil for better planting.

Small prefabricated blocks have different shapes as patented by different producers, but are mostly similar to hollow brick. Weight is around 20 kg, so that the block is easily transported by one man. Connection between individual blocks and the reinforcing element (geogrid sheet) is realized by way of friction. Detail of such a connection is shown in Fig. 2 where gravel grains filling the inner space in the block are partly sunk between a mesh of grids, so the size should be in a certain ratio to meshes.

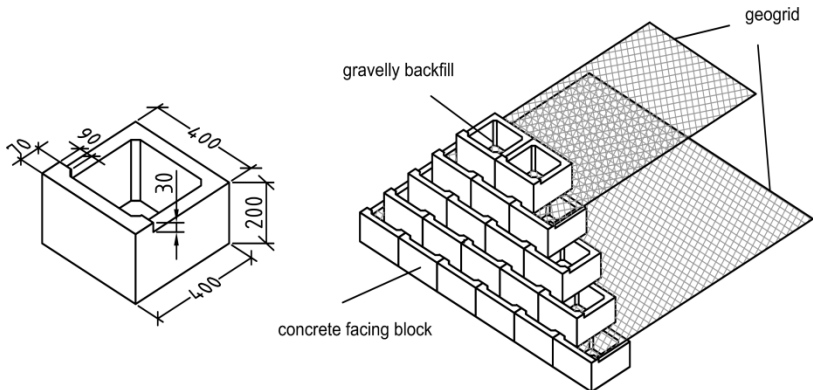


Fig. 2. Wall from small prefabricated blocks with a detail of typical block



Facing can be vertical or graded (stepped) and for the first case the connection can be improved e.g. by a vertical steel bar. For the graded wall, a small buttress ensures stability of the blocks during the compaction of a new layer and also after completing the whole wall, increases inner stability, especially against bulging. Typical examples of external and internal stability which have to be checked are shown in Fig. 3. To improve the aesthetic aspect producers can create a face to look like natural stone. Special blocks, called concrete planter boxes, are a little bit wider and the front part is filled by top soil for better planting.

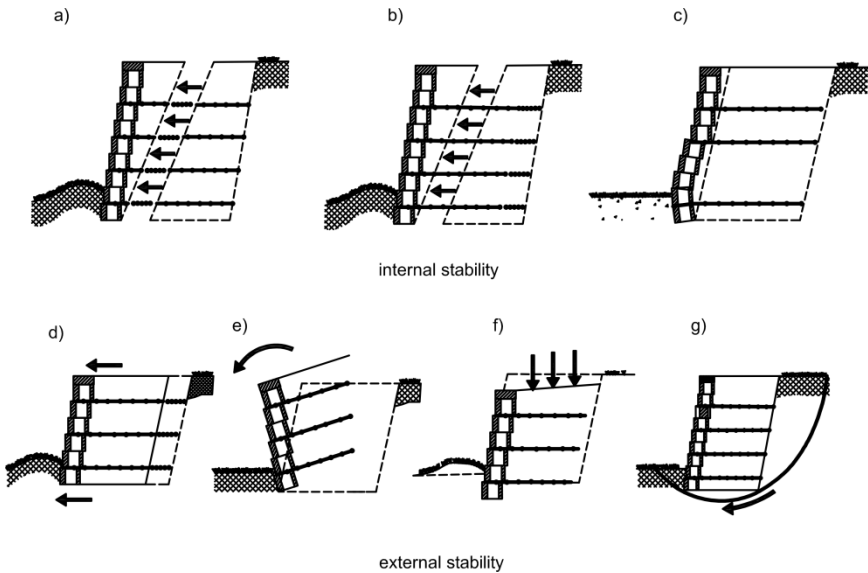


Fig. 3. Assumed failure mode under a centrally loaded surface strip foundation on geogrid-reinforced soil

## 5 IMPLEMENTATION OF REINFORCING ELEMENT EFFECT INTO SLOPE STABILITY CALCULATION METHOD

Let us suppose a simple case of slope reinforced with one reinforcing element, see Fig. 4 and observe how this element contributes to the increase of slope stability for individual assumptions. According to the assumption ad a) the reinforcing element, its design tensile strength, reacts in the horizontal direction. This additional effect from the reinforc-

ing element is additional moment acting on cantilever  $y$ , which is the distance of the reinforcing element from the centre of the circular slip surface. This assumption is the recommended one in BS 8006:1995. It is obvious that in the upper part of slope the positive influence is lower than for the same element situated in the lower part of the slope. This approach assumes the maximum engagement of the reinforcing element without any deformation.

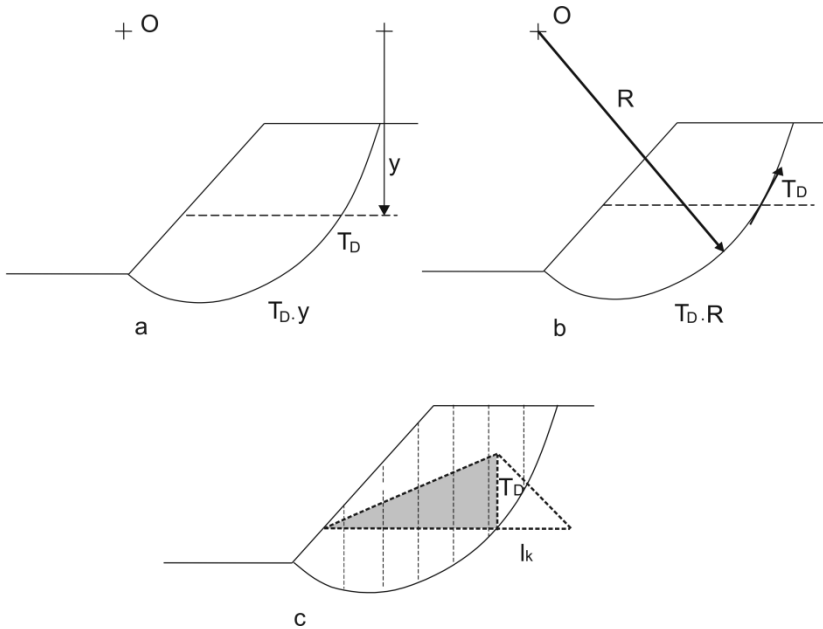


Fig. 4. Main options how to incorporate the reinforcing element into slope stability analysis

In the second case ad b) the influence of reinforcing element is reflected as additional moment acting on cantilever  $R$ , which is the radius of circular slip surface. In principle this approach assumes that due to the development of shear plane accompanied by shear strain along the circumference of the circular slip surface the tensile force in the reinforcing element is mobilized also along this circumference. The influence of the reinforcing element is constant, independent of its position in the slope.

This assumption represents another extreme; tensile force is activated after a significant shear strain in soil.

The third case ad c) reinforcing element is acting as additional horizontal force, the maximum of which is in the point of intersection with slip surface. This horizontal force is decreasing on both sides, in the direction of slope face side or in the direction of anchoring. The difference on inter-slice boundary is this additional force. In principle it is pre-stressing force between individual slices. The effect is variable, depending on the position in the slope, and is increasing with increasing area of the triangle which is bordered by design tensile force  $T_D$  and by length of reinforcement to the slope surface. Generally the highest effect is in the place where the tangent line parallel to the slope is touching slip surface; roughly in the lower third of the slope. The author prefers this approach also for easier application with general shape of the slip surface.

Due to this assumption the method of (Janbu 1973) was used for the calculation of the reinforced slope (Vaniček & Škopek 1989), (Vaniček 2000). Janbu's method, which is adopted uses on each slice, to which the whole slope is divided, equilibrium equation in horizontal and vertical directions and momentum one.

Due to the fact that the calculation of this way modified Janbu's method is rather long for hand calculations and for the determination of the most dangerous slip surface with minimum factor of safety, a computer program SVARG (Slope Reinforced by Geosynthetics) was developed, see (Vaniček & Vaniček 2000). The program can almost immediately solve factor of safety for selected slip surface or in a very short time find the worst slip surface. The slip surface can be general. This program also automatically checks the anchorage length of the reinforcement with the expression:

$$L_k = \frac{\gamma_L \cdot T_d}{2 \cdot \left( \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gs} + a \right)} \quad (1)$$

where  $\varphi_{gs}$  – angle of internal friction between soil and reinforcing element;  $a$  – adhesion between soil and reinforcing element;  $h$  – depth of the reinforcing element below the surface;  $T_d$  – design tensile strength of the reinforcing element;  $\gamma_L$  – partial factor for anchorage length, e.g. = 3 based on Czech requirements.

## 6 CONCLUSIONS

This paper refers to the new demands on earth structures. Two main aspects that are defining the requirements are environmental ones and design ones. Within the environmental aspects we count the situation of route through complicated areas (brownfields, highly compressible and landslide prone areas), use of waste or by-product materials for the actual construction (e.g. fly ash, slug) and contamination from these materials as well as from oil drops, accidents, etc. Into the design aspects we count recommendation of Eurocode 7 – Geotechnical design and two basic limit states – ultimate limit state and serviceability limit state, for which the first one was specified in more details.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The work presented in this paper was carried out with funding from the research project TE0120168 of the Technological Agency of the Czech Republic CESTI – Centre for effective and sustainable transport infrastructure.

## references

1. Janbu, N. (1973). Slope Stability Computations. Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume. Hirschfeld RC and Poulos SJ (eds). John Wiley and Sons, New York, pp 47–86.
2. Vaniček, I. & Vaniček, M. (2008). Earth Structures in Transport, Water and Environmental Engineering. Springer, 637p.
3. Vaniček, I. & Škopek, P. (1989). Stability calculation of reinforced soil slope. In: Proc. 12th IC SMFE, Rio de Janeiro, 17/28, pp 1321–1324.
4. Vaniček, M. (2000). Limit design approach of the reinforced of the reinforced soils. Acta polytechnica, vol 40, No 2, pp 74-77
5. Vaniček, I. (ed.): (2011). Sustainable Construction. CTU Press, Prague 2011, 163 pp.
6. Vaniček, M. & Vaniček J. (2000). Stability calculation of reinforced slopes using program SVARG. (In Czech). Geotechnika, vol 3, No 2, pp 30–31.
7. Vaniček, I., Kuráž, V. & Chamra, S. (eds) (2005). Sustainable construction 1. (In Czech). CTU Press, 222 p.

УДК 624.131

## **PILE-RAFT FOUNDATIONS IN SOFT SOIL**

**Martin Vozár**

*Словацкий технический университет, строительный факультет,  
кафедра геотехники, г. Братислава, Словакия*

На площадках, где на значительную глубину от поверхности простираются слабые грунты с низкой несущей способностью и высокой деформативностью, фундаменты глубокого заложения, такие как сваи, обычно принимаются проектировщиками при строительстве высотных зданий, что приводит к высокой стоимости строительства. Тем не менее, в некоторых случаях, относительно дешевый тип фундамента, такой как сплошная плита, при применении может препятствовать возможности разрушения при сдвиге благодаря огромным нагрузкам на нижележащие грунты, но результирующая осадка будет намного больше допустимой. Таким образом, для того чтобы иметь экономически выгодный тип фундамента, сплошной фундамент устанавливается над основанием предполагаемого здания, а сваи устанавливаются в определенном месте под плитой с целью увеличения несущей способности комбинированной системы с уменьшенной результирующей осадкой. Однако в уплотняемых слабых грунтах, взаимодействие между грунтом, плитой и сваями становится зависимым от времени. В данной статье предлагается простая методика для проектирования свайно-плитных систем и ее сравнение с такой же моделью МКЭ.

In areas where soft soil of low strength and high deformability extends over considerable depth from ground surface, deep foundation like

piles are adopted by the designers for construction of high rise buildings, resulting high cost of construction. However, in such cases, a relatively cheaper foundation system like raft if adopted can counteract the possibility of shear failure due to huge super structural loads on the sub soil but the resulting settlement would be too large to be permitted. Thus, to have an economic foundation system, a raft is provided over the base of the proposed building and some piles are installed at specified location below the raft to increase the load carrying capacity of the combined system with reduced resulting settlement. But in a consolidating soft soil, the interaction between soil, raft and pile becomes time dependent. In this paper, a simple design methodology for pile raft system is proposed and with the same MKP model is compared.

---

<sup>1</sup>Ing. Martin Vozár, Katedra geotechniky, Stavebná fakulta STU v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, tel.: 02/59274281, e-mail: martin.vozar@stuba.sk

## **1. Introduction**

In soft clayey subsoil, performance of a foundation is very much affected by time dependent soil deformation. Time dependent behaviour of soil results from properties of consolidation which has certain non linear characteristics. In soft ground, piled raft foundation are widely used and employed in construction of high rise buildings for their low overall and differential settlement with higher bearing capacity. The design of piled raft is based on the soil – structure interaction between the constituting elements and this is achieved through different method proposed by Poulos (2001), Katzenbach et al. (2000), Randolph (1994), Franke (1991). However, the piled raft subsoil interaction problem is highly complicated as it depends on large number of parameters like pile-raft geometry, pile spacing, sub soil characteristics etc. Especially, load deformation of soft soil may become non linear under high stress level. In case of submerged condition soft ground displays low strength, sensitive thixotrophy and high compressibility. Hence, in realistic design of piled raft foundation system time dependent behaviour of soil deformation and consolidation characteristic of the founding ground should be given due importance.

In this paper, an attempt has been made to formulate a design method for calculation of load carrying capacity of piled raft system in a soft consolidating underlying soil stratum. Pile elements are used to control

or restrict the average settlement to a permitted value and at any point of time, the raft shares a portion of load so that the piles carry the remaining super structural load. The effect of ongoing consolidation settlement is considered in design. The time effects of interaction of piled raft and soil is numerically modelled.

As a result, the time dependent behaviour of interaction of the piled raft and the soil is investigated in this paper by incorporating the effect of consolidation of the sub soil. Proposed method includes the field performance of pile from routine pile load test conducted at the construction site in Eastern part of Kolkata city in a very unique soft clay deposit extending from 2 m to 16 m (more or less) below ground level. But it is necessary compare this results with MKP models.

## **2. Literature Survey of Analytical studies on Piled-Raft**

In the analytical field, pioneering work was started by Butterfield & Banerjee (1971) and thereafter important developed models are Strip-Spring model by Poulos (1991), Plate-Spring model of Clancy and Randolph (1992), Boundary element method by Sinha (1997), FEM application in raft and Boundary element for pile by Hain and Lee (1978), Franke et al. (1994), FEM analysis involving plain strain & axisymmetric problem by Hooper (1974); Prokoso & Kulhawy (2001), 3D FEA by Zhang et al. (1991). All these methods do have specific objectives in studying the overall & differential settlements, raft bending and parametric effects. Time effects in soil structure analysis was first considered by Wood et al. (1975) on the basis of 1D Terzaghi's model of consolidation by virtue of finite difference method. Then the time dependent response of the piled-raft-soil interaction system under vertical loading was analysed by Cheng et al. (2004) using 2D FEM based on Biot's theory of consolidation. The linear creep Page 3 of 11

In the analytical field, pioneering work was started by Butterfield & Banerjee (1971) and thereafter important developed models are Strip-Spring model by Poulos (1991), Plate-Spring model of Clancy and Randolph (1992), Boundary element method by Sinha (1997), FEM application in raft and Boundary element for pile by Hain and Lee (1978), Franke et al. (1994), FEM analysis involving plain strain & axisymmetric problem by Hooper (1974); Prokoso & Kulhawy (2001), 3D FEA by Zhang et al. (1991). All these methods do have specific objectives in studying the overall & differential settlements, raft bending and parametric effects. Time effects in soil structure analysis was first considered by

Wood et al. (1975) on the basis of 1D Terzaghi's model of consolidation by virtue of finite difference method. Then the time dependent response of the piled-raft-soil interaction system under vertical loading was analysed by Cheng et al. (2004) using 2D FEM based on Biot's theory of consolidation. The linear creep model was incorporated by Viladkar et al. (1993) into FEM in interaction analysis and it is found that bending moment, contact pressure and differential settlement vary with time. A simplified rheologic element model was used by Xia (1994) to evaluate the distribution of raft contact pressure on visco-elasto plastic soil. A three dimensional FEM is proposed by An et al. (2001) to predict the creep settlement of foundation on elasto visco plastic soil. The interaction analysis considering time effects induced by both viscosity and consolidation was conducted by Wang et al. (2001) in which a closed form fundamental solution of stresses of saturated visco elastic soil underlying raft under vertical loading is derived. However, a critical study of Poulos (2001) showed that results from such models shows large scatter from each other.

For the present work, to understand the raft soil, raft pile and pile soil interaction of composite pile raft foundations some practical assumptions have been made for the stress strain behaviour of the pile, the subsoil and raft. The interaction of the pile and soil responses is restricted in linearly elastic region. Such assumptions have resulted in satisfactory outcome in the piled raft researches based numerical model of Roy and Chattopadhyay (2011) and on finite element models of Mossallamy et al.(2009), Jeong et al. (2003).

The proposed method is formulated basically to determine the time required, iteratively, by the piled raft composite foundation where load sharing and consequent load transfer between the pile and raft reaches an optimum balanced state for a super structural load on it in a soft consolidating sub soil. Study was also done to evaluate the separate individual load carrying capacities of raft and pile. As piles take huge load on a very small amount of settlement, corresponding load sharing and settlement of the raft is also studied. The time settlement relationship for the raft is also obtained taking into consideration consolidation properties of the existing soil profile. This is done to recognize time effects in interaction of piled raft and sub soil as it has got a practical significance as Chun-yi Cui et al. (2005) through his EVP soil model has shown that reactions and deformation of pile raft foundation varies with time in consolidating soft ground condition. Capacity of pile is determined through load test. The total settlement and load settlement char-



acteristic of pile is determined through load settlement curves obtained from the routine load test.

### 3. Capacity of piled raft foundation

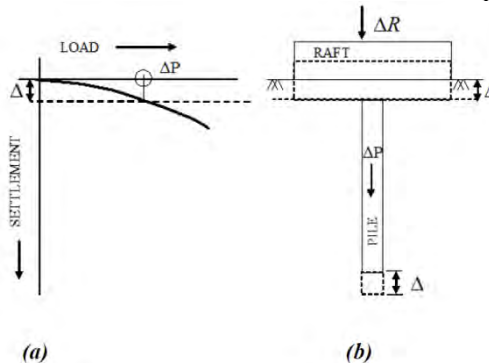
For a raft, proposed design approach starts with evaluation determination of its bearing capacity from both the shear failure criteria and permissible settlement limits for existing subsoil profile. The safe load for the raft is finalized following the most critical condition of the above two criteria. Now from the routine pile load tests the load that could be safely taken by the pile is evaluated through load settlement curves. Thus for a chosen settlement of „ $\Delta$ “, if raft carries a load,  $\Delta R$  and pile carries a load,  $\Delta P$ , then the capacity of piled raft foundation,  $\Delta P_R$  can be expressed as

$$\Delta P_R = \Delta R + \Delta P \quad (1)$$

Here settlement „ $\Delta$ “ takes care of both immediate and consolidation settlement of the subsoil profile. Figure 1 illustrates the schematic presentation of pile load test result and piled raft load sharing.

### 4. Calculation of $\Delta P$

The value of settlement „ $\Delta$ “ of the combined pile-raft system, can be taken and adopted as per project requirement or subsoil condition and corresponding load on pile i.e.  $\Delta P$  can be obtained directly from the load settlement curves of the conducted routine load test on pile. The value of „ $\Delta$ “ can be varied to obtain required load sharing mechanism between the piles and the raft within linear zone of the load settlement curve of the pile.



Example Figure 1: Schematic diagram (a) Load settlement curve of routine pile load test; (b) Load taken by raft and pile at chosen settlement,  $\Delta$ , from pile load test curve.

## 5. Calculation of ‘DR’

As mentioned previously, „D “ in the proposed approach is the total settlement i.e. sum of both initial and consolidation settlement for the raft. The value of „D R“ for raft is calculated considering both consolidation settlement and immediate settlement of the existing subsoil profile. At a consolidation settlement of  $\Delta c$ , let the load taken by the raft be  $\Delta Rc$ . At that load of  $\Delta Rc$ , corresponding immediate settlement,  $\Delta I$  is calculated.  $\Delta Rc$  can be derived from the consolidation equation. From the above equation,  $\Delta R$  can be written as

$$\Delta c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log_{10} \frac{p_o + \Delta Rc}{p_o} \quad (2)$$

$$\Delta Rc = [10^{\frac{\Delta c}{C_c H}}] p_o - p_o \quad (3)$$

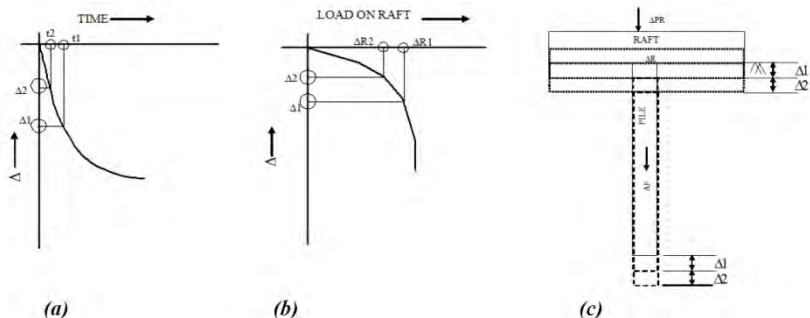
$p_o$  – is the initial overburden pressure ;  $H$  – height of compressible strata;  $C_c$  – compression index;  $e_o$  – initial void ratio of the consolidating layer.

So that the total settlement of the raft and pile becomes almost identical and hence „D R“ can be written as

$$\Delta Rc = \Delta R$$

Figure 2 illustrates the schematic representation of time settlement curve of raft, load settlement of the raft and gradual consolidation settlement process of the piled raft foundation respectively. In addition, the time settlement of raft is incorporated to obtain the optimum time required to reach the balanced state of the piled raft foundation where load transfer and total settlement of piled raft becomes almost negligible and full load carrying capacity of the piled raft foundation is mobilised.

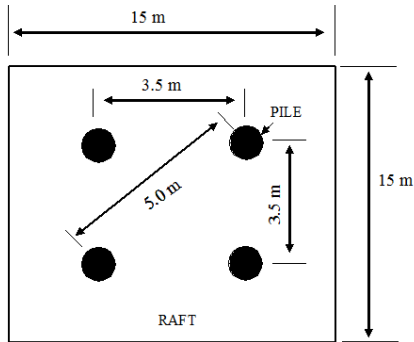
Water table was found to be at 0.8 m below existing ground level. From geological exploration we have return results before equalization subgrade surface. It was equalization for 8.0 m below existing ground level.



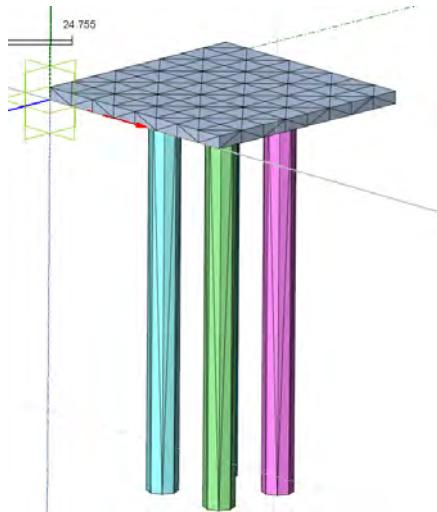
Example Figure 2: Schematic diagram (a) Time settlement curve of raft; (b) Load settlement of raft at chosen settlements; (c) gradual consolidation settlement of pile raft composite.

Example Table 1: Soil profile with design soil parameters

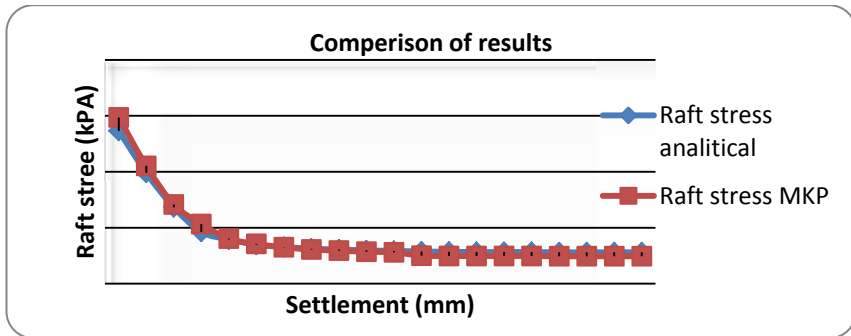
Stratum thickness (m)	Description of soil	N	NMC (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Shear parameters		$\frac{C_c}{1 + e_o}$	$m_v$ in m <sup>2</sup> /kN x 10 <sup>-4</sup> Range (kPa)		
					C (kPa)	$\phi$ (°)		25-50	50-100	100-200
III (8 to 16)	Silty clay with decomposed vegetation	3	42	16	20	1	0.13	5.3	5.5	4.4
IV (16 to 22)	Bluish medium silty clay	18	28	17	45	1	0.08	3.5	3.3	3.00
V (22 to 30)	Medium dense silty sand with mica	38	33	19	57	28	-	-	-	-
VI (30 to 33) Bore stopped	Yellowish dense sand	58	35	18	-	35	-	-	-	-



Example Figure 3: Adopted piled-raft geometry 15x15 m raft; 1000 mm diameter pile having length 30 m



Example Figure 4: MKP model of pile-raft foundation



Example graf 1: Comperison of results

## 6. Conclusions

The present method is in good agreement with the established model (1 -8%). In this proposed method the pile dimensions, raft dimensions, different suitable methods of pile group arrangement could be incorporated in tentative designs to make a most cost effective and efficient foundation system for a prototype foundation system. The present method by virtue of its procedures, includes the all the soil-structure interaction effects of pile, raft and composite piled raft foundation system as the method is solely based on the determination of all the engineering characteristic of a site physically and capacity of pile is directly calculated from the routine load tests.

## References

1. An G.F. and Gao D.Z. (2001) "3D FEM Application to the Prediction of Creep Settlement of Soft Clay Consideration Elastic-Visco Plastic Consolidation", *Journal of Tongji University*, 29(2): 195-199.
2. Butterfield, R. and Banerjee, P. K. (1971) "The Problem of Pile Group- Pile Cap Interaction, Geotechnique", 46(2), 135-142.
3. Cheng, Z.H., Ling, D.S. and Chen, Y.M. (2004) "Time Effects on Pile Raft Foundation on Vertical Loading", *China Civil Engineering Journal*, 37(2): 73-77.
4. Chun-yi Cui, Mao-tian Luan and Ying-hua Zhao (2005) "Time-dependent Behaviour of Piled Raft on Soil Foundation with Reference to Creep and Consolidation", *EJGE*, Vol.14, Bund. A, 1-14.

5. Clancy, P. and Randolph, M. F. (1992) "Analysis and Design of Piled Raft Foundations", *Research Report No. G 1062*, Department of Civil Engineering, University of Western Australia, Perth, Australia.

6. Franke, E. (1991) "Measurement Beneath Piled Rafts", *Keynote Lecture, ENPC Conf.*, Paris, 1-21.

7. Franke, E., Lutz, B. and El-Mossallamy, Y. (1994) "Measurements and Numerical Modeling of High Rise Building Foundations on Frankfurt Clay", *Geotechnical Special Publication*, ASCE, 40, 1325-1336.

8. Hain, S. J. and Lee, I. K. (1978) "The Analysis of Flexible Pile Raft System", *Geotechnique*, 28(1), 65-83.

9. Hooper, J. A. (1974) "Observations on the Behavior of Piled Raft Foundation on London Clay", *Proc. Institution of Civil Engineers, Part 2*, 55, 855-877.

10. Jeong, Gyo-Sung and Choi sik-Kyung, (2003) "Design Charts of Piled Raft Foundation on Soft Clay", *Proc. 13th Int. Offshore and Polar Engg. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, May, 2003*, 753-755 Page 11 of 11

11. Poulos, G. Harry. (1991) "Analysis of Piled Strip Foundations", *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, (Eds.) Beer, G., Booker, J.R. and Carter, J. P., Balkema, Rotterdam, 153-191.

12. Poulos, G. Harry. (2001) "Piled Raft Foundation: Design and Application", *Geotechnique*, 51(2), 95-113.

13. Prokoso, W. A. and Kulhawy, F. H. (2001) "Contribution to Piled Raft Foundation Design", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(1), 17-24.

14. Randolph, M.F. (1994) "Design Methods for Pile and Piled Rafts", *Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Engg.*, New Delhi, 61-81.

15. Roy, S. and Chattopadhyay, C. B. (2011) "A Simple Procedure for Design of Piled Raft System", *Proc. 3rd Indian Young Geotechnical Engineers Conference*, 25-26, March, 2011, 121-126.

16. Roy, S. and Chattopadhyay, C. B. (2010) "Piled-Raft Foundation Behaviour on Consolidating Soft Soil", *ICSECM\_2011/SEC-11-49*, 1-10.

17. Sinha, J. (1997) *Piled Raft Foundations subjected to Swelling and Shrinking Soils*, Ph. D. Thesis, University of Sydney, Australia.

18. Viladkar, M.N., Ranjan, G. and Sharma R.P. (1993) "Soil-Structure Interaction in the Time Domain", *Computer and Structure*, 27(2): 429-442.

19. Wang, J.H., Chen, J.J. and Pei, Jie. (2001) “Interaction between Super structure and Layered Visco- Elastic Foundation Considering Consolidation and Rheology of Soil”, *Journal of Building Structures*, 35(4): 489-492.

20. Wood, L.A. and Larnach, W.J. (1975) “The Interactive Behaviour of Soil-Structure System and its Effect on Settlements”, *Symposium on Recent development in Analysis of Soil Behaviour and their Applications to Geotechnical Structures*, University of New South Wales, Australia, 75-87.

21. Xia, Z.Z. (1994) “Calculation of Contact Pressure Distribution on Elasto-Visco Plastic Soil Medium”, *China Civil Engineering Journal*, 27(2): 56-64.

22. Zhang, G. M., Lee, I. K. and Zhao, X. H. (1991) “Interactive Analysis Behavior of Raft-Pile Foundations”, *Proc. Of Geo coast*, 91, Yokohama, 719-764.

УДК 624.32.159.5

## **РАСЧЕТ ОСАДОК ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ**

**Жакулин А.С., Жакулина А.А.**

*Карагандинский государственный технический университет,  
г. Караганда, Казахстан*

В статье приведены результаты многолетних геодезических наблюдений за осадками оснований дымовых труб промышленных объектов Карагандинской области. Проводится сравнение фактических осадок дымовых труб с расчетными и предельно допустимыми регламентируемыми строительными нормами. Установлено, что необходимо внесение поправок в общепризнанную формулу расчетов оснований по второй группе предельных состояний.

This paper presents the results of the long-term settlement observations of the ground under the chimney structures of industrial facilities in Karaganda state. The actual settlements of the structures and the maximum allowable settlements (by the building codes) are compared. The conclusion is made on the need to amend the recognized formula given by the building codes for the ground analysis by the second group of limiting states.

Данные инженерно-геологических изысканий и лабораторных анализов результатов исследований свойств грунтов основания показывают, что они обладают высокими значениями плотности и низкими коэффициентами пористости. Лабораторные исследования подтверждают повышение влажности грунтов и перехода глин основания из полутвердого в тугопластичную консистенцию.



Физико-механические свойства грунтов объектов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Физико-механические свойства грунтов

Св-ва грунтов	Ед. изм	Дымовая труба, высотой		
		Н = 250 м	Н = 100 м	Н = 150 м
$\gamma_o$	кН/м <sup>3</sup>	21,1	20,6	20,3
$\gamma_s$	кН/м <sup>3</sup>	27,0	26,9	27,2
$\omega$	%	18	19	17
$J_1$		0,26	0,21	0,26
$e$		0,49	0,66	0,52
$\varphi$	град.	21	22	19
$c$	МПа	0,06	0,08	0,06
$E_o$	МПа	15,0	16,9	17,2

Основание фундамента дымовых труб представлено красно-бурыми глинами полутвердой консистенции, мощностью 7–8 м.

Фундаменты дымовых труб высотой до 250 м монолитные железобетонные. Подошва фундамента – круглая, диаметром 40,0 м, высотой 4,0 м. Расчетная нагрузка на основание от дымовых труб составляет примерно 21,1 т/м<sup>2</sup>. Для всех видов фундаментов принят бетон марки М300, на сульфатостойком портландцементе.

Стабилизация осадки фундамента наступила через 5–7 лет после окончания работ по возведению монолитного железобетонного ствола. Графики зависимости осадки от времени железобетонных дымовых труб приведены на (рис. 1).

Для сравнения расчетных осадок фундаментов с фактическими и предельно допустимыми (по СНиП) значениями был произведен перерасчет осадки фундамента дымовой железобетонной трубы высотой 250 м. Осадка определялась на расчетную нагрузку: для дымовой трубы – 21,1 т/м<sup>2</sup> на уровне верхнего обреза фундамента.

Осадки вычислялись методом элементарного послойного суммирования согласно СНиП РК 5.01-01-2002 «Основания зданий и сооружений» и методом эквивалентного слоя Цытовича. Сравнения расчетных, фактических, а также предельно допустимых по СНиП

осадок приведены в табл. 2. Из приведенных данных фактическая осадка фундаментов дымовых труб в 3–4 раза меньше расчетных осадок.

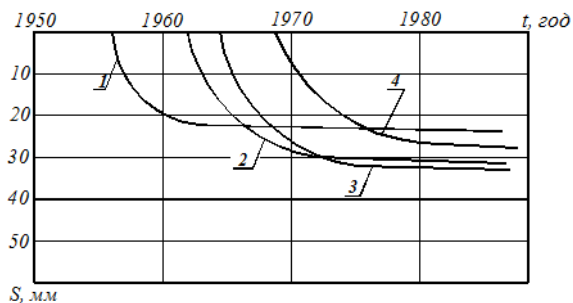


Рис. 1. Осадки дымовых труб во времени.  
 1 – Дымовая труба H=100м; 2 – Дымовая труба H = 250м, 3- по Еврокоду; 4 – Дымовая труба H = 150 м

Таблица 2

Сравнение расчетных, фактических и предельно допустимых по СНиП осадок

Объект	Осадка, s, мм			
	Фактическая	Расчетная		S <sub>н</sub>
		послойного суммирования	эквивалентного слоя	
Дымовая труба H=150 м	34	92	103	200
Дымовая труба H=250 м	32	149	210	200
Дымовая труба H=100 м	23	83	90	200

Следует отметить, что строительные нормы не учитывают процесс консолидации и ползучести скелета грунта основания во времени. Расчет конечных осадок методом послойного суммирования основан на моделях упругого полупространства.

Еврокод «Геотехника 7» предполагает определения осадок с учетом упругих, консолидационных составляющих и ползучести

грунтов основания. Осадку фундаментов с учетом ползучести грунтов основания рекомендуем определять:

$$S = S_0 + S_1 + S_2, \quad (1)$$

где  $S$  – общая осадка;  $S_0$  – мгновенная-упругая осадка;  $S_1$  – осадка, вызванная консолидацией;  $S_2$  – осадка, вызванная ползучестью (вторичная);

Общую мгновенную осадку фундамента определяем с использованием теории упругости по следующей формуле:

$$s_0 = pbf / E_m, \quad (2)$$

где  $E_m$  – расчетное значение модуля упругости;  $f$  – коэффициент осадки фундамента;  $p$  – контактное давление, линейно распределенное по подошве фундамента.

Составляющие общих осадок с учетом консолидации и ползучести определяем:

$$s = s_1 + s_2 = Hm_v p + Hb_k \ln(t / t_v), \quad (3)$$

где  $b_k = \Delta \epsilon_{kt} / \ln(t / t_v)$ , характеристика интенсивности ползучести грунта определяемый при компрессионных испытаниях;  $\Delta \epsilon_{kt} = \Delta s_{kt} / h$  - деформация ползучести;  $\Delta s_{kt}$  – осадка ползучести, накопленная на временном участке  $(t-t_v)$ , см;  $h$  - высота образца, см;  $t$  – время уплотнения образца от начала его нагружения, сутки;  $t_v$  – время окончания фильтрационной консолидации, сутки.

## Литература

1. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах : учебное пособие для вузов / Н.С. Булычев – М. : Недра, 1989. – 270 с.
2. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов. – М. : Высшая школа, 2002. – 566 с.
3. Основания зданий и сооружений : СНиП РК 5.01-01-2002.

УДК 624.154

**ВЛИЯНИЕ БУРОИНЪЕКЦИОННОЙ ОПРЕССОВКИ  
НА ПЛОТНОСТЬ СЛОЖЕНИЯ ГРУНТОВ  
И НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ И АНКЕРОВ**

**Игнатов С.В.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

В статье приведены результаты опытных лабораторных исследований изменчивости свойств грунтов вокруг расширяемой инъекцией скважины и учет этой изменчивости при определении несущей способности анкеров и свай.

The results of experimental laboratory studies of the ground variability around the injection expanded hole and the usage of this variability while piles and anchors bearing capacity determination are given in the paper.

В связи с достаточно плотной застройкой городских территорий в крупных населенных пунктах республики происходит в основном точечная застройка свободных земельных участков, и как следствие инженер–строитель сталкивается с необходимостью передачи на основания больших сосредоточенных нагрузок от надземных конструкций. Можно отметить, что физические характеристики строительного материала всегда постоянны и нам заведомо известны, то характеристики грунта в большей мере являются величинами, изменяющимися во времени и ориентации. Поэтому перед инженером–строителем стоит задача обеспечить надежность, экономич-

ность, экологичности принятых конструктивных решений нулевого цикла, что на сегодняшний день недостижимо без технической мелиорации грунтов оснований.

Одним из наиболее широко применяемых методов улучшения характеристик грунтов и повышения их несущей способности является инъекция – т.е. закачка под давлением в скважину цементных растворов или бетона, что приводит к опрессовке окружающего грунта при вытеснении его в стороны и к увеличению поперечного сечения полости. За счет этого происходит изменение физико-механических свойств грунта, окружающего полость, повышение несущей способности свай и анкеров. Эта технология позволяет эффективнее, в сравнении с традиционными способами, возводить новые фундаменты, усиливать существующие основания, обеспечивая экономичность и социальный эффект, возможность работы в стесненных условиях объектов без динамических воздействий на них, с малым удельным расходом материалов и трудозатрат при достаточно высоких темпах производства работ.

Под руководством доктора тех. наук, проф. Никитенко М.И. в лабораториях кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ по разработанной методике нами были проведены лабораторные крупномасштабные исследования по изучению характера изменения свойств песчаных и глинистых грунтов, окружающих заинъекцированное тело за счет опрессовки, с последующей инфильтрацией избыточной влаги из цементного раствора в грунт и затвердеванием цементного камня.

После опрессовки цементного раствора с  $V/C = 0,5$  в опытных лотках под давлением выдерживались технологические перерывы, продолжительностью 7, 14 и 28 суток для обеспечения набора прочности цементным камнем, далее производилась раскопка заинъекцированного тела, отбор опытных образцов и выполнялось опытное динамическое зондирование вокруг инъекционного тела. Наличие технологических перерывов обусловлено тем, что цементный раствор есть жидкая среда с  $V/C = 0,5$ , а для твердения цементного камня необходимо  $V/C = 0,23-0,27$ , то избыток «лишней» влаги из раствора не вступал в химическую реакцию с цементом и проникал в поры грунта, тем самым изменяя его влажность на контакте «цементное тело – грунт», что приводит к некоторому снижению прочностных характеристик грунта в начальный период

после инъецирования. По результатам лабораторных исследований, определено, что большая величина влажности  $W$  околовзайного массива (по сравнению с удаленным на расстояние  $2,5-3,0R$  грунта) для глинистых грунтов обнаруживается более чем через 21 сутки после инъекции; для песчаных грунтов данное изменение не проявляется через 10 суток. Это обусловлено различной фильтрационной способностью песчаного и глинистого грунтов.

По результатам выполненных опытных замеров влажности и плотности выявлено, что за счет инъекции происходит уплотнение грунтов. Так, для супеси пылеватой плотность грунта на границе с инъекционным телом на 28-е сутки от момента инъекции составляет  $22,5 \text{ кН/м}^3$ , а на удалении в природном состоянии –  $18,0 \text{ кН/м}^3$ , а для песка среднего данное изменение на 14-е сутки составляет от  $19,5 \text{ кН/м}^3$  до  $17,6 \text{ кН/м}^3$ . Как следствие на удалении от инъекционного тела происходит и увеличение коэффициента пористости (рис. 1).

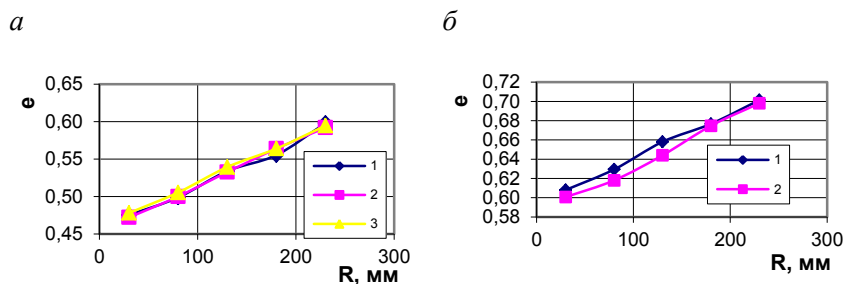


Рис. 1. Графики изменения коэффициента пористости супеси пылеватой (а) и песка среднего (б) с удалением от оси заинъецированной скважины:

1 – через 7 суток после инъекции; 2 – через 14 суток после инъекции;  
3 – через 28 суток после инъекции

Результаты опытного динамического зондирования песка среднего вокруг инъекционного тела показали, что в период 7–14 суток изменение сопротивления зондированию составляет не более  $0,5 \text{ мПа}$ , что говорит о стабилизированном состоянии и о постоянном значении угла внутреннего трения и сцепления. Однако в радиальном направлении происходит существенное снижение сопротивления динамическому зондированию: с  $6 \text{ МПа}$  на границе

инъекционного тела до 3,0 МПа в природном состоянии (данному изменению соответствует уменьшение угла внутреннего трения с 35,5 ° до 33 °, и значительное уменьшение сцепления: с 1,2 кПа до 0,0 кПа). Для супеси пылеватой радиальное изменение условного динамического сопротивления на 28 сутки составляет 9 МПа (на границе инъекционного тела) до 6,0 МПа на удалении, что соответствует уменьшению угла внутреннего трения с 29 ° до 28 °, удельного сцепления – с 40 кПа до 36 кПа.

По результатам выполненных исследований для скважин с начальным диаметром 110 мм были выведены зависимости по определению коэффициента пористости в радиальном направлении от заинъецированной скважины:

- для супеси пылеватой (с  $E_{\text{природ.}}=6,5,0-16,0$  МПа) при увеличении начального диаметра скважины в 1,24 – 1,27 раза растворами с  $B/U=0,5$  через 28 суток после устройства инъекционного тела изменение коэффициента пористости от границы заинъецированного тала до расстояния  $2R$  от него можно найти:

$$e_{i,R} = e_0 + 3 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0015 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \quad (1)$$

- для песка среднего (при  $E_{\text{природ.}}=10,0-16,0$  МПа;  $R_{0,1}/R_{1,1}=1,19 - 1,23$ ;  $B/U=0,5$ ) коэффициент пористости определяется:

$$e_{i,R} = e_0 - 9 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0003 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \quad (2)$$

где  $e_{i,R}$  – искомое значение коэффициента пористости на расстоянии « $0R - 2R$ » от инъекционного тела;  $e_0$ , – природное значение коэффициента пористости грунта;  $R_1$  – радиус опрессованной скважины, мм;  $2R_1$  – зона влияния опрессовки грунта, мм;  $R_i$  – расстояние, на котором определяется коэффициент пористости, мм.

**Инженерная методика расчета несущей способности буринъекционных свай** и анкеров по грунту может основываться на закономерностях перемещения стенок скважины при инъекционной опрессовке с учетом нижеприведенных допущений:

- основной показатель, к которому следует выполнять привязку прочностных и деформационных характеристик грунтов, является коэффициент пористости – отношение переменной величины  $V_{\text{пор}}$  к постоянной величине  $V_{\text{скелета}}$ ;

- расширение скважин при опрессовке сначала происходит в грунтах с меньшим модулем деформации, после достижения одинакового модуля деформации всех пластов, прорезываемых сваями, расширение скважины происходит равномерно в радиальных направлениях;

- доминирующим фактором при расширении скважин является объем закаченного цементного раствора или бетона в скважину, а не давление закачки раствора в скважину, фиксируемое на выходе из бетононасоса;

- увеличение диаметра скважины не превышает 65%;
- поведение грунта при данном увеличении диаметра происходит в соответствии с теорией упругости;
- характеристики грунта в природном состоянии известны;
- несущая способность грунтов определяется после технологического перерыва после выполнения конструкций, который составляет не менее 10 суток для песков гравелистых, крупных и средних; 20 суток для песков пылеватых и не менее 30 суток для глинистых грунтов.

Проектирование свай и анкеров с учетом изменчивости свойств грунтов при опрессовке необходимо выполнять при двух типах инженерно-геологических условиях:

- при однослойном грунте основания вдоль тела сваи или корня анкера;
- при прорезании телом сваи или корнем анкера двух и более ИГЭ.

А. При однослойном грунте оснований вдоль тела сваи учет изменчивости свойств грунта при определении несущей способности необходимо выполнять в следующей последовательности:

А.1. определяются начальные размеры (диаметр и длина скважин). Начальный объем скважины находится из выражения:

$$V_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \cdot L_0, \text{ м}^3 \quad (3)$$

А.2. задается необходимый диаметр сваи или размер корня анкера путем введения коэффициента:

$$K_d = \frac{d_k}{d_0} \quad (4)$$



При назначении коэффициента  $K_d$  следует учитывать природную плотность сложения окружающего грунта и длину или глубину расположения отрезка тампонирующей скважины. По выполненным нами исследованиям мы рекомендуем коэффициент  $K_d$  принимать не более 1,65.

А.3. определяется объем раствора ( $V_k$ ), необходимого для укладки в скважину при данном диаметре сваи с учетом опрессовки и уплотнения пяты сваи:

$$V_k = \left( \frac{\pi \cdot d_k^2}{4} \cdot L_k \right) / K_n = \left( K_d^2 \cdot \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \cdot L_k \right) / K_n, \text{ м}^3, \quad (5)$$

где

- $K_n$  – безразмерный коэффициент уменьшения объема зоны заделки. Определяется по [3] в зависимости от водоцементного отношения инъекционной смеси для фильтрующих грунтов и при использовании дренающих оболочек по таблице 1 [3]:

Таблица 1

<b>В/Ц</b>	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
<b><math>K_n</math></b>	0,70	0,66	0,62	0,59	0,55

- $L_k$  – конечная длина тела сваи или корня анкера, определяемая из выражения:

$$L_k = L_0 + \frac{K_d \cdot d_0 - d_0}{2} \cdot K_E = L_0 + \frac{d_0}{2} \cdot (K_d - 1) \cdot K_E \quad (6)$$

- $K_E$  – коэффициент влияния деформационных характеристик грунта, определяемый из отношения осредненных модулей деформации: осредненного модуля на высоту  $d_0$  вверх от пяты сваи  $E_e$  к осредненному модулю деформации грунта на глубину  $d_0$  вниз от пяты сваи  $E_n$ . Принимается по таблице 2:

Таблица 2

$E_e/E_n$	0,3	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5
$K_E$	0,1	0,25	0,6	0,9	1,0	1,1

А.4. нагрузка, воспринимаемая пятой сваи, определяется по зависимости [3]:

$$F_{dv} = A \cdot R, \quad (7)$$

где

- $A$  – площадь пяты сваи или уширение анкера с учетом опрессовки грунта ( для анкера принимается активная площадь, передающая усилие на грунт лобовой поверхностью)

- $R$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, МПа, определяемое в зависимости от глубины залегания пяты, гранулометрического состава грунта и коэффициента пористости основания.

А.5. нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью, определяется по зависимости [3]:

$$F_{dv} = u_k \cdot \sum_{i=1}^n R_{fi} \cdot h_i, \quad (8)$$

где  $u_k$  – периметр сваи или анкера, полученный путем опрессовки грунта;  $h_i$  – толщина грунта, соприкасающаяся с боковой поверхностью ствола сваи или анкера;  $R_{fi}$  – расчетное сопротивление трению грунта на боковой поверхности сваи или анкера в пределах членения на  $i$  слоев.

Так как сопротивление грунта под нижним концом сваи и расчетное сопротивление трению грунта на боковой поверхности зависит от коэффициента пористости, то значение нового коэффициента пористости уплотненного инъекцией грунта на контакте буроинъекционного тела с грунтом можно найти по выражению (для свай с начальным диаметром скважины 114–500 мм и коэффициентом пористости  $0,5 < e < 0,75$ ):

- для супеси пылеватой:

$$e_{i,R} = e_0 + 2,7 \cdot 10^{-6} \cdot R_1^2 - 0,00143 \cdot R_1 \quad (9)$$

- для песка среднего:

$$e_{i,R} = e_0 - 8,1 \cdot 10^{-7} \cdot R_1^2 - 0,00029 \cdot R_1 \quad (10)$$

А.6. несущая способность сваи и анкера находится как сумма несущей способности по пяте и по боковой поверхности по существующим методикам.

Б. Определение несущей способности свай и анкеров в случае двух- и более слойного основания необходимо выполнять в следующей последовательности:

Б.1. определяются начальные размеры (диаметр и длина скважин), находится объем скважины

Б.2. определяется необходимый диаметр сваи или размер корня анкера путем введения осредненного коэффициента  $K_{d,cp}$ . При определении коэффициента  $K_{d,cp}$  необходимо учитывать, что в первую очередь происходит опрессовка грунта с меньшим модулем деформации.

Б.3. после выравнивания значения модуля деформации вдоль тела сваи или анкера принимаем, что происходит плоско параллельное расширение скважины. Диаметры расширенных скважины принимаются за условные начальные диаметры  $d_k^0$ , относительно которых и происходит расширение скважины.

Б.4. Для слоистого напластования грунтов оснований находим грунт с максимальным значением модуля деформации  $E_{max}$ . По табличным данным для слоев, обладающим модулем меньшим чем  $E_{max}$  находим значение коэффициента пористости при  $E_i = E_{max}$ .

Б.5. находим величины диаметров скважины в различных слоях при равном модуле деформации грунтов, прорезаемых свай.

Б.6. определяется осредненный объем раствора ( $V_{k,cp}$ ), необходимого для заполнения буровой скважины с учетом опрессовки стенок скважины и уплотнения пяты сваи:

$$V_k = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\pi \cdot d_{k,i}^2}{4} \cdot L_{k,i} \right) / K_n = \sum_{i=1}^n \left( K_{d,i}^2 \cdot \frac{\pi \cdot d_k^{0,2}}{4} \cdot L_i \right) / K_n, \text{ м}^3 \quad (11)$$

Б.7. несущая способность сваи и анкера находится как сумма несущей способности по пяте и по боковой поверхности.

Методика определения лобового сопротивления с учетом изменчивости грунтов оснований идентична как для свай и анкеров при однослойном грунте основания и описана выше. Нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью, определяется как сумма вдоль всего тела сваи или анкера с учетом измененного (увеличенного) за счет опрессовки размера тела буроинъекционной конструкции и уплотненного грунта вокруг инъекционного тела.

## Литература

1. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения : ТКП 45–5.01–17–2006 (02250). – Введ. 03.03.2006. – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – 20 с.
2. Грунты. Метод ускоренного определения степени уплотнения динамическим зондированием : СТБ 1377–2003. Введ. 31.01.2003. – Минск : Минстройархитектуры, 2003. – 14 с.
3. Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай : пособие П18–04 к СНБ 5.01.01–99 / М.И. Никитенко [и др.]; Минархстрой Респ. Беларусь. – Минск, 2004. – 79 с.

УДК 624.012.4 : 624.042.7

**ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ЗДАНИЯ  
НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ  
С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНЫХ МЕТОДОВ**

**Кичаева О.В., Раджабзадег Могсен**

*Харьковский национальный университет строительства  
и архитектуры, г. Харьков, Украина*

В статье приведены результаты численных исследований напряженно-деформированного состояния монолитного железобетонного здания при сейсмическом воздействии в условиях Ирана. Сейсмическое воздействие задавалось с использованием: статической теории определения сейсмических нагрузок, спектрального метода динамической теории и прямым динамического метода с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях («time-history»), который представляет собой сейсмическую нагрузку, изменяющуюся во времени.

The article contains results of numerical investigations of stress-strain state of monolithic reinforced concrete of buildings under seismic impact in terms of Iran. Seismic impact was using: static theory of seismic loads, the spectral method of the dynamic theory and modification of direct dynamic method with the use of instrumental records accelerations ground during earthquakes («time-history»), which is a seismic loading, changing in time.

Более 85 % территорий Ирана являются сейсмоопасными, около 20 % из 160 разрушительных землетрясений, зафиксированных в прошлом веке по всему миру, произошли в Иране.

Во многих случаях к этому присоединяются неблагоприятные условия площадки: плохие грунты, близость тектонических разломов, сложный рельеф и т.д. При этом сейсмическая опасность постоянно растет. В большинстве городов Ирана значителен удельный вес сооружений, построенных без учета сейсмичности.

В соответствии с ростом инженерных знаний при изучении характера сейсмических воздействий на здания, характера работы всего здания в целом на сейсмические воздействия менялись и методы расчета на сейсмичность. Можно выделить следующие методы расчета зданий на сейсмо-стойкость:

- 1) методы, основанные на статической теории сейсмичности.
- 2) методы расчета по акселограммам прошлых землетрясений.
- 3) метод расчета по спектральным кривым.
- 4) стохастические методы расчета.

Статическая теория сейсмостойкости является наиболее простой, но она игнорирует деформацию здания. Начало разработки этой теории положено трудами Омори и Сано в 1900 г. По этой теории колебания здания сводятся к идентичному движению вместе с основанием. Ускорение всех точек здания равны ускорению основания, а распределение сейсмических инерционных сил по высоте подобно распределению масс. Максимальные значения сейсмических сил представляются горизонтально направленными статическими силами, и определяются по формуле:

$$S = m W_0 = Q \frac{W_0}{g} = k_c Q, \quad (1)$$

где  $m$ ,  $Q$  – масса и вес части сооружения;  $S$  – сейсмическая сила, действующая на эту часть;  $W_0$  – максимальное сейсмическое ускорение;  $g$  – ускорение силы тяжести.

Величина  $k_c$  является коэффициентом пропорциональности между весом части здания и сейсмической силы максимального ускорения грунта и ускорения силы тяжести. В статистической теории величина этого коэффициента устанавливается на основе макросейсмических данных разрушительных землетрясений и принимается в практических расчетах в соответствии с балльностью района. Очевидно, что статический метод расчета справедлив лишь для жестких сооружений, деформации которого пренебре-

жительно малы по сравнению со смещениями оснований при землетрясениях.

Недостатки статического метода были частично сглажены в динамическом методе расчета на сейсмостойкость. Мононобе (Япония) в 1920 году принял колебания основания по синусоидальному закону и рассмотрел установившиеся вынужденные колебания сооружения, представленные в виде системы с одной степенью свободы. В результате для расчета сейсмических сил была получена формула:

$$S = k_c \beta Q, \quad (2)$$

где  $k_c$  – т.н. коэффициент сейсмичности;  $Q$  – вес сооружения;  $\beta$  – коэффициент динамичности, равный

$$\beta = \frac{1}{1 - T^2 / T_0^2}, \quad (3)$$

где  $T$  – период собственных колебаний здания;  $T_0$  – период колебаний основания при землетрясении.

В решении предполагалось, что движение основания при землетрясении представлено плавным, достаточно регулярным колебательным процессом с периодом порядка  $T_0$  – 1 сек.

На самом деле основание сооружения при землетрясении испытывает сложные многочастотные сейсмические движения, носящий нерегулярный характер, не поддающийся простому аналитическому описанию. В тоже время реальные сооружения представляют собой системы с распределенными массами, обладающими сложным спектром собственных колебаний, как-то сочетающимся со спектром колебаний основания при землетрясении.

Под влиянием этих факторов была развита новая форма динамического метода расчета на сейсмостойкость, получившая название спектрального метода или метода расчета по спектральным кривым. Идея этого метода состоит в том, что вместо описания развития во времени процесса сейсмических колебаний здания (сооружения), принимаются в рассмотрение максимальные величины различных факторов движения основания при землетрясении (ускорений, скоростей, смещений) по отдельным компонентам процесса

колебаний. Эти величины определяются на основе анализа сейсмограмм и акселерограмм реальных землетрясений. В результате получают спектральные кривые, описывающие максимальные сейсмические смещения, скорости, ускорения. С помощью этих спектральных кривых рассчитываются максимальные сейсмические усилия в здании и сооружении, и затем оценивается их прочность и несущая способность. Идея спектрального метода впервые была предложена М. Био в 1933 г. Использование спектрального метода позволило существенно повысить надежность и эффективность сейсмического строительства.

Недостатком этого метода является невозможность проследить развитие сейсмического воздействия на сооружение во времени. Кроме того, спектральный метод использует разложение решения в ряд по нормальным формам свободных колебаний и потому пригоден для анализа только линейных колебаний.

От этих недостатков избавлен метод расчета по фактическим акселерограммам, который позволяет получить все параметры НДС сооружения в виде функций во времени. Это позволяет более полно выполнить оценку прочности и надежности здания (сооружения) в сейсмических районах. Однако вопрос упирается в получении таких акселерограмм до землетрясения. Практически каждое землетрясение имеет свою акселерограмму для конкретного района, конкретных инженерно-геологических условий, положения центра землетрясения относительно объекта и т.д. Угадать, какую акселерограмму использовать для расчета сооружения в каждом конкретном случае для возможного землетрясения – задача чрезвычайно трудная.

Внедрение вероятностных методов в теорию инженерных расчетов нашло свое отражение в теории сейсмостойкости. Признано, что решение задачи сейсмостойкости должно оцениваться на вероятностных (статистических, стохастических) методах, учитывающих случайный характер процесса землетрясения. Уже спектральный метод содержит в себе идею отказа от полного детерминистического описания сейсмических колебаний. Это приводит к вероятностной постановке задачи сейсмостойкости, где функция для ускорений является реализацией случайного процесса, вероятные характеристики которого могут быть установлены по инструментальным записям прошлых землетрясений. При этом решение задачи состоит в определении вероятностных характе-



ристик смещений по заданным вероятностным характеристикам сейсмического воздействия.

Использование программных комплексов, работа которых основана на использовании метода конечных элементов, позволяет выполнять расчеты на прочность и жесткость не отдельных конструктивных элементов, а всего здания в целом, включая фундаменты и основание. Расчетная схема системы «основание – фундамент – здание» при таком расчете моделируется конечными элементами и, в динамическом аспекте представляет собой систему со многими степенями свободы. При сейсмическом воздействии, представляющем кинематическое динамическое нагружение на здание через основание и фундамент, такая система «основание – фундамент – здание» должна рассматриваться как динамическая система со многими степенями свободы. Само сейсмическое воздействие представляет собой чрезвычайно хаотичный и нерегулярный характер движения почвы и основания, поэтому математическое описание сейсмического воздействия представляет очень сложную задачу.

В рамках численного исследования рассмотрено 5-этажное здание в г. Куме (Иран) на территории с 10%-й вероятностью превышения расчетной сейсмической интенсивности в течение 50 лет, также характеризующейся нормами Ирана [1] как район с очень высокой сейсмической опасностью и уровнем ускорения грунта 0,35g, что соответствует 9 баллам по шкале MSK-64. Здание монолитное железобетонное каркасного типа с размерами в плане 14,4 x 12 м, высота этажа 3,24 м, общая высота составляет 16 метров (рис. 1).

Сейсмическая нагрузка задавалась: 1) в виде эквивалентной статической нагрузки (метод 1); 2) по спектральному методу расчета (метод 2); 3) прямым динамическим методом с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях («time-history») (метод 3). Расчет выполнялся с помощью программного комплекса ETABS (SAP2000), основанном на методе конечных элементов, расчетная схема здания – рис. 2. В рамках исследования НДС здания по прямому динамическому методу были выполнены линейный и нелинейный расчеты. Для задания сейсмической интенсивности использовались акселерограммы разрушительного землетрясения в г. Бам (Иран), произошедшего в 2003 г.

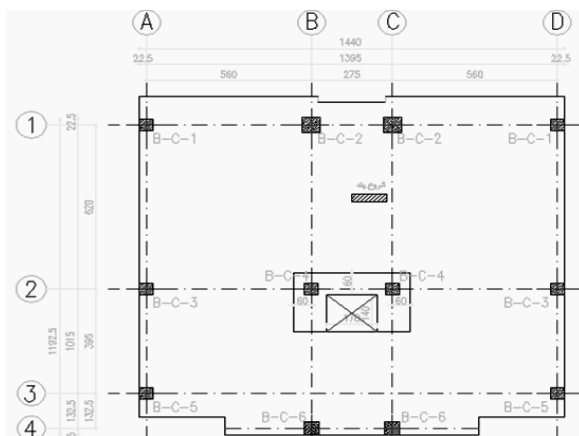


Рис. 1. Типовой план здания

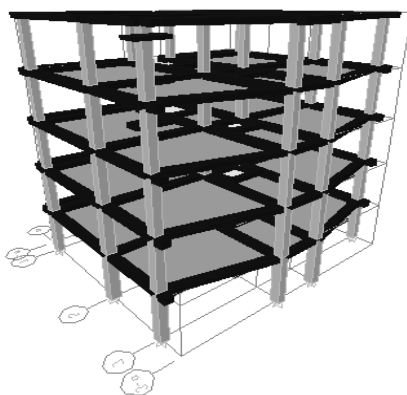
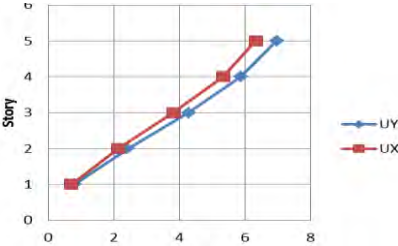
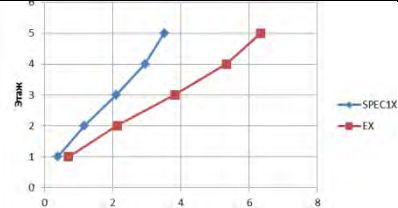
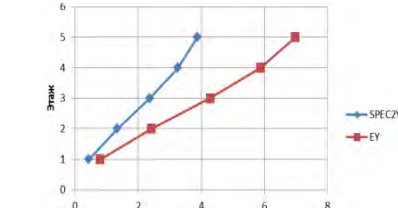
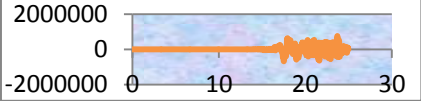
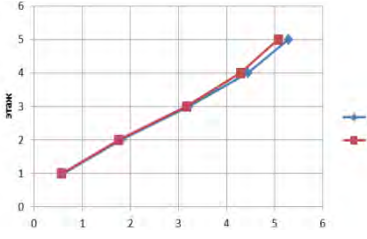
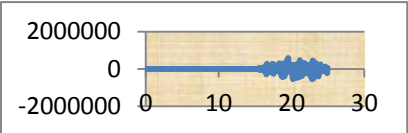
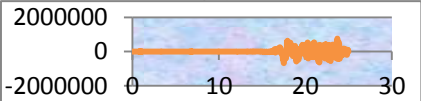



Рис. 2. 3D-модель здания

На основании анализа результатов численного расчета видно, что значения перемещений центра масс этажей при трех вышеперечисленных методах распределились так (табл. 1): 1) максимум наблюдается при расчете по методу 2, минимум – по методу 3; 2) значения перемещений, вычисленные методом 1, близки к значениям, вычисленным по методу 2; 3) значения перемещений (метод 1) меньше перемещений (метод 2) на 0,4 ... 2,7 %, перемещения по методу 3 меньше перемещений по методу 1 на 14 ... 19 %.

Перемещения центра масс этажей в зависимости от метода расчета

Метод расчета	Графики перемещений, см
Значения перемещений центра масс этажей, см	
Эквивалентная нагрузка $S = k_c \beta Q$	
0,6958 – 6,3375  (с 1-го по 5-й этаж)	 <p>перемещения по осям x (UX) и y (UY) по результатам расчета по эквивалентной нагрузке</p>
Динамический спектральный метод определения сейсмических нагрузок	 <p>а) перемещения по оси x по результатам спектрального расчета (SPEC1X) и эквивалентной нагрузки (EX)</p>
0,6986 – 6,5125  (с 1-го по 5-й этажи)	 <p>б) перемещения по оси y по результатам спектрального расчета (SPEC2Y) и эквивалентной нагрузки (EY)</p>

Метод расчета.	Графики перемещений, см
<p><b>Значения перемещений центра масс этажей, см</b></p>	
<p>Прямой динамический методом с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях («time-history»)</p>	
 <p>а) амплитуда горизонтальных ускорений по x, см/с<sup>2</sup></p>	
<p>б) амплитуда горизонтальных ускорений по y, см/с<sup>2</sup> Прямой динамический метод с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях («time-history»)</p> 	<p>перемещения по осям x (UX) и y (UY) по результатам расчета по динамическим методом («time-history»)</p>
<p>а) амплитуда горизонтальных ускорений по x, см/с<sup>2</sup></p> 	
<p>б) амплитуда горизонтальных ускорений по y, см/с<sup>2</sup></p> 	
<p>0,5984 – 5,2875 (с 1-го по 5-й этажи)</p>	

### Литература

1. Iranian buildings codes and standards. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Standard No. 2800, 3<sup>rd</sup> Edition / Building and Housing Research Center. – 83 p.

УДК 624.1

**ВЛИЯНИЕ АНИЗОТРОПИИ  
ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ  
НА УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ**

**Кремнев А.П., Вишняков Н.Н., Седун Е.А.**

*Полоцкий государственный университет, г. Новополоцк, Беларусь*

В статье рассматривается влияние анизотропии прочностных свойств грунтов на устойчивость откосов. Приводятся результаты расчета коэффициента устойчивости откосов с учетом анизотропии прочностных свойств грунтов.

The article discusses the effect of anisotropy of strength properties of soils in the slope stability. The results of the calculation of the stability of slopes in view of the anisotropy of mechanical properties of soils.

При проектировании зданий и сооружений вблизи откосов оценка их устойчивости является обязательным условием выполнения требований первой группы предельных состояний. Необходимость строительства вблизи откосов особенно возникает в городах, расположенных в пойме рек, а также на холмистой местности. В Витебской области к ним можно отнести г. Витебск, Оршу, Полоцк и др.

Для расчета устойчивости наиболее универсальным методом является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Как известно, данный метод позволяет определить коэффициент устойчивости откоса любого очертания и литологического строения с учетом поверхностных и объемных сил, в том числе и фильтрационных. Однако, как показывает практика [1], результаты расчета

не всегда соответствуют реальным очертаниям поверхности склона откоса. Зачастую откосы природного и искусственного происхождения имеют уклон значительно превышающий расчетный.

На наш взгляд, одной из причин такого несоответствия является недостаточно полная оценка особенностей прочностных свойств грунтов и, в частности, их анизотропии.

На сегодняшний день доказано, что большинство грунтовых отложений по своей природе анизотропны [1]. Практически все грунты осадочного происхождения в той или иной мере обладают деформационной, фильтрационной или прочностной анизотропией. Без ее учета невозможно представить дальнейшее совершенствование методов расчета грунтовых оснований и грунтовых массивов.

Испытания грунтов в приборе одноплоскостного среза показали, что сопротивление грунта сдвигу в двух взаимно перпендикулярных плоскостях может отличаться почти в 2 раза. При этом большее сопротивление сдвигу достигнуто на образцах, сдвиг которых происходил в направлении перпендикулярном плоскости изотропии.

Существующие методы расчета устойчивости откосов и программные комплексы не учитывают влияние ориентации расчетной поверхности скольжения по отношению к плоскости изотропии. И это, на наш взгляд, вполне объясняет тот факт, что фактическое очертание откосов характеризуется большим углом заложения, чем получаемое по расчету.

Для изучения влияния анизотропии прочностных свойств грунтов на коэффициент устойчивости откоса нами был проведен математический эксперимент с применением объекто-ассоциативного программного комплекса, разработанного в Полоцком государственном университете [2,3].

Расчет выполнен на примере очертания реального откоса, расположенного в карьере «Боровое» Витебской области. Коэффициента устойчивости откоса определялся для различных вариантов соотношений угла внутреннего трения и удельного сцепления при срезе вдоль и поперек плоскости изотропии.

Зависимость изменения прочностных характеристик грунтов от угла наклона поверхности сдвига к плоскости изотропии была принята по формулам 1 и 2, как наиболее распространенная [4]:

$$tg\varphi_{\alpha} = tg\varphi_1 + (tg\varphi_2 - tg\varphi_1) \sin^2 \alpha \quad (1)$$

$$c_{\alpha} = c_1 + (c_2 - c_1) \sin^2 \alpha \quad (2)$$

где  $\operatorname{tg}\varphi_1$  и  $c_1$  – прочностные характеристики при сдвиге параллельно плоскости изотропии;  $\operatorname{tg}\varphi_2$  и  $c_2$  – то же, при сдвиге поперек плоскости анизотропии;  $\alpha$  – угол наклона поверхности сдвига к плоскости анизотропии.

Для сравнения первоначально был выполнен расчет коэффициента устойчивости фактического очертания откоса без учета анизотропии прочностных свойств грунтов. Коэффициент устойчивости в этом случае оказался равным 0.28, хотя признаков обрушения не было обнаружено по всему периметру карьера.

Далее расчет был выполнен при различных соотношениях прочностных свойств, определяемых параллельно и перпендикулярно плоскости изотропии. На первом этапе расчета учитывалось только увеличение угла внутреннего трения грунта, а удельное сцепление принималось постоянным и равным 0. Результаты расчета этого этапа приведены в табл. 1.

Таблица 1

Угол внутреннего трения вдоль плоскости изотропии, $\varphi_1$ , градус	Угол внутреннего трения поперек плоскости изотропии, $\varphi_2$ , градус	Соотношение $\varphi_2/\varphi_1$	Коэффициент устойчивости, $\eta$
30	33	1.1	0.29
30	36	1.2	0.36
30	39	1.3	0.39
30	42	1.4	0.53
30	45	1.5	0.58

На втором этапе расчета учитывалось только увеличение удельного сцепления грунта, а угол внутреннего трения принимался постоянным и равным  $30^{\circ}$ . Результаты расчета приведены в табл. 2.

Из проведенного математического эксперимента можно сделать вывод, что учет анизотропии прочностных свойств грунтов оказывает существенное влияние на коэффициент устойчивости откоса. При учете изменения прочностных свойств грунтов в зависимости

от угла наклона плоскости сдвига к плоскости изотропии коэффициент устойчивости откоса возрастает и приближается к практическим данным.

Таблица 2

Удельное сцепление вдоль плоскости изотропии, $c_1$ , кПа	Удельное сцепление поперек плоскости изотропии, $c_2$ , кПа	Соотношение $c_2/c_1$	Коэффициент устойчивости, $\eta$
1	2	2	0.59
1	3	3	0.71
1	4	4	0.81
1	5	5	0.86
1	10	10	1.09

## Литература

1. Кремнев, А.П. Анизотропия прочностных свойств песчаных грунтов. Сборник статей международной научно-технической конференции / А.П. Кремнев, Н.Н. Вишняков. – Минск : БНТУ, 2008.

2. Глухов, Д.О. Объектно-ассоциативный подход к построению алгоритмов расчета и визуализации пространства цилиндрических поверхностей скольжения в расчетах устойчивости откосов / Д.О. Глухов, А.П. Кремнев, Т.М. Глухова // Вестник Полоцкого государственного университета. Фундаментальные науки. – № 4. – Новополоцк: РИО ПГУ, 2011. – С. 43–51.

3. Кремнев, А.П. Определение наиболее опасной поверхности скольжения при расчете устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения / А.П. Кремнев, Д.О. Глухов, Н.Н. Вишняков // Вестник Полоцкого государственного университета серия Ф. Прикладные науки. Строительство. – Новополоцк: ПГУ, 2011. – С. 37–41.

4. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П.Л. Иванов. – М. : Высш. шк., 1991. – 447 с.



УДК 624.131

## **ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ**

**Кулачкин Б.И., Радкевич А.И., Митькин А.А., Шмидт Д.Д.**  
*Институт по проектированию транспортных сооружений*  
*«Транспроект», г. Москва, Россия,*  
*«ТрансКапСтрой», г. Москва, Россия*

Рассмотрены наиболее важные аспекты механики грунта, которые пока не нашли широкого применения в практике геотехники, включая: модель «Геомассив–основание–фундамент–сооружение»; аналого-дискретную модель грунта; эффект «Кулачкина-Радкевича»; капиллярную модель грунта; классификацию грунта; поровое давление, природное (бытовое) давление.

The most important aspects of soil mechanics which weren't used in geotechnical practice are considered, including: "Geosolid – Bed – Basement – Object" model, analogue-discrete subgrade model, Kulachkin-Radkevich effect, capillary subgrade model, soil classification, interstitial pressure, ground (natural) pressure.

**Модель «Геомассив – основание – фундамент – сооружение».** Эта модель существенно расширяет область применения традиционной модели «основание – фундамент – сооружение» как в части механики грунта, так и в окружающей среде. Наиболее ярко новая модель проявляет себя в транспортном строительстве, когда имеют место линейно протяженные сооружения (мосты, путепроводы и др). В частности, эта модель рассматривает каждую опору

большого и среднего моста как отдельное сооружение [1, 2]. Проектировщики и строители в Московском регионе широко используют модель «Геомассив – основание – фундамент – сооружение», причем «ТрансКапСтрой» уже более 5 лет на всех объектах.

При строительстве моста через р. Ликова (Московский регион) основание одной из опор содержало реликтовый врез, который существенно снижал прочность основания [3]. В результате пришлось вносить изменения в проект.

Еще один яркий пример. Мостовой переход через р. Волга у с. Пристанное длиной более 20 км. Рассматривать проект или его часть без модели «геомассив – основание – фундамент – сооружение» практически невозможно.

Модель «Геомассив – основание – фундамент – сооружение» имеет широкие возможности для своего развития в отношении окружающей среды, когда природные условия и технология существенно влияют на проекты в части геотехники [4]. Здесь следует отметить широко используемый за рубежом Observation Method в геотехнике окружающей среды [5]. В качестве примера применения данного метода в геотехнике можно привести коррекцию проекта на развязке Дмитровского шоссе в Москве, когда была произведена замена забивных свай на буронабивные по ряду экологических и геотехнических причин [6].

**Аналого-дискретная модель грунта.** Все известные модели грунта, широко используемые в механике грунтов – аналоговые (непрерывные). На самом деле грунт – аналого-дискретная среда [7, 8, 9, 10]. Наиболее ярким представителем такой среды является просадочный грунт.

Процесс просадки грунта очень сложно контролировать в строительной практике. И хотя предпринимается много различного рода попыток описать этот процесс аналитически, на основе непрерывных функций, результат нельзя признать положительным [8]. В том, что грунт, основание, геомассив являются аналого-дискретной средой, можно легко убедиться, посмотрев на диаграммы зондирования (аналоговая регистрация) в различных источниках [9, 10].

Если рассматривать с общих позиций механики, то все известные модели грунта, а также др. строительных материалов (сталь, бетон, полимер и др.) основаны на 3-х идеальных телах: Гук (H) –

упругость, Ньютон (N) – вязкость, и Сен-Венан (Stv) – сухое трение в их различных сочетаниях и интерпретациях, и, естественно, являются аналоговыми (непрерывными), но что касается грунта, то он вполне укладывается (современные научные представления) в рамки теории предельного равновесия и др. На первый взгляд это действительно так. Вместе с тем исследования, выполненные в 80-х годах прошлого века и позднее, включая зондирование, показали, что это совсем не так [11, 12]. Именно зондирование и в общем глубокое исследование измерительных систем [13] позволило получить эти принципиально новые результаты [14, 15]. Если иметь в виду реальные модели грунта, то они наделены различного рода свойствами, полученными экспериментальным путем [16]. Существование этих результатов заключается в следующем. Практически все статические процессы заканчиваются измерением некоего конкретного значения перемещения (деформации), нагрузки (напряжение, давление).

Что касается динамики, анализа и соотношения инерционных характеристик объекта исследования и измерительной системы не было ни в РФ ни за рубежом. Необходимое соотношение было реализовано в измерительных системах для статического зондирования [1, 2]. Это позволило обнаружить дискретность грунта во всем диапазоне нагрузок, начиная даже практически с нуля. Таким образом, на базе практически «безинерционных» измерительных систем по отношению к грунту, получена новая информация о прочности грунта в широком понимании этого термина. В дополнение к идеальным аналоговым телам N, H и Stv добавлено идеальное хрупкое тело «Кулачкин-Радкевич» (KR) [17, 18], которое, с нашей точки зрения, в полной мере решает вопрос поведения грунта под нагрузкой во всем диапазоне, но это касается также всех материалов (сталь, бетон, полимер и др).

Идеальная аналого-дискретная модель может быть представлена состоящей из четырех идеальных тел: N (Ньютон), H (Гук), Stv (Сен-Венан) и KR (Кулачкин-Радкевич). Простейшая схема модели представлена на рис. 1.

Реальные модели существенно дополняют и усложняют идеальную модель. Идеальная аналого-дискретная модель на основе четырех идеальных тел N, H, Stv и KR допускает их различные комбинации как в отношении последовательности, так и весовой функции

относительно физико-механических свойств. Главным ее отличием от современных представлений свойств материалов является то, что может быть иной порядок проявления свойств, например традиционный

$$H \rightarrow N \rightarrow Stv \rightarrow \text{а может быть KR} \quad H \quad N$$

$$Stv \text{ и др.}$$

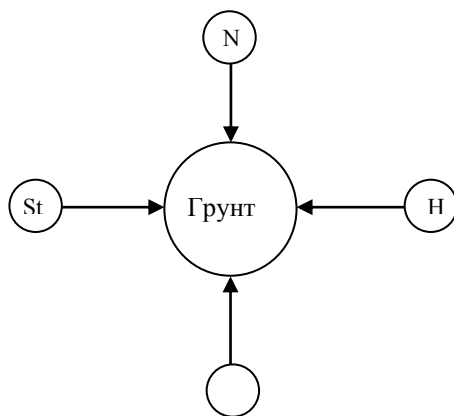


Рис. 1

Безусловно, на основе экспериментальных исследований получено очень много побочных свойств, которые информационно обогащают грунт и, конечно, модели. К примеру, новую модель с параметром просадки возможно рекомендовать для практического применения в просадочном грунте.

**Эффект «Кулачкина-Радкевича»** [19, 20]. Этот эффект позволил в какой-то степени обнаружить аномальное явление. Поровое давление внутри песчаной насыпи, образованной гидронамывом (строительство мостового перехода в г. Саратове через р. Волга у села Пристанное), оказалось меньше атмосферного (!).

Этот результат был получен благодаря новой методике измерений порового давления в процессе статического зондирования. В данном случае проводилось измерение порового давления в процессе его релаксации при остановке зонда. Эта методика принципиально отличается от рекомендуемой, изложенной в международном стандарте на СРТ.

В итоге оказалось, что поровое давление внутри песчаной насыпи являлось неким стабилизирующим фактором, что повысило устойчивость песчаной насыпи. Этот эффект важен для понимания процессов, происходящих в массиве грунта как при техногенном воздействии, так и при эволюции верхних слоев литосферы.

**Капиллярная модель грунта.** Высота капиллярного поднятия, капиллярные силы и их учет в различного рода расчетах имеют важное значение в геотехнике. В нормах РФ в достаточно общем виде обозначены высоты капиллярного поднятия для различных видов грунта. Проведенные исследования в различных регионах РФ, в том числе с использованием ННК (нейтрон-нейтронный каротаж) и ГК (гамма-гамма каротаж) показали, что высота капиллярного поднятия нестабильна и не достигает величины более 2 м [21]. В процессе эволюции или техногенеза могут образовываться как традиционные капилляры так и капилляры Жомена [11]. На этой основе разработана комбинированная капиллярная модель.

Одним из главных выводов этой модели является отсутствие прямой связи между высотой и силой капиллярного поднятия (тем более, что объемная и весовая влажности по высоте каймы капиллярного поднятия нестабильны и сама кайма неровная). Экспериментальные исследования проводились в различных регионах РФ. Большое количество исследований выполнялось в Узбекистане.

Разработанная комбинированная модель показывает, что больших высот капиллярное поднятие не достигает, хотя в одной из своих работ К. Терцаги допускал, что высота капиллярного поднятия может достигать более 100 м.

**Поровое давление.** Вопрос с поровым давлением был решен в большой степени в рамках открытия №186 [22] «Закономерность распределения порового давления в глинистых породах». Это открытие позволяет рассматривать поровое давление как элемент памяти образования и эволюции верхних слоев литосферы. Здесь следует отметить, что вслед за этим открытием последовало много научных работ о некоей памяти воды и больших возможностях методики ее оценки. Исследования показали [1, 2, 22, 23], что в водонасыщенных песках (открытый геомассив) поровое давление в полной мере соответствует гидростатическому давлению. В глинистой породе [24, 25] поровое давление распределено

неравномерно и может быть меньше гидростатического, равно ему или больше его, вплоть до литостатического давления [26].

В качестве такого примера можно привести измерение порового давления в неоднородном геомассиве одного из районов Таллина. Широкое применение методики измерения порового давления было основано на применении прибора «ПИКА» [24, 27, 28, 29, 30].

**Классификация грунта.** Известно, что К. Терцаги и Р. Пек ввели понятие переуплотненного грунта. Однако долгое время в РФ переуплотненный грунт как категория не фигурировал. В конце 20-го века Б.И. Кулачкиным была введена новая классификация грунта: переуплотненный – нормальноуплотненный – недоуплотненный грунт. Переуплотненный грунт был введен в МГСН-2003. Практическое использование этой классификации позволило обосновать возможность надстройки существующих зданий и сооружений, в частности, в Москве. Использование этой классификации было осуществлено при проектировании и строительстве автодороги «Шантала – Клявлино» в Самарской обл. и при строительстве магистрали Север-Юг в Израиле.

**Природное давление.** Природное давление, которое представляется как  $\gamma h$ , не в полной мере отражает суть вопроса. Так, С.Б. Ухов и его коллеги [31] пишут, что это сложный с инженерной точки зрения вопрос. Природное давление, во всяком случае на небольших глубинах, зависит от эволюции верхних слоев литосферы.

Чтобы каким-то образом прояснить этот вопрос, проведен ряд исследований. Стало ясно, что определение природного (бытового) давления не может быть решено аналитически. Кстати, этот вопрос неким образом связан с классификацией грунта (переуплотненный, нормальноуплотненный и недоуплотненный грунт). Были предприняты попытки оценить природное (бытовое) давление через боковое давление. Был сконструирован зонд [32] для статического зондирования с измерением бокового давления, причем в конструкции предусмотрена компенсация от различного рода погрешностей. Эксперименты показали, что природное (бытовое) давление может быть экспериментально определено в необходимых случаях, что существенно уточняет различного

рода расчеты. Особенно это важно для оценки устойчивости склонов и откосов.

### **Литература**

1. Кулачкин, Б.И. Проблемы и перспективы геотехники / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич, А.Д. Соколов. М. : РАЕН, 2003.
2. Фундаментальные и прикладные проблемы геотехники / Б.И. Кулачкин [и др.]. – М. : РАЕН, 1999.
3. Шмидт, В.И. Опыт проектирования моста через р. Ликова / В.И. Шмидт [и др.] // Вестник мостостроения. – №3–4. – 2004.
4. Основы строительной экологии / Б.И. Кулачкин [и др.]. – Саратов : Изд-во. Саратовского университета, 2000.
5. Morgenstern, N.R. The Observation Method in Environmental Geotechnics / N.R. Morgenstern // Proceedings of the First International Congress on Environmental Geotechnics. Edmonton. –Canada, 1994.
6. Шмидт, Д.Д. Концепция исследования качества искусственных сооружений в условиях Москвы / Д.Д. Шмидт // Транспортное строительство. – №5. – 2013.
7. Кондрауров, И.И. Теория дискретного распределения вертикальных напряжений и деформаций сжатия в однородных и слабых грунтовых основаниях / И.И. Кондрауров // Всесоюзный съезд по теоретической и прикладной механике. –А Н СССР, 1960.
8. Крутов, В.И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев. – М. : Изд. АСВ, 2013.
9. Ильичев, В.А. Советско-голландский эксперимент в области зондирования грунтов / В.А. Ильичев [и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №5.
10. Кулачкин, Б.И. Исследование метода зондирования для определения относительной просадочности и коэффициента фильтрации лессовых грунтов : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Б.И. Кулачкин. – М. : НИИОСП, 1975.
11. Кулачкин, Б.И. Экспериментально-теоретические исследования и разработка метода зондирования в инженерной геологии : / автореф. дис. ... д.г.-м.н. / Б.И. Кулачкин. – Ташкент, 1991.
12. Kulachkin, B.I. Cone Penetration Testing in Russia / B.I. Kulachkin, Yu.G. Trofimenkov, L.G. Mariupolsky, I.B. Rygkov //

Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing. Linkoping, Sweden, 1995.

13. Теория информации и ее практические приложения (сборник переводов) / под ред. А.А. Харкевича. – М. : Изд. физ.-мат.лит., 1959.

14. Kulachkin, B.I. Soil Classification by means of PIKA-10 Statik Penetration Tests / B.I. Kulachkin, N.P. Betelev, V.P. Otrepiev, A.Z. Chister // Proc. of the 1<sup>st</sup> Int. Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1). Orlando, USA, 1988.

15. Kulachkin, B.I. Soil Massives subdivision into Types of Soil / B.I. Kulachkin, A. Anand, A.I Radkevitch, N.P. Betelev // Proceedings of the Mongolian Geotechnic Conference MGC-96. Ulaanbaatar, Mongolia, 1996.

16. Kulachkin, B.I. Survey on Site of Port Salif in Yemen / B.I. Kulachkin, A.I. Radkevitch, M.A. Trotsky, P.A. Schepetinov, I.P. Shlykov, J.G. Shakhgelyan // Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing. Linkoping, Sweden, 1995.

17. Непрерывно аналого-дискретная модель грунта / Б.И. Кулачкин [и др.] // Транспортное строительство. – №4. – 2000.

18. Кулачкин, Б.И. Аналого-дискретная модель грунта / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич // Международная научно-практическая конференция «Геотехника-99». – Пенза, 1999.

19. Кулачкин, Б.И. Область пониженного давления внутри песчаной насыпи / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич, Д.В. Паранин // Третья Украинская научно-техническая конференция по механике грунтов и фундаментостроению. – Одесса, 1997.

20. Кулачкин, Б.И. Эффект Кулачкина-Радкевича при возведении песчаной насыпи гидронамывом / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич, В.И. Беда, Д.В. Паранин. Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич, В.И. Беда, Д.В. Паранин // 8-я Международная конференция по экспериментальным исследованиям инженерных сооружений, ЭИИС-98, 1998.

21. Кулачкин, Б.И. Капиллярная модель грунта / Б.И. Кулачкин // Рекламный листок. М., ВДНХ СССР, 1979.

22. Кулачкин, Б.И. Диплом №186. Научное открытие – Закономерность распределения порового давления в глинистых породах / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич, Ю.В. Александровский, Б.С. Остюков // М., РАЕН, 1991.



23. Dalmatov, B.I. Field Investigations Clay Soils / B.I. Dalmatov, B.I. Kulachkin // Proceedings of 10<sup>th</sup> Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng. v.2, Rotterdam, 1981.

24. Кулачкин, Б.И. Поропьезомер / Б.И. Кулачкин // – 1М. Паспорт НТД. М., НИИОСП, 1983.

25. Кулачкин, Б.И. Кулачкин, Б.И. Новая методика измерения порового давления. Паспорт НТД / Б.И. Кулачкин., М., НИИОСП, 1984.

26. Кулачкин, Б.И. Кулачкин, Б.И. Измерение порового давления в грунтах зондированием / Б.И. Кулачкин, Н.П. Бетелев, А.З. Гинстер, В.П. Отрепьев. // Библиографическая информация: Строительство и архитектура. Выпуск 5, ВНИИИС, 1984.

27. Кулачкин, Б.И. Кулачкин, Б.И. Аномально высокие пластовые давления и средства их измерения / Б.И. Кулачкин, Н.П. Бетелев, А.З. Гинстер, В.П. Отрепьев // Библиографическая информация. Строительство и архитектура. Выпуск 5, ВНИИИС, 1984.

28. Кулачкин, Б.И. Руководящий нормативный документ. Морские инженерно-геологические изыскания. Определение строительных свойств донных грунтов комплектом ПИКА-10 / Б.И. Кулачкин и др. // Мингазпром, Баку, Гипроморнефтегаз, 1984.

29. Кулачкин, Б.И. Кулачкин, Б.И. Использование результатов статического зондирования для оценки физико-механических характеристик грунтов / Б.И. Кулачкин // Сб. №74. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М., Стройиздат, 1984.

30. Кулачкин, Б.И. Литологическое расчленение грунтовых массивов в Волгоградском Поволжье по результатам статического зондирования комплектом ПИКА-10 / Б.И. Кулачкин, Н.П. Бетелев, В.П. Отрепьев, А.З. Гистер // Инженерная геология, №4, 1986.

31. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. // М., Высшая школа, 2007.

32. Кулачкин, Б.И. Кулачкин, Б.И. Устройство для определения физико-механических свойств грунта / Б.И. Кулачкин и др. // А.с. №1191521. Бюлл. №42, 1985.

УДК 624.042

**РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙ,  
ЗАЩЕМЛЕННЫХ В РОСТВЕРК, С УЧЕТОМ  
ДЛИТЕЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ**

**Лучковский И.Я., Есакова С.В.**

*Харьковский национальный университет строительства  
и архитектуры, г. Харьков, Украина*

В работе рассмотрены горизонтально нагруженные сваи, защемленные в ростверк и погруженные в упруго-ползучее основание Винклера с линейно возрастающей жесткостью.

In the article describes the horizontally loaded pile with embedment in the grillage and immersed in elastic-creeping base of Winkler with linearly increasing stiffness.

Современные методы расчета свай на горизонтальную нагрузку стремятся более широко охватить все факторы, влияющие на изменение свойств грунтов при нагружении. Прежде всего, это учет реологических свойств основания. Ползучесть Винклерова основания приводит к неравномерному возрастанию деформаций конструкций, а также к неравномерному изменению контактных напряжений горизонтально нагруженных свай.

Применительно к принятой модели основания с линейно возрастающим в момент загрузки коэффициентом постели  $C_0^z$ , представим закон деформирования грунта при длительном нагружении, используя предпосылки теории «старения» в виде [1]

$$y_t^z = \frac{\sigma_t}{C_0^z \cdot b_p} + \frac{\sigma_0 + \sigma_t}{2 \cdot C_0^z \cdot b_p} \varphi_t, \quad (1)$$

$$C_0^z = K \cdot z \cdot b_p; \quad (2)$$

где  $\varphi_t$  – характеристика полустержня основания;  $b_p$  – расчетная ширина сваи;  $K$  – коэффициент пропорциональности;  $\sigma_0$ ,  $\sigma_t$  – нагрузка от сваи на единицу длины основания в произвольный момент времени  $\tau = 0, t$ .

Представим исходное дифференциальное уравнение изгиба сваи при длительном нагружении в виде

$$EI \cdot \frac{\partial^4 y_t^z}{\partial z^4} + \sigma_t^z = 0, \quad (3)$$

затем из (1) найдем  $\sigma_t^z$ :

$$\sigma_t^z = \frac{2 \cdot C_0^z \cdot b_p \cdot y_t^z - \sigma_0^z \cdot \varphi_t}{2 + \varphi_t}. \quad (4)$$

Подставив (4) в (3), получим исходное уравнение изгиба сваи

$$\frac{\partial^4 y_t^z}{\partial z^4} + \frac{2 \cdot K \cdot b_p}{EI} \cdot z \cdot y_t^z = \frac{\varphi_t \cdot b_p}{EI} \cdot \sigma_0^z. \quad (5)$$

Произведя замену переменной, после ряда преобразований получаем

$$\frac{\partial^4 y_t^x}{\partial x^4} + x_t \cdot y_t^x = \frac{\varphi_t \cdot \beta_t}{2 \cdot K \cdot b_p} \cdot \sigma_0^x, \quad (6)$$

где

$$\beta_t = \sqrt[5]{\frac{2 \cdot K \cdot b_p}{\varphi_t \cdot EI}}, \quad x_t = \beta_t \cdot z.$$

Упруго-мгновенное решение для сваи, заземленной в ростверк, согласно «Руководству» [2], может быть получено из общего случая загрузки сваи в уровне поверхности силой  $Q^0$  и моментом  $M^0$  при равенстве нулю угла поворота  $\varphi^0$  в начале координат.

Однако для данного случая решение можно упростить, используя решение И.В. Урбана [3], при  $\varphi^0 = 0$  получим в упругой стадии

$$\left. \begin{aligned} y^z &= y^0 \cdot A_1^z + \frac{M^0}{\beta_0^2 \cdot EI} \cdot C_1^z + \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot D_1^z; \\ -\frac{\varphi^z}{\beta_0} &= y^0 \cdot A_2^z + \frac{M^0}{\beta_0^2 \cdot EI} \cdot C_2^z + \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot D_2^z; \\ \frac{M^z}{\beta_0^2 \cdot EI} &= y^0 \cdot A_3^z + \frac{M^0}{\beta_0^2 \cdot EI} \cdot C_3^z + \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot D_3^z; \\ \frac{Q^z}{\beta_0^3 \cdot EI} &= y^0 \cdot A_4^z + \frac{M^0}{\beta_0^2 \cdot EI} \cdot C_4^z + \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot D_4^z. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Принимая на нижнем конце сваи условие  $Q^H = 0$ ;  $M^H = 0$ , из двух нижних уравнений (7) получаем

$$\left. \begin{aligned} M^0 &= -\frac{Q^0}{\beta_0} \cdot V^H; \\ y^0 &= \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot T^H, \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

где  $V^H$ ,  $T^H$  – новые функции, зависящие от длины сваи  $H$ .

$$\left. \begin{aligned} V_0^H &= \frac{A_3^H \cdot D_4^H - A_4^H \cdot D_3^H}{A_3^H \cdot C_4^H - A_4^H \cdot C_3^H} \\ T_0^H &= \frac{C_3^H \cdot D_4^H - C_4^H \cdot D_3^H}{A_3^H \cdot C_4^H - A_4^H \cdot C_3^H} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Таким образом, из (9) имеем возможность найти  $M^{\max} = M^0$  и  $y^{\max} = y^0$ , а  $\varphi^0 = 0$  и  $Q^{\max} = Q^0$  заданы как начальные параметры.

Далее из системы (7) и (8) найдем деформации и усилия в упругой стадии

$$\left. \begin{aligned} y^z &= \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot \left( \varphi_1^z \cdot T_0^H - C_1^z \cdot V_0^H + D_1^z \right) \\ -\varphi^z &= \frac{Q^0}{\beta_0^2 \cdot EI} \cdot \left( \varphi_2^z \cdot T_0^H - C_2^z \cdot V_0^H + D_2^z \right) \\ M^z &= \frac{Q^0}{\beta_0} \cdot \left( \varphi_3^z \cdot T_0^H - C_3^z \cdot V_0^H + D_3^z \right) \\ Q^z &= Q^0 \cdot \left( \varphi_4^z \cdot T_0^H - C_4^z \cdot V_0^H + D_4^z \right) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

При этом распределение контактных напряжений в упругой стадии, в соответствии с законом (2) и решением (10), имеет вид

$$\sigma_0^z = \beta_0 \cdot x_0 \cdot Q^0 \cdot \left( \varphi_1^z \cdot T^H - C_1^z \cdot V^H + D_1^z \right) \quad (11)$$

где  $\beta_0 = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_p}{EI}}$ ,  $x_0 = \beta_0 \cdot z$ .

С учетом (11) исходное дифференциальное уравнение (6) получает выражение

$$\frac{\partial^4 y(\varphi, t)}{\partial x^4} + x_t y_t^x = \frac{\varphi_t}{2K \cdot b_p} \beta_0 \beta_t \cdot x_0 \cdot Q_0 \left( \varphi_1^z \cdot T^H - C_1^z \cdot V^H + D_1^z \right) \cdot \varphi$$

Решением этого уравнения является сумма частного решения « $u$ » и общего решения « $s$ ».

Частное решение ищем в виде

$$u = r_1 \cdot A_1^0 + r_2 \cdot C_1^0 + r_3 \cdot D_1^0. \quad (13)$$

Дифференцируя (13), получаем

$$\frac{\partial^4 u}{\partial z^4} = r_1 \cdot \left( \mathbb{C}_1^0 \right)^{\mathcal{N}} + r_2 \cdot \left( \mathbb{C}_1^0 \right)^{\mathcal{N}} + r_3 \cdot \left( \mathbb{C}_1^0 \right)^{\mathcal{N}}. \quad (14)$$

Используя функции И.В. Урбана [3], можно показать, что существует соотношение:

$$\frac{\partial^4 u}{\partial z^4} = -\beta_0 \cdot z \cdot \left( \mathbb{C}_1^0 \cdot A_1^0 + r_2 \cdot C_1^0 + r_3 \cdot D_1^0 \right) \quad (15)$$

Теперь, с использованием частного решения (13), уравнение (12) имеет вид

$$\begin{aligned} & \left( \mathbb{C}_t - \beta_0 \right) \cdot \left( \mathbb{C}_1^0 \cdot A_1^0 + r_2 \cdot C_1^0 + r_3 \cdot D_1^0 \right) \\ & = \frac{\Phi_t}{2 \cdot K \cdot b_p} \cdot \beta_0^2 \cdot \beta_t \cdot Q_0 \cdot \left( A_1^0 \cdot T^H - C_1^0 \cdot V^H + D_1^0 \right) \end{aligned} \quad (16)$$

Приравнявая коэффициенты при функциях начального нагружения  $A_1^0$ ,  $C_1^0$  и  $D_1^0$ , найдем значение коэффициентов  $r_i$ , а затем и частное решение

$$u = \frac{\Phi_t}{2 \cdot K \cdot b_p} \cdot \frac{\beta_0^2 \cdot \beta_t}{\left( \mathbb{C}_t - \beta_0 \right)} \cdot Q_0 \cdot \left( \mathbb{C}_1^0 \cdot T^H - C_1^0 \cdot V^H + D_1^0 \right) \quad (17)$$

Далее представим общее решение однородного уравнения (12) (без правой части) в виде

$$s = N_1 \cdot A_1^t + N_2 \cdot C_1^t + N_3 \cdot D_1^t. \quad (18)$$

С учетом (17) и (18) запишем решение уравнения (6)

$$y(x, t) = N_1 \cdot A_1^t + N_2 \cdot C_1^t + N_3 \cdot D_1^t + \frac{\varphi_t \cdot \beta_0^2 \cdot \beta_t}{2K \cdot b_p \cdot (\beta_t - \beta_0)} Q^0 \cdot (A_1^0 \cdot T^H - C_1^0 \cdot V^H + D_1^0). \quad (9)$$

Произвольные постоянные найдем из граничных условий

$$\begin{aligned} \text{при } x=0: \quad & y'(0, t) = 0; \quad y'''(0, t) = \frac{Q^0}{EI}; \\ \text{при } x=H: \quad & y''(H, t) = 0; \quad y'''(H, t) = 0. \end{aligned}$$

При этом учтем, что:

$$A_2 = A'_1; \quad A_3 = A'_2; \quad A_4 = A'_3; \quad B_2 = B'_1; \quad \dots; \quad D_4 = D'_3.$$

Кроме этого, учтем, что функции И.В. Урабана при  $z = 0$  равны нулю, исключая только четыре, которые равны единице:

$$A_1 = B_2 = C_3 = D_4 = 1.$$

Далее, дифференцируя уравнение (19) и используя граничные условия, получаем систему уравнений для определения  $N_i$ .

При отсутствии поворота в месте защемления сваи в ростверк получаем, что условие  $y'(0, t) = 0$  удовлетворяется автоматически.

Из условия  $y'''(0, t) = \frac{Q^0}{EI}$  находим

$$\beta_t^3 \cdot N_3 + \frac{\varphi_t \cdot \beta_0^5 \cdot \beta_t}{2 \cdot K \cdot b_p \cdot (\beta_t - \beta_0)} Q^0 = \frac{Q^0}{EI},$$

откуда получаем

$$N_3 = \frac{Q^0}{\beta_t^3 \cdot EI} \cdot \left[ 1 + \frac{\varphi_t \cdot \beta_t}{2 \cdot (\beta_0 - \beta_t)} \right]. \quad (20)$$

Далее, используя условия на нижнем конце сваи, получаем из (19) систему уравнений с двумя неизвестными  $N_1$  и  $N_2$

$$\left. \begin{aligned} N_1 \cdot A_{3_t}^H + N_2 \cdot C_{3_t}^H &= \frac{\Phi_t}{2 \cdot \beta_0 \cdot \beta_t \cdot \left( \beta_0 - \beta_t \right) \cdot EI} \cdot Q^0 \cdot \left( \epsilon_{3_0}^H \cdot T_0^H - \right. \\ &\quad \left. - C_{3_0}^H \cdot V_0^H + D_{3_0}^H \right) \cdot N_3 \cdot D_{3_t}^H; \\ N_1 \cdot A_{4_t}^H + N_2 \cdot C_{4_t}^H &= \frac{\Phi_t}{2 \cdot \beta_t^2 \cdot \left( \beta_0 - \beta_t \right) \cdot EI} \cdot Q^0 \cdot \left( \epsilon_{4_0}^H \cdot T_0^H - \right. \\ &\quad \left. - C_{4_0}^H \cdot V_0^H + D_{4_0}^H \right) \cdot N_3 \cdot D_{4_t}^H. \end{aligned} \right\} (21)$$

Обратим внимание, что в соответствии с решением (10), при  $z = H$  функции стоящие в скобках системы (21), обращаются в ноль, а система упрощается

$$\left. \begin{aligned} N_1 \cdot A_{3_t}^H + N_2 \cdot C_{3_t}^H &= -N_3 \cdot D_{3_t}^H; \\ N_1 \cdot A_{4_t}^H + N_2 \cdot C_{4_t}^H &= -N_3 \cdot D_{4_t}^H. \end{aligned} \right\} (22)$$

Это позволяет, с учетом (20), найти произвольные постоянные  $N_1$  и  $N_2$ . А в соответствии с полученным выше новым решением (9), (10) выражения для произвольных постоянных упрощаются

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= \frac{Q^0}{\beta_t^3 \cdot EI} \cdot T_t^H \cdot \left[ 1 + \frac{\Phi_t}{2 \cdot \left( \epsilon - 1 \right)} \right]; \\ N_2 &= -\frac{Q^0}{\beta_t^3 \cdot EI} \cdot V_t^H \cdot \left[ 1 + \frac{\Phi_t}{2 \cdot \left( \epsilon - 1 \right)} \right], \end{aligned} \right\} (23)$$

где функции  $T_t^H$  и  $V_t^H$  определяются по формуле (9) при  $\beta = \beta_t$ ;

$$\lambda = \frac{\beta_0}{\beta_t} = \sqrt[5]{1 + \frac{\Phi_t}{2}}.$$

С использованием полученных результатов запишем решение уравнения (19) в виде:



$$y(\epsilon, t) \approx \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot \left\{ \left[ 1 + \frac{\Phi_t}{2 \cdot \epsilon - 1} \right] \cdot \left( \epsilon_{1_t}^z \cdot T_t^H - C_{1_t}^H \cdot V_t^H + D_{1_t}^H \right) \lambda^3 - \right. \\ \left. - \frac{\Phi_t}{2 \cdot \epsilon - 1} \cdot \left( \epsilon_{1_0}^z \cdot T_0^H - C_{1_0}^H \cdot V_0^H + D_{1_0}^H \right) \right\}. \quad (4)$$

Из (24) можно получить максимальное перемещение при  $x = 0$ . А если принять, что значения функций  $T_0^H$  и  $T_t^H$  отличаются незначительно, то приближенно можем записать через  $T_{cp} = \frac{T_0^H + T_t^H}{2}$ :

$$y(\epsilon, t) \approx \frac{Q^0}{\beta_0^3 \cdot EI} \cdot T_{cp}^H \cdot \left[ \lambda^3 + \frac{\Phi_t}{2} \cdot (\epsilon^2 + \lambda + 1) \right], \quad (25)$$

т.е. решение с учетом линейной ползучести основания получается путем умножения упруго-мгновенного решения на коэффициент, учитывающий реологические свойства основания.

Взяв последовательно производные из выражения (24), нетрудно получить значения  $\varphi(\epsilon, t)$ ,  $M(\epsilon, t)$  и  $Q(\epsilon, t)$ .

## Литература

1. Лучковский, И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием / И.Я. Лучковский. – Библиотека журналу ІТЕ. Том 3. – Харків : ХДАГХ, 2000. – 264 с.
2. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1980.
3. Урбан, И.В. Расчет сваи на горизонтальную нагрузку с учетом ее гибкости / И.В. Урбан // Труды МЭМИИТ. – Вып. 58. – 1949. – С. 49–60.

УДК 624.13

## **ПРИРОДА СЦЕПЛЕНИЯ И ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ**

**Ляшенко П.А.**

*Кубанский государственный аграрный университет,  
г. Краснодар, Россия*

Отражена природа сцепления и внутреннего трения глинистых грунтов. Показаны характер взаимодействия между глинистыми частицами при разных расстояниях между ними и с учетом их смещений при сжатии и сдвиге

The article describes the essence of internal friction and cohesion of clayey soils. Here presents the feature of the interaction between clay particles at different distances between them by taking into consideration of displacement of the particles under compression and shearing.

**Введение.** Глинистые грунты состоят из песчаных и пылеватых частиц, связанных между собой на контактах глинистыми частицами и их микроагрегатами (рис. 1). Физико-химическая природа контактов глинистых частиц известна. Параллельные грани соседних частиц образуют контакт типа «базис-базис» [1-3]. При поступательном перемещении в таком контакте действуют силы, потенциал которых «характеризуется наличием двух потенциальных минимумов на расстояниях  $h_1$  и  $h_2$  (получивших название соответственно ближнего и дальнего), а также разделяющего их энергетического барьера  $U_{\max}$ » [1-3].

Глинистые частицы имеют форму пластин с их взаимной ориентацией отличной от параллельной. Они могут располагаться под углом друг к другу, образуя контакт типа «базис-скол» [1, 3]. Силы в контактах двух типов могут существенно различаться, что влияет на механизм разрушения микроструктуры грунта под нагрузкой.

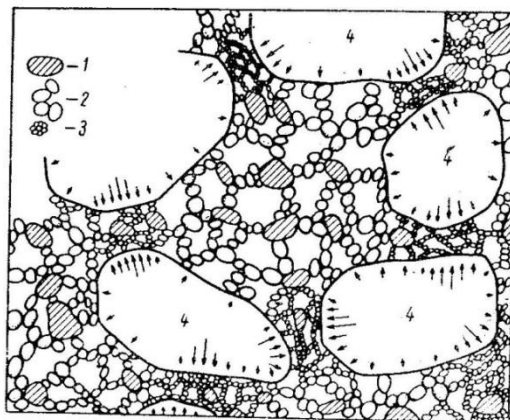


Рис. 1. Микроструктура глины (по А. Казагранде [4]):  
 1 – частицы глины; 2 – уплотненные коллоиды;  
 3 – зерна песка и пыли

Известно, что глинистые частицы образуют микроагрегаты, прочность которых больше прочности грунта, в целом, причём границы микроагрегатов выглядят размытыми [1, 3]. Легко предположить, что микроагрегаты связаны между собой произвольно ориентированными глинистыми частицами, образующими контакты типа «базис-скол». Внутри микроагрегатов частицы более упорядочены и контактируют по типу «базис-базис».

**Взаимодействие глинистых поверхностей.** Примем за основу известное описание взаимодействия параллельных граней (типа «базис-базис» – рис. 2) и построим его помощью модель взаимодействия частиц в контакте типа «базис-скол».

Предположим, что глинистая частица плоской формы взаимодействует с одним микроагрегатом (базовым) силами ближней агрегации, а со смежным – силами дальней агрегации  $F_{b2}$  [1, 3].



Рис. 2. Реакция контакта типа «базис-базис» на поступательное перемещение параллельных граней глинистых частиц

Внешняя нагрузка стремится сблизить микроагрегаты, а контактирующая частица, поворачиваясь вокруг точки закрепления на базовом микроагрегате, сопротивляется сближению (рис. 3). Решение задачи о равновесии контактирующей частицы в микропоре между микроагрегатами показало, что нормальная составляющая сопротивления увеличивается с ростом угла поворота до максимума  $\sigma_{\max}$ , при угле  $\beta = \beta_m$ , а затем падает до нуля.

Рассмотрим контакт типа «базис-скол», лежащий на поверхности максимальных касательных напряжений  $\Omega(\tau_{\max})$ . При малых углах поворота контактирующей частицы деформация контакта происходит упруго. При некотором значении угла поворота  $\beta = \beta_o$  касательное напряжение, соответствующей тангенциальной составляющей реакции контакта, достигает предельного значения  $\tau_{\max} = \tau_{\lim.o}$  и остаётся постоянным в диапазоне углов поворота  $\beta_o \leq \beta \leq \beta_m$ . Тангенциальное перемещение  $u$  увеличивается со скоростью, определяемой значениями  $\tau_{\lim.o}$  и коэффициента вязкости поровой жидкости  $\eta$ .

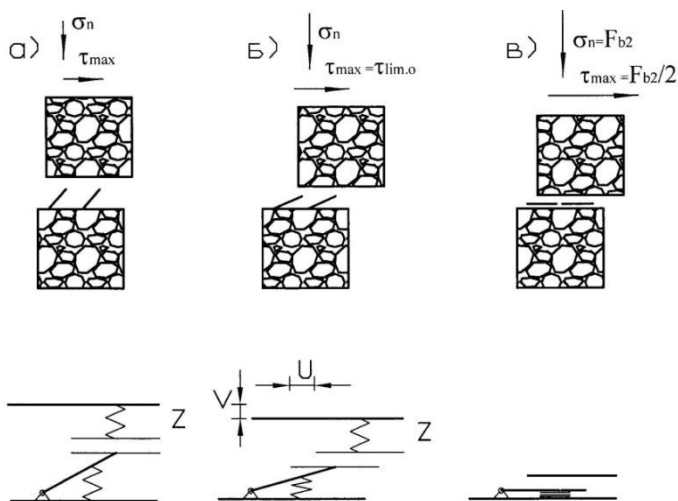


Рис. 3. Схема деформации контакта с поворотом контактирующих частиц в упругой фазе (а) и пластично-вязкой (б). При больших напряжениях контактирующие частицы сливаются с микроагрегатом (в)

Значение тангенциального перемещения ограничено свободным пространством на поверхности  $\Omega(\tau_{\max})$  наиболее крупных пор. Последниe сложены из элементов с такими же контактами, только разрушаются в первую очередь вследствие концентрации напряжений на них. Поэтому разрушение группы наиболее крупных пор на  $\Omega(\tau_{\max})$  влечет сдвиг по микропорам слоя микроагрегатов и формирование физической поверхности скольжения  $\omega$  (рис. 4).

Сопротивление сдвигу на поверхности  $\omega$  определяет сцепление грунта  $c$ , входящее в условие прочности Ш. Кулона.

**Модель поверхности скольжения.** Поверхность скольжения искривляется на наиболее крупных минеральных зернах, причем искривление тем больше, чем крупнее зерна (рис. 5). Если длину площадки скольжения по наиболее крупным порам обозначить через  $M_4$ , а размер наиболее крупных зерен – через  $L_4$ , то угол отклонения поверхности  $\omega$  от поверхности  $\Omega(\tau_{\max})$  можно выразить формулой:  $\delta = \arctg L_4 / 2M_4$ .

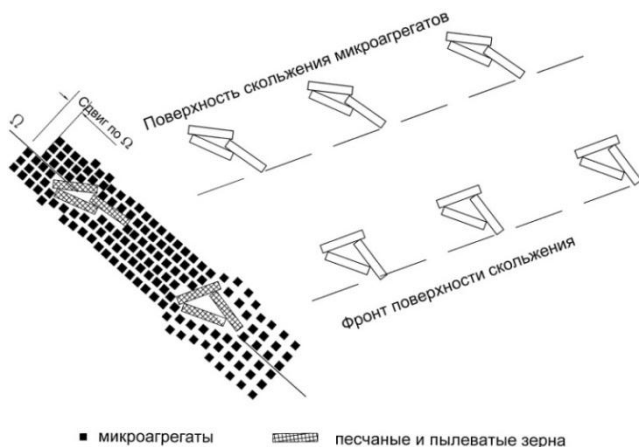


Рис. 4. Сдвиг микроагрегатов с разрушением наиболее крупных пор образует площадку на поверхности скольжения

Угол внутреннего трения по условию прочности Ш. Кулона выразим формулой:  $\varphi = 2\delta$ .

На наиболее крупных зернах происходит торможение поверхности скольжения, а высокая концентрация напряжений создает условия для преобразования контактов типа «базис-скол» в контакты типа «базис-базис». В условиях ограниченности тангенциального перемещения сопротивление контакта возрастает до значений  $\tau_m \gg \tau_{lim.o}$  [5], а увеличение внешнего давления до значений  $\sigma = F_{b2} \gg \sigma_{max}$  приводит к слиянию контактирующей частицы с микроагрегатом (рис. 3, в).

**Определение характеристик и параметров модели поверхности скольжения.** Из представленной выше модели следует, что перемещение микроагрегатов происходит быстро, когда поверхность скольжения проходит через наиболее крупные поры, лежащие на поверхности максимальных касательных напряжений. Скорость перемещения уменьшается, когда поверхность скольжения огибает наиболее крупные зёрна. Если сопротивление скольжению оказывает группа контактов на макроскопической площадке, то изменение скорости регистрируется прибором при нагружении грунтового тела.

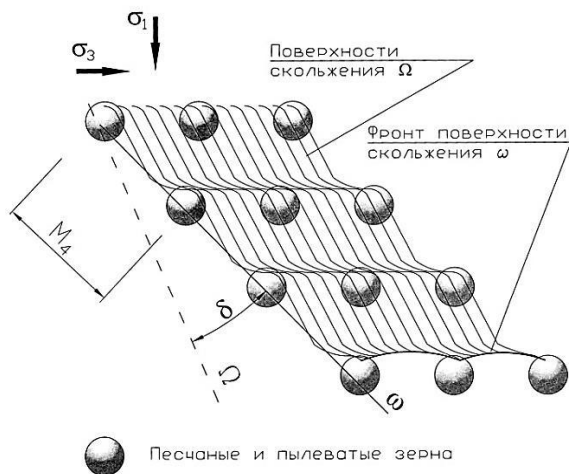


Рис. 5. Поверхность скольжения развивается ступенями, преодолевая сопротивление на поверхности наиболее крупных зерен

Действительно, при нагружении с постоянной скоростью увеличения давления на образец грунта в компрессионном приборе скорости деформации изменяется циклически (рис. 6) [6, 7].

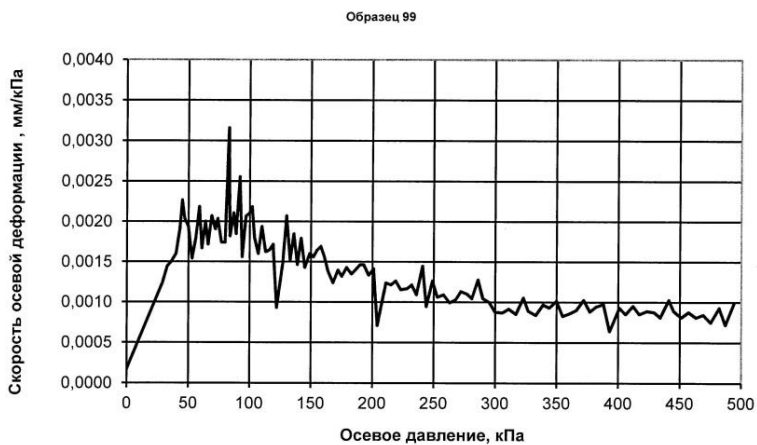


Рис. 6. Скорость деформации сжатия образца, вычисленная с шагом регистрации осадки 0,005 мм

В рамках представленной модели рост скорости деформации можно трактовать как перемещение группы контактов по участку поверхности скольжения, а уменьшение скорости – как огибание поверхностью скольжения группы наиболее крупных зерен.

Тогда регистрация деформации с малым шагом (не более 0,005 мм) позволяет использовать испытание образца грунта для определения характеристик микроструктуры и коэффициентов уравнения сдвиговой прочности Ш. Кулона.

Например, для образца № 99, твердого суглинка с коэффициентом пористости 0,65, испытанного в компрессионном приборе, получены значения:  $L_4 = 0,03$  мм,  $M_4 = 0,22$  мм,  $\varphi = 16^\circ$ ,  $c = 67$  кПа.

## Литература

1. Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород / В.И. Осипов. – М. : Изд-во МГУ, 1979. – 235 с.
2. Нерпин, С.В. Физика почвы / С.В. Нерпин, А.Ф. Чудновский. – М. : Наука, 1967. – 583 с.
3. Осипов, В.И. Глинистые покрышки нефтяных и газовых месторождений / В.И. Осипов, В.Н. Соколов, В.В. Еремеев. – М. : Наука, 2001. – 238 с.
4. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов: (Напряженно-деформативные и прочностные характеристики) / М.Н. Гольдштейн. – М. : Стройиздат, 1979. – 304 с.
5. Ляшенко, П.А. Контактное взаимодействие элементов микроструктуры глинистого грунта [Электронный ресурс] / П.А. Ляшенко, В.В. Денисенко // Научный журнал КубГАУ. – Краснодар : КубГАУ, 2012. – № 78.
6. Ляшенко, П.А. Модель деформации структуры глинистого грунта // ГЕОЭКОЛОГИЯ. Инженерная геоэкология. Гидрогеология. Геокриология, 1994. – № 6. – С. 34–42.
7. Ляшенко, П.А. Вычисление характеристик микроструктуры грунта в опыте с компрессионным сжатием образца [Электронный ресурс] / П.А. Ляшенко, В.В. Денисенко // Научный журнал КубГАУ. – № 45(01). – 2009. – Режим доступа : <http://ej.kubagro.ru/2009/01/pdf/03.pdf>.



УДК 624.131.25

**К ВОПРОСУ НАЗНАЧЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ  
НА ОСНОВАНИЕ, СЛОЖЕННОЕ ПОНТИЧЕСКИМИ  
ИЗВЕСТНЯКАМИ**

**Матус Ю.В.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

Приведена методика назначения давлений на понтические «пильные» известняки одесского региона, базирующаяся на опытных данных о прочности на одноосное сжатие лабораторных образцов грунтов с последующей экстраполяцией их прочности на прочность грунтового массива.

Приведена методика призначення тисків на понтичні «пільні» вапняки одеського регіону, що базуються на дослідних даних про міцність на одновісне стискування лабораторних зразків ґрунтів з наступною екстраполяцією їх міцності на міцність ґрунтового масиву.

Methods over of setting of pressures are brought on the limestones of the Odessa region, being based on the experienced data about durability on the monaxonic compression of laboratory standards of soils with subsequent extrapolation of their durability on durability of the ground array.

На территории одесского региона геолого-литологическое строение площадок строительства представлено, как правило, верхним напластованием лессовых супесей и суглинков общей мощностью

от 0 до 23 м, подстилаемым красно-бурыми глинами и понтическими известняками, неоднородными по простиранию и мощности. Верхняя часть понтических известняков сложена рыхлыми мергелистыми разностями, содержащими отдельные слои желто-буро-охристого перекристаллизованного известняка, подстилаемые мелкоплитчатыми, перекристаллизованными, разрушенными известняками с включением красно-бурых глин, а средняя – белыми и светло-желтыми, так называемыми «пильными», анизотропными известняками-ракушечниками со слабой цементацией, с резкой структурной неоднородностью, обусловленной слоистостью, значительной микро и макротрещиноватостью и пористостью, наличием включений, каверн и пр. В нижней части разреза залегают плотные, желто-серые перекристаллизованные известняки.

По современной классификации скальных грунтов перекристаллизованные известняки верхней и нижней части разреза относятся к полускальным грунтам низкой и пониженной прочности, а «пильные» известняки-ракушечники – к полускальным грунтам весьма низкой прочности (предел прочности  $R_c$  на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии менее 1 МПа).

В последнее время в одесском регионе «пильные» понтические известняки все чаще начинают использоваться непосредственно в качестве естественных оснований многоэтажных зданий с несколькими подземными этажами. Кроме того, в старых частях городов и поселков региона на известняках, выходящих на поверхность, имеются ранее построенные здания, реконструкция которых связана с увеличением нагрузки на фундаменты.

Полевые и лабораторные исследования прочности «пильных» известняков-ракушечников, как материала грунтового основания зданий и сооружений, выполнены только в последние годы, и при том в количестве, делающим невозможным обобщение их результатов по региону.

Лабораторные образцы для определения прочности понтических известняков отбирают методом выпиливания в подземных выработках (катакомбах), что, естественно, возможно далеко не всегда, и гораздо реже из керна, полученного бурением при проходке скважин, где отбор сплошного (монокристаллического) керна известняка, как правило, существенно затруднен, а в большинстве случаев и просто невозможен.

Для косвенной оценки показателей свойств «пильного» известняка и его классификации инженеры-геологи используют характеристики процесса бурения, состав и выход керна. Таким образом, чаще всего в результате проведенных инженерно-геологических изысканий в отчете имеются лишь данные об отношении известняка к той или иной группе по пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии  $R_c$ .

Отсутствие данных о пределе прочности «пильного» известняка-ракушечника на конкретной площадке и наличие сведений только лишь о верхнем пределе его прочности заставляет инженера принимать необоснованные решения по назначению давления на основание.

Проблема назначения безопасных, обоснованных давлений на естественные основания, сложенные полускальными грунтами – понтическими «пильными» известняками, на основе анализа имеющихся экспериментальных данных по определению прочности на одноосное сжатие лабораторных образцов грунтов одесского региона с последующей экстраполяцией этих данных на прочность массива полускальных грунтов – достаточно актуальна, имеет теоретическое, и практическое значение.

По действующему стандарту [1] предел прочности (временное сопротивление) при одноосном сжатии определяют на образцах грунта в форме круглого цилиндра диаметром от 40 до 100 мм и отношением высоты к диаметру от 1:1 до 2:1 или в форме прямоугольного параллелепипеда с торцевыми гранями размерами от 40×40 до 100×100 мм и таким же отношением высоты к размерам торцевых граней. Причем испытание образцов трещиноватых грунтов диаметром (или размером торцевой грани) менее 60 мм не допускается.

Прочность основания, сложенного известняком-ракушечником по умолчанию принимается равной прочности его образца с любыми стандартными размерами. В то же время известно, что прочность образцов зависит от их объема и с увеличением размеров образца прочность уменьшается, что обусловлено повышением вероятности нахождения в его теле дефектов, имеющих большие размеры, чем дефекты, расположенные в образце меньших размеров. Стандартом на полускальные грунты это положение игнорируется.

Такой подход можно оправдать только тем обстоятельством, что работа образца грунта при его одноосном сжатии в лаборатории и работа объемного элемента массива грунтового основания происходит в существенно разных условиях, в следствии чего объемный элемент, находящийся внутри грунтового массива, обладает существенно большим сопротивлением нагрузке.

Объем лабораторных исследований образцов известняка-ракушечника, выполненный на данный момент в процессе инженерно-геологических изысканий, существенно меньше объема аналогичных исследований, выполненных в промышленности строительных материалов [2]. В связи с чем, были совместно рассмотрены и проанализированы результаты исследований прочности «пильного» известняка-ракушечника понтического яруса на 4 грунтовых площадках и 26 месторождениях одесского региона.

В промышленности строительных материалов при определении марки природных камней принимают предел прочности на одноосное сжатие кубов с размером ребер 200 мм, целого камня (390×190×188, 490×240×188, 390×190×288) или половины камня, распиленного поперек. Таким образом, размеры образцов природных камней превышают размеры образцов, рекомендуемых стандартом на полускальные грунты, в следствии чего, значение временного предела прочности будет меньше примерно на 30%, чем прочность, полученная на стандартных [1] образцах.

Из анализа опытных данных следует, что зависимости между средней плотностью «пильного» известняка-ракушечника в воздушно-сухом состоянии  $\rho$  и его пределом прочности (временным сопротивлением) в водонасыщенном состоянии  $R_c$ , а также между плотностью  $\rho$  и коэффициентом размягчаемости  $k_{saf}$  не имеют какого-либо, ярко выраженного, закономерного характера и достаточно хаотичны, что является следствием резкой структурной неоднородности и наличия существенно различной структурной прочности у плотных и мягких разностей понтических известняков. Среднее арифметическое значение минимального предела прочности (временного сопротивления) на одноосное сжатие (соответствующее нижней граничной линии, параллельная оси  $\rho$  и окаймляющей область рассеивания точек на графике  $R_c = f(\rho)$ ) лабораторных образцов в водонасыщенном состоянии «пильного»

известняка-ракушечника, установлено равным  $R_c = 0,45$  МПа. Среднее арифметическое значение максимального коэффициента размягчаемости в воде, найденное аналогично, равно  $k_{saf} = 0,67$ .

Для установления осредненного коэффициента бокового расширения (коэффициента Пуассона) для известняков различных видов и месторождений использовано 21 опытное их значение [3] (данные по «пильным» известнякам-ракушечникам автору не известны). Статистическая обработка указанных опытных значений при односторонней доверительной вероятности  $\alpha = 0,95$  дала расчетное значение коэффициента Пуассона для известняков в целом, равное  $\mu = 0,29$ .

Рассмотрим вопрос о экстраполяции прочности образца полускального грунта на прочность массива грунтового основания.

Отдельно взятые обломки трещиноватого, «пильного» известняка-ракушечника раздавливаются в массиве при некотором значении нагрузки. Сопоставим их прочность с прочностью образца, испытанного в лаборатории. Стандартное раздавливание происходит в условиях отсутствия нагрузок по бокам образца (при отсутствии боковых ограничений), т.е. со свободным поперечным расширением, а каждый отдельно взятый обломок грунтового основания окружен соседними обломками и блоками, и свобода его бокового расширения существенно ограничена. Очевидно, что для раздавливания обломка известняка, входящего в систему обломков, необходимо большее усилие, чем при раздавливании соответствующего стандартного образца. Соседние обломки или блоки испытывают давление со стороны обломка, подвергающегося сжатию, и препятствуют поперечной деформации последнего.

Существенно большие значения прессиометрического модуля деформации известняков ( $E = 100...200$  МПа) обуславливают тот факт, что зона деформации под фундаментом, при передаваемых на грунтовое основание давлениях от 1 до 1,5 МПа, не выходит в плане за пределы подошвы фундамента. В связи с чем, с большой долей вероятности можно предположить, что обломок системы, подвергающийся раздавливанию, как и в целом весь материал системы обломков грунтового основания, будет работать в условиях невозможности бокового расширения.

При передаче сжимающей нагрузки от столбчатых или ленточных фундаментов на сравнительно небольшую по размерам площадь участка поверхности грунтового основания, сложенного «пильным» известняком-ракушечником, указанная нагрузка вызывает не общую, а местную деформацию сжатия основания, при которой полускальный грунт будет иметь повышенную прочность благодаря как удерживающему влиянию обоймы, так и перераспределению на нее некоторой части сжимающей нагрузки от фундамента. Коэффициент увеличения давления равен корню кубическому из соотношения площадей сечения обоймы, приходящейся на фундамент, к площади подошвы фундамента и не должен приниматься более 1,5 (аналогично практике расчета бетонных конструкций на местное сжатие (смятие)).

Одна из гипотез прочности материала, а, именно, «гипотеза деформаций» предполагает, что прочность сплошной системы определяется той деформацией, которая возникает в ней в момент разрушения при действии любой системы сил, и что во всех случаях, когда материал получает одну и ту же деформацию, он может считаться равнопрочным. Тело, сжимаемое одной силой, действующей по направлению координатной оси  $z$  (одноосное сжатие с напряжением  $\sigma = P/F$ ), и тело, сжимаемое по трем взаимно перпендикулярным направлениям (главные напряжения  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ , и  $\sigma_y$ ) могут считаться равнопрочными только при условии равенства деформаций по направлению оси  $z$ . В пределах прямой пропорциональности между напряжениями и относительными деформациями это требование выражается следующим условием

$$\sigma/E = \sigma_z/E - \mu (\sigma_x/E + \sigma_y/E) \quad (1)$$

или

$$\sigma = \sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y). \quad (1a)$$

Здесь,  $E$  и  $\mu$  – соответственно модуль упругости (модуль Юнга) и коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона).

Соотношение между относительной поперечной  $\varepsilon_1$  и относительной продольной  $\varepsilon$  деформациями для каждого материала

является величиной постоянной и в случае упругих деформаций равно

$$\varepsilon_l = -\mu \cdot \varepsilon, \quad (2)$$

а зависимость между напряжениями и относительными продольными деформациями выражается законом Гука

$$\sigma = \varepsilon \cdot E. \quad (3)$$

Для рассматриваемого случая можно записать

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z, \quad (4)$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового распора, равный

$$\xi = \frac{\mu}{1-\mu}. \quad (5)$$

Окончательно, для условий невозможности бокового расширения, запишем

$$\sigma = \sigma_z - \mu\xi (\sigma_z + \sigma_z) \quad (6)$$

или

$$\sigma_z = \frac{\sigma}{1-2\mu\xi}. \quad (6a)$$

Таким образом,

$$\sigma_z = \frac{1-\mu}{1-\mu-2\mu^2} \cdot \sigma. \quad (7)$$

Приняв  $\sigma$  равным  $R_c$ , получим безопасное (минимальное) допускаемое давление на естественное основание, сложенное полускальными грунтами в условиях невозможности их бокового расширения

$$\sigma_z = \frac{1-\mu}{1-\mu-2\mu^2} \cdot R_c. \quad (7a)$$

При подстановке в формулу (7а) значения коэффициента Пуассона  $\mu = 0,29$ , получим  $\sigma_z = 1,31 R_c$ . Для «пильных» известняков-ракушечников одесского региона, как в водонасыщенном, так и сухом их состояниях, значение допускаемого давления на естественное основание можно после округления принять равным соответственно 0,6 и 0,9 МПа.

Отметим, что указанному подходу к определению допускаемого давления свойственны надежность и осторожность.

### **Выводы**

1. При известном пределе прочности  $R_c$  на одноосное сжатие водонасыщенных образцов «пильных» известняков-ракушечников, определение допускаемого давления на естественное основание необходимо выполнять по формуле (7а), учитывающей невозможность бокового расширения материала грунтового основания.

2. При отсутствии сведений о пределе прочности  $R_c$  на одноосное сжатие водонасыщенных образцов и коэффициенте размягчаемости в воде  $k_{saf}$  для «пильных» известняков-ракушечников одесского региона, рекомендуется принять их значение равными соответственно 0,45 МПа и 0,67.

3. В необходимых случаях следует увеличить допускаемое давление, учитывая эффект местного приложения нагрузки на грунтовое основание.

### **Литература**

1. Грунты. Метод лабораторного определения предела прочности (временного сопротивления) при одноосном сжатии : ГОСТ 17245-79.

2. Якубець, О.О. Про пилчасті вапняки Північно-Західного узбережжя Чорного моря / О.О. Якубець // Геологія узбережжя і дна Чорного та Азовського морів у межах УРСР : міжвід. респуб. наук. зб. – Київ : Видав. Київ. ун-ту, 1972. – Вип. 6. – С. 87 – 93.

3. Справочник (кадастр) физических свойств горных пород. – М. : Недра, 1975. – 279 с.



УДК 624.154

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ГЛИНИСТЫХ  
ГРУНТОВ ПРИ ТРЕХОСНОМ РЕЖИМНОМ  
ЧЕРЕДУЮЩЕМСЯ СТАТИЧЕСКОМ  
И ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ**

**Мирсяяпов И.Т., Королева И.В., Сабирзянов Д.Д.**  
*ФГБОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-  
строительный университет», г. Казань, Россия*

В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности и деформации глинистых грунтов при трехосном режимном чередующемся статическом и циклическом нагружении выполненных в лаборатории кафедры «Оснований, фундаментов, динамики сооружения и инженерной геологии».

The paper presents the results of experimental studies of strength and deformation of clay soils under triaxial modal alternating static and cyclic loading performed in the laboratory of the Department "of Foundations and Structural Dynamics of Engineering Geology."

Основания зданий и сооружений в реальных условиях эксплуатации подвергаются одновременному воздействию циклических и длительных статических нагрузок. При этом такое режимное нагружение (чередование нагружений) приводит к изменению напряженно-деформированного состояния основания, и как следствие, к изменению механических характеристик грунта.

Особенно ярко эти изменения проявляются в глинистых грунтах, обладающих реологическими свойствами.

В связи с вышеизложенным проведены режимные трехосные испытания глинистых грунтов при чередующихся блоках циклического и длительного статического нагружения.

Для проведения серии экспериментов использован прибор трехосного сжатия (рис. 1), разработанный авторами, в котором давление на грунт передается при помощи механических рычагов. Все стенки камеры прибора являются жесткими и подвижными. Нагрузка передается через рычаг, что обеспечивает поддержание постоянства давления. Испытания проводятся при различных значениях среднего нормального напряжения  $\sigma_m$ . При этом вертикальные  $\sigma_1$  и боковые  $\sigma_2 = \sigma_3$  напряжения прикладывались к образцу независимо.

Для испытаний применялись искусственно приготовленные образцы глинистого грунта нарушенной структуры, имеющие форму куба с размерами 100 x 100 x 100 мм. Испытывались образцы глинистого грунта со следующими характеристиками:  $W = 23\%$ ;  $W_p = 19\%$ ;  $W_L = 34\%$ ;  $\rho = 1,96 \text{ г/см}^3$ ;  $I_p = 15\%$ ;  $I_L = 33\%$ . Образцы подготавливались в соответствии с приложением «В» ГОСТ 30416-2010.

Испытания грунта при режимном длительном статическом и циклическом нагружении проводились по следующей методике (рис. 2): в начале испытания образец грунта обжимался всесторонним давлением и выдерживался до наступления условной стабилизации объемной деформации грунта. Затем к образцу ступенями прикладывалась вертикальная нагрузка. На определенном этапе вертикального нагружения, когда  $\varepsilon_{\text{прод}}$  достигала определенной заданной величины, соответствующей  $\sigma_{\text{max}}$ , начиналась разгрузка образца до  $\sigma_{\text{min}}$ , а затем вновь нагружение до  $\sigma_{\text{max}}$ . Циклы вертикального нагружения выполнялись непрерывно, без ожидания наступления условной стабилизации относительной объемной деформации. После приложения заданного количества циклов приложения образца выдерживались под действием длительной статической нагрузки в течении 24–168 часов. Затем проводилось по аналогичной схеме чередующиеся циклическое и длительное статическое нагружение образца грунта в соответствии со схемой, приведенной на рис. 3.



Рис. 1. Общий вид прибора трехосного сжатия

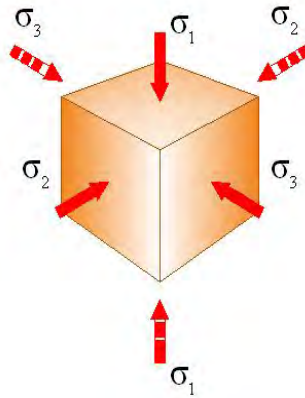


Рис. 2. Схема нагружения образца грунта

В результате проведения экспериментов получены характер изменения линейных и объемных деформаций, зависимость увеличения деформации от величины максимальных вертикальных и объемных напряжений цикла, количества циклов, времени действия и величины длительной статической нагрузки.

По результатам испытаний построены графики между средними напряжениями  $\sigma_m$  и объемными деформациями  $\varepsilon_v$  (рис. 5, 6), между интенсивностью деформаций  $\gamma_i$  (рис. 5, 9, 10) и между средними напряжениями  $\sigma_m$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$  (рис. 5, 9, 10).

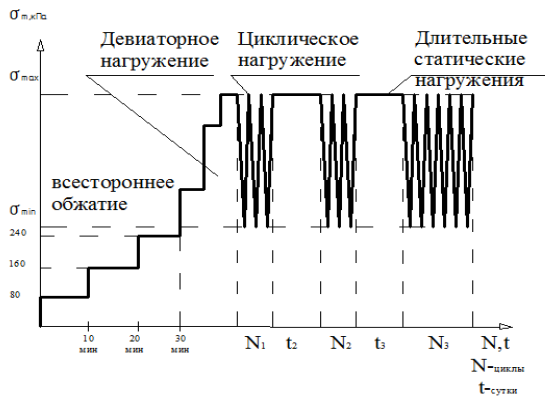


Рис. 3. Принятый режим комбинированного длительного статического и циклического нагружения

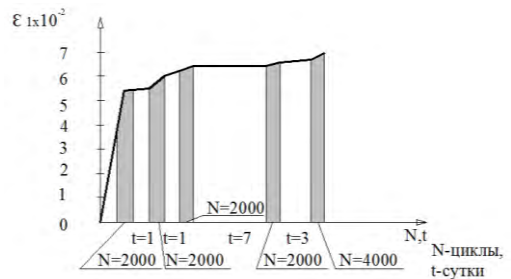


Рис. 4. Развитие относительной деформации при циклических нагружениях

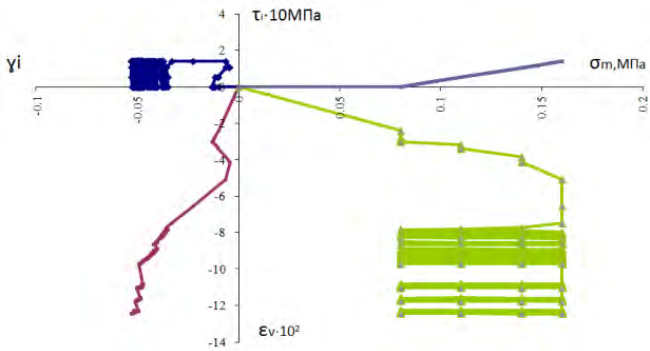


Рис. 5. Паспорт грунта



Рис. 6. Зависимость между объемными напряжениями ( $\sigma_m$ ) и объемными деформациями ( $\Delta\varepsilon_v$ )

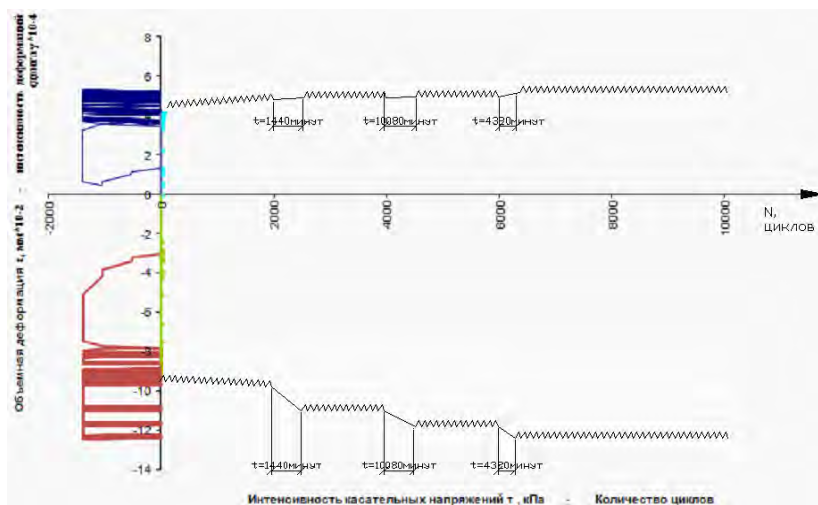


Рис. 7. Паспорт ползучести

Совместный анализ приведенных графиков показывает, что при увеличении средних напряжений и времени действия нагрузки происходит развитие деформации изменения формы (положительная дилатансия) при уплотнении грунта в пределах испытанного объема.

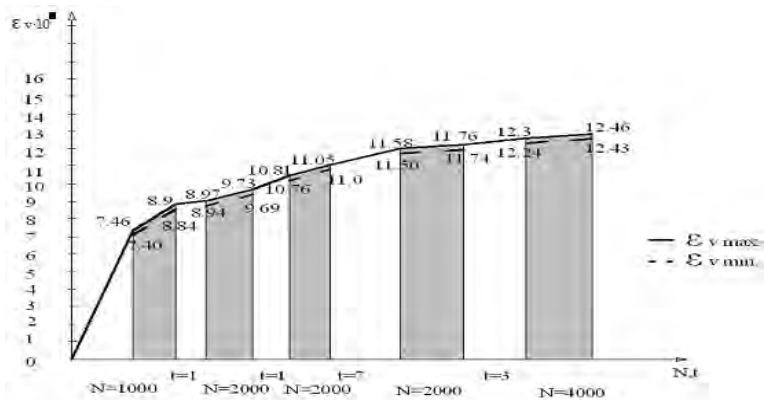


Рис. 8. Зависимость объемных деформаций от количества циклов

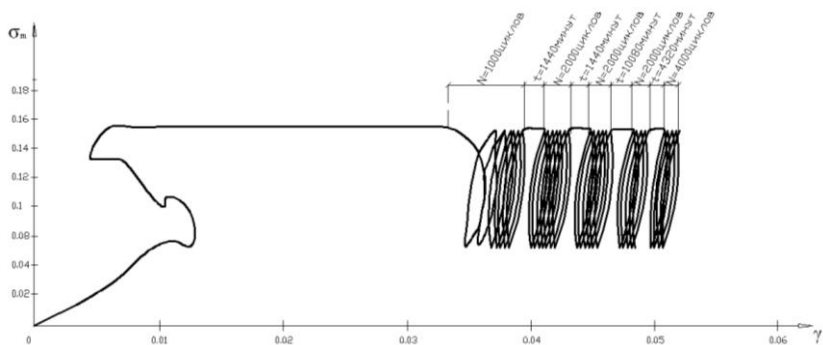


Рис. 9. Зависимость средних напряжений от интенсивности деформаций сдвига

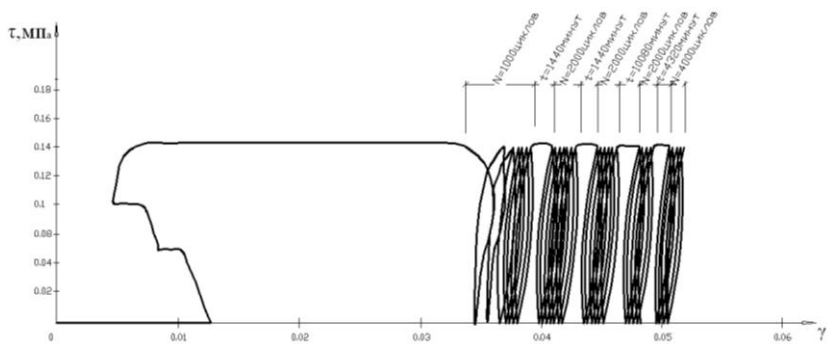


Рис. 10. Зависимость интенсивности касательных напряжений от интенсивности деформаций сдвига

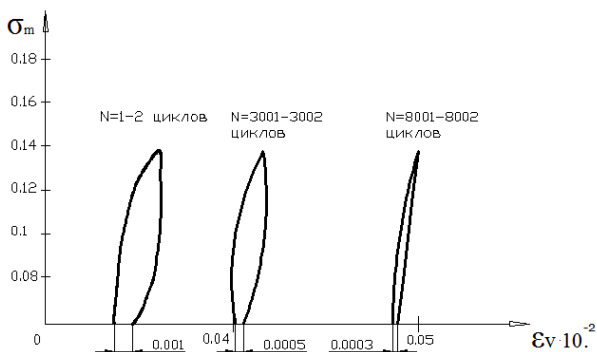


Рис. 11. Зависимость средних напряжений от относительной объемной деформации

При действии циклических нагрузок в пределах каждого блока происходило увеличение объемных ( $\epsilon_v$ ) и линейных деформаций ( $\epsilon_1$ ). Деформации с различной интенсивностью развивались на всем протяжении испытаний, причем наиболее интенсивно происходили в первом блоке на начальном этапе нагружений (до 1000 циклов) и составили ( $\Delta\epsilon_v = 0.75 \cdot 10^{-2}$ ,  $\epsilon_1 = 0.67 \cdot 10^{-2}$ ). При переходе в блок с длительно действующей статической нагрузкой в момент изменения режима нагружения происходит незначительное уменьшение полных деформаций за счет упругой составляющей или они стабилизируются. Затем, по мере увеличения времени выдержки под длительно действующей нагрузкой, происходит дальнейшее нарастание деформаций на величину  $\Delta\epsilon_v = 0.005 - 0.01$ .

Характер развития деформаций в блоках с длительно действующей статической нагрузкой зависит от продолжительности действия циклической нагрузки в предыдущем блоке и продолжительности рассматриваемого блока нагружения (см. рис. 8–11). Природа этого явления объясняется эффектом задержки развития микро- и макротрещин и эффектами самоупрочнения и самозалечивания глинистого грунта за счет восстановления структурных коагуляционных связей после перехода на блок длительно действующей статической нагрузки.

При переходе на блоки с циклическим нагружением наблюдается увеличение скорости накопления деформаций. Необходимо отметить, что накопление общих деформаций происходит в основном за счет пластической (неупругой) составляющей. Упругие деформации в пределах блоков нагружений практически не изменяются (см. рис. 8–11).

## Литература

1. Вознесенский, Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках / Е.А. Вознесенский // – М.: Изд-во МГУ, 1997. – 286 с.
2. Зарецкий, Ю.К. Лекции по современной механике грунтов / Ю.К. Зарецкий // – Ростов-на-Дону: Изд-во Рост. ун-та, 1989. – 607 с.
3. Мирсаяпов, И.Т. Исследование прочности и деформативности глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – Казань, 2009. – №2(12). – С. 167–172.
4. Мирсаяпов, И.Т., Королева И.В. Особенности деформирования глинистых грунтов при циклическом трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Международный журнал Геотехника. 2010. №6. – С. 64–67.



УДК 624.131

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ  
ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ  
ПРИ РЕЖИМНОМ ДЛИТЕЛЬНОМ ТРЕХОСНОМ  
НАГРУЖЕНИИ**

**Мирсаяпов И.Т., Королева И.В., Чернобровкина О.Ю.**  
*ФГБОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-  
строительный университет», г. Казань, Россия*

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности и деформаций глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия при ступенчатом режимном длительном нагружении, моделирующем последовательность нагружения основания. Получены новые данные о развитии объемных и линейных деформаций в зависимости от режима нагружения и длительности действия нагрузки.

The Results over of experimental studies of strength and deformation of clay soils in a triaxial compression with stepwise modal long-term loading, simulating the sequence of loading the base. The new data on the development of linear and volumetric strain, depending on the mode of loading and duration of the load.

В практической геотехнике используются модели механического поведения грунта, требующие определения параметров из опытов на приборах трехосного сжатия. Такой подход позволяет моделировать напряженно-деформированное состояние грунта под фундаментом и таким образом перенести результаты испытаний малых образцов на прогноз конечной величины осадок зданий

и сооружений с учетом длительности в реальных условиях. При деформировании глинистых грунтов под нагрузкой ощутимы временные эффекты: релаксация, ползучесть и снижение прочности при длительном воздействии, т.е. происходит изменение напряженно-деформированного состояния во времени.

В реальных условиях строительства и эксплуатации нагрузки на грунтовое основание прикладываются поэтапно по мере возведения здания или сооружения. При этом чередуются этапы активного нагружения и длительной выдержки образца под нагрузкой.

Основываясь на том, что в основаниях, сложенных глинистыми грунтами, напряженно-деформированное состояние зависит от истории предшествующего нагружения, учет особенностей деформирования глинистых грунтов при режимном длительном нагружении дает возможность более точно изучить реальные свойства грунтов, и таким образом приблизить теоретические прогнозы к реальному поведению грунтов оснований. В связи с этим экспериментальное изучение напряженно-деформированного состояния глинистых грунтов в условиях режимного длительного трехосного сжатия является актуальной задачей.

Испытывались образцы глинистого грунта нарушенной структуры со следующими характеристиками:  $W = 23 \%$ ,  $W_p = 22,8\%$ ,  $W_L = 40,1 \%$ ,  $\rho = 1,94 \text{ г/см}^3$ ,  $I_p = 17,3 \%$ .

После изготовления образца были отобраны пробы грунта и определены его прочностные характеристики:  $\varphi = 20,6^\circ$ ,  $c = 67,47 \text{ кПа}$ . Отклонение по плотности и влажности в пределах высоты образца составили менее 1 % от заданных величин, что позволило считать образец однородным.

Испытания проводились в приборе трехосного сжатия (рис. 1) в условиях трехосного режимного длительного статического нагружения, особенностью которого было чередование этапов ступенчатого приложения девиаторного нагружения и длительной выдержки образца под нагрузкой (рис. 2): на первом этапе образец подвергался всестороннему обжатию при  $\sigma_m = 80 \text{ кПа}$ , затем образец при постоянном значении бокового давления  $\sigma_2 = \sigma_3 = 80 \text{ кПа}$  подвергался ступенчатому режимному девиаторному нагружению. Величина ступени составляла от 90 кПа, длительность выдержки до 5 суток.

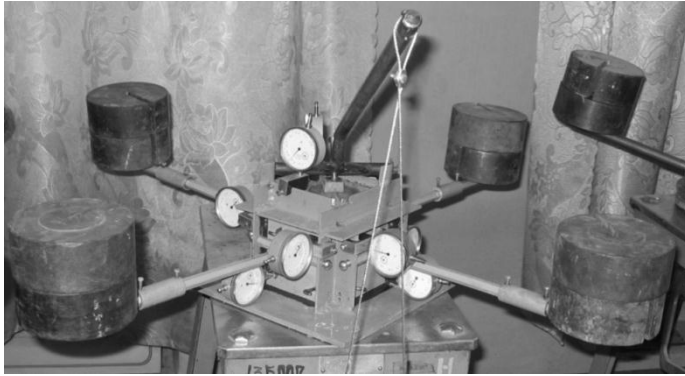


Рис. 1. Внешний вид прибора трехосного сжатия

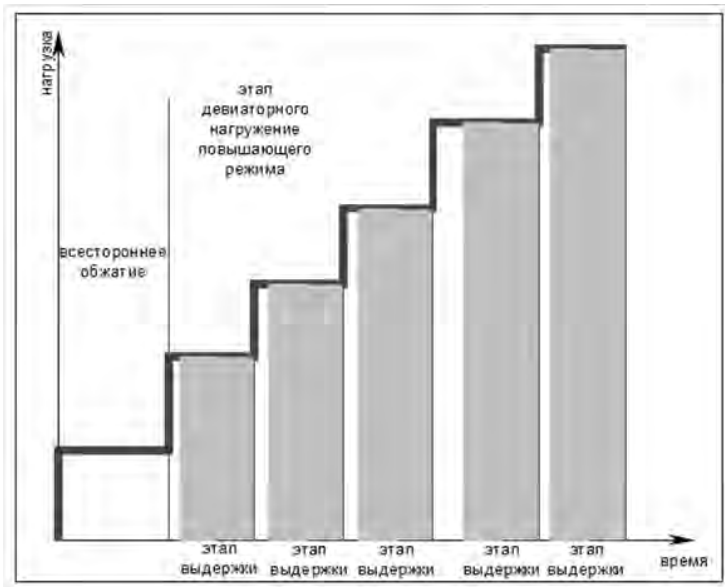


Рис. 2. Режимы нагружения

По результатам испытаний построены графики зависимости между средними напряжениями  $\sigma_m$  и объемными деформациями  $\epsilon_v$ , между интенсивностью касательных напряжений  $\tau_i$  и интенсив-

ностью деформаций сдвига  $\gamma_i$  (рис. 3) и между средними напряжениями  $\sigma_m$  и интенсивностью деформаций сдвига  $\gamma_i$ , паспорт грунта (рис. 4) и паспорт ползучести грунта (рис. 5). Совместный анализ приведенных графиков показывает, что при увеличении средних напряжений и времени действия нагрузки происходит развитие деформаций изменения объема и деформации изменения формы при уплотнении грунта в пределах испытанного объема.

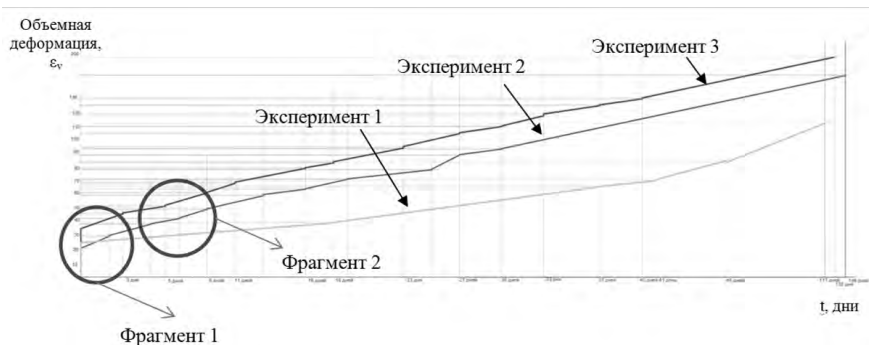


Рис. 3. График развития объемных деформаций во времени

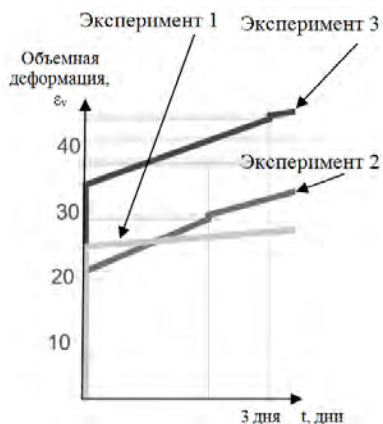


Рис. 4. График развития объемных деформаций во времени. Фрагмент 1

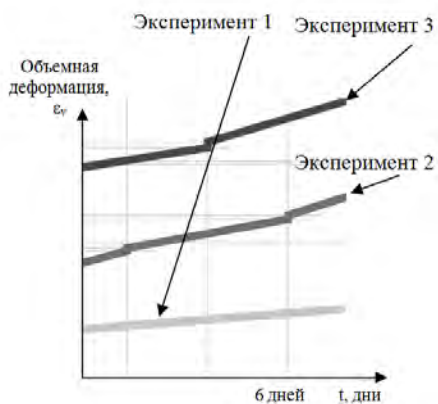


Рис. 5. График развития объемных деформаций во времени. Фрагмент 2

На рис. 4 и 5 показаны фрагменты графика изменения объемных деформаций во времени, по которым можно проследить изменение деформаций в образце. Деформации развиваются на протяжении всего испытания. При этом наиболее интенсивный прирост деформаций на каждой ступени активного девиаторного нагружения наблюдается в момент приложения нагрузки и составляет до 3 % от максимальных значений объемных деформаций, достигнутых при разрушении образца. На этапе выдержки образца под нагрузкой при активном девиаторном нагружении существенный прирост деформаций установлен в первые 5–10 минут наблюдения, который составляет от 5 % до 8 % от прироста объемных деформаций за весь блок нагружения, затем скорость деформирования уменьшается. В тех случаях, когда выдержка ступени нагружения продолжалась более 1 суток, прирост объемных деформаций составляет от 2 % на первых этапах длительного режимного нагружения до 40 % на последнем этапе выдержки перед разрушением. Следует отметить, что скорость деформирования образца на этапе длительной выдержки снижается до 10 раз.

В проведенных исследованиях ((рис.6–10) на этапе всестороннего обжатия образца интенсивность деформации сдвига равна 0,01056, при этом интенсивность касательных напряжений составляет 0,00058, на втором этапе девиаторного нагружения 0,010875 и 0,525, на третьем же этапе нагружения эти показатели составляют 0,01128 и 0,1045 соответственно. На третьем этапе прирост составил 44% и 17% соответственно. В этапе нагружения предшествующему разрушению эти показатели были 0,02522 и 0,5981 также соответственно. Что касается объемных деформаций то тут можно сказать, что на втором этапе девиаторного нагружения прирост составил 4,9 %, на третьем этапе 3,5 %, на 9 этапе 4,6 %, а на последнем этапе 34,5 %. Значение же объемного модуля деформации от роста напряжений на этапе всестороннего обжатия составляет 8,278 от максимального значения при разрушении, при втором этапе девиаторного нагружения составляет 22 %, а после длительной выдержки на этапе разрушения 35 % или 7,259 МПа. В момент приложения нагрузки на этом же этапе значение модуля составило 11,095, то есть за 92 суток изменение составило 92 %. Значение объемной деформации выросло на 16 % за время длительной выдержки, то есть за все 14 этапов.

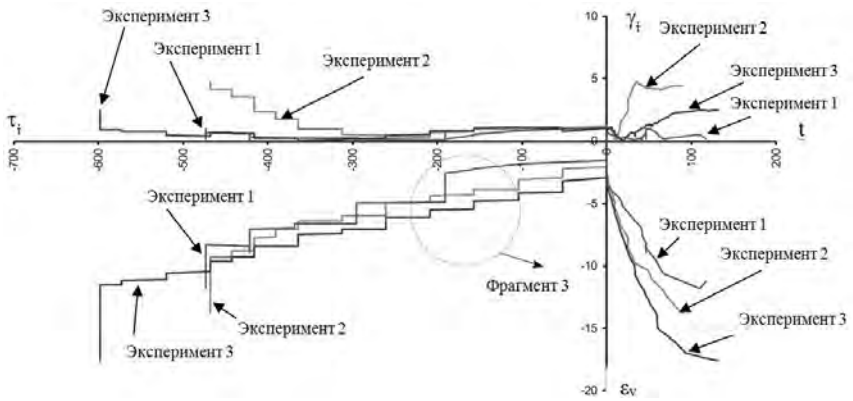


Рис. 6. Паспорт ползучести

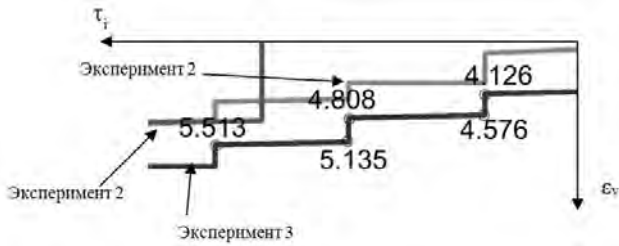


Рис. 7. Паспорт ползучести. Фрагмент 3

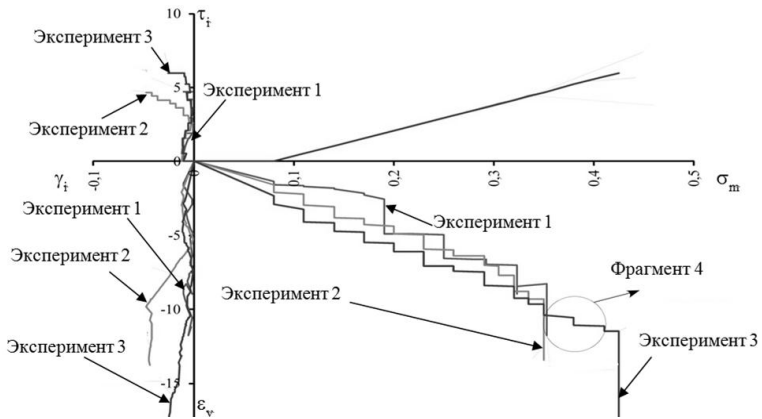


Рис. 8. Паспорт грунта



Рис. 9. Паспорт ползучести. Фрагмент 4

Деформации с различной интенсивностью развивались на всем протяжении испытаний. Наиболее интенсивно они росли в первом этапе при начальном периоде нагружения (до 40 минут), а закономерности их развития в этих этапах были такие же как и при стационарном режиме. При переходе на более высокий уровень нагрузки наблюдался скачок полных деформаций грунта. Внутри второго этапа начинается плавный рост деформаций по мере увеличения времени действия нагрузки аналогично второй стадии первого этапа нагружения. Однако скорость их развития была меньше, чем на первом этапе нагружения. При переходе к другим блокам вышеописанные закономерности повторялись, но в каждом последующем блоке скорость развития деформаций уменьшилась.

**Заключение.** Анализ вышеприведенных результатов экспериментальных исследований позволяет раскрыть закономерности развития деформаций грунта при повышающемся режиме трехосного длительного нагружения, когда уровень нагрузки повышается ступенями при переходе от одного блока к другому.

При действии длительной статической нагрузки в пределах каждого этапа во всех испытанных образцах происходило увеличение деформаций грунта: объемных – от 2 % до 5 % на каждом этапе нагружения от максимальных значений при разрушении, лишь на последнем этапе длительной выдержки они выросли от 30 % до 40 %; линейные – от 3 % до 10 % от максимальных значений; деформации сдвига – на первых этапах режимного длительного нагружения составили от 30 % до 45 %, затем отмечается снижение интенсивности деформаций сдвига до 5 %, на этапе, предшествующем разрушению, деформации сдвига увеличились до 35 %).

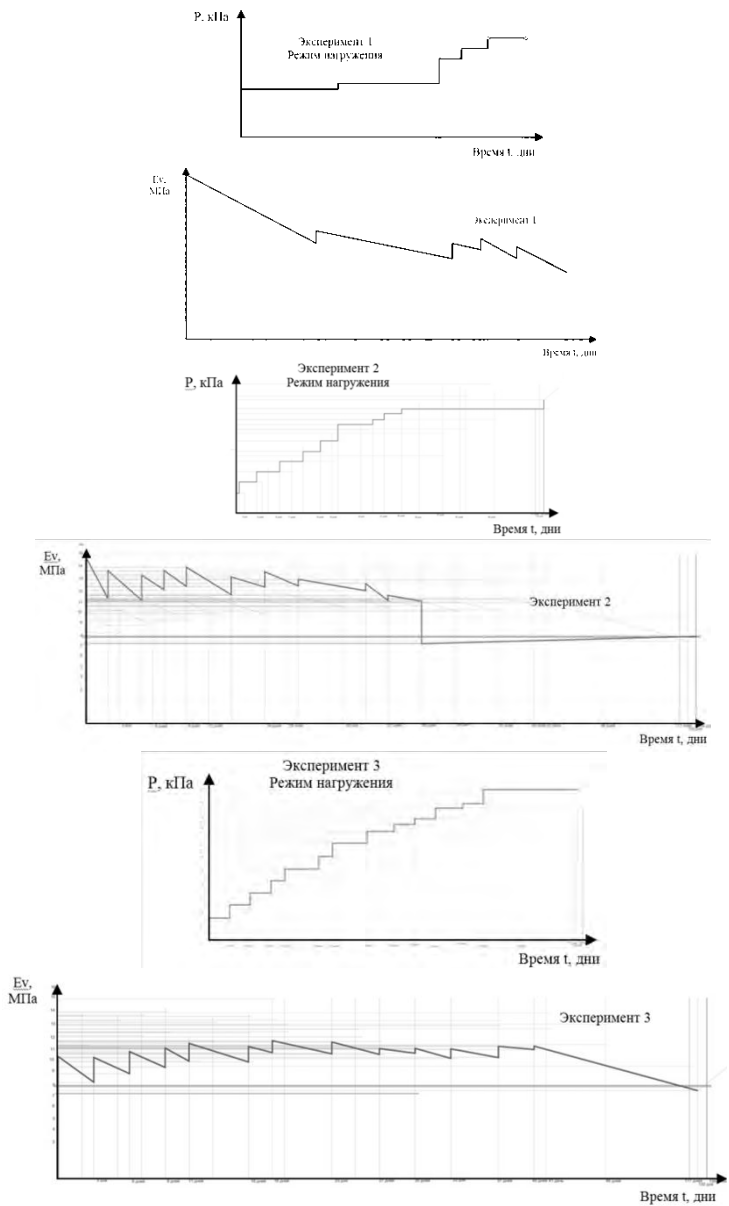


Рис. 10. Графики изменение объемного модуля деформации во времени для каждого режима нагружения



## Литература

1. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов // Уч. пособие для вузов. – М., Высшая школа, 1978. – 447 с.
2. Мирсаяпов, И.Т. Исследование прочности и деформативности глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2009. – №2 (12). – С.167–172.

УДК 624.154.1

## **ПЛИТНО-СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ**

**Мирсаяпов И.Т., Шакиров М.И.**

*ФГБОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-  
строительный университет», г. Казань, Россия*

В статье приведены результаты модельных исследований деформирования плитно-свайного фундамента в процессе циклических нагружений, выполненных в лаборатории кафедры «Основания, фундаменты, динамика сооружений и инженерной геологии». Проведен анализ полученных данных, которые позволили установить основные закономерности деформирования системы плитно-свайный фундамент - грунт межсвайного пространства.

The article presents results of simulation studies de-formation of plate-pile foundation in the process of cyclic loading, performed in the laboratory of the Department "Bases, foundations, structural dynamics and engineering geology." Conducted analys gives the data, which allowed to establish basic laws of deformation of plate-pile foundation - soil of between pile space.

В современных условиях на фундаменты зданий и сооружений и на их основания наряду с постоянно действующими статическими нагрузками передаются различного рода циклические нагрузки, которые в целом ряде случаев являются основными, определяющими безопасность и эксплуатационную пригодность отдельных элементов и здания в целом. При больших нагрузках

или неблагоприятных инженерно-геологических условиях площадок строительства одним из способов увеличения несущей способности и уменьшения осадок оснований является применение плитно-свайных фундаментов.

Совместное деформирование системы «сваи – плитный ростверк – грунт межсвайного пространства» с учетом перераспределения усилий между отдельными элементами в процессе циклических нагружений практически не изучены.

В связи с вышеизложенным возникает необходимость исследования поведения плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении.

Экспериментальные исследования проводились в объемном лабораторном лотке с размерами 1,0x1,0x1,0м (рис. 1). В качестве ростверка модели фундамента использовалась железобетонная плита с размерами 400x400x40мм, армированная проволочной арматурой Ø3 Вр-I.



Рис.1. Внешний вид испытательного стенда

Для исследования поведения плитно-свайного фундамента была использована теория моделирования.

На основе теории моделирования и анализа результатов пробных экспериментальных исследований сваи моделировались полыми пластиковыми трубками диаметром 7 мм, с длиной 400 мм и толщиной стенки 1 мм со следующими значениями прочностных и деформационных характеристик: прочность на сжатие  $R_{сж} = 92,0$  МПа; модуль деформации  $E_{сж} = 700$  МПа.

Грунтом основания являлась супесь полутвердая (модуль деформации  $E = 4,1$  МПа, угол внутреннего трения  $\varphi = 15^\circ$ , удельное сцепление  $C = 3,3$  кПа, плотность  $\rho = 1,4$  т/м<sup>3</sup>, влажность  $W = 11$  %).

При экспериментальных исследованиях принята модель плитно-свайного фундамента с количеством свай 30 шт. при шаге 7d. Модели свай устанавливались вертикально и засыпались грунтом с послойным уплотнением. Нагружение модели плитно-свайного фундамента осуществлялось с помощью гидравлического домкрата ступенями в зависимости от режима испытания.

На каждой ступени нагружения фиксировались значения осадок основания по показателям индикаторов часового типа ИЧ, прогибометров, а также напряжения и деформации в грунте основания и моделях свай. Деформации моделей свай определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов. Напряжения и деформации грунта в различных точках основания определялись датчиками давления.

Проведенные исследования позволили установить основные закономерности изменения напряженно-деформированного состояния основания плитно-свайного фундамента в процессе циклического нагружения.

Изменение усилий в сваях, расположенных в характерных зонах плитно-свайного фундамента, приведены на рис. 2. Как видно из рисунка, циклическое нагружение приводит к изменению усилий в сваях. Характер изменения усилий в сваях показывает перераспределение усилий между сваями и грунта межсвайного пространства.

На рисунке 3 приведены графики изменения напряжений в различных зонах грунта между сваями. Как видно из рисунка, происходит увеличение напряжений в грунте во всех зонах грунта по мере увеличения количества циклов нагружения. При этом необходимо отметить, что наибольшее увеличение напряжений происходит под плитным ростверком.

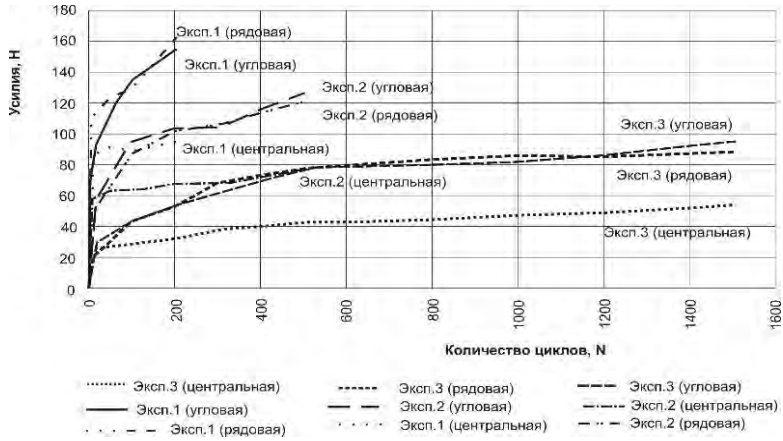


Рис. 2. Изменение усилий в сваях плитно-свайного фундамента под действием циклической нагрузки

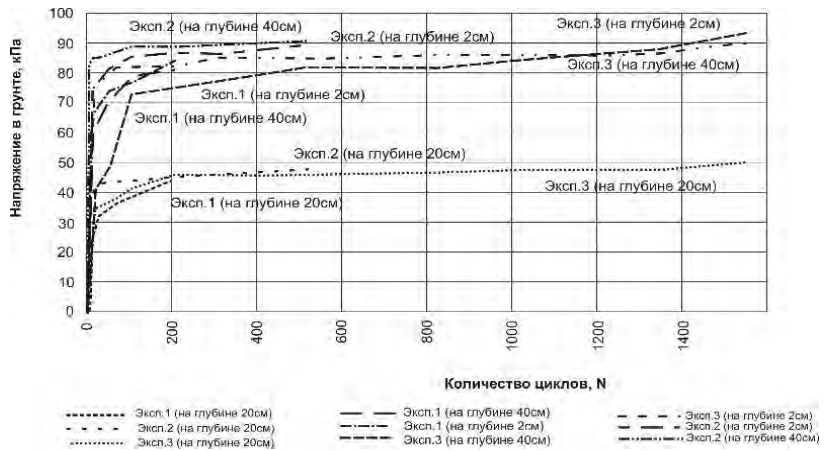


Рис. 3. Изменение напряжения в грунте под действием циклической нагрузки на разных уровнях от плиты ростверка

Циклические нагружения вызвали увеличения осадок основания как в пределах плитного ростверка, так и за его пределами, причем интенсивность их развития зависела от координаты рассматриваемой точки. Интенсивное развитие осадок независимо от

координат рассматриваемых точек основания происходило в течении первых 200 циклов повторных нагружений. Так, например, для точек 1, 2, 3, 4, 5 полная величина осадок основания за первые 200 циклов по отношению к начальным в первом нагружении увеличились на 417 %, 395 %, 377 %, 381 %, 411 %, а в последующем за весь период до окончания нагружения на 121 % 117 % 131 % 119 % 124 %.

Изменение осадок модели плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении описывается уравнением

$$S(N) = S_1 + 0,141P_{\max}^3 \cdot N$$

где  $S_1$  – осадка при статической нагрузке;  $P_{\max}$  – максимальная нагрузка цикла в т·с;  $N$  – количество циклов нагружения при достижении предела несущей способности.

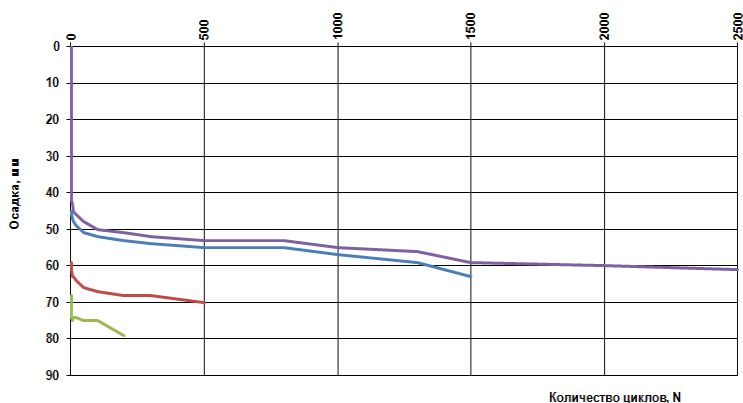


Рис. 4. График развития осадок оснований моделей плитно-свайных фундаментов при различных уровнях нагрузки

Осадки основания, измеренные в процессе ступенчатых циклических нагружений после различного количества повторной нагрузки, изменяются аналогично деформациям грунта между сваями.

Анализ изменения осадок оснований при ступенчатом нагружении после различного количества циклов показывает, что приращение осадок происходит, в основном, за счет увеличения их остаточной части. При этом увеличение осадок составляет до 30% по сравнению с первым циклом нагружения.

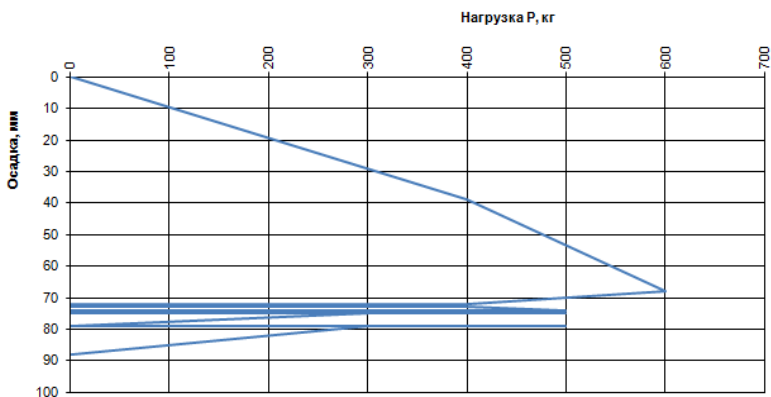


Рис. 5. Осадка основания фундамента плитного ростверка после 200 циклов ступенчатого нагружения (модель №1)

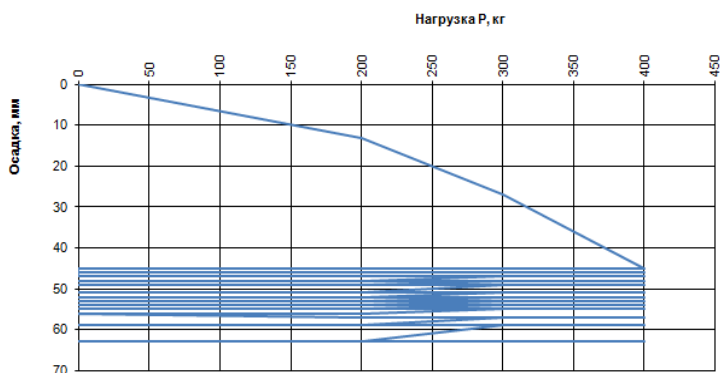


Рис. 6. Осадка основания фундамента плитного ростверка после 1500 циклов ступенчатого нагружения (модель №3)

При циклическом нагружении происходит снижение несущей способности модели плитно-свайного фундамента, которое описывается уравнением

$$P(N) = P_{ст} - 1,477(\ln N)^2 - 78,173 \ln N$$

где  $P_{ст}$  – несущая способность модели плитно-свайного фундамента при статическом нагружении;  $N$  – количество циклов нагружения при достижении предела несущей способности.

Снижение несущей способности основания модели плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении по сравнению со статическим нагружением составляет 66,7% за 2500 циклов нагружений.

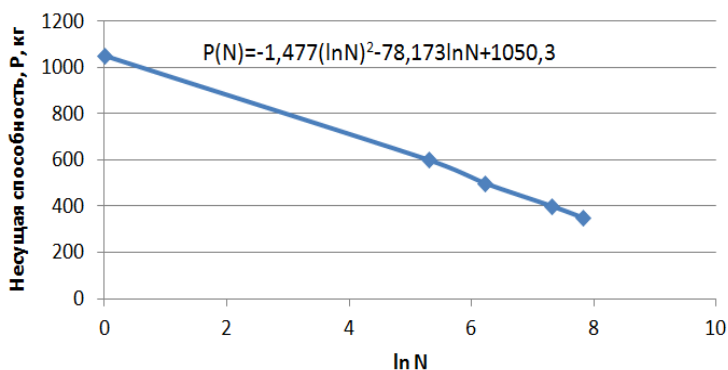


Рис. 7. Изменение несущей способности модели плитно-свайного фундамента при циклическом нагружении

## Литература

1. Мирсаяпов, И.Т., Особенности деформирования глинистых грунтов при циклическом трехосном сжатии / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева //Международный журнал Геотехника. 2010. – № 6.– С. 64–67.
2. Мирсаяпов, И.Т. Несущая способность и осадки моделей плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, М.И. Шакиров // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: научное издание / Министерство образования и науки РФ, ФГБОУ ВПО МГСУ. – М., 2012. – С. 528–531.
3. Вознесенский, Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках / Е.А. Вознесенский // Москва. Изд-во МГУ, 1997. – 286 с.
4. Зарецкий, Ю.К. Лекции по современной механике грунтов / Ю.К. Зарецкий // Ростов-на-Дону: Изд-во Рост. ун-та, 1989. 607 с.



УДК 624.131.6

## **ОСОБЕННОСТИ КОНСОЛИДАЦИИ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ БОЛЬШОЙ МОЩНОСТИ**

**Мосичева И.И.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

Предложена методика оценки предпостроечного уплотнения слабых водонасыщенных глинистых оснований портовых территорий при устройстве в них несовершенных вертикальных песчаных дрен.

Estimation methods preconstruction seal weak water-saturated clay base port areas at the device in their imperfect vertical sand drains.

В портовом строительстве инженерные сооружения различного функционального и конструктивного назначения возводятся, как правило, на слабых водонасыщенных глинистых грунтах [1]. Это априори предполагает улучшение физико-механических характеристик таких оснований посредством предпостроечного уплотнения.

Одним из эффективных способов ускорения процесса консолидации является применение вертикальных песчаных дрен, плоского поверхностного дренажа толщиной 0,4–0,5 м и последующего создания уплотняющей нагрузки [3].

В практике портового гидротехнического строительства мощность слабых водонасыщенных глинистых грунтов может достигать

25 и более метров. В этих случаях приходится применять дрены, не достигающие водоупора, т.е. несовершенные.

Одной из причин, не позволяющих широко применять способ предпостроечного уплотнения слабых оснований с помощью несовершенных песчаных дрен, являлось отсутствие методов их расчёта, в частности, консолидации поддренного слоя, при различных граничных условиях.

На рис. 1 представлена расчётная схема консолидации слабого основания при применении несовершенных песчаных дрен, согласно которой расчет консолидации основания мощностью  $H$  сводится к раздельному определению нестабилизированных осадок  $S_i^{H_1}$  (верхнего слоя, в пределах дрен) и  $S_i^{H_2}$  (нижнего слоя, под дренами) с последующим их суммированием при одних и тех же значениях времени консолидации  $t$  [4]. Задача уплотнения слабого основания по предложенной расчетной схеме состоит в получении выражения для определения  $S_i^{H_2}$  нестабилизированных осадок нижнего слоя.

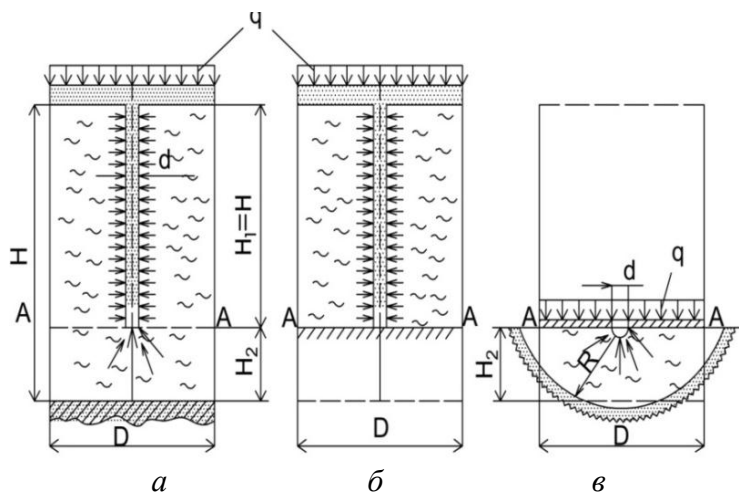


Рис. 1. Расчетные схемы уплотнения основания с несовершенными песчаными дренами:

$a$  – всего основания мощностью  $H = H_1 + H_2$ ;  $б$  – верхнего слоя мощностью

$$H_1 = H_{op}; \text{ в} - \text{нижнего слоя мощностью } H_2 = H - H_1$$

Предлагаемая методика расчета предпостроечного уплотнения оснований, сложенных однородной толщей слабого глинистого водонасыщенного грунта при водонепроницаемой и водопроницаемой нижней границе основана на известных предпосылках теории фильтрационной консолидации грунтов [7] и принятого дополнительно допущения о замене действительной области уплотнения эквивалентной ей грунтовой полусферой радиусом  $R$  [8].

Для принятой условной области уплотнения дифференциальное уравнение консолидации, начальное и граничные условия имеют вид [2]:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right);$$

$$u|_{t=0} = q; \quad u|_{r=r_0} = 0; \quad u|_{r=R} = 0,$$

где  $u$  – поровое давление;  $t$  – время;  $C_{vr}$  – коэффициент консолидации;  $r$  – переменный радиус полусферы;  $q$  – величина равномерно распределённой нагрузки уплотнения;  $r_0$  – радиус дрена;  $R$  – радиус расчётной полусферы, определяемый по формуле [1]:

$$R = 1,1453 \sqrt{\left( \frac{D_e}{2} \right)^2 H_2}.$$

Фильтрационный критерий эквивалентности уплотняемого цилиндрического объёма грунта под дренаем и равной ему грунтовой полусферы, а также площадей по контакту подошвы цилиндра грунта с подстилающим дренирующим или водоупорным слоем принят соответственно из равенств:

$$\int_{V_{\text{цил}}} F_1(A_1, r_1, z) dA_1 dr_1 dz = \int_{V_{\text{эkv}}} F_2(A_2, B, r_2) dA_2 dB dr_2,$$

$$\int_{S_{\text{круг}}} F_3(A_1, r_1, z = H_2) dA_1 dr_1 = \int_{S_{\text{пов.эkv.области}}} F_4(A_2, B, r_2 = R_{\text{Э1}}) dA_2 dB,$$

где  $V_{\text{цил}}$  – объем эффективного грунтового цилиндра под дреной;  $V_{\text{экв}}$  – объем области, эквивалентной грунтовому цилиндру;  $S_{\text{конт}}$  – площадь контакта эффективного цилиндра с подстилающим слоем;  $S_{\text{нов. экв. области}}$  – площадь эквивалентной области, где выполнено условие на границе (водоупор или дренирование).

Выполнение обоих условий в каждый момент времени процесса консолидации означает выполнение равенства  $R_{\text{э1}} = \alpha R_{\text{э}}$ , где  $\alpha$  – погрешность в реализации критериев эквивалентности.

Для количественной оценки расчёта консолидации нижнего (поддренного) слоя грунта  $H_2$  были выполнены компрессионные испытания идентичных образцов ила суглинистого, моделирующие разные условия фильтрации.

Серия 1 – при фильтрации поровой воды в вертикальном направлении; серия 2 – при горизонтальной фильтрации в центральную песчаную дрину диаметром  $d_{\text{др}} = 2,0$  см; серия 3 – при фильтрации в центральное отверстие в штампе диаметром  $d_{\text{отв}} = 2,0$  см; серия 4 – при вертикальной фильтрации через центральное отверстие в штампе и в днище прибора.

Испытания проведены на нестандартных компрессионных приборах (одемометрах), при размерах образцов (диаметр  $D_0 = 140$  мм и высота  $H_0 = 50$  мм) с отсутствием перекоса штампа и выдавливания слабого грунта (иловой пасты в текучем состоянии). Образцы для испытаний приготавливались по так называемой «сухой» методике [5].

Целью опытов серий 1 и 2 являлось получение экспериментальных значений коэффициентов консолидации при вертикальной ( $C_v$ ) и радиальной ( $C_r$ ) фильтрации поровой воды.

Коэффициенты консолидации  $C_v$  и  $C_r$  по результатам опытов серий 1 и 2 определены по методикам [6], а величина  $C_{vr}$  при комбинированном направлении фильтрации поровой воды в опытах серий 3 и 4 – по предлагаемой методике с использованием выражения:

$$C_{vr} = T_{vr50\%} \frac{\left( R - \frac{d_{\text{др}}}{2} \right)^2}{t_{50\%}},$$

где  $T_{vr50\%}$  – фактор времени при величине степени консолидации образца  $Q_{vr} = 0,50$ , определяемый по опытному графику зависимости  $Q_{vr} = f(C_{vr}, n, m)$  при  $n = \frac{D_0}{d_{op}} = 7$  и  $m = \frac{H_0}{d_{op}} = 2,5$ ;  $t_{50\%}$  – время достижения степени консолидации образца  $Q_{vr} = 0,50$ , определяемое по опытному графику зависимости  $Q_{vr} = f(kt)$  [6].

На рис. 2 и 3 приведены графики консолидации образцов иловой пасты по результатам опытов серий 3 и 4.

На этих же рисунках для сравнения приведены графики консолидации, полученные в результате расчета консолидации образцов по методам, изложенным в [8], при двух значениях коэффициента консолидации  $\overline{C_{vr}}$ , полученных опытным и расчетным путями.

Как видно из указанных рисунков, расчетные кривые консолидации, полученные с использованием значений коэффициентов  $\overline{C_{vr}}$ , определенных непосредственно по результатам соответствующих консолидационных испытаний, достаточно тесно согласуются с опытными кривыми.

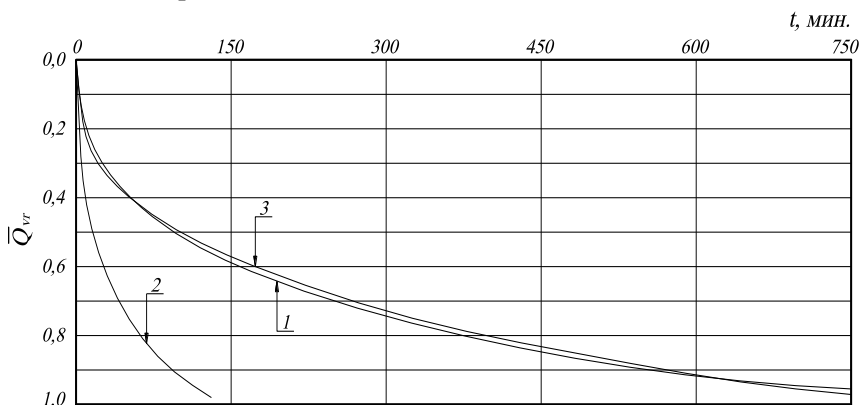


Рис. 2. Кривые консолидации при испытании с центральным отверстием в штампе диаметром  $d = 2,0$  см (по данным 3-х опытов):

1 – опытная кривая; 2 – расчетная кривая при  $\overline{C_{vr}^p} = (\overline{C_v} + \overline{C_r}) / 2 = 1,98 \text{ см}^2 / \text{мин}$ ;

3 – то же, при  $\overline{C_{vr}^{on}} = 0,33 \text{ см}^2 / \text{мин}$

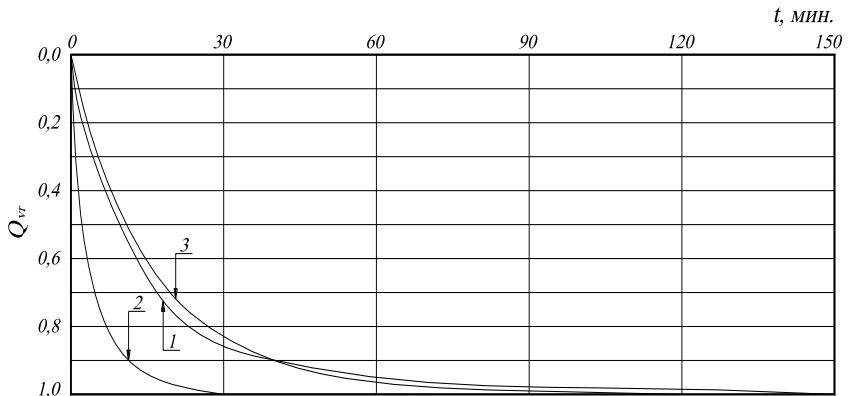


Рис. 3. Кривые консолидации при фильтрации поровой воды в днище и центральное отверстие в штампе диаметром  $d = 2,0$  см (по данным трех опытов):  
 1 – опытная кривая; 2 – расчетная кривая при  $\overline{C_{vr}^p} = (\overline{C_v} + \overline{C_r}) / 2 = 1,98 \text{ см}^2 / \text{мин}$ ;  
 3 – то же, при  $\overline{C_{vr}^{on}} = 0,56 \text{ см}^2 / \text{мин}$

Корректность методических предпосылок и принятой расчетной схемы показана на рис. 4, где приведены кривые консолидации, полученные по результатам всех четырех серий опытов. Все четыре опытных графика находятся в логической согласованности между собой.

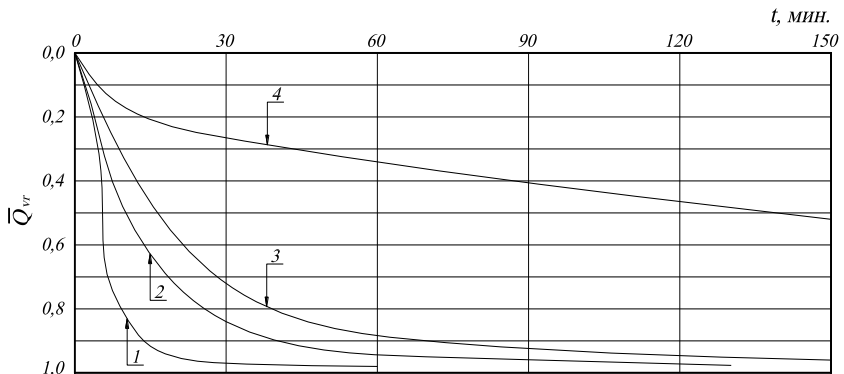


Рис. 4. Сводные кривые консолидации при фильтрации поровой воды:  
 1 – в центральную песчаную дрину  $d = 2,0$  см;  
 2 – в центральное отверстие в штампе  $d = 2,0$  см и днище одометра;  
 3 – в днище одометра; 4 – в центральное отверстие в штампе

## Выводы

1. Предложенное допущение о тождественной замене области уплотнения нижнего (поддренного) слоя равновеликой ей полусферой получило экспериментальное обоснование.
2. Расчетная реализация изложенного подхода вполне корректна при определении коэффициента консолидации  $C_{vr}$  в соответствующих специальных испытаниях с учетом моделирования условий дренирования.

## Литература

1. Абелев, М.Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений / М.Ю. Абелев // – М.: Стройиздат, 1973. – С. 288.
2. Араманович, И.Г. Уравнения математической физики / И.Г. Араманович, В.И. Левин // – М.: Наука, 1964. – С. 286.
3. Марченко, А.С. Морские портовые сооружения на слабых грунтах / А.С. Марченко // – М.: Транспорт, 1976. – С.192.
4. Марченко, А.С. Расчёт уплотнения слабых глинистых оснований при устройстве висячих песчаных дрен / А.С. Марченко, А.К. Посуховский, А.В. Школа // В кн.: Портовое гидротехническое строительство. Вып.36. – М.: Транспорт, 1974.– С.95-101.
5. Посуховский, А.К. Экспериментальные исследования консолидации образцов илистого грунта в различных условиях дренирования / А.К. Посуховский, И.И. Мосичева (под руков. проф. Школа А.В.) // Вісник ОДАБА. Вип. 13.– Одесса: ОДАБА, 2004.– С. 142–148.
6. РД 31.31.06 – 79. Руководство по расчёту уплотнения слабых грунтов для портового гидротехнического строительства // – М.: 1983. – С. 72.
7. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. Т II / В.А. Флорин // М.-Л.: Госстройиздат, 1961. – С. 507.
8. Школа, А.В. Инженерный метод расчёта предпостроечного уплотнения слабых глинистых оснований с применением несовершенных песчаных дрен при двусторонней вертикальной фильтрации поровой воды / А.В. Школа, И.И. Мосичева // Вісник Одеського національного морського університету. Вип.10. – Одесса: ОНМУ, 2003.– С. 125–130.

УДК 624.13

## **О ПОВЫШЕНИИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ВО ВРЕМЕНИ**

**Новский А.В., Логинова Л.А.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

Выполнен анализ работ по исследованию процесса повышения несущей способности свай во времени в разных регионах и приведены результаты испытаний, выполненных в г. Одессе.

An analysis of studies on the process of improving the bearing capacity of piles with time in different region and the results of tests in Odessa.

При работе свай в водонасыщенных глинистых грунтах большое значение имеет изменение порового давления и напряжения в скелете грунта, которое, в свою очередь, оказывает существенное влияние на несущую способность свай и изменение сил трения по их боковой поверхности во времени.

Грунтовая среда на момент забивки свай по С.С. Вялову представляет собой равновесную, неоднородную, термодинамическую систему [1]. В процессе погружения сваи вокруг ее ствола происходит изменение ряда параметров: порового давления; структурной прочности; а так же тиксотропные изменения, вызывающие снижение сил трения и др. Термодинамическая система переходит из равновесного в локально-неравновесное состояние.

После забивки сваи наблюдаются изменения параметров, нарушенных в процессе уплотнения. Снижается поровое давление воды,



повышается значение структурной прочности, происходят тиксотропные изменения, оказывающие влияние на повышение сил трения на боковой поверхности сваи. Длительность процессов перехода в равновесное состояние зависит от состава и состояния грунтовой среды. В глинистых грунтах с показателем текучести  $I_L \leq 0,5$  она составляет 6...10 суток, при  $I_L = 0,5...1,0$  достигает 20...30 суток. Поэтому в действующем стандарте определение несущей способности свай рекомендуется проводить после «отдыха» от 6 до 20 суток.

Большой объем исследований, посвященных повышению несущей способности свай во времени, был проведен в г. Перми Бартоломеем А.А. Было установлено, что поровое давление увеличивается в начальный период после уплотнения, а по мере его снижения происходит увеличение эффективных давлений, которые возрастают до их стабилизации. Одновременно наблюдается возрастание сил трения по боковой поверхности свай [2].

Максимальное значение порового давления было зафиксировано в процессе погружения сваи при прохождении ее острием уровня расположения месдоз. Это можно объяснить тем, что при погружении сваи глинистый грунт вытесняется в стороны и формируется уплотненное ядро ниже ее подошвы. В результате вдоль ствола сваи образуется зона уплотнения, в пределах которой происходит сокращение объема пор, заполненных водой и газом. Так как вода не сжимаема, сокращение объема пор происходит за счет сжатия газа в пределах зоны уплотнения.

В процессе забивки и сразу после ее окончания уплотненное ядро ниже подошвы сваи и зона уплотнения вокруг ее ствола являются неравновесной системой по отношению к окружающему природному грунту. Высокое поровое давление в пределах уплотненной зоны в процессе релаксации напряжений снижается за счет вытеснения поровой воды. Одновременно происходит восстановление прочности структурных связей. Следствием этих процессов является повышение несущей способности свай. В строительной практике этот процесс получил название «отдых сваи».

На рис. 1 приведены графики изменения порового давления, структурной прочности и сил трения по боковой поверхности ствола, полученные А.А. Бартоломеем по результатам наблюдений при испытаниях натуральных свай.

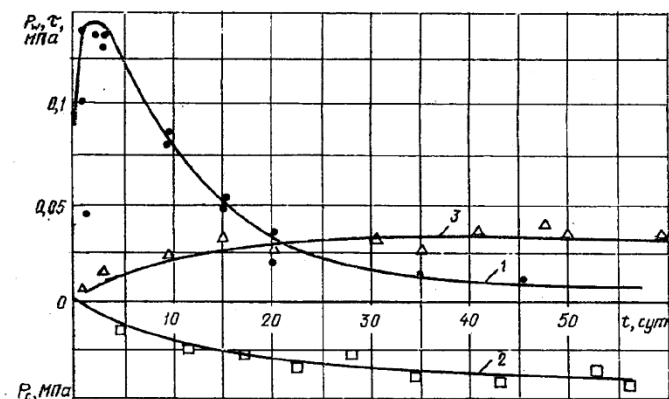


Рис. 1. Результаты исследований изменения во времени параметров состояния глинистых грунтов вокруг ствола свай:  
 1 – порогового давления; 2 – структурной прочности; 3 – сил трения

Большой интерес представляют исследования, проведенные в г. Рязани Г.М. Смиренским и др. [3]. На рис. 2 и в табл. 1 приведены результаты этих исследований, подтверждающие нарастание несущей способности свай во времени.

Исследования выполнены на участках, геологическое строение которых представлено суглинками от полутвердой до текучей консистенции. Повышение несущей способности с момента погружения до истечения 80 сут. составило от 1,7 до 6,5 раз.

Таблица 1

Повышение несущей способности свай во времени  
 в зависимости от состава и состояния грунтов

№ опыта	$I_L$	Вид грунтов	P, кН в % через t, суток				$k=P_t/P_0$
			0	15	30	80	
1	-	Песок ср. крупн	-	-	-	-	-
2	0 - 0,25	Супесь	253	377	394	427	1,69
3	0 - 0,25	Суглинок	186	317	364	407	2,19
4	0,25 - 0,5	Суглинок	50	122	139	-	2,78
5	0,5 - 1,0	Суглинок	57	142	179	232	4,06

№ опыта	$I_L$	Вид грунтов	Р, кН в % через t, суток				$k=P_t/P_0$
			0	15	30	80	
6	0,5 - 1,0	Суглинок, ил	64	199	243	293	4,56
7	0,25-0,7	Суглинок	64	233	355	-	4,74
8	>1,0	Суглинок, глина	43	134	179	-	4,16
9	>1,0	Суглинок, глина	50	199	264	323	6,46

Примечания:  $k$  – коэффициент роста нагрузки;  $P_0$  и  $P_t$  – нагрузка на сваю в день забивки и через  $t$  суток.

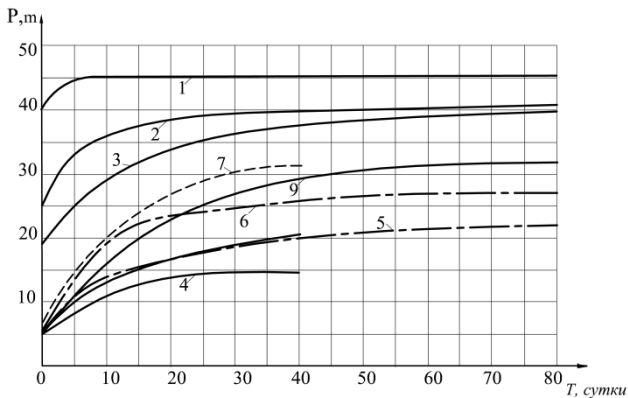


Рис. 2. Увеличение несущей способности свай во времени:  
1–8 – номер опыта по результатам исследований Г.Н. Смиренского

По результатам исследований Г.Н. Смиренского можно выделить два этапа нарастания несущей способности свай. К первому относится период восстановления термодинамической системы в пределах объема уплотненного грунта, на втором - происходит повышение несущей способности в период длительного процесса изменения свойств грунтов вокруг ствола свай.

Эффект повышения несущей способности свай так же был установлен авторами при испытаниях грунтов сваями на ряде объектов г. Одессы. При строительстве 19-ти этажного здания по ул. Разумовской, 10/12 испытаны сваи через 2, 24 и 111 суток после погружения. Результаты этих исследований приведены на рис. 3 и 4.

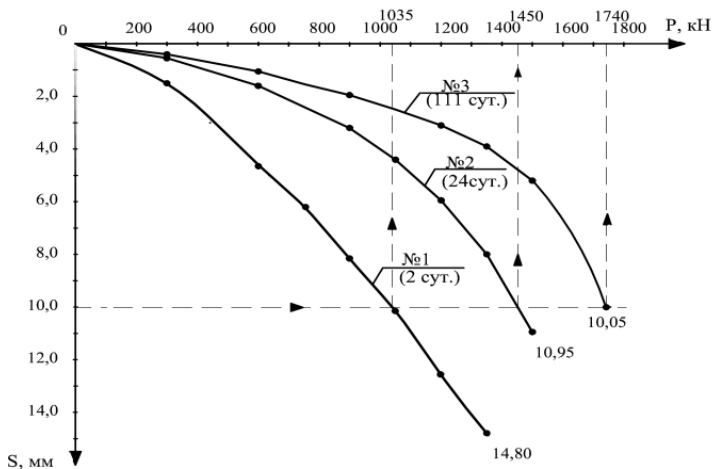


Рис. 3. Результаты испытаний призматических свай при разной продолжительности «отдыха»:

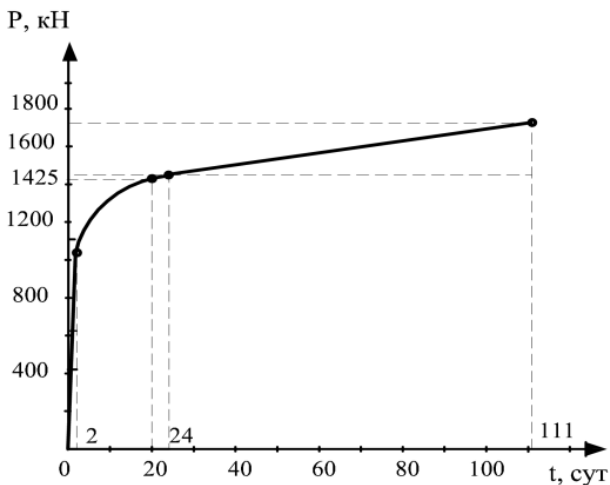


Рис. 4. График увеличения несущей способности свай во времени

Оценка повышения несущей способности выполнена с использованием данных при осадке, равной 10 мм. По результатам проведенных исследований коэффициент увеличения нагрузки

за период с 20 суток до 111 составил 1,22 (1740 кН/ 1425 кН). Следует отметить, что этот показатель увеличивается при осадках менее 10 см. Так при определении несущей способности свай при осадке 5 см. он равен 1,36.

Таким образом, в водонасыщенных глинистых грунтах одесского региона наблюдается повышение несущей способности свай во времени. Этот коэффициент, по результатам статических испытаний, следует определять при осадке не менее 10 мм.

## **Литература**

1. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов. – М. : Высшая школа. – 1978. – 447 с.
2. Бартоломей, А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : .Стройиздат. – 1982. – 222 с.
3. Смиренский, Г.М., Нудельман Л.А., Радугин А.Е. Свайные фундаменты гражданских зданий. – М. : Стройиздат. – 1970. – 141 с.

УДК 624.131.524.4:624.131.253

**МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА  
ПОЛУСКАЛЬНЫХ ПОРОД  
И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ**

**Новский А.В., Новский В.А., Тугаенко Ю.Ф., Вивчарук В.В.**

*Одесская государственная академия строительства  
и архитектуры г. Одесса, Украина*

Изложены методика и результаты лабораторных и полевых исследований механических характеристик известняка-ракушечника юго-западной части Причерноморского плато, который используют в качестве основания фундаментов и свай.

A method and results of laboratory and field researches of mechanical descriptions of limestone-shell rock of south-west part of the Prichernomorskogo plateau is expounded, which is used as foundation of foundations and piles.

Инженерно-геологическое строение юго-западной части Причерноморского плато Украины характеризуется залеганием известняка-ракушечника на разной глубине от дневной поверхности. В связи со строительством зданий повышенной этажности и усилением фундаментов существующих сооружений, возникает необходимость использования его в качестве основания фундаментов или несущего слоя для буронабивных свай. Однако, механические свойства этой породы исследованы недостаточно. В инженерно-геологических изысканиях их оценка выполняется по значению

предела прочности на одноосное сжатие, а расчет буронабивных свай, опирающихся на известняк-ракушечник, выполняют как свай-стоек, при этом расчетная несущая способность может в несколько раз отличаться от фактической. Дело в том, что известняк-ракушечник одесского региона не является скальной породой. Это полускальная порода, которая по деформативным свойствам во многом идентична дисперсным грунтам. В связи с этим изучение свойств известняка-ракушечника является актуальной задачей.

Комплексные исследования были начаты в 1997 г. при разработке проекта усиления фундаментов здания Одесского национального академического театра оперы и балета, а затем на строительстве группы высотных зданий и усилении фундаментов некоторых уникальных сооружений. Эти исследования проводились как на строительных площадках, так и в лабораторных условиях [1, 2, 3 и 4].

Как известно, породы с жесткими структурными связями оценивают по пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии. Однако, этот показатель не позволяет оценить другие свойства известняка-ракушечника, к которым относятся: структурная прочность, модуль деформации и сопротивление сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай.

Структурная прочность  $p_{str}$  известняка-ракушечника это предельная величина сопротивления, при которой приложенная нагрузка уравнивается прочностью ракушек и структурных связей на их контактах. При этом в основании фундаментов наблюдаются преимущественно упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки. Напряжения, превышающие структурную прочность, вызывают разрушение ракушек и их структурных связей, следствием чего является уплотнение породы. Остаточные деформации нарастают в пределах объема зоны необратимых деформаций, формирующейся в основании фундаментов, что было установлено опытами в приборе ОИСИ-4, рабочее кольцо которого состоит из двух частей. Образец грунта также состоит из двух частей, на поверхности одной из которых установлены фиксаторы деформаций. Внешний вид зоны деформации образца известняка-ракушечника представлен на рис.1.

В полевых условиях показатели прочностных и деформативных свойств известняка оценены по результатам испытаний штампами диаметром 300 мм в скважинах на разных горизонтах.



Рис. 1. Характер деформирования известняка-ракушечника под опытным штампом

Примыкание подошвы штампа к поверхности забоя выполняли по специальной технологии, включающей зачистку забоя и выравнивание его цементным раствором толщиной 7–10 см. Нагрузку на стойку штампа прикладывали ступенями. Часть опытов проведена с кратковременным замачиванием основания. Схемы установки штампов, методика проведения испытаний и их результаты показаны на рис. 1, а; б.

Особенностью деформативных свойств известняка-ракушечника является наличие двух характерных ветвей на графике зависимости осадки от нагрузки. Первая ветвь характеризуется деформациями, возникающими в результате упругого сжатия породы при давлениях, не превышающих структурную прочность (рис. 1, в). В этих условиях сжимаемость определяется модулем упругой деформации  $E_0$ . Вторая ветвь отражает необратимые деформации, возникающие в результате разрушения структуры породы, следствием чего является ее уплотнение. Этот участок графика близок к прямолинейной зависимости. Сжимаемость породы в этом случае следует оценивать модулем деформации  $E$ .



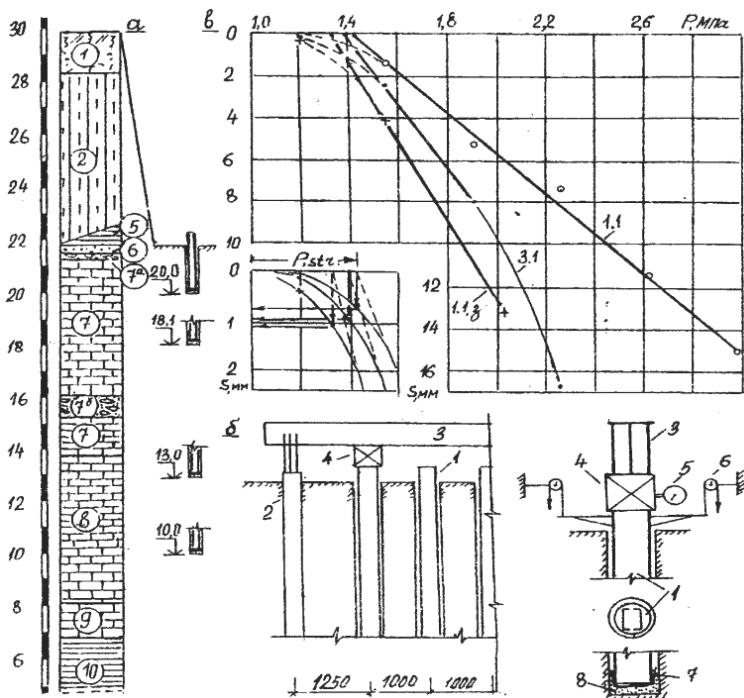


Рис. 2. Результаты исследований известняка-ракушечника опытными штампами:  
 а – геологическая колонка со шкалой абсолютных отметок и высотным положением подошвы штампов; – схема испытаний;  
 б – графики зависимости осадки от давления;  
 в – стойка-штамп; 2 – анкерные сваи; 3 – опорная балка; 4 – домкрат; 5 – манометр;  
 6 – прогибомеры; 7 – полиэтиленовая пленка; 8 – цементный раствор

Пересечение второй ветви графика с осью давлений определяет значения структурной прочности. На рис.1, в приведены результаты трех испытаний, выполненных на абсолютной отметке 10,0 м.

Величине  $p_{str}$ , определенной в точке пересечения второй ветви зависимости осадки от нагрузки с осью  $P$ , соответствуют осадки, близкие 1 мм. Поэтому, при данной технологии подготовки основания и методике проведения исследований за критерий определения значения  $p_{str}$ , принята осадка, равная 1 мм. Средние значения структурной прочности и модуля деформации, полученные по результатам полевых исследований, приведены в табл. 1

## Значения структурной прочности и модуля деформации

№ ИГЭ	Глубина ниже кровли ИГЭ, м	P <sub>str</sub> , МПа	E, МПа в интервале давлений P, МПа	
			1,1–1,5	1,5–2,5
7	1,10	1,15	4,0–1,7	–
	3,0	1,35	–	20–9
8	0,8	1,88	–	24–6
	3,6	1,38	–	30–9

Лабораторные испытания проведены на образцах «пильного» известняка-ракушечника. Для проведения исследований был переоборудован компрессионный прибор, в котором нагрузка на образец площадью 60 см<sup>2</sup> передавалась штампом площадью 15 см<sup>2</sup>. Испытания выполнены по методике циклически возрастающей нагрузки. Каждая ступень представляла самостоятельный цикл, состоящий из приложения нагрузки, ее выдерживания до стабилизации осадки и разгрузки. Примененная методика позволила измерить на каждой ступени величину общей осадки, ее остаточную и упругую составляющие.

График зависимости упругой составляющей осадки от давления состоит из двух ветвей. Первая – отражает нарастание упругих деформаций при давлениях меньше структурной прочности, а вторая – при давлениях больше структурной прочности. Давление, соответствующее точке пересечения ветвей определяет значение структурной прочности (рис. 3).

Сопротивление известняка-ракушечника сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай определяли в лабораторных условиях на моделях свай, а также при испытании свай-анкеров в полевых условиях.

Модельные сваи бетонировали так, чтобы ниже их подошвы оставалась полость, и приложенная нагрузка передавалась боковой поверхностью. В выполненных исследованиях разрушение известняка произошло при перемещениях ствола 0,2–0,4 мм по поверхности, расположенной от стенок скважины на расстоянии проникания цементно-

го раствора при бетонировании свай. При повторном нагружении свай после «срыва» сопротивление вдоль боковой поверхности уменьшается на 35–40 %. Это означает, что сопротивление сдвигу после разрушения структурных связей трансформируется в сопротивление трению по разрушенной поверхности. Эту особенность работы буронабивных свай в известняке-ракушечнике следует учитывать при определении их несущей способности.

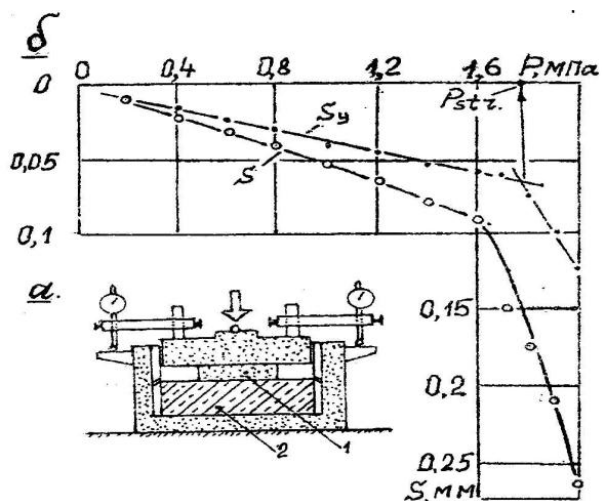


Рис. 3. Результаты испытания образца «пильного» известняка-ракушечника в лабораторных условиях:

- a* – схема испытания; *b* – график зависимости осадки штампа и ее упругой составляющей от давления;  
*1* – дополнительный штамп; *2* – образец

Контрольные испытания натуральных буронабивных свай-анкеров выдергивающей нагрузкой выполняли с использованием методики циклически возрастающей нагрузки. Особенностью этой методики является то, что после каждой ступени нагрузки она снимается до нуля. Такой характер нагружения позволяет определить общие перемещения, а также упругую и остаточную составляющие. В дальнейшем эти данные позволили определить длину растянутого участка при каждой ступени нагружения, а также сопротивление известняка-ракушечника по боковой поверхности свай.

На рис. 4 приведены результаты испытания сваи-анкера на выдергивание.

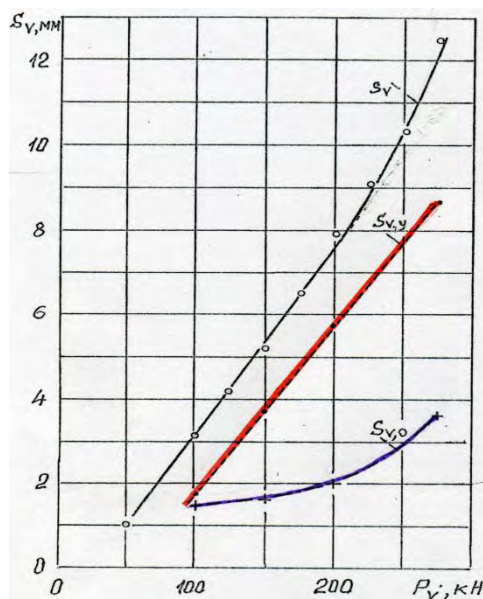


Рис. 4. Графики зависимости общих, упругих и остаточных деформаций при испытании сваи-анкера на выдергивание

Длина растянутого участка сваи для каждой ступени нагрузки определена с использованием закона Гука по зависимости (1):

$$l_i = E \times S_{y_i} / \delta_{cp, i} \quad (1)$$

где:  $E$  – модуль упругости арматурной стали, равный  $1,9 \cdot 10^5$  МПа;  $S_{v,y,i}$  – упругая составляющая измеренной деформации;  $\delta_{cp, i}$  – среднее значение напряжения в арматурном стержне в пределах длины деформированного фрагмента,  $\delta_{cp, i} = 0,5 P_{v,i} / A_s$  где:  $A_s$  – площадь поперечного сечения арматурного стержня, а коэффициент 0,5 учитывает треугольную форму эпюры напряжений.

Сопротивление сдвигу вдоль боковой поверхности сваи в пределах любого фрагмента длины можно определить по формуле:

$$\Delta f_i = \Delta P_i / \Delta l_v u \quad (2)$$

где  $\Delta f_i$  – приращение сил трения по боковой поверхности для каждой ступени нагрузки;  $\Delta P_i$  – приращение нагрузки;  $\Delta \ell_v$  – приращение фрагмента длины сваи;  $u$  – периметр сечения ствола сваи.

Из графика на рис. 4 видно, что максимальное сопротивление по боковой поверхности возникает в известняке-ракушечнике.

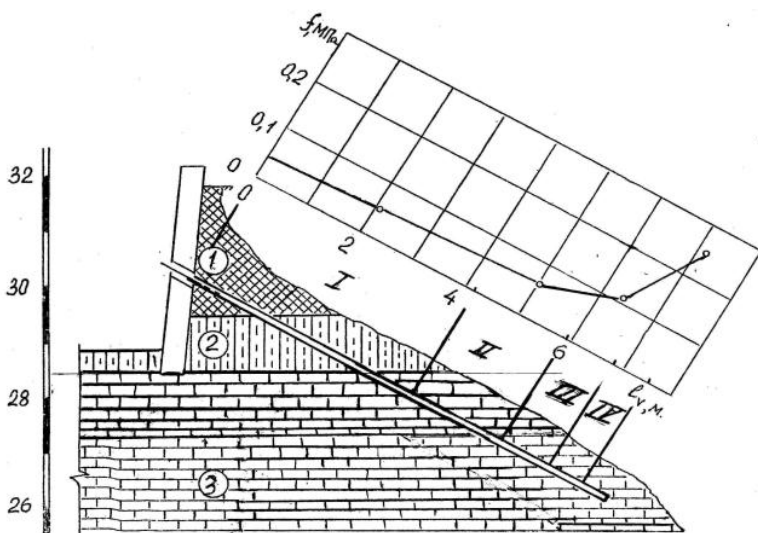


Рис. 4. График изменения сил трения по боковой поверхности на разных фрагментах длины сваи-анкера

По результатам комплексных исследований построены графики зависимости сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности буронабивных свай и структурной прочности от предела прочности на одноосное сжатие для образцов разной прочности (рис. 5).

Таким образом, зная стандартную характеристику известняка-ракушечника (предел прочности на одноосное сжатие) можно определить необходимые для расчета фундаментов и буронабивных свай значение структурной прочности и сопротивления сдвигу.

Результаты исследований внедрены при проектировании новых и усилении существующих фундаментов ряда зданий и сооружений в г. Одессе.

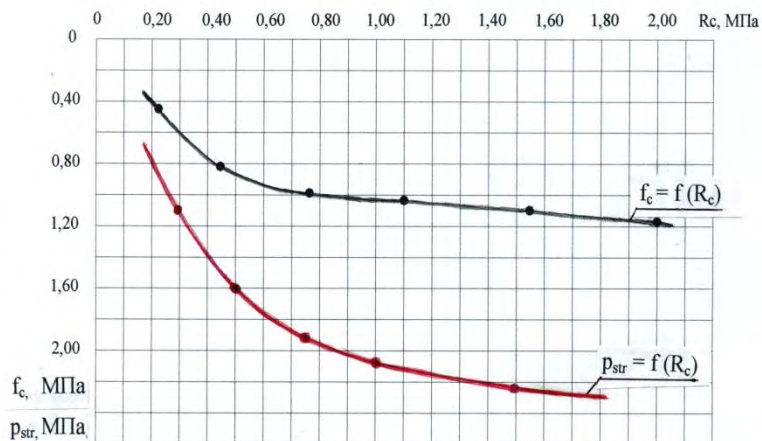


Рис. 5. Совмещенный график зависимости структурной прочности и сопротивления сдвигу вдоль боковой поверхности свай от предела прочности на одноосное сжатие

## Литература

1. Колесников, Л.И. Экспериментальное исследование несущей способности буроинъекционных свай в основании здания Одесского театра оперы и балета / Л.И. Колесников, Ю.Ф. Тугаенко и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 5. – С. 23– 29.
2. Новский, В.А. Исследование прочностных и деформативных свойств известняка-ракушечника в лабораторных условиях / В.А. Новский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Випуск 29. – Одеса : ОДАБА. – 2008. – С. 289–295.
3. Тугаенко, Ю.Ф., Напряженно деформированное состояние буронабивных свай и их основания, сложенного понтическими известняками / Ю.Ф. Тугаенко, А.П. Ткалич, В.А. Новский // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: Труды международной научно – техн. Конфер., посвященной 50 – летию БашНИИстроя. Том 1. Свайные фундаменты. – Уфа, 2006. – С. 137 – 141.
4. Тугаенко Ю.Ф. 2008. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов свай и свайных фундаментов / Ю.Ф. Тугаенко // Одесса: «Астропринт». – 216 с.

УДК 624.154

**АНАЛИЗ ОПРЕДЕЛЕНИЯ  
НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ-АНКЕРОВ  
ПО СУЩЕСТВУЮЩИМ МЕТОДИКАМ**

**Самородов А.В., Табачников С.В.**

*Харьковский национальный университет строительства  
и архитектуры, г. Харьков, Украина*

В статье приводится анализ определения несущей способности анкерных свай по существующим методикам, применяемым в инженерной практике и оценка их соответствия натурным испытаниям буроинъекционной сваи в полевых условиях.

This article provides an analysis of the definition of bearing capacity of anchor piles on existing methods used in engineering practice, and assess their compliance full-scale testing of CFA piles in field conditions.

Существует широкий класс фундаментных конструкций на сваях, где сваи воспринимают выдёргивающие усилия. Таковы фундаменты для: оттяжек и башенных сооружений, выносных опор покрытия стадионов, опор линий электропередачи и ветряков, отдельно стоящие под колонны со значительным эксцентриситетом [1] др. При креплении ограждений котлованов, сводов тоннелей, подпорных и каменных стен, откосов и других строительных конструкций широко используют анкеры, работающие на выдергивание.

Анализ существующих подходов, методик и решений по данной тематике показывает, что буроинъекционные технологии устройства анкеров и свай в настоящее время весьма перспективны и продуктивны для решения геотехнических задач в строительстве [1–15].

Поэтом оценка несущей способности свай-анкеров на выдергивающую нагрузку является актуальной областью для исследования.

Для буроинъекционных свай характерно увеличение несущей способности за счет сопротивления по боковой поверхности, что обуславливается применением прогрессивных технологий бурения и опрессовки скважин, хотя исследований в этом направлении недостаточно. В данной работе представлен анализ результатов расчёта несущей способности 12-ти метровой буроинъекционной сваи-анкера по разным методикам на действие выдергивающей нагрузки и сопоставление их с результатами натуральных испытаний в г. Харькове [6]. Расчетная схема сваи-анкера представлена на рис. 1.

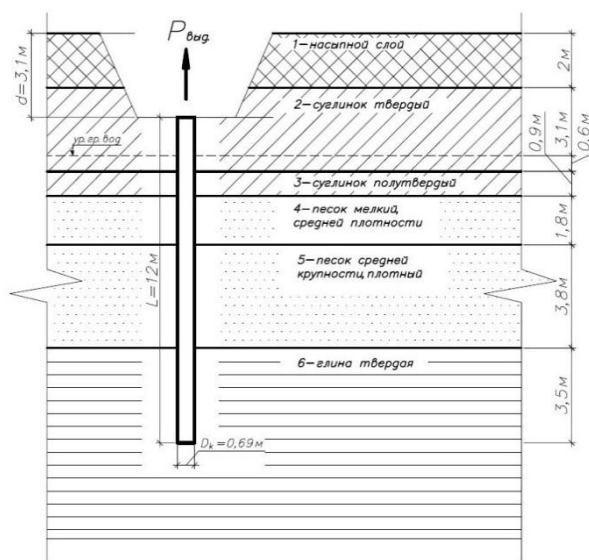


Рис. 1. Расчетная схема буроинъекционной сваи-анкера

Согласно инженерно-геологических изысканий, на площадке строительства встречены песчаные и глинистые грунты с физико-механическими характеристиками, представленными в табл. 1.

Для испытанной в данных инженерно-геологических условиях сваи-анкера нами выполнены расчеты несущей способности по изложенным в [1–15] методикам. В табл. 2 и на рис. 2 приведены полученные результаты. В этих расчетах у сваи-анкера принят ствол



Ø0,69 м, т.к. реальный объем закачанного в скважину Ø0,63 м бетона составил на 20 % больше ее геометрического объема.

Таблица 1

Физико-механические свойства грунтов

Наименование	Условные обозначения	Ед. измерения	Слой					
			1-насыпной грунт	2-суглинок твёрдый	3-суглинок полутверд.	4-песок мелкий, средней плотности	5-песок средней крупности, плотности	6-глина твёрдая
Удельный вес грунта	$\gamma$	кН/м <sup>3</sup>	16,3	19,14	20,12	18,0	20,0	17,57
Удельное сцепл. грунта	$c$	кПа	–	35	40	8	8	23
Угол внутреннего трения	$\varphi$	град.	–	24	25	36	38	22
Модуль деформации	$E$	МПа	–	20	28	32	40	15
Показатель текучести	$I_L$	-	–	0	0,15	–	–	0,1
Показатель пластичности	$I_p$		–	0,1	0,11	–	–	0,16

Полученные результаты при натурных испытаниях были уменьшены на 11,2 тс (вес 12-ти метровой анкерной сваи Ø0,69 м), т.е. учитывается только сопротивление по боковой поверхности.

Нами предпринята попытка определить несущую способность сваи-анкера на базе теории предельного равновесия. Однако эксперименты с моделью сваи без уширения не выявили фотографическим методом плоскостей скольжения, хотя дополнительное испытание модели сваи с уширением показало явное наличие плоскости скольжения при выдергивании сваи (рис. 3). Это связано с тем, что сил трения между боковой поверхностью сваи и массивом грунта недостаточно для того, чтобы «поднять» призму песка вверх.

## Методики определения несущей способности

Методика	Формула
<i>ДБН [2]</i>	$F_d = \gamma_c u \sum_{n=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i$ $f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i$
<i>ЦНИИС МинТрансСтрой [11, 12]</i>	$F_d = \sum_{i=1}^n m \pi D_k l_k \cdot$ $\left\{ \gamma h_k \left[ \left( \frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2} \cos 2\alpha \right) \operatorname{tg} \varphi + \frac{1-\lambda}{2} \sin 2\alpha \right] + c \right\}$
<i>ФундаментПроект МинМонтаж- СпецСтрой [11]</i>	$F_d = k m_p \pi d_b l_k p_b \operatorname{tg} \varphi$
<i>ВСН 506-88 «Проектирование и устройство грунтовых анкеров» [13]</i>	$F_d = \pi D_k l_k \left( 1 + \sin \varphi \right) \sigma_{og} \operatorname{tg} \varphi + c K_p \gamma_c ;$ $\sigma_{og} = 0,5 \gamma_1 h_k + g \quad \xi_0 + \sqrt{\cos^2 \alpha + \xi_0^2 \sin^2 \alpha}$ $K_p = \left\{ \left[ 1,01 - \frac{D_c}{D_k} \right]^2 / \left[ 1,01 - \frac{A_1^2}{1 + A_1^2} \right] \right\}^{\theta}$ $A_1 = E_0 / (1 + \nu_0) \quad \sigma_{og} + c - \operatorname{tg} \varphi \sin \varphi$
<i>DIN 1054-2005 [14]</i>	$F_d = \pi D_k l_k q_{sk}$
<i>Руководство [15].</i>	$F_d = k m u \sum f_i^H h_i$
<i>Методика ПолтНТУ [16]</i>	$F_d = u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \tau_i h_i ;$ $\tau_i = \zeta_i g \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i ;$ $\zeta_i = 0,3665 + 0,00157 I_{pi}$

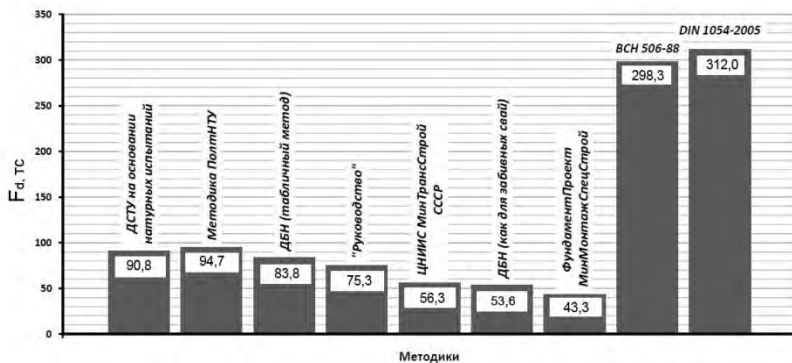


Рис. 2. Результаты определения несущей способности буройнъекционной сваи-анкера по различным методикам

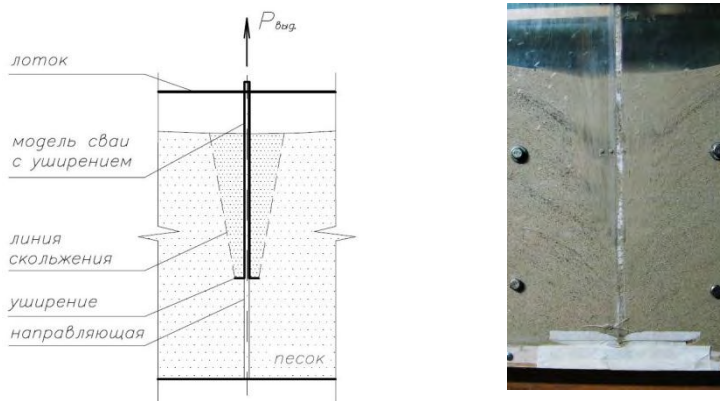


Рис. 3. Плоскость скольжения, определенная фотографическим методом

Анализ результатов определения несущей способности свай-анкеров по разным методикам позволяет сделать такие выводы:

- большинство методик определения несущей способности свай-анкеров не применимы для буровых свай большого диаметра ( $d > 0,3$  м). Разница значений составила от 17 % до 244 % в сравнении с данными натурных испытаний;
- близкие результаты к натурным испытаниям дали методики ДБН – разница на 7,7 % и ПолтНТУ (Винникова Ю.Л.) – разница на 4,3%. Это подтверждает наше мнение [6], что табличные значения

ДБН сопротивления грунта на боковой поверхности свай отражают его сдвиг при выдёргивании, а у вдавливаемых свай несущая способность больше в 1,6 раза за счет сжатия грунта;

- решение теории предельного равновесия для определения несущей способности сваи без уширения не применимы.

## Литература

1. Сорочан, Е.А. Фундаменты промышленных зданий / Е.А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.

2. ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.

3. ДСТУ Б В.2.1-1-95. Грунти. Методи польових випробувань палями. Київ: Укрархбудінформ, 1997. – 58 с.

4. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами пальових випробувань. К.: Мінбуд України, 2011. – 12 с.

5. Рекомендации по применению буроинъекционных свай / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М. 2005. – 53 с.

6. Самородов, А.В. Полевые исследования несущей способности буроинъекционных свай при действии выдёргивающих и вдавливающих нагрузок / А.В. Самородов, С.В. Табачников // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – Вип. 4(34). – С. 239–245.

7. Weerasinghe R.B. Uplift Capacity of Shallow Anchorages in Weak Mudstone / Weerasinghe R.B., Littlejohn G.S. // Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference Organized by the Institution of Civil Engineers - London, 1997. – P. 23–34.

8. Barley, A.D. The single bore multiple anchor system / Ground Anchorages and Anchored Structures: Proceedings of the International Conference Organized by the Institution of Civil Engineers. - London, 1997. – P. 65–76.

9. John Wiley. Geotechnical Engineering Handbook, Procedures (editor: Ulrich Smoltczyk). – Germany, 2003. – P. 701.

10. Горбунов-Посадов, М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичёв, В.И. Кру-

тов и др. ; под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова // Справочник проектировщика – Москва : Стройиздат, 1985. – 480 с.

11.Руководство по проектированию и технологии устройства анкерного крепления в транспортном строительстве – М. : ЦНИИС, 1987.

12.ВСН 506-88 Проектирование и устройство грунтовых анкеров, Москва: Минмонтажспестрой СССР, 1989.

13.DIN 1054:2005, «Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau»

14.Руководство по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке / Харьковский Промстройиниипроект Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1979. – 128 с.

15.Троценко, Д.О. Рекомендації з визначення несучої здатності ґрунтових анкерів, виготовлених за допомогою електрохімічного закріплення / Д.О. Троценко, Ю.Л. Винников, В.С. Яковлев // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 75. – С. 31–37.

УДК 691.32.008.6

## **РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНО-ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА**

**Сернов В.А.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь)*

**Аннотация:** В статье приведены методики расчета осадки свайно-плитных фундаментов, учитывающие рассеивание напряжений под плитой в межсвайном пространстве.

**Abstract:** The methods of piled-raft foundations settlement calculation are given in the article. Stress dissipation under the raft base is taking into account.

Анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований, проведенных до настоящего времени в нашей стране и за рубежом [1], а также данных модельных исследований, выполненных в лаборатории и на полигоне кафедры «Геотехника и экология в строительстве» БНТУ [2, 4], и натурных испытаний на строительных площадках [3, 4] г. Минска позволили выявить основные закономерности взаимодействия элементов свайно-плитного фундамента с основанием. Проведенные теоретические и экспериментальные исследования показали, что традиционные расчетные схемы для определения несущей способности и осадки свайных фундаментов чрезмерно упрощены, не учитывают взаимодействие элементов фундамента, а результаты расчетов часто в несколько раз отличаются от экспериментальных данных. В соответствии с действующими

нормативно-техническими документами осадка группы свай определяется для условного массива. Принимается, что грунт в пределах условного фундамента оседает вместе со сваями. Такая схема не позволяет правильно отразить роль шага свай и учесть взаимодействие фундаментной плиты с основанием. Экспериментально было установлено [4], что при уменьшении шага свай в группе от  $6d$  до  $3d$  без изменения размеров условного фундамента осадка последнего снижалась в 2 и более раза. При включении плиты в работу осадка фундамента также существенно уменьшается. Результаты проведенных исследований опровергают широко распространенное до сих пор предположение о том, что грунт межсвайного пространства оседает вместе со сваями. Рассмотрим некоторые факты подтверждающие, что вертикальные деформации грунта межсвайного пространства незначительны по сравнению с осадкой свай.

Во-первых, давление на грунт под нижними концами свай в десять раз превышает давление на том же уровне в межсвайном пространстве от сил трения вдоль их боковых поверхностей. Следовательно, осадка свай должна быть больше осадки окружающего грунта.

Во-вторых, вертикальные напряжения от сил трения вдоль боковых поверхностей свай резко уменьшаются с удалением от них. Значения этих напряжений в любой плоскости, перпендикулярной ее оси, можно определить, используя решение Д. Пати (1963) [5]:

$$p_{z\sigma} = 1,148 f (R / r)^{-1,237}, \quad (1)$$

где  $f$  — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи в пределах последних 1–2 м у острия;

$r$  — радиус сваи;

$R$  — расстояние от оси сваи до исследуемой точки.

Эпюры напряжений, построенные по зависимости (1) показывают, что максимальные вертикальные напряжения, возникающие у боковой поверхности сваи, резко затухают с удалением от нее (рис. 1). Эти расчеты подтверждаются результатами экспериментальных исследований, проведенных С. И. Цымбалом [6] и объясняют отсутствие значительных вертикальных перемещений грунта уже на расстоянии менее  $0,5d$  от боковой поверхности сваи при проведении модельных исследований [2].

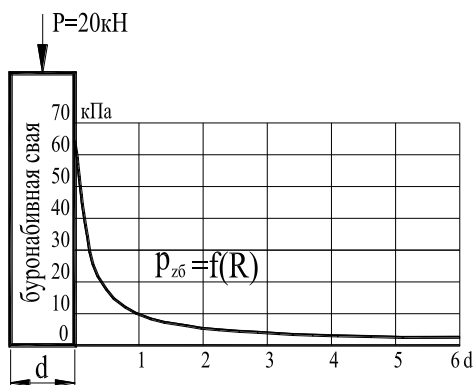


Рис. 1. Эпюра распределения вертикальных напряжений в уровне нижнего конца свай от сил трения грунта по боковой поверхности

В-третьих, при достижении свай сдвигов от осадки ее ствол начинает проскальзывать относительно окружающего грунта без дальнейшего увеличения сил трения вдоль боковой поверхности [7]. При последующем нагружении свай вся дополнительная нагрузка передается на грунт их нижними концами и увеличения осадки межсвайного грунта не происходит.

В-четвертых, многочисленные натурные и модельные испытания [2–4] показали, что при включении ростверка в работу несущая способность свайного фундамента возрастает, а деформативность уменьшается, что было бы невозможно при осадке окружающего грунта вместе со сваями.

Результаты выполненных экспериментальных и теоретических исследований [1–4] позволяют сделать следующие выводы:

1. Расчет осадки свайного фундамента как условного массива с некоторым допущением можно применять для групп с шагом свай не более 3-4d, и передачей большей части нагрузки на основание их боковыми поверхностями. С увеличением шага свай и уменьшением доли работы их боковых поверхностей этот метод будет давать значительную погрешность. В данном случае осадку группы свай целесообразно рассчитывать исходя из осадки одиночной свай с учетом их взаимодействия в группе.

2. Поскольку осадка группы свай значительно больше чем у окружающего грунта, включенный в работу ростверк, оседая вме-



сте с ними, оказывает давление на основание. С увеличением осадки напряжения под ростверком возрастают и рассеиваются частично или полностью в пределах длины свай, уменьшая давление на грунт под их нижними концами. В результате сглаживания максимальных пиковых напряжений под остриями свай, осадка фундамента с низким ростверком значительно меньше, чем с высоким.

Схема перераспределения давлений на грунт основания от внешней нагрузки  $N$  при уменьшении шага свай и включении ростверка в работу приведена на рисунке 2. Как было установлено выше, давление под нижними концами свай  $P_n$  во много раз превышает давления на том же уровне от сил трения вдоль их боковых поверхностей  $P_6$ . При достаточно большом шаге свай (рис. 2, б) эпюры давлений  $P_n$  и  $P_6$  на основание на уровне их нижних концов будут аналогичны таким же эпюрам одиночных свай (рис. 2, а).

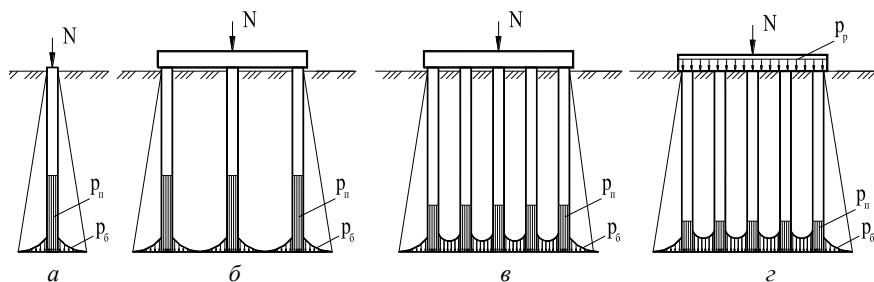


Рис. 2. Схема распределения давления на грунты основания одиночной сваи (а), группы свай с высокими (б, в) и низкими (г) ростверками

Увеличивая количество свай в группе без изменения внешней нагрузки  $N$  и размеров фундамента, давление на грунт межсвайного пространства  $P_6$  возрастает за счет передачи большей части этой нагрузки боковыми поверхностями свай из-за увеличения их общей площади и наложения напряжений вследствие уменьшения их шага (рисунок 2в). Давление под нижними концами свай  $P_n$  уменьшается, поскольку возрастает площадь их опирания на грунт. Кроме того, как показывает практика, несущая способность боковых поверхностей свай реализуется раньше, чем их нижних концов, особенно в песчаных грунтах, где значение сдвиговой осадки составляет всего несколько миллиметров [7], и вследствие этого, при увеличении

количества свай в первую очередь уменьшаются давления под их нижними концами свай.

При взаимодействии ростверка с основанием (рис. 2, з) под его подошвой возникает давление  $p_p$  и часть нагрузки  $N$  передается на грунт межсвайного пространства, разгружая основание на уровне нижних концов свай. При этом, в первую очередь, уменьшаются напряжения под остриями свай  $P_n$ . За счет обжатия грунта в основании ростверка и возникновения горизонтальных распорных напряжений возрастают силы трения вдоль боковых поверхностей свай, а неравномерность вертикальных напряжений в уровне их нижних концов уменьшается. Таким образом, эффективность взаимодействия ростверка с основанием связана не только с уменьшением доли нагрузки, приходящейся на сваи, но и в снижении неравномерности давлений на грунт в уровне их нижних концов. Нагрузка на основание распределяется более равномерно. Часть напряжений затухает в пределах межсвайного пространства, не достигая уровня нижних концов свай, и осадка такого фундамента гораздо ниже, чем группы свай с высоким ростверком.

При расчете осадки свайного фундамента деформации бетонных конструкций обычно не учитываются, а за расчетное сечение принимается плоскость на уровне нижних концов свай. Определяются дополнительные напряжения от внешней нагрузки на эту плоскость и с учетом деформационных свойств грунтов, расположенных ниже расчетного сечения, определяется осадка фундамента. При взаимодействии ростверка с грунтом часть нагрузки рассеивается в пределах межсвайного пространства, не оказывая влияния на напряженное состояние основания на уровне нижних концов свай. Величину рассеянной нагрузки можно определить, зная деформационные свойства грунта межсвайного пространства и характер затухания напряжений под подошвой ростверка.

Результаты экспериментальных исследований показывают, что в верхней части основания группы свай с высоким ростверком вертикальные напряжения практически отсутствуют. Силы трения вдоль боковых поверхностей свай незначительны в пределах 1–2 м от их оголовков, а при забивке свай, в верхней части основания часто образуется зазор между ее стволом и грунтом, а силы трения отсут-

ствуют вообще. С глубиной вертикальные напряжения в межсвайном пространстве от сил трения вдоль боковых поверхностей возрастают и в однородных грунтах достигают максимального значения на уровне нижних концов свай. При включении ростверка в работу максимальные вертикальные напряжения возникают под его подошвой и уменьшаются с глубиной как под фундаментом на естественном основании.

Для оценки возможности применения теории линейно-деформируемых тел при определении напряжений в грунте межсвайного пространства под подошвой ростверка выполнено сравнение теоретических и опытных данных. На рисунке 3 представлены эпюры распределения напряжений в основании ростверков для фундаментов с разным количеством и шагом свай, построенные по экспериментальным [8] и расчетным данным по теории линейно-деформированных тел.

На рис. 3 слева даны эпюры распределения вертикальных напряжений в межсвайном пространстве для групп свай с высокими ростверками, справа — для групп свай с низкими ростверками. Эпюры в основании низких ростверков имеют седлообразную форму, поскольку напряжения от давления ростверка на грунт с глубиной затухают, а от сил трения вдоль боковых поверхностей свай возрастают. Для сравнения экспериментальных и теоретических данных построены эпюры дополнительных вертикальных напряжений от взаимодействия ростверка с основанием по разнице седлообразной эпюры суммарных напряжений в правой части схемы и эпюры для группы свай с высоким ростверком в левой ее части.

Сравнение теоретических и опытных значений показывает их совпадение, даже при давлениях под ростверками свыше 0,6 МПа. Погрешность составила не более 5 %. Для расчета же фундамента на естественном основании схожих размеров по теории линейно-деформируемых тел, давление под подошвой не должно превышать расчетное сопротивление грунта  $R = 0,24$  МПа при заглублении  $d = 1$  м. Таким образом, значения напряжений в межсвайном пространстве от взаимодействия ростверка с основанием с высокой точностью можно определить по теории линейно-деформируемых тел.

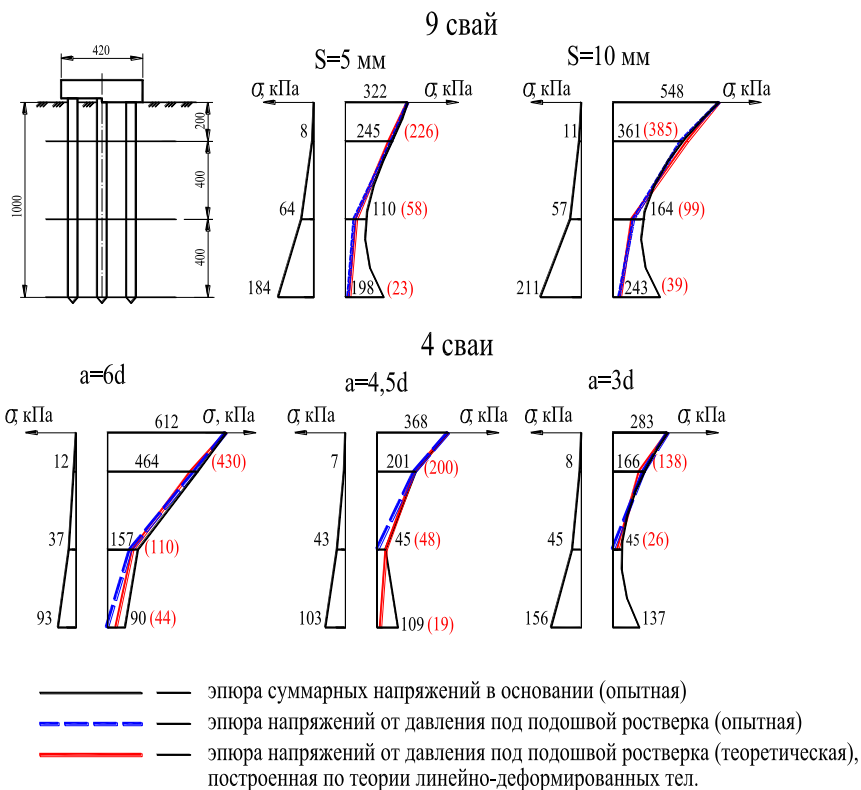


Рис. 3. Экспериментальные и теоретические эпюры распределения напряжений в основании ростверка

В зависимости от геометрических параметров свайного фундамента и напряжений под подошвой ростверка глубина сжимаемой толщи  $H_c$  может быть меньше или больше длины свай  $L$ . В случае  $H_c < L$  (рис. 4) давление под подошвой ростверка рассеивается в межсвайном пространстве и не оказывают влияние на напряженное состояние грунта на уровне нижних концов свай. Если  $H_c > L$  (рис. 5) давление под подошвой ростверка рассеивается не полностью в пределах длины свай и на уровне их нижних концов возникают дополнительные напряжения вызывающие увеличение осадки свай. Эти выводы подтверждаются результатами экспериментальных исследований. Из графиков на рис. 4 видим, что напряжения

в основании группы свай с низким ростверком выше, чем у группы с высоким, в случаях, когда  $H_c < L$ . Аналогичные результаты были получены при исследовании деформации грунта межсвайного пространства моделей в лотке с прозрачной стенкой [2]. Если глубина сжимаемой толщи  $H_c$  превышает длину свай  $L$  при расчете осадки группы свай необходимо учитывать дополнительные напряжения на уровне их нижних концов.

Расчет осадки свайного фундамента с несущим ростверком представляет собой решение задачи с двумя неизвестными. Во-первых, неизвестна осадка фундамента. Во-вторых, неизвестна доля нагрузки, передаваемая на основание ростверком. Данная задача может быть решена методом последовательных приближений исходя из условия равенства осадок группы свай и ростверка либо графическим способом. Задаваясь значениями осадки с определенным шагом строятся графики зависимости осадки ростверка и группы свай от нагрузки:  $s_r = f(P_r)$  и  $s_p = f(P_p)$ . Суммируя эти графики можно получить зависимость осадки свайного фундамента с несущим ростверком от нагрузки  $s_{pr} = f(P_{pr})$  (рис. 6).

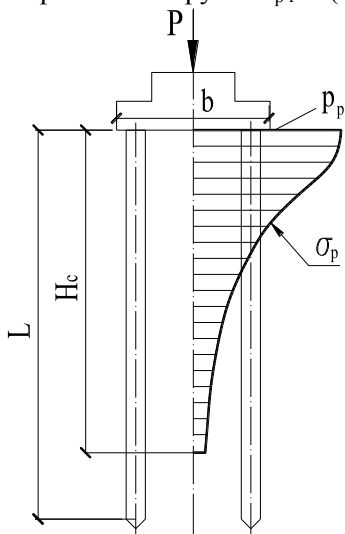


Рис. 4. Схема распределения вертикальных напряжений под подошвой ростверка при  $H_c < L$

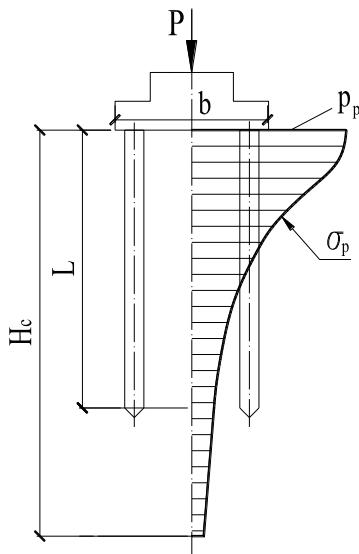


Рис. 5. Схема распределения вертикальных напряжений под подошвой ростверка при  $H_c > L$

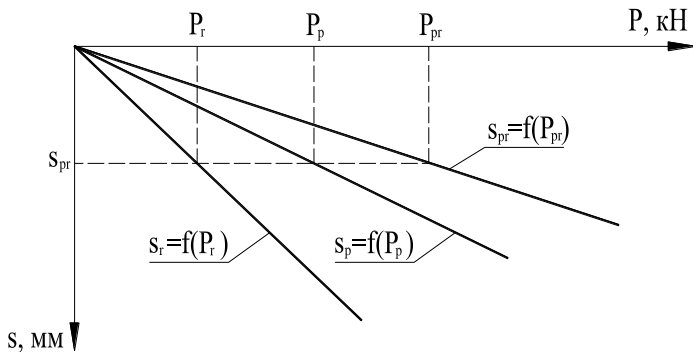


Рис. 6. Графический способ определения осадки свайного фундамента с несущим ростверком

График зависимости  $s_r = f(P_r)$  для ростверка строится как для фундамента на естественном основании. Поскольку не вся площадь подошвы ростверка опирается на грунт, а часть ее передает нагрузку на сваи, при построении зависимости  $s_r = f(P_r)$  необходимо использовать приведенную площадь подошвы ростверка  $A_r^r$ . Приведенная площадь равна разнице фактической площади ростверка и сумме площадей поперечных сечений свай, входящих в состав фундамента.

$$A_r^r = A_r - nA_{ci} \quad (2)$$

где  $A_r$  — площадь подошвы ростверка,  $\text{м}^2$ ;

$A_{ci}$  — площадь поперечного сечения сваи,  $\text{м}^2$ ;

$n$  — количество свай в фундаменте.

Поскольку глубина сжимаемой толщи зависит от соотношения длины и ширины  $l/b$  фундамента, значения  $l/b$  у приведенного и фактического ростверка должно быть одинаковым.

График зависимости  $s_p = f(P_p)$  для группы свай строится с учетом дополнительных вертикальных напряжений от взаимодействия ростверка с основанием на уровне нижних концов свай. При расчете осадки группы буронабивных свай можно использовать график зависимости осадки от нагрузки одиночной сваи, полученный по результатам статических испытаний. В этом случае осадка фундамента определяется с учетом коэффициента группового эффекта, характеризующего увеличение осадки группы свай при их взаимо-

действии по отношению к одиночной свае. Просуммировав долю нагрузки, воспринимаемую раздельно ростверком и сваями, можно построить график зависимости осадки свайного фундамента с несущим ростверком от нагрузки  $s_{pr} = f(P_{pr})$  (см. рис. 6). По данной зависимости можно определить осадку  $s_{pr}$  и соответствующие значения доли нагрузки, воспринимаемой раздельно ростверком  $P_r$  и сваями  $P_p$  в любой момент нагружения фундамента.

Условия работы грунта в основании ростверка и фундамента на естественном основании отличаются тем, что группа свай, представляющая собой вертикальное армирование основания под ростверком, препятствует выпору грунта из-под его подошвы. Этот фактор вызывает значительное увеличение несущей способности грунта в основании ростверка в сравнении с фундаментом на естественном основании. Эффективность армирования будет возрастать с уменьшением шага свай. В настоящее время не существует методики расчета, позволяющей точно определить предельное сопротивление грунта, расположенного между армирующими элементами. Результаты диссертационных исследований, выполненных С.Н. Банниковым, показали, что в случае вертикального армирования грунта его несущая способность возрастает в 2 и более раза.

Несущая способность группы свай определяется суммой предельных сопротивлений грунта вдоль их боковых поверхностей и под их нижними концами. Срыв сил трения вдоль боковых поверхностей свай, как правило, происходит раньше, чем глубинный выпор грунта из-под нижних концов. При взаимодействии ростверка с основанием изменяются условия работы грунта вдоль боковых поверхностей и под нижними концами свай. В межсвайном пространстве возникают горизонтальные напряжения, создающие дополнительный распор, и соответственно, способствующие увеличению сил трения вдоль боковых поверхностей свай, а вертикальные напряжения в уровне их нижних концов создают дополнительную пригрузку, препятствующую выпору грунта. Напряжения, возникающие в основании ростверка, способствуют увеличению несущей способности свай. Однако, в верхней части межсвайного пространства осадка грунта, расположенного под подошвой ростверка, будет незначительно отличаться от осадки свай. Поскольку, для реализации сил трения вдоль боковых поверхностей свай разница этих осадок должна достигнуть некоторого значения сдвиговой осадки  $S_{cd}$ , в верх-

ней части основания боковая поверхность свай включается в работу лишь частично. Значение  $S_{cd}$  зависит от вида грунта [7], а для песчаных грунтов  $S_{cd}$  не превышает 5 мм. Снижение сопротивления боковых поверхностей свай, в результате влияния ростверка, в песчаных будет незначительным и при расчете несущей способности этот фактор можно не учитывать. В глинистых грунтах сдвиговая осадка достигает 25мм и влияние ростверка на сопротивление боковых поверхностей свай распространяется на гораздо большую глубину, чем в песках. При расчете несущей способности свай в глинистых грунтах сопротивление их боковых поверхностей рекомендуется не учитывать до глубины равной  $B/2$  от подошвы ростверка ( $B$  — ширина подошвы ростверка). Значение глубины равное  $B/2$  принято по результатам анализа эпюр затухания напряжений в основании ростверка, построенных по экспериментальным данным.

Таким образом, взаимное влияние свай и ростверка способствует увеличению несущей способности этих элементов фундамента по сравнению со значениями, полученными при их раздельном нагружении. Результаты модельных и натурных испытаний свайных фундаментов показывают, что несущая способность группы свай с низким ростверком часто оказывается больше суммарной несущей способности свай и ростверка при их раздельных испытаниях в тех же грунтовых условиях. При включении ростверка в работу графики зависимости осадки от нагрузки  $s = f(P)$  имеют более пологий характер. Экспериментально сложно установить предельное сопротивление грунта в основании такого фундамента, поскольку при ступенчатом нагружении, с увеличением осадки возрастает сопротивление ростверка и горизонтальный распор грунта вдоль боковых поверхностей свай. Деформации стабилизируются даже при их значениях, существенно превышающих предельно допустимые осадки.

Предельное давление в основании ростверка армированного сваями с выпором грунта из-под его подошвы может быть достигнуто только при осадке, значительно превышающей ее предельно допустимое значение. При таком условии решение данной задачи не имеет практического значения, поэтому при оценке предельной нагрузки на свайный фундамент учитывается не несущая способность грунта в основании ростверка, а прогнозируемое значение доли работы ростверка при расчетной осадке. Поскольку значение нагрузки, передаваемой ростверком на основание, зависит от осадки



фундамента, задача по определению предельного сопротивления грунта и его деформаций решается совместно, используя рассмотренный выше графический метод.

## Литература

1. Сернов, В.А. Совместная работа свай с ростверком в песчаных грунтах / В.А. Сернов // Сб. науч. тр./ ПГАСА. – Днепропетровск, 2003. – Вып. 22, ч.1. : Строительство, материаловедение, машиностроение. – С. 252–256.

2. Сернов, В.А. Исследование напряженно-деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве / В.А. Сернов // Геотехника Беларуси : наука и практика : сб. статей междунар. науч.-технич. конф., Минск, 20-22 мая 2008 г. / БНТУ; редкол. : М.И. Никитенко [и др.]. – Минск, 2008. – 239–246 с.

3. Сернов, В.А. Эффективные конструкции свайных фундаментов с несущими ростверками / В.А. Сернов // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. трудов XVI Междунар. науч.-методич. семинара, Брест 28-30 июня 2009 г. : в 2 ч. / БрГТУ; редкол. : А.А. Борисевич [и др.]. – Брест, 2009. – Ч. II. – С. 174–178.

4. Sernov, V.A. The increase of bearing capacity of pile foundations taking into account soil-raft interaction / V.A. Sernov // Modern Building Materials, Structures and Techniques: The 10th International Conference. – Lithuania, 2010. – S. 1153–1160.

5. Далматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Л. : Стройиздат, 1975. – 240 с.

6. Цымбал, С.И. Экспериментальное исследование напряженного состояния в основании модели висячей сваи / С.И. Цымбал // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев : Будівельник, 1973. – Вып. 6 : Основания и фундаменты. – С. 134–141.

7. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. – Саратов : Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.

8. Козачок, Л.Д. Исследование распределения вертикальных напряжений в основании кустов висячих свай с низким ростверком: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Л.Д. Козачок. – Л., 1979. – 174 л.

УДК 624.131.37:624.131.43

## **МЕХАНИКА ГРУНТОВ КАК ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ОСНОВА СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ**

**Соболевский Д. Ю.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Республика Беларусь*

Доклад посвящен проблеме дилатансии в механике грунтов. Доказывается, что классическая механика грунтов в части определения прочности сохраняет свою справедливость только при условиях так называемой свободной дилатансии, или в тех случаях, когда деформации объема в процессе формоизменения не стеснены. Автором дана общая трактовка теорий прочности, в которой прочностные и деформационные характеристики гранулированной среды количественно взаимосвязаны.

Report is dedicated to problem of Dilatancy in soil mechanics. It is proven that classical soil mechanics in part of strength evaluation is valid only in case of so called free dilatancy or in condition when volume deformation while distortion are not restricted. Author presents general version of strength theory when strength and deformation parameters of granular media are strictly correlated.

*Дилатансия есть фундаментальное свойство зернистой среды, требующее специального учета и описания.*

О. Рейнольдс

В 1994 и 1995 гг. автором были опубликованы монографии «Прочность и несущая способность дилатирующего грунта» [1, 3] и «Strength of Dilating Soils and Load-Holding Capacity of Deep Foundations» [2].

В монографиях делался вывод о том, что классическая механика грунтов в части определения прочности оснований сохраняет свою справедливость только при условиях так называемой свободной дилатансии, или в тех случаях, когда деформации объема в процессе формоизменения не стеснены.

Ограничение объемных деформаций существенно влияет, а скорее определяет прочность, демонстрируемую гранулированным материалом, и является существенным фактором прочности для грунтов, имеющих значительные включения фрикционной фракции.

В качестве иллюстрации используем простой пример О.Рейнольдса с мешками, наполненными одним и тем же песком, из которых один был изготовлен из жесткой резины, а второй из податливого каучука. Разумеется, сопротивление сжатию, равно как и деформирование обоих мешков будет разным.

К чему же отнести прочность: к сопротивлению песка или жесткости резины? К чему отнести прочность в основании глубокой опоры: к сопротивлению сдвигу в зоне внутреннего выпора или к деформационным характеристикам массива грунта, окружающего зону разрушения?

**Что собой являет прочность: поведение грунта в заданных условиях деформирования или производную от раз и навсегда измеренных прочностных параметров? Вопрос: как и в каких условиях измеренных.**

Как ни странно, но этот простые и очевидные вопросы, возникающие каждый раз при попытке расчета несущей способности сваи, анкера или траншейного фундамента, оценке устойчивости подпорных сооружений, остаются без ответа более 100 лет. Смеем утверждать большее: эти вопросы замалчиваются или игнорируются.

**Между механикой грунтов, одной из главных задач которой является описание прочности на основе математических**

и физических моделей, и практической геотехникой возник и нарастает разрыв: case histories или know-how явно преобладают над теорией. Весьма странно, что этот разрыв не становится предметом ожесточенных дискуссий. Тем более, что мы имеем дело с прикладной наукой, синтезирующей многие смежные отрасли знания. Наукой, призванной обслуживать практическую инженерную деятельность.

Настоящий доклад есть еще одно приглашение научной и инженерной общественности к широкой дискуссии по фундаментальной проблеме дилатансии в механике грунтов как к ключу к устранению многих противоречий и несуразностей в описании прочности грунтов.

## **1. Простое решение сложной проблемы?**

Разрушение или мобилизация сдвиговой прочности могут происходить по двум основным схемам:

- когда деформации объема не ограничены и
- когда изменение объема грунта при сдвиге включает сопротивление со стороны массива грунта или другого материала, окружающего зону разрушения.

Для иллюстрации возьмем выпор грунта из-под основания фундамента мелкого заложения и контактный сдвиг по боковой поверхности армирующего грунт плоского элемента (рис. 1, 2). Предполагаем, что грунт плотный, имеющий крупную зернистую структуру, а армирующий элемент абсолютно жесткий.

### **1.1. Состояние свободной дилатансии**

Моделью, иллюстрирующей напряженно-деформированное состояние в момент начала выпора, может служить полоса на поверхности грунта, нагруженная некоторым весом, равным среднему нормальному давлению на поверхности скольжения  $\sigma_{no}$  (рис. 1, б).

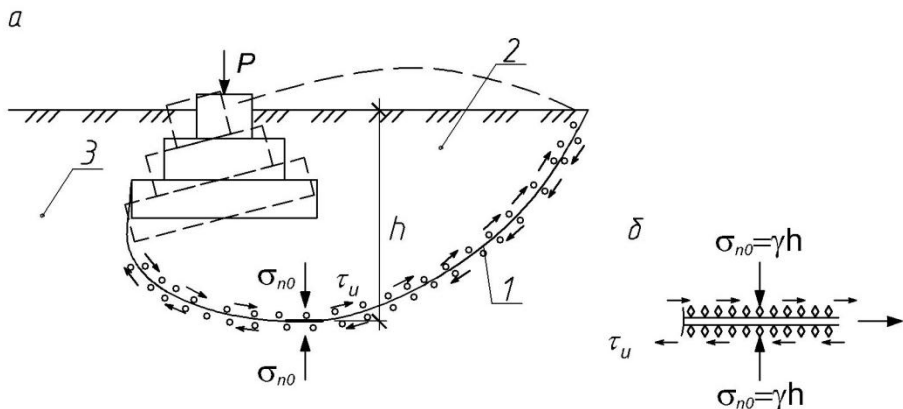


Рис. 1. Состояние свободной дилатансии:  
*a* – выпор из-под основания фундамента мелкого заложения; *б* – участок линии скольжения и действующие напряжения;  
 1 – крайняя линия скольжения; 2 – область выпора; 3 – массив грунта

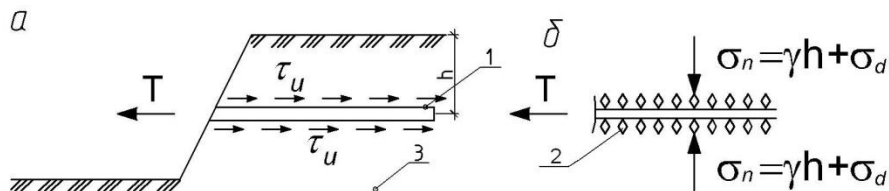


Рис. 2. Состояние стеснённой дилатансии:  
*a* – сдвиг полосы, армирующей грунт; *б* – участок полосы сдвигагов;  
 1 – полоса, армирующая грунт; 2 – зона дилатансии; 3 – массив грунта

В процессе сдвига, в контактном слое грунта, происходит переупаковка зерен с уменьшением плотности их сложения – объемная деформация (дилатансия). Однако эта деформация не приводит к изменению нормального давления в полосе скольжения

$$\sigma_n = \sigma_{n0} = \text{const.} \quad (1)$$

Данный простой пример отражает состояние так называемой свободной дилатансии, описываемой в классической механике грунтов законом Кулона или уравнением Ренкина:

$$\tau_u \leq \sigma_{no} \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

$$(\sigma_{o1} - \sigma_{o3}) / (\sigma_{o1} + \sigma_{o3}) \leq \sin \varphi \quad (3)$$

где  $\tau_u$  – предельное сопротивление сдвигу;  $\sigma_{no}$  – начальное нормальное напряжение;  $\varphi$  – угол внутреннего (контактного) трения грунта;  $\sigma_{o1}$  и  $\sigma_{o3}$  – главные нормальные напряжения.

## 1.2. Состояние дилатансии ограниченной или стесненной

Рассмотрим особенности сдвига в грунте того же гранулометрического состава, плотности и влажности по контакту с внедренным в массив телом, например корнем анкера (рис. 3). Допустим, что в начальном состоянии на поверхность этого тела воздействует то же нормальное давление, что и в случае поверхностного выпора (рис. 1, а) и зададим вопрос, опишет ли уравнение (2) предельное сопротивление сдвигу, а, следовательно, и несущую способность анкера с определенной площадью контактной поверхности.

Очевидно – нет. Для расчета несущей способности будут использованы данные полевых испытаний, накопленная статистика, инженерное чутье, но никогда закон сухого трения, заимствованный для грунтов. При этом будет подразумеваться, что разница между расчетным значением (по Кулону) и фактическим может составить и 10 и 15 раз! Рассмотрим причину такого вопиющего несоответствия с помощью модели, представленной на рис. 3, а, б.

Начальное давление на поверхность сдвига внутри массива грунта равнялось той же величине  $\sigma_{no}$ . Однако при воздействии сдвигающей нагрузки зерна грунта в полосе скольжения ведут себя иначе. При достижении предельного сопротивления сдвигу  $\tau_u$  происходит то же разуплотнение зерен с их переупаковкой и проворачиванием. Наблюдается объемная деформация дилатансии, которая встречает отпор окружающего массива грунта, в котором изменения сложения зерен нет.

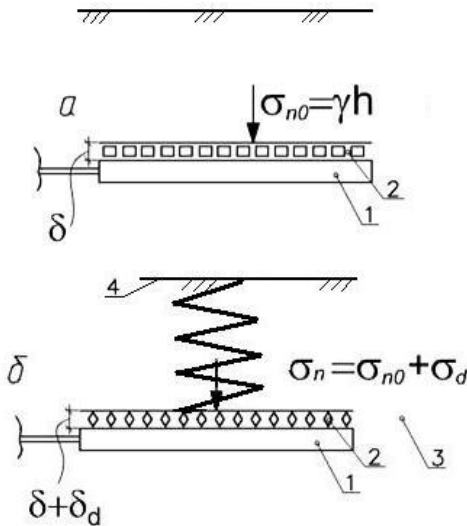


Рис. 3. Модель сдвига по контакту корня анкера в массиве грунта:

- a* – начальное состояние;  
*б* – состояние предельной мобилизации контактного трения;  
 1 – корень анкера; 2 – зона дилатансии; 3 – массив грунта;  
 4 – граница зоны распределения упругих деформаций

Соответственно, именно эта реакция определит нормальное давление при сдвиге и величину мобилизуемой прочности, т.е.

$$\sigma_n \neq \sigma_{n0} . \quad (4)$$

На рис. 3, *б* это реакция массива на дилатансию, отображено в виде упругой пружины.

Если вернуться к наглядной модели Рейнольдса, то прочность грунта определит жесткость мешка, в который он помещен. Мешком является массив, в котором не происходит переупаковки зерен или пластической деформации с дилатансией.

Уравнения (2) и (3) в таком случае получают вид:

$$\tau_u \leq \sigma_{n0} + \text{tg}\varphi' \quad (5)$$

$$(\sigma_{o1} - \sigma_{o3}) / (\sigma_{o1} + \sigma_{o3} + 2\sigma_d) \leq \sin\varphi', \quad (6)$$

где  $\sigma_n$  – приращение нормального давления от дилатантного распухания;  $\phi'$  – мобилизованный угол внутреннего (контактного) трения.

Очевидно, что нормальное давление должно зависеть от деформируемости массива грунта, а значение угла внутреннего трения следует уточнить с учетом условий разрушения.

Могут ли быть модели свободной и ограниченной (стесненной) дилатансии количественно описаны?

## **2. Основные допущения и закономерности**

### **2.1. Разделение деформаций на пластические и упругие**

Эффективные теории, как правило, строятся на простых и понятных моделях.

Механика Ньютона не допускает в математических формулах физических законов большого числа переменных параметров. Инженер, как пользователь теории нуждается в определенности. Бывшие популярными в 20 веке громоздкие упруго-пластические теории не имели успеха прикладного именно по этим причинам.

Итак, в предлагаемой нами модели предполагается, что разрушение с пластическим деформированием грунта всегда локализовано в некоторой ограниченной области (зоне), за пределами которой деформации являются упругими.

Подтверждением справедливости этого положения могут стать многочисленные исследования, показывающие, что пластические дилатантные деформации, как правило, ограничиваются тонким слоем по контакту сдвига в 10–15 средних диаметров зерен, либо приурочены к размеру и форме вдавливаемого тела при внутреннем выпоре (например, под нижним концом сваи).

Пластическая деформация несвязного грунта может быть связана только с возникновением скольжений в точках контакта зерен или их скалывания. Оба этих явления носят необратимый характер и приводят к изменению исходного сложения зерен. Обратимые же деформации, обусловлены только деформированием в точках контактов и не связаны с изменением исходной упаковки зерен. Подобное деформирование означает сжатие собственно материала зерен и по своей природе является упругим.



Понятно, что упругое деформирование такого рода возможно лишь при очень небольших перемещениях. Так и есть. Для песков дилатантное перемещение, в т.ч. фиксируемое при сдвиговых испытаниях, редко превышает доли миллиметра, т.е. величин, редко учитываемых в геотехнической практике.

Затруднение вызывает определение значений модуля упругости грунта  $E$ , что обусловлено недостаточной разработанностью методов измерения и отсутствием прикладного интереса к этой характеристике.

Представляется, что предпочтительнее использовать геофизические измерения модуля упругости через прохождение продольных волн. В первом приближении возможно применение штамповых и компрессионных испытаний с многократной повторностью нагрузок и разгрузок (секущий модуль).

Эта величина составляет порядка восьми значений модуля деформации:

$$E = 8E_o, \quad (7)$$

где  $E_o$  – модуль общей деформации песка.

Описания упругой реакции массива на дилатансию зоны разрушения нами возможно посредством коэффициента упругого отпора (равномерного сжатия)

$$K = \Delta\sigma_d / \Delta\delta_d, \quad (8)$$

отражающим пропорциональность между приращениями дилатантного напряжения  $\Delta\sigma_d$  и соответствующим перемещением  $\Delta\delta_d$ .

Эти величины связаны с модулем упругости массива соотношениями:

Ляме, для осесимметричной задачи (сдвига цилиндрического тела)

$$E = (1 + \nu)rK, \quad (9)$$

и Шлейхера, для плоской задачи (сдвига по полосе)

$$E = (1 - \nu^2)\omega bK, \quad (10)$$

где  $E$  – модуль упругости массива грунта;  $\nu$  – коэффициент Пуассона;  $r$  – радиус поверхности сдвига;  $K$  – коэффициент упругого отпора грунта;  $\omega$  – коэффициент формы сдвигаемой поверхности;  $b$  – ширина поверхности сдвига.

## 2.2. Модель контактного сдвига во взаимосвязи с упругим деформированием массива

Вернемся к модели сдвига в условиях ограниченной дилатансии (рис. 3). Упругую реакцию массива грунта сверху от полосы скольжения можно отобразить размещением пружины некоторой жесткости

$$S = \Delta P / \Delta \delta_d, \quad (11)$$

где:  $\Delta P$  – приращение давления от сжатия при дилатантном перемещении  $\Delta \delta_d$ .

При сдвиге поверхности площадью  $A$ :

$$\Delta P = \Delta \sigma_d / A, \quad (12)$$

а с учетом (8)

$$S = \frac{\Delta \sigma_d}{\Delta \delta_d} A = KA. \quad (13)$$

Приведенные выше простые математические построения показывают возможность моделирования условий ограничения дилатансии в приборах при приложении нагрузки через упругую пружинную связь (динамометр).

Таким образом, величина мобилизованной сдвиговой прочности является функцией жесткости массива грунта, модуля упругости и угла внутреннего трения

$$\tau_u = f(K, E, \varphi') \quad (14)$$

## 2.2. Условия дилатансии в зависимости от геометрии зоны разрушения

Исходя из модели на рис. 3, дилатансия есть перемещение условной границы между пластическими и упругими деформациями, диктуемое жесткостью массива грунта. Характеристика жесткости есть производная от модуля упругости массива и площади контакта. При малой площади жесткость больше. Соответственно и большее приращение нормального давления.

**Иными словами, одна и та же объемная деформация грунта одинакового гранулометрического состава, имеющего одинаковое значение модуля упругости, вызовет разное приращение нормального давления в основании сваи диаметром 100 мм и 1000 мм. Удельное сопротивление сдвигу и/или сопротивление внутреннему выпору у сваи меньшего диаметра окажется больше.**

На модели (рис. 4) это можно наглядно иллюстрировать длиной пружины, моделирующей реакцию массива грунта. В случае сваи большего диаметра длина пружины больше. Соответственно, приращение нормального давления меньше.

Наши исследования выявили, что дилатантная составляющая сопротивления сдвигу достаточно хорошо описывается уравнением

$$\tau_d = a^3 \sqrt[3]{K}, \quad (15)$$

где  $a$  – коэффициент крупности зерен грунта.

Для сдвига плоскости и цилиндрического тела

$$\tau_d = a^3 \sqrt[3]{\frac{E}{(1+\nu)r}} \quad (16)$$

и

$$\tau_d = a^3 \sqrt[3]{\frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}}. \quad (17)$$

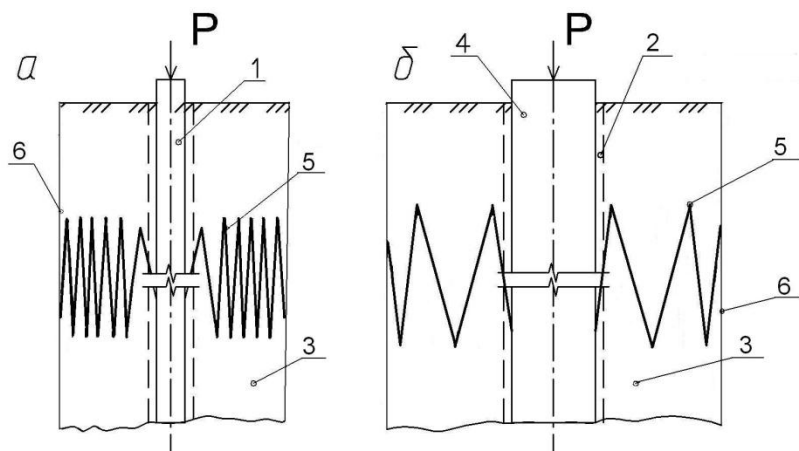


Рис. 4. Сдвиг сваи малого и большого диаметра:  
*a* – свая малого диаметра; *б* – свая большого диаметра;  
 1 – микросвая; 2– зона дилатансии; 3– массив грунта;  
 4 – опора большого диаметра; 5 – пружины, моделирующие упругие свойства  
 грунта; 6– граница зоны распределения упругих деформаций

### 2.3. Параметр прочности как функция условий дилатансии

Нами выявлено, что угол внутреннего или контактного трения  $\varphi'$  есть функция условий реализации дилатансии.

Угол внутреннего трения можно выразить как сумму углов минерального трения  $\varphi_{\mu}$  и трения зацепления (межгранулярного трения)  $\varphi_g$

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + \varphi_g . \quad (18)$$

Минеральное трение есть относительная константа, отвечающая минеральному составу. Для кварцевых песков угол минерального трения составляет порядка 28 град.

**Реализуемый угол межгранулярного трения  $\varphi_g$  зависит от условий дилатансии в зоне разрушения и диктуется жесткостью массива грунта. Чем более дилатансия стеснена, тем больше механизм сдвига приближается к механизму минерального трения и тем меньше влияние зацепления зерен.**

Это явление достаточно хорошо описывается экспоненциальной функцией вида

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + (\varphi_0 - \varphi_{\mu}) e^{-\alpha K}, \quad (19)$$

где  $(\varphi_0 - \varphi_{\mu})$  есть не что иное, как угол зацепления зёрен  $\varphi_g$ .

Для осесимметричной задачи (сдвига цилиндрического тела)

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + (\varphi_0 - \varphi_{\mu}) e^{-\alpha \frac{E}{(1+\nu)r}}, \quad (20)$$

Соответственно, для плоской

$$\varphi' = \varphi_{\mu} + (\varphi_0 - \varphi_{\mu}) e^{-\alpha \frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}} \quad (21)$$

**Таким образом, параметр прочности есть функция не только природного сложения грунта, но также и геометрии зоны разрушения.**

### 3. Графическое описание универсального закона прочности

Приведенные выше аргументы не опровергают условия прочности в редакции (1) или (2).

Подразумевается лишь, что нормальное давление в зоне сдвига и величина реализуемого параметра прочности являются функциями упругой реакции массива грунта на дилатансию. Если такой реакции нет, то возникает частный случай, при котором нормальное давление в зоне сдвига постоянное, а угол внутреннего трения достигает максимальной величины.

Универсальное описание сдвиговой прочности возможно с помощью группы графиков на рис. 5, и, соответственно, уравнениями (22) и (23).

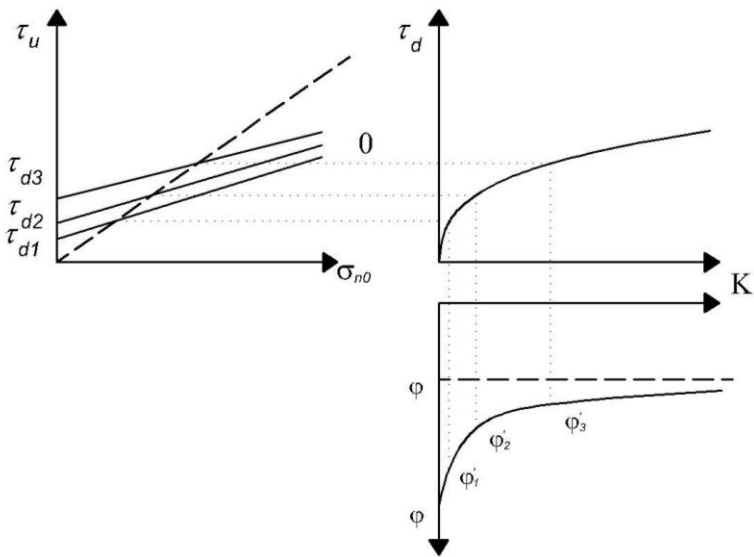


Рис. 5. Графики зависимостей «предельное сопротивление сдвигу  $\tau_u$  – начальное нормальное давление  $\sigma_{n0}$ », «дилатантная составляющая прочности  $\tau_d$  и угол внутреннего (контактного) трения  $\phi'$  – коэффициент упругого отпора  $K$ »

$$\tau_u \leq a^3 \sqrt{\frac{E}{(1+\nu)r}} + \sigma_{n0} \operatorname{tg}[\varphi_\mu + (\varphi_0 - \varphi_\mu) e^{-\alpha \frac{E}{(1+\nu)r}}]. \quad (22)$$

$$\tau_u \leq a^3 \sqrt{\frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}} + \sigma_{n0} \operatorname{tg}[\varphi_\mu + (\varphi_0 - \varphi_\mu) e^{-\alpha \frac{E}{(1-\nu^2)\omega b}}]. \quad (23)$$

#### 4. Дилатансия – связующее звено между прочностными и деформационными параметрами

При ограничении дилатансии наблюдается два параллельных явления.

**Прирост нормальных напряжений оказывается настолько больше, а реализуемое значение угла внутреннего трения настолько меньше, насколько сильнее ограничение свободы**

**деформирования объема в процессе формоизменения. При этом предельное сопротивление сдвигу (внутреннему выпору) определяется уровнем нормальных напряжений, мобилизованных в момент максимальной дилатансии.**

**Свободная дилатансия является частным случаем условий разрушения. Один и тот же грунт при разных условиях проявляет разную прочность. Дилатансия есть мост между прочностью грунта и условиями его деформирования.**

Как показано выше, существует корреляционная связь между значениями параметров прочности и модулем упругости грунта.

Прочность грунта является функцией условий разрушения, которые определяются двумя фундаментальными свойствами: внутренним трением и дилатансией. Заданное значение параметра прочности отсутствует. Угол внутреннего трения может изменяться от максимального значения при свободной дилатансии  $\phi_0$  до минимального, близкого к величине минерального трения  $\phi_g$  при полном ее ограничении.

**Теория прочности Кулона-Мора в ее традиционном прочтении, равно как и стандартные методы испытаний грунтов, справедливы лишь в частном случае полностью свободной дилатансии. Этот факт и объясняет причину неудач при попытках ее использования для задач современной геотехники.**

Технология возведения фундаментов является фактором, определяющим условия мобилизации прочности основания, которые могут соответствовать схемам как свободной и стесненной дилатансии.

Фактор стесненной дилатансии является главным резервом повышения несущей способности и эффективности фундаментов глубокого заложения. Понимание этого открывает путь к совершенствованию технологий, обеспечивающих активное и целенаправленное воздействие на грунт основания. Подобные технологии называют интенсивными.

**Включение дилатансии, как фундаментального свойства и важнейшего фактора прочности, в современную механику грунтов откроет большие перспективы для развития этой науки как теоретической основы практической деятельности. Устраняются многие противоречия. Создается метод оценки поведения системы «конструкция-грунт» как композитного материала.**

Автор убежден, что задача учета дилатансии при оценке прочности далеко выходит за рамки механики грунтов. Аналогичные явления и процессы свойственны веществам разного фазового состояния, а, соответственно, и поведению материалов в них.

### **Литература**

1. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск : Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
2. Sobolevsky, D.Yu. Strength of Dilating Soil and Load-Holding Capacity of Deep Foundations / D.Yu.Sobolevsky. – Rotterdam : A.A. Balkemapubl., 1995. – 243 p.
3. Режим доступа : <http://www.twirpx.com/files/pgs/basement/soils/>.



УДК 624.131

## **ПЕСКИ IN SITU: ПОРИСТОСТЬ**

**Сысоев Ю.А.**

*ООО «Оренбург Прोजект Менеджмент», г. Москва, Россия*

Рассматриваются теоретические и практические аспекты оценки коэффициента пористости песков *in situ*.

Discusses the theoretical and practical aspects of the coefficient of porosity sands estimation *in situ*.

Наиболее точными и надежными методами оценки пористости песка в естественном залегании остаются методы, применяемые при работе в естественных или искусственных обнажениях и открытых горных выработках. Отбор качественных проб песка ненарушенной структуры из буровых скважин – весьма трудоемкое мероприятие, тем не менее, тщательная подготовка и проведение отбора пробы песка с глубины при отношении к процессу как к серьезной полевой операции, видимо, позволяет добиться приемлемого качества результата для слоев, залегающих выше уровня грунтовых вод. Из насыщенных песков, без специализированных методик отбора, применение которых в подавляющем большинстве случаев не рентабельно, отобрать образец ненарушенной структуры практически невозможно. Мнение авторитетных исследователей на протяжении многих десятилетий остается неизменным на этот счет.

В литературе время от времени предлагаются различные способы определения коэффициента пористости песков, не предполагающие обязательного условия наличия в распоряжении инженера

образца ненарушенной структуры. Некоторые из них весьма экзотичны. Другие основаны на эмпирических данных, не всегда учитывающих все факторы влияния и ограниченных условиями проведения опыта. Именно поэтому при разработке новых способов оценки пористости песков *in situ*, потенциал следует искать в известных зависимостях. Вот они:

$$I_d = \left( \rho_d^{\max} - e \right) \left( \rho_d^{\max} - e^{\min} \right) \quad (1)$$

$$I_d = \frac{\rho_d^{\max} \times \left( \rho_d - \rho_d^{\min} \right)}{\rho_d \times \left( \rho_d^{\max} - \rho_d^{\min} \right)} \quad (2)$$

В формуле (2) параметр, представляющий собой пару значений  $(\rho_d^{\max}, \rho_d^{\min})$ , можно назвать предельной плотностью скелета грунта. Теоретически имеется бесконечное множество значений параметра предельной плотности, соответствующих той или иной влажности и методу укладки грунта в условиях необходимой работы, затрачиваемой на его предельное уплотнение или необходимых усилий, если речь идет о получении наиболее рыхлой структуры. Принимая величину такой работы (усилий) максимальной, с практических позиций наибольший интерес представляют сами методы укладки, в первую очередь, условия, при которых реализуются эти методы [4]: укладка грунта может быть выполнена при его влажном состоянии ( $M^W$ ), в сухом состоянии при гигроскопической влажности ( $D$ ) и в условиях водной седиментации ( $S$ ).

Сравнение значений предельных плотностей одного и того же песка, уложенного максимально плотно и максимально рыхло различными методами, показывает [4, 8]: максимальные и минимальные коэффициенты пористости, входящие в формулу определения степени плотности  $I_d$ , следует оценивать через соответствующие значения плотности скелета, полученные на увлажненных образцах. Несмотря на это, в подавляющем большинстве случаев предельную плотность песков определяют при их гигроскопической влажности. При таком положении дел становится ясно, почему в результате получаются не совсем те значения  $I_d$ , какие имел в виду К. Терцаги, впервые предложивший классифицировать пес-

ки, используя этот показатель, убежденный в том, что механические свойства несвязных грунтов почти целиком зависят от него [5].

Структура песка, как и любого другого грунта, суть система морфологических, геометрических и энергетических признаков. Степень плотности  $I_d$  относится к показателям, характеризующим энергию структуры. Без установления потенциала энергии структуры невозможно представить изыскания на строительной площадке.

Исследования изменения энергии структуры в направлении ее минимальных значений (в направлении  $p_d^{\max}$ ) – задача сложная, но контролируемая, в отличие от исследований в направлении максимальных значений энергии (в направлении  $p_d^{\min}$ ), потенциал которой уже частично реализован под воздействием природных факторов.

До настоящего времени отсутствуют унифицированные методы определения параметра  $p_d^{\min}$ , при том, что наиболее рыхлый песок может быть получен только методом влажной отсыпки. Создание очень рыхлых структур влажного песка происходит благодаря возникновению капиллярного эффекта между частицами. Явление, представляющее собой увеличение объема влажного песка по отношению к объему сухого песка, Г.П. Чеботарев называл явлением разбухания. Г.П. Чеботарев считал, что в лабораторных условиях при создании наиболее рыхлой структуры песок должен быть совершенно сухим. В противном случае необоснованно возрастает значение  $e^{\max}$ , а это, в свою очередь, в недопустимой степени увеличивает значение относительной плотности [9]. Главным аргументом в этом вопросе Г.П. Чеботарев называл невозможность разбухания песка в природных условиях, поскольку пески в естественном состоянии откладываются или из текущей воды, когда они полностью насыщены, или под действием ветра, когда они абсолютно сухие.

Принимая во внимание мнение Г.П. Чеботарева, все же представляется, что среда образования природной структуры песка не имеет отношения к оценке его предельных состояний. Условия укладки песка в сухом состоянии или водной седиментации важны при физическом моделировании структуры образца, когда генезис и плотность отложений известны. Но при создании рыхлой структуры этими методами укладки нельзя утверждать, что потенциальная энергия уплотнения таких структур будет максимальной.

Образовываясь из флюидов или газа, осадок в процессе своего преобразования, начиная с установления контактов соударения между частицами, проходит различные стадии в направлении к своему устойчивому равновесному состоянию. Этот процесс сопровождается созданием организованных локально равновесных структур с минимумом энтропии внутри системы. Теорема о минимуме производства энтропии, впервые сформулированная И. Пригожиным, выполняется только в окрестностях состояния равновесия – области линейных неравновесных явлений, для которой скорости необратимых процессов являются линейными функциями вызывающих их сил. На границе этой области и следует определять предельные максимальные энергетические признаки структуры грунта. За ее пределами, в системах далеких от равновесия, динамическое поведение "может быть совершенно иным, более того, даже прямо противоположным тому, которое предсказывает теорема о минимуме производства энтропии" [1]. То есть, за пределами области линейных неравновесных явлений грунта как системы морфологических, геометрических и энергетических признаков не существует.

В связи с этим представляется, что подобрать лабораторный аналог структуры грунта, обладающей максимальной энергией сложения, используя различные методы укладки – задача практически неосуществимая, в то время как теоретический эквивалент такой структуры исследован М.Н. Гольдштейном. Он основан на имеющемся сходстве между молекулярными и дисперсными системами: если для первых мерой свободной энергии и объема может служить температура, то для вторых такой мерой служит коэффициент пористости, в своем максимуме эквивалентный температуре кипения молекулярных тел [2].

Определяя предельные значения коэффициентов пористости, М.Н. Гольдштейн ссылается на исследования Х. Винтеркорна, показавшего практическую неизменность соотношений изменений объема вещества абсолютно плотного состояния в зависимости от его критических температур. Рассматривая пористость песков в термодинамическом аспекте, М.Н. Гольдштейн приводит определения предельных состояний грунта, эквивалентных состояниям молекулярного вещества Винтеркорна, которые оно приобретает при температурах, равных температурам абсолютного нуля, плавления

и кипения. Переходя от молекул вещества к частицам грунта и определяя коэффициенты пористости грунта, соответствующие таким предельным состояниям при различной укладке частиц, М.Н. Гольдштейн [2] приводит данные, которые, после ряда преобразований, можно представить как:

$$e^{\max} = 1,42 \times (1 + e^{\min}) - 1, \quad (3)$$

$$e' = 1,21 \times (1 + e^{\min}) - 1, \quad (4)$$

где  $e^{\min}$  – коэффициент пористости в абсолютно плотном сложении;  $e^{\max}$  – коэффициент пористости в абсолютно рыхлом сложении;  $e'$  – критический коэффициент пористости при нулевой нормальной нагрузке ( $\sigma_n = \sigma_3 = 0$ ).

Критический коэффициент пористости песка при нулевой нормальной нагрузке (нулевых сжимающих напряжениях) соответствует, таким образом, песку, находящемуся в состоянии  $I_d = 0,5$ . Поскольку критическая пористость увеличивается с уменьшением сжимающих напряжений, коэффициент пористости при степени плотности  $I_d = 0,5$  является максимально возможным критическим коэффициентом пористости песка. Максимальное значение критического коэффициента пористости  $e'_{\max}$  с дальнейшим его соотношением с минимальным предельным (остаточным) углом внутреннего трения песка ( $\phi'_{\min}$ ), следует принять за критерий разделения песков на две основные группы состояний – рыхлое и плотное. А значение плотности скелета, соответствующее максимальному критическому коэффициенту пористости – за третий предельный показатель плотности скелета песка, определяющий его устойчивость – и статическую, и динамическую.

Далее, с учетом выражения (3), представим формулу (1) в виде:

$$e = M_e - I_d \times (M_e - e^{\min}) \quad (5)$$

где  $M_e = 1,42 \times (1 + e^{\min}) - 1$ , а коэффициент пористости  $e^{\min}$  рассчитывается как:

$$e^{\min} = \frac{p_s - p_d^{\max}}{p_d^{\max}} \left( M^W \right), \quad (6)$$

где  $p_d^{\max}(M^W)$  – максимальная плотность скелета грунта, полученная методом его укладки во влажном состоянии. Рассмотрим этот параметр более подробно.

В трехкомпонентной системе влажность – плотность скелета грунта – работа уплотнения величина  $p_d^{\max}(M^W)$  представляет собой предел функции  $p_d(M^W) = f(A)$ , где  $A$  – работа. При фиксированном значении  $A$  систему можно рассматривать как двухкомпонентную и график зависимости  $p_d(M^W) = f(W)$  приобретает экстремальную форму с максимумом функции  $p_d(M^W)$  при определенном значении аргумента (влажности). Это значение влажности принято называть оптимальным ( $W_{opt}$ ).

Величина  $p_d^{\max}(M^{W_{opt}})$  является пределом функции  $p_d(M^{W_{opt}}) = f(A)$ , в связи с этим не существует возможности определить истинное значение  $p_d^{\max}(M^{W_{opt}})$ , поскольку, геометрически, любое значение  $p_d(M^{W_{opt}})$  всегда будет оставаться меньше горизонтальной асимптоты  $p_d(M^{W_{opt}}) = p_d^{\max}(M^{W_{opt}})$  графика функции  $p_d(M^{W_{opt}}) = f(A)$ . Поэтому основным становится вопрос: что следует принимать за максимальную работу уплотнения, и, в более широком смысле – какой методики следует придерживаться при определении  $p_d^{\max}(M^W)$  для подстановки этого значения в формулу (6)?

К. Терцаги [8] и вслед за ним Г.П. Чеботарев [9] в качестве метода определения  $e^{\min}$  называют метод Проктора: минимальный коэффициент пористости должен отвечать структуре песка, находящейся в самом плотном состоянии, «какое только может быть получено лабораторным путем» [8]. Это утверждение представим в виде:

$$p_d^{\max}(M^W) \approx k_A \times p_d^{\max}(M^{W_{opt}}) \quad (7)$$

где  $k_A$  ( $k_A > 1$ ) – коэффициент работы,  $p_d^{\max}(M^{W_{opt}})$  – плотность скелета грунта, определенная по стандартной методике Р. Проктора (для песков – по ГОСТ 22733).

Нужно заметить, что определение значения коэффициента  $k_A$ , которое без всякого практического ущерба можно было бы принять при расчетах  $p_d^{\max}(M^W)$  по формуле (7) – вопрос тщательных лабораторных исследований. На текущем этапе разработки этого вопроса значение коэффициент  $k_A$  было бы обоснованным принять равным 1,035 – за счет перехода от стандартной методики испытаний к методике AASHTO (в терминологии ГОСТ 22733 – модифициро-

ванной методике Проктора) и 1,5% предельной погрешности определения максимальной плотности, допускаемой ГОСТ 22733 в параллельных опытах.

Таким образом, оценив коэффициент пористости в абсолютно плотном сложении  $e^{\min}$ , остается найти последнюю неизвестную величину из формулы (5). Это степень плотности  $I_d$ .

Для решения большого круга практических задач целесообразно воспользоваться наиболее простой и надежной из имеющихся корреляционных зависимостей, рекомендованной рядом авторитетных отечественных и зарубежных исследователей [3, 4, 6]:

$$I_d = -A + B \times \log \left( q_c / \sqrt{\sigma'_v} \right) \quad (8)$$

где  $A = 98$  и  $B = 66$  – эмпирические коэффициенты;  $I_d$  (%),  $q_c$  (т/м<sup>2</sup>) и  $\sigma'_v$  (т/м<sup>2</sup>) – соответственно, степень плотности, удельное сопротивление грунта под конусом зонда и эффективное вертикальное напряжение на глубине  $Z$  (м).

Зависимость (8) получена Р. Ланцелоттой для нормально уплотненных песков на основании обработки более чем 140 экспериментов, выполненных разными исследователями на песках различных видов, и впервые опубликована в работе М. Ямиолковского с соавторами в 1985 году [10].

В работе [10], при расчетах  $I_d$ , необходимость оценки эффективного вертикального напряжения  $\sigma'_v$  отмечена особенным образом. Тем не менее, вклад этого параметра незначителен по сравнению с вкладом других составляющих зависимости. Кроме того, корректная оценка величины  $\sigma'_v$  представляет собой относительно сложную техническую задачу. Поэтому, при производстве инженерно-геологических изысканий, выполняемых на территории стран СНГ тысячами организаций, не обремененных дорогостоящим СРТ-оборудованием, множеством дополнительных датчиков и программных продуктов, формулу Р. Ланцелотты без какого-либо практического ушерба можно представить в виде:

$$I_d = -A + B \times \log \left( q_c / \left[ a_R \times \sum_{i=1}^{i=n} R_i \times h_i \right]^{0,5} \right), \quad (9)$$

где обозначения  $I_d$ ,  $q_c$ ,  $A$  и  $B$  – те же, что в формуле (8);  $a_R$  – коэффициент размерности, равный  $1 \text{ т/м}^3$ ;  $R_i$  – безразмерный параметр, зависящий от разновидности грунта  $i$ -го слоя и положения  $i$ -го слоя относительно уровня подземных вод;  $h_i$  – мощность  $i$ -го слоя (м),  $n$  – количество расчетных слоев в интервале глубин  $0 - Z$  м.

Неизвестным в формуле (9) является параметр  $R$ . Для песков, плотность сложения которых определена тем или иным способом в качественном или полуколичественном выражении, параметр  $R$  (табл. 1) может быть получен при фиксированных средних значениях степени водонасыщения на основании общих результатов работы С.И. Синельщикова [7]. Эти результаты заложены в основу таблиц Б.18 ГОСТ 25100, В.2 TDS 609-2003, Б.1 СТБ 947-2007.

Таблица 1

Значения  $R$ -параметра для песков

Плотность сложения	Пески гравелистые, крупные и средней крупности		Пески мелкие и пылеватые	
	ниже УГВ	выше УГВ	ниже УГВ	выше УГВ
Плотный	1,13	1,89	1,09	1,84
Средней плотности	1,02	1,75	0,99	1,71
Рыхлый	0,96	1,68	0,89	1,59

Для глинистых прослоев в толще песчаных отложений  $R$  – параметр грунтов, залегающих выше уровня подземных вод, определяется зависимостью:

$$R = \frac{p}{a_R}. \quad (10)$$

Для полностью насыщенных глинистых разностей, залегающих ниже пьезометрического уровня и испытывающих гидродинамическое давление нижележащих обводненных прослоев, значение  $R$ -параметра рассчитывается по формуле:



$$R = \frac{p_s - 1}{a_R \times (+e)} \quad (11),$$

где  $p$  и  $p_s$ , – соответственно природная плотность и плотность частиц глинистого грунта ( $\text{т/м}^3$ );  $e$  – коэффициент пористости;  $a_R$  – коэффициент размерности, равный  $1 \text{ т/м}^3$ .

Представленная выше методика оценки коэффициента пористости песков *in situ*, несколько оптимизированная в части определения показателя  $e^{\text{min}}$ , применена на объектах Роснефть, Шлюмберже-Восток, Эксон Нефтегаз Лимитед при изысканиях морских, лагунно-морских и аллювиально-морских песков четвертичного возраста, слагающих периферийные части Северо-Сахалинской равнины.

В рамках проекта «Сахалин-1» коэффициенты пористости песков получены с применением методики в ходе инженерно-изыскательских работ для реконструкции буровой площадки «Чайво». Цель реконструкции – бурение дополнительных эксплуатационных скважин месторождения и строительство инфраструктурных сооружений. Уникальный объект реконструкции – рельсовые пути перемещения крупнейшей в мире буровой установки «Ястреб» с трубными стеллажами общим весом более 4,5 тыс. тонн – проектировался на сваях диаметром 762 мм с проектной глубиной погружения 20 м. Способ погружения свай – забивной. Площадь участка изысканий – 25 га. Разрез основания полностью сложен песками, в том числе насыщенными.

В ходе практического применения методики, с глубины 2,0–6,5 м, из песков, залегающих выше уровня грунтовых вод, с особой тщательностью были отобраны 22 пробы ненарушенной структуры с целью дальнейшего сравнения коэффициентов пористости, полученных расчетным и опытным путем. В качестве первичных инструментов отбора использовались одинарная колонковая труба и грунтонос вдавливающего типа. Опытная проба песка для оценки плотности и коэффициента пористости отбиралась методом режущего кольца после извлечения основной пробы. Следующие физические показатели характеризуют опытные образцы песка:  $\rho_s = 2,62\text{--}2,66 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho = 1,49\text{--}1,94 \text{ г/см}^3$ ;  $W = 2\text{--}14\%$ .

За критерии сравнения принимались значения допустимой относительной погрешности параллельных определений физических

характеристик, приведенные в приложении 3 ГОСТ 5180. Максимальная допустимая разница результатов параллельных определений коэффициента пористости, рассчитанная для каждой пробы, лежит в диапазоне абсолютных значений 0,05–0,09. По 5 точкам сравнения из 22 разница в коэффициентах пористости, полученная расчетным и опытным путем, превысила значения из указанного диапазона. Однако определения коэффициента пористости расчетом по представленной методике и стандартным методом лишь весьма условно можно назвать параллельными. В силу объективных причин сравнению должны подвергаться не пары значений, а статистические характеристики выборок, в частности, их нормативные показатели, разница между которыми в абсолютном выражении составила соответственно 0,01 и 0,03.

Таким образом, результаты расчетов коэффициента пористости песков по предложенной методике и по ГОСТ 5180 (ГОСТ 12071) показали хорошую сходимость, возможность использования методики применительно к объектам различного уровня, ее оптимизации и дальнейшего развития.

## Литература

1. Гленсдорф, П. Термодинамическая теория структуры, устойчивости, флуктуаций / П. Гленсдорф, И. Пригожин // – М. : Мир, 1973. – 280 с.
2. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн //– М. : Стройиздат. 1973 г. – 375 с.
3. Зиангиров, Р.С. Статическое зондирование в инженерно-геологических изысканиях / Р.С. Зиангиров, В.И. Каширский // Инженерная геология, ноябрь 2006 г. – С. 13–20.
4. Ишихара, К. Поведение грунтов при землетрясениях / К. Ишихара – СПб. : НПО «Геореконструкция – Фундаментпроект», 2006. – 384 с.
5. Радина, В.В. Об относительной плотности песков / В.В. Радина //В сб.: «Труды Гидропроекта», № 3. – М. : Госэнергоиздат, 1960 г., – С. 163–170.
6. Рожков, И.Б. Статическое зондирование грунтов / И.Б. Рожков, О.Н. Исаев // Монография. – М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. – 496 с.

7. Синельщиков, С.И. О предельных плотностях песчаных грунтов / С.И. Синельщиков // Сб. : «Отчетное совещание по научно-исследовательским работам 1954 г.».– М. : НИИОСП, 1956. – С. 159–161.

8. Терцаги, К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р. Пек // – М. : Государственное издательство по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1958. – 608 с.

9. Чеботарев, Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения / Г.П. Чеботарев, пер. с англ. // Под общ. ред. Н.Н. Маслова. – Изд. 2-е.– М. : Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 616 с.

10. Jamiolkowski, M., New developments in field and laboratory testing of soils / M. Jamiolkowski, C.C. Ladd, J.T. Germaine and R. Lancellotta // Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985, – San Francisco, Vol. 1, pp. 57–153.

УДК 624.131

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ УПРУГОСТИ НАМЫВНЫХ ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ИЗОТРОПНЫХ ГРУНТОВ**

**Талецкий В.В.**

*Белорусский государственный университет транспорта,  
г. Гомель, Беларусь*

Предлагаются методики определения постоянных коэффициентов упругости намывных трансверсально-изотропных грунтов при разных напряженно-деформированных состояниях. Методики повышают точность и уменьшают трудоемкость испытаний за счет сокращения количества испытываемых образцов грунта и проведения всех испытаний в одном приборе.

Proposed methodology for determining the constant coefficients of elasticity of transversally-isotropic artificial warps at different stress-strain states. Methods of in-creases the accuracy and reduce the complexity of testing by reducing the number of test samples of the soil and all the tests in one device.

Многочисленными экспериментальными исследованиями установлена начальная анизотропия прочностных и деформационных свойств намывных грунтов [1, 2, 3]. Следовательно, намывные грунты с достаточной степенью точности можно рассматривать как трансверсально-изотропную среду, у которой механические свойства по всем горизонтальным направлениям одинаковы, но отличаются от свойств в вертикальном направлении.

Уравнения закона Гука для такой среды в декартовой системе координат  $x, y, z$  с осью изотропии  $z$  и плоскостью изотропии  $xy$  имеют вид:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= C_{11}\varepsilon_x + (C_{11} - 2C_{66})\varepsilon_y + C_{13}\varepsilon_z; & \tau_{xy} &= C_{66}\gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= (C_{11} - 2C_{66})\varepsilon_x + C_{11}\varepsilon_y + C_{13}\varepsilon_z; & \tau_{yz} &= C_{44}\gamma_{yz}; \\ \sigma_z &= C_{13}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + C_{33}\varepsilon_z; & \tau_{xz} &= C_{44}\gamma_{xz},\end{aligned}\quad (1)$$

где  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$  – нормальные и касательные напряжения;  $C_{ij}$  – постоянные коэффициенты упругости (для грунтов – коэффициенты деформации);  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$  – относительные осевые и сдвиговые деформации.

В соответствии с [4] для определения постоянных коэффициентов упругости проводятся испытания трех образцов грунта в приборе с независимо регулируемыми главными напряжениями [5].

Испытываются два образца грунта. Один образец нагружается по девiatorической траектории в плоскости  $XOZ$ , ортогональной плоскости изотропии и ограничиваются деформации в направлении оси  $y, \varepsilon_y = 0$ . Образец вырезается и помещается в прибор таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии к направлению действия напряжений был  $45^\circ$  (рис. 1). Производится равномерное сжатие образца напряжениями  $\sigma'_x = \sigma'_z$ , затем напряжения по оси  $Z$  увеличиваются с постоянным приращением  $\Delta\sigma_z$ , а напряжения по оси  $X$  уменьшаются с такой же величиной приращения  $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_z$  до определенного уровня напряжений  $\sigma''_z$  и  $\sigma''_x$ , после чего разгружаются до напряжений  $\sigma'_z = \sigma'_x$ .

Измеряются полные деформации  $\varepsilon_x$  и  $\varepsilon_z$  при напряжениях  $\sigma''_z$  и  $\sigma''_x$  и остаточные деформации  $\varepsilon_{xp}$  и  $\varepsilon_{zp}$  после разгрузки до  $\sigma'_z = \sigma'_x$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\varepsilon_{xe} = \varepsilon_x - \varepsilon_{xp}, \varepsilon_{ze} = \varepsilon_z - \varepsilon_{zp}$ . Коэффициент упругости  $C_{44}$  определяется по формуле (1) из отношения касательных напряжений  $\tau_{xz}$ , определенных на площадках с максимальными касательными напряжениями  $\tau_{xz} = (\sigma_z - \sigma_x)/2$ , и упругих сдвиговых деформаций этих площадок  $\gamma_{xze} = \varepsilon_{ze} - \varepsilon_{xe}$  (рис. 2):  $C_{44} = \tau_{xz}/\gamma_{xze}$ .

Второй образец нагружается по девiatorической траектории в плоскости изотропии  $XOY$ , с ограничением деформаций

в направлении оси  $Z$ ,  $\epsilon_z = 0$  (рис. 3). Производится равномерное сжатие образца до напряжений  $\sigma_x' = \sigma_y'$ . Затем, напряжения по оси  $Y$  увеличиваются с постоянным приращением  $\Delta\sigma_y$ , а напряжения по оси  $X$  уменьшаются с такой же величиной приращения  $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y$  до определенного уровня напряжений  $\sigma_y''$  и  $\sigma_x''$ . После чего образец разгружается до напряжений  $\sigma_y' = \sigma_x'$ . Измеряются полные деформации  $\epsilon_x$  и  $\epsilon_y$  при напряжениях  $\sigma_x''$  и  $\sigma_y''$  и остаточные деформации  $\epsilon_{xp}$  и  $\epsilon_{yp}$ , после разгрузки до  $\sigma_y' = \sigma_x'$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{xe} = \epsilon_x - \epsilon_{xp}$ ,  $\epsilon_{ye} = \epsilon_y - \epsilon_{yp}$ . Коэффициент упругости  $C_{66}$  определяется по формуле (1) из отношения касательных напряжений  $\tau_{xy}$ , определенных на площадках с максимальными касательными напряжениями  $\tau_{xy} = (\sigma_y - \sigma_x)/2$ , и упругих сдвиговых деформаций этих площадок  $\gamma_{xye} = \epsilon_{ye} - \epsilon_{xe}$  (рис. 4):  $C_{66} = \tau_{xy}/\gamma_{xye}$ .

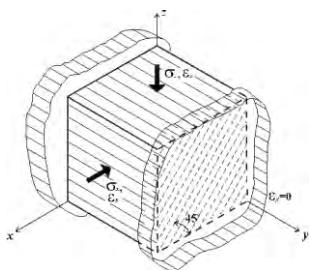


Рис. 1. Схема расположения образца в приборе при определении коэффициента  $C_{44}$

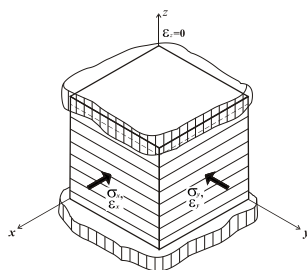


Рис. 3. Схема расположения образца в приборе при определении коэффициента  $C_{66}$

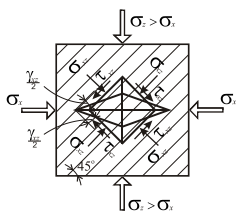


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояние образца при определении

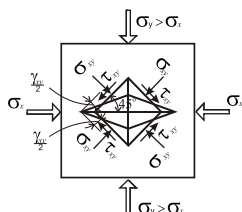


Рис. 4. Напряженно-деформированное состояние образца при определении

Третий образец испытывается в приборе с независимо регулируемые главными напряжениями по двум траекториям. Сначала равными напряжениями  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$  производится гидростатическое обжатие образца, затем разгрузка до  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z' = 0$ , измеряются полные и остаточные деформации образца  $\epsilon_x', \epsilon_y', \epsilon_z', \epsilon_{xp}', \epsilon_{yp}', \epsilon_{zp}'$  (см. рис. 4). После чего выполняется вторая траектория нагружения, ограничиваются деформации в направлении оси  $z$ , т.е.  $\epsilon_z'' = 0$  и прикладываются напряжения  $\sigma_x''$  и  $\sigma_y''$ , измеряются напряжения  $\sigma_z''$  и деформации  $\epsilon_x''$  и  $\epsilon_y''$ , затем образец разгружается при  $\epsilon_z'' = 0$  до  $\sigma_x'' = \sigma_y'' = \sigma_z'' = 0$  и измеряются остаточные деформации образца  $\epsilon_{xp}'$  и  $\epsilon_{yp}'$ . По полным и остаточным деформациям, как для первой, так и для второй траекторий нагружения, определяются величины соответствующих упругих деформаций  $\epsilon_{xe}', \epsilon_{ye}', \epsilon_{ze}', \epsilon_{xe}'', \epsilon_{ye}'', \epsilon_{ze}'' = 0$ .

В уравнения (1) подставляются значения напряжений  $\sigma_x'', \sigma_y''$  и  $\sigma_z''$  и упругих деформаций  $\epsilon_{xe}'', \epsilon_{ye}'$  и  $\epsilon_{ze}'' = 0$ , полученные при нагружении образца по второй траектории. Первые три уравнения системы (1) получаются в виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x'' &= \tilde{N}_{11} \epsilon_{xe}'' + C_{11} - 2C_{66} \epsilon_{ye}'' \\ \sigma_y'' &= C_{11} - 2C_{66} \epsilon_{xe}'' + C_{11} \epsilon_{ye}'' \\ \sigma_z'' &= C_{13} \epsilon_{xe}'' + \epsilon_{ye}'' \end{aligned} \right\}. \quad (2)$$

Решается система уравнений (2) и определяются постоянные коэффициенты упругости  $C_{13}$  и  $C_{11}$ :

$$\tilde{N}_{13} = \frac{\sigma_z''}{\epsilon_{xe}'' + \epsilon_{ye}''}; \quad \tilde{N}_{11} = \frac{\sigma_x'' + 2C_{66} \epsilon_{ye}''}{\epsilon_{xe}'' + \epsilon_{ye}''}.$$

В уравнения (1) подставляются значения напряжений  $\sigma_x', \sigma_y'$  и  $\sigma_z'$  и упругих деформаций  $\epsilon_{xe}', \epsilon_{ye}', \epsilon_{ze}'$ , полученных при нагружении образца по первой траектории, а так же полученный выше коэффициент  $C_{13}$ , и определяется коэффициент упругости  $C_{33}$ :

$$C_{33} = \frac{\sigma'_z - C_{13}(\varepsilon'_{x_e} + \varepsilon'_{y_e})}{\varepsilon'_{z_e}}.$$

При работе намывного грунта в условиях плоской деформации, когда ограничены деформации в направлении оси  $y$ , т. е.  $\varepsilon_{xy} = 0$ ;  $\gamma_{xy} = 0$ ;  $\gamma_{yz} = 0$ , часть уравнений сократится, а оставшиеся запишутся в виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= C_{11}\varepsilon_x + C_{13}\varepsilon_z; \\ \sigma_y &= C_{11} - 2C_{66} \varepsilon_x + C_{13}\varepsilon_z; \\ \sigma_z &= C_{13}\varepsilon_x + C_{33}\varepsilon_z; \\ \tau_{xz} &= C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Для определения постоянных коэффициентов упругости в приборе с независимо регулируемыми главными напряжениями испытываются всего два образца грунта.

Один образец нагружается по девиаторической траектории в плоскости  $XOZ$ , ортогональной плоскости изотропии. Образец вырезается и помещается в прибор таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии к направлению действия напряжений был  $45^\circ$  (рисунок 1). Коэффициент  $C_{44}$  определяется из отношения касательных напряжений и упругих сдвиговых деформаций  $C_{44} = \tau_{xz}/\gamma_{xze}$ .

Второй образец нагружается по двум траекториям. Сначала напряжениями  $\sigma'_x = \sigma'_z$  производится сжатие образца, затем разгрузка до  $\sigma'_x = \sigma'_z = 0$ , измеряются напряжения  $\sigma'_y$  и упругие деформации образца  $\varepsilon_{x_e}'$  и  $\varepsilon_{z_e}'$ . После чего выполняется вторая траектория, дополнительно ограничиваются деформации в направлении действия напряжений  $\sigma_x, \varepsilon_x'' = 0$ , прикладываются напряжения  $\sigma_z''$ , затем образец разгружается до  $\sigma_z'' = 0$ , измеряются напряжения  $\sigma_x''$  и  $\sigma_y''$  и упругие деформации  $\varepsilon_{z_e}''$ .

Из первого и третьего уравнений системы (3) по известным величинам прикладываемых напряжений  $\sigma_x''$  и  $\sigma_z''$  и соответствующим упругим деформациям  $\varepsilon_{z_e}''$ , полученным при нагружении по второй траектории, определяются коэффициенты  $C_{13}$  и  $C_{33}$ :



$$C_{13} = \frac{\sigma_x''}{\varepsilon_{z_e}''} \text{ и } C_{33} = \frac{\sigma_z''}{\varepsilon_{z_e}''}.$$

Подставляя значения напряжений  $\sigma_x'$ ,  $\sigma_y'$  и упругих деформаций  $\varepsilon_{x_e}'$  и  $\varepsilon_{z_e}'$ , полученных при нагружении образца грунта по первой траектории и коэффициент  $C_{13}$  в первое и второе уравнения системы (2), определяются коэффициенты упругости  $C_{11}$  и  $C_{66}$ :

$$C_{11} = \frac{\sigma_x' - C_{13}\varepsilon_{z_e}'}{\varepsilon_{x_e}'}; \quad C_{66} = 0,5(C_{11} - \frac{\sigma_y' - C_{13}\varepsilon_{z_e}'}{\varepsilon_{x_e}'}).$$

Для элемента грунта, находящегося в условиях осесимметричного сжатия (рис. 5), при равенстве напряжений и деформаций в направлении осей  $x$  и  $y$  ( $\sigma_x = \sigma_y$ ,  $\varepsilon_x = \varepsilon_y$ ) и равенстве нулю сдвиговых деформаций в плоскости изотропии ( $\gamma_{xy} = 0$ ), физические уравнения запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2 C_{11} - C_{66} \varepsilon_x + C_{13}\varepsilon_z; \\ \sigma_z &= 2C_{13}\varepsilon_x + C_{33}\varepsilon_z; \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Для определения постоянных коэффициентов упругости испытываются три образца грунта.

Для определения коэффициентов  $C_{13}$  и  $C_{33}$  один образец испытывается на осевое сжатие в направлении, перпендикулярном плоскости изотропии при ограничении деформаций в плоскости изотропии, то есть  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  (рис. 6). Уравнения (4) в этом случае будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= C_{13}\varepsilon_z; \\ \sigma_z &= C_{33}\varepsilon_z; \tau_{xz} = C_{44}\gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

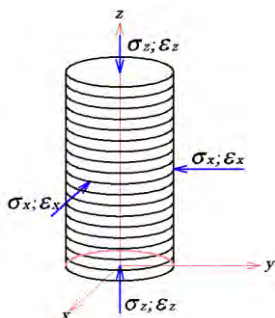


Рис. 5. Осесимметричное напряженно-деформированное состояние образца

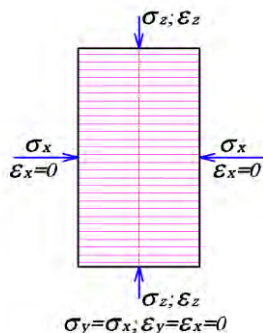


Рис. 6. Схема испытания образца при определении коэффициентов  $C_{13}$  и  $C_{33}$

При испытании, вначале напряжениями  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$  производится равномерное сжатие образца. После чего ограничиваются деформации  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ , и образец нагружается только напряжениями  $\sigma_x''$  (компрессионное сжатие). При этом измеряются полные деформации  $\epsilon_z$  и возникающие напряжения  $\sigma_x'' = \sigma_y''$ . Затем образец разгружается до напряжений  $\sigma_z'' = \sigma_z'$ , измеряются напряжения  $\sigma_x''' = \sigma_y'''$  и остаточные деформации образца  $\epsilon_{zp}$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{ze} = \epsilon_z - \epsilon_{zp}$ . По результатам испытания из первых двух уравнений системы (4) определяются постоянные коэффициенты упругости:

$$C_{13} = (\sigma_x'' - \sigma_x''') / \epsilon_{ze}; \quad C_{33} = (\sigma_z'' - \sigma_z') / \epsilon_{ze}.$$

Для определения коэффициентов  $C_{11}$  и  $C_{66}$  второй образец испытывается на радиальное сжатие в плоскости изотропии при ограничении деформаций в направлении оси перпендикулярной плоскости изотропии,  $\epsilon_z = 0$  (рис. 7). В этом случае уравнения (4) запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2 C_{11} - C_{66} \epsilon_x; \\ \sigma_z &= 2 C_{13} \epsilon_x; \tau_{xz} = C_{44} \gamma_{xz}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

При испытании, как и для первого образца, вначале производится равномерное сжатие  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$ . После чего ограничиваются деформации  $\epsilon_z = 0$ , и образец нагружается только напряжениями

$\sigma_x'' = \sigma_y''$ , при этом измеряются полные деформации  $\epsilon_x = \epsilon_y$ . Затем образец разгружается до напряжений  $\sigma_x' = \sigma_y'$  и измеряются остаточные деформации образца  $\epsilon_{xp}$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{ze} = \epsilon_z - \epsilon_{zp}$ . По результатам испытания из первого уравнения (4) определяются постоянные коэффициенты упругости  $C_{11} - C_{66} = (\sigma_x'' - \sigma_x')/2\epsilon_{xe}$ .

Для определения коэффициента  $C_{44}$ , образец вырезается и помещается в стабилметр таким образом, чтобы угол наклона плоскости изотропии, к направлению действия напряжений  $\sigma_x$  и  $\sigma_z$ , был  $45^\circ$  (рис. 8).

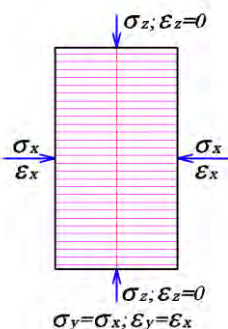


Рис. 7. Схема испытания образца при определении коэффициентов  $C_{11}$  и  $C_{66}$

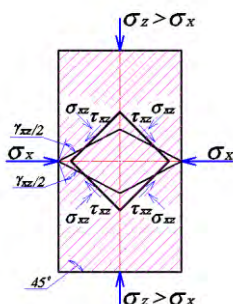


Рис. 8. Схема испытания образца при определении коэффициента  $C_{44}$

Образец нагружается по девиаторической траектории в плоскости  $xoz$ , ортогональной плоскости изотропии. Производится равномерное сжатие образца напряжениями  $\sigma_x' = \sigma_y' = \sigma_z'$ . Затем напряжение по оси  $z$  увеличивается с постоянным приращением  $\Delta\sigma_z$ , а напряжение по осям  $x$  и  $y$  уменьшаются с такой же величиной приращения  $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z$  до уровня напряжений  $\sigma_z''$  и  $\sigma_x'' = \sigma_y''$ , после чего образец разгружается до напряжений  $\sigma_z' = \sigma_x' = \sigma_y'$ .

Измеряются полные деформации  $\epsilon_z$  и  $\epsilon_x = \epsilon_y$  при напряжениях  $\sigma_z''$  и  $\sigma_x'' = \sigma_y''$  и остаточные деформации  $\epsilon_{zp}$ ,  $\epsilon_{xp}$  и  $\epsilon_{yp}$  – после разгрузки до  $\sigma_z' = \sigma_x' = \sigma_y'$ . По полным и остаточным деформациям вычисляются упругие осевые деформации  $\epsilon_{ze} = \epsilon_z - \epsilon_{zp}$  и  $\epsilon_{xe} = \epsilon_x - \epsilon_{xp}$ . Коэффициент упругости  $C_{44}$  определяется по формуле (5) из отношения кас-

тельных напряжений  $\tau_{xz}$ , определенных на площадках с максимальными касательными напряжениями  $\tau_{xz} = [(\sigma_z'' - \sigma_z') - (\sigma_x'' - \sigma_x')]/2$  и упругих сдвиговых деформаций этих площадок  $\gamma_{xz e} = \varepsilon_{ze} - \varepsilon_{xe}$  (см. рисунок 8):  $C_{44} = \tau_{xz}/\gamma_{xz e}$ .

**Выводы.** Предлагаемые методики определения постоянных коэффициентов упругости повышают точность и уменьшают трудоемкость испытаний за счет проведения всех испытаний в одном приборе, сокращения количества испытываемых образцов грунта. Кроме этого определяются не традиционные механические постоянные (модули упругости, коэффициенты Пуассона, модуль сдвига), а постоянные коэффициенты, непосредственно связывающие напряжения и деформации.

### Литература

1. Винокуров, Е.Ф. Строительство на пойменно-намывных основаниях / Е.Ф. Винокуров, А.С. Карамышев. – Минск : Выш. школа, 1980. – 206 с.
2. Набоков, И.М. Исследование влияния анизотропии на напряженно-деформированное состояние намывных оснований : автореф. дис. ... канд. техн. наук / И.М. Набоков. – Баку, 1980. – 19 с.
3. Давыдов, В.Ф. Влияние текстуры намывных песчаных грунтов на прочностные и деформационные характеристики / В.Ф. Давыдов, В.Е. Сеськов // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях : Сб. тр. ИсиА. – Минск, 1985. – С. 3–7.
4. Талецкий, В.В. Способ определения коэффициентов упругости трансверсально-изотропного грунта : Патент № 5618. РБ.
5. Прибор для исследования свойств грунтов : А.с. №302665 СССР, МКИ G01n 33/24 / А.Л. Крыжановский [и др.]. – №1409204/29-14 ; Заявл. 02.03.70; Оpubл. Бюл. №15 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки. – 1971. – №15. – С. 162.

УДК 624.131.

**ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ  
НА ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ  
В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ**

**Тугаенко Ю.Ф., Марченко М.В.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

Приведены результаты полевых исследований влияния структурной прочности на процессы деформирования в однородном грунтовом массиве, за пределами линейной зависимости осадки от давления.

The Results over of the field researches of influence of structural durability are brought on the processes of deformation in a homogeneous soil mass, outside linear dependence fallouts from pressure.

В 1920г. К.Терцаги экспериментально установил факт наличия бокового давления. В 30-х годах в СССР разными научными школами получены численные значения коэффициента бокового давления по результатам лабораторных исследований песчаных и глинистых грунтов [2]. С 60-х годов выявлено влияние структурной прочности на процессы деформирования, особенно проявляющихся в слабых глинистых грунтах. Перечисленное позволило Н.А.Цытовичу на Всесоюзном совещании в 1965г. акцентировать на этом внимание *«Как показывают исследования последних лет, наиболее характерным свойством слабых глинистых грунтов является их структурная прочность. Если внешняя нагрузка на слабый*

*глинистый грунт менее структурной прочности, то деформации грунта будут настолько малы, что ими можно пренебречь». И далее «...несомненно, что реальной физической характеристикой грунтов, определяющей границу их деформируемости (уплотняемости) является их структурная прочность» [7].*

Вместе с тем, полученные характеристики, подтвержденные результатами натурных исследований, пока не учитываются в расчетах.

Накопление результатов экспериментальных исследований в геомеханике, позволяет изменять представления о процессах трансформирования НДС грунтов основания под влиянием внешней нагрузки. Появились новые показатели при оценке деформативных свойств грунтов.

Оценка деформаций в грунтах оснований фундаментов по действующим нормам, выполняется по критериям ряда условных допущений, которые не отвечают результатам натурных исследований, а именно:

1. Грунтовая среда считается упругим, изотропным линейно-деформируемым полупространством. Расчетные значения по глубине не зависят от вида грунтов, их состава и состояния.

2. Глубина сжимаемой толщи принимается условной по соотношению напряжений от собственного веса грунта и дополнительной нагрузки, и не зависит от показателей деформативных свойств грунтов.

3. Модуль деформации определяется по результатам полевых испытаний в пределах спрямленного линейного участка зависимости осадки от нагрузки. При этом деформативные свойства грунтов оцениваются величиной осадки, размером штампа и давлением, без учета параметров характеризующих процессы деформирования грунтов.

Авторами выполнены исследования процессов деформирования в пределах каждой фазы НДС грунтов основания однородной грунтовой среды, при увеличении структурной прочности обусловленной возрастом изготовленного грунтового массива [5].

**Методика исследований.** Для создания грунтовой массы в подошве котлована, выполнен шурф размерами в плане 1,2×1,2 м и глубиной 1 м. Вынутый грунт размельчался, перемешивался с водой, а полученная пульпа с перетиркой через сито сливалась

в шурф. Искусственная масса в заполненном шурфе, защищалась от влияния атмосферных и механических воздействий. Плотность приготовленного грунта составила в среднем  $1,54 \text{ г/см}^3$  (природного  $1,47 \text{ г/см}^3$ ). Влажность в период испытаний, колебалась в пределах  $0,26 \dots 0,24$ . Исследования проведены через 3; 10; 23 и 33 месяца после его приготовления с помощью круглого штампа площадью  $0,03 \text{ м}^2$ . Измерения послойных перемещений выполнены с помощью грунтовых магнитных марок, установленных вдоль его вертикальной оси с интервалом 5 см [5]. Нагрузка на штамп, прикладывалась путем укладки тарированного груза массой 20 кг.

Испытания проведены по технологии циклически возрастающей нагрузки, при которой каждая ступень представляла самостоятельный цикл: приложение нагрузки, выдерживание ее до условной стабилизации и разгрузка. При этом измерялись: осадка штампа, перемещения глубинных марок ( $s$ ) и их остаточные составляющие ( $s_o$ ) по которым определялись значения упругой части ( $s_y = s - s_o$ ). После окончания испытания и демонтажа оборудования, определялись значения плотности скелета грунта и влажность под штампом и за пределами зоны деформаций.

В 1930 г. Н.М. Герсеванов, отмечая недостаточность экспериментальных работ по определению допускаемых нагрузок на грунт, считал необходимым «...*основательное изучение процесса разрушения грунта и создания теории этого разрушения*». На основании накопленного к тому времени опыта им предложено «...*процесс деформирования грунта расчлнить на три основные фазы... фазу уплотнения грунта, фазу образования боковых сдвигов и фазу вытеснения грунта*» [1].

Наличие линейной зависимости осадки от нагрузки фундаментов, позволило Н.М. Герсеванову применить теорию упругости для расчета осадок основания в пределах I фазы НДС грунтов, без учета фактических процессов их деформирования. Его идеи были положены в основу расчета оснований по деформациям, действующим до настоящего времени.

В пределах первой фазы наблюдаются преимущественно, упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки. Зафиксированные незначительные остаточные деформации можно объяснить смятием контактных неровностей в плоскости примыкания подош-

вы штампа к поверхности основания. Первая фаза заканчивается при давлениях равных значению структурной прочности.

Вторая фаза начинается при давлениях, превышающих структурную прочность. Она характеризуется разрушением структурных связей между частицами грунта, сопровождающееся снижением его пористости. Уплотнение происходит в пределах сжимаемого объема, ограниченного подошвой штампа, боковой поверхностью по его периметру и нижней границей зоны деформации. Последняя находится на глубине, где сумма напряжений от внешней нагрузки и дополнительного давления равна структурной прочности. При повышении структурной прочности, при прочих равных условиях, уменьшается глубина зоны деформации. На рис. 1, приведены графики зависимости остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от давления.

Поперечные деформации, возникающие за счет бокового давления, в пределах этой фазы отсутствуют. Боковое давление уравновешивается структурной прочностью окружающего сжимаемого объема грунта. Предельным для второй фазы, является давление  $p_q$ , при котором боковое давление  $q$  равно структурной прочности окружающего грунта. Во второй фазе, при небольших значениях остаточных осадок, в интервале давлений от  $p_{str}$  до  $p_q$  происходит резкое увеличение глубины зоны остаточных деформаций. Процесс уплотнения нарастает по глубине без поперечного расширения (рис. 2).

Третья фаза начинается при боковом давлении, превышающем структурную прочность. Процесс уплотнения сопровождается интенсивным поперечным расширением и изменением сжимаемого объема, который приобретает «бочкообразную» форму (рис. 3 и табл.) [3, 4].

### **Выводы**

1. Упругие деформации наблюдаются во всех трех фазах. Их величина зависит от структурной прочности [5].

2. С увеличением  $p_{str}$  уменьшается глубина зоны остаточных деформаций и значение коэффициента поперечного расширения (рис. 3), а также изменяется соотношение между осадками вызванными уплотнением и поперечным расширением. При низких значениях  $p_{str}$ , преобладают осадки поперечного расширения (табл. и рис. 3).

3. Величина  $p_{str}$  не оказывает влияние на коэффициент относительного уплотнения  $\varepsilon_n = s_n/H_{a.o}$  – с увеличением  $p_{str}$ ,  $\varepsilon_n$ , не изменяется при прочих равных условиях. Этот факт зафиксирован при



сравнении  $\varepsilon_n$  для фундаментов малой площади и фундаментных плит многоэтажных зданий [6].

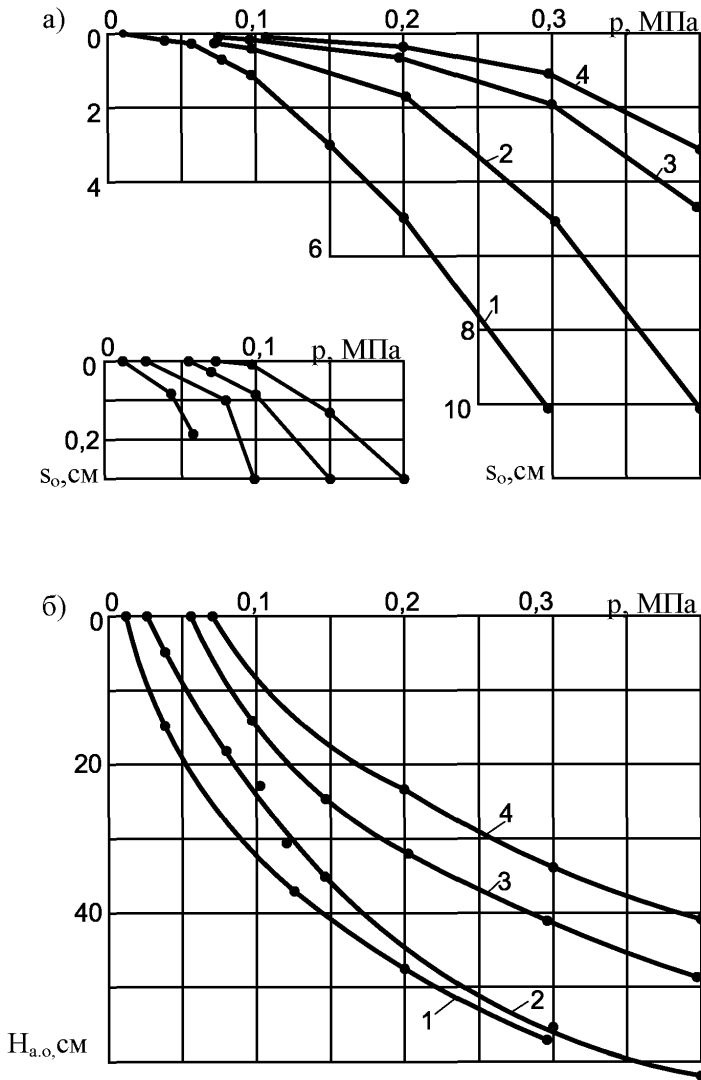


Рис. 1. Графики нарастания остаточных осадок (а) и глубины зоны остаточных деформаций (б) от давления (цифрами показаны номера опытов)

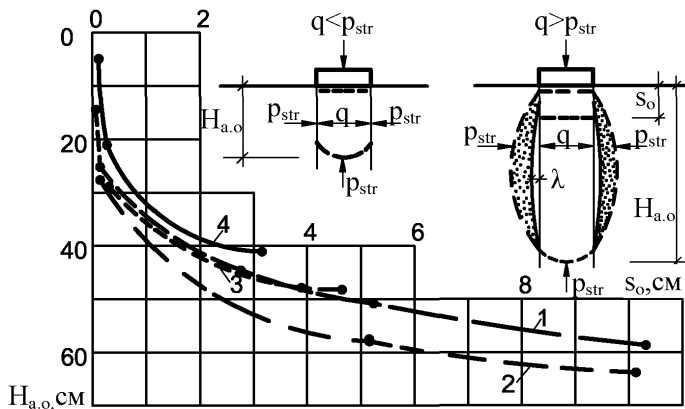


Рис. 2. Зависимость глубины зоны остаточных деформаций от остаточной осадки

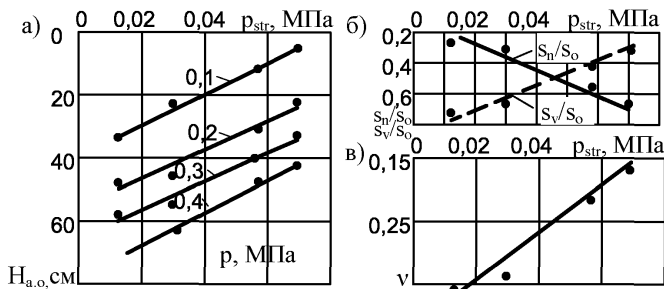


Рис.3. Влияние структурной прочности на процесс деформирования:  
*a* – зависимость глубины зоны остаточных деформаций от  $p_{str}$ ; *б* – влияние  $p_{str}$  на соотношения осадок, вызванных уплотнением и поперечным расширением;  
*в* – зависимость коэффициента поперечного расширения от  $p_{str}$

### Параметры зоны остаточных деформаций

№ опыта	$p$ , МПа	$p_{str}$ , МПа	$p_q$ , МПа	$\varepsilon_n$	$H_{a.o}$ см	$s_0$ , см	$s_n$ , см	$s_v$ , см	$v$
1	0,3	0,012	0,03	0,05	59	10,49	2,95	7,54	0,36
2	0,4	0,03	0,075	0,05	63	10,13	3,15	6,98	0,34
3	0,4	0,057	0,142	0,05	48	4,17	2,4	1,77	0,21
4	0,4	0,07	0,175	0,05	41	3,08	2,05	1,03	0,17

Примечания: 1)  $\epsilon_n = 1 - \rho_d / \rho_d^{sp, com}$  2)  $\rho_d^{sp, com}$  - определено как среднее значение (полусумма) плотности скелета под подошвой штампа и на нижней границе зоны остаточных деформаций. Его значение для всех опытов равно  $1,62 \pm 0,005$ .

## Литература

1. Герсеванов, Н.М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на основе экспериментальных работ / Н.М. Герсеванов // Труды МИИТа, выпуск 15. – 1930.

2. Герсеванов, Н.М. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин // – М. : Стройиздат, 1948. – 248с.

3. Васильев, Б.Д. Основания и фундаменты. / Б.Д. Васильев // – Л., М. : ОНТИ. Главная редакция строительной литературы, 1937. – 595с.

4. Приклонский, В.А. Грунтоведение. / В.А. Приклонский // – М. : Госгеолтехиздат, 1955. – 431с.

5. Тугаенко, Ю.Ф. Некоторые особенности развития деформаций в основаниях опытных фундаментов / Ю.Ф.Тугаенко, М.В. Марченко // Инженерная геология. – 1988. – № 3. – С.46-54.

6. Тугаенко, Ю.Ф., Марченко М.В. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов: монография / Ю.Ф. Тугаенко, М.В. Марченко // – Одесса : Астропринт, 2011. – 120с.

7. Цытович, Н.А. Вопросы теории и практики строительства на слабых водонасыщенных грунтах / Н.А. Цытович – Таллин, 1965. – С. 5–17.

8. Seycek, Ji. Field test of soil deformation beneath foundation / Ji. Seycek // Труды V Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Т.3 : ЧССР. – Братислава, 1977. – С.275– 287.

9. Глубинная марка : А.с. 1065531 СССР, МКИ Е 02 D1/00 / Тугаенко Ю.Ф., Стоянова Т.И., Марченко М.В., Ткалич А.П. (СССР). – № 3420907/29-33; Заявлено 6.04.82; Опубл. 07.01.84, Бюл. №1- 2с. ил.

УДК 624.15

**РАСЧЕТ ОСАДКИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ  
ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ УПРУГИХ  
И ОСТАТОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ**

**Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Заврак Н.В.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,  
г. Одесса, Украина*

На основе результатов натурных исследований выполнена оценка нормативного метода расчета деформаций основания. Предложен метод расчета с учетом упругих и остаточных деформаций, приведен его алгоритм.

On the basis of research results the estimation of the normative method for calculation of deformation is fulfilled. The method of calculation of the elastic and permanent deformations is its algorithm.

Н.М. Герсевановым выделено в процессе формирования грунтов в основаниях фундаментов три фазы – уплотнения, образования сдвигов и разрушения [1]. Им обоснована возможность применения теории упругости для первой фазы развития деформаций. Его последующие идеи и разработки легли в основу норм, где расчет оснований выполнялся не по допускаемым давлениям, а по предельным осадкам. С 1955г. в Советском Союзе расчет оснований выполняется по деформациям.

В действующем нормативном документе, при определении деформаций основания, в расчетной формуле все параметры носят

условный характер. Их значения приняты при допущении упругих свойств грунтовой среды.

– Напряжения от дополнительной нагрузки определены для упругого, изотропного, линейно-деформируемого полупространства. Эпюра напряжений не зависит от свойств, состояния грунтов и их многослойности.

– Глубина сжимаемой толщи определяется по соотношению напряжений без учета деформативных свойств грунтов.

– Модуль деформации – величина условная. Его значение определяется по соотношению приращения давления к соответствующему приращению осадки в заданном интервале нагрузок в пределах I фазы НДС грунтов основания, без учета параметров их деформирования: уплотнения, поперечного расширения, структурной прочности.

До настоящего времени нет нормативного метода расчета осадки за пределами линейного участка зависимости  $s = f(p)$ .

В предлагаемом расчете используются характеристики грунта основания, полученные по методике, позволяющей определять упругие и остаточные деформации грунта:

– Модуль упругости ( $E_y$ ) [2].

– Модуль уплотнения ( $E_n$ ), при оценке части остаточных деформаций, вызванных снижением пористости. Определяется по соотношению плотностей скелета грунта в природном и уплотненном состоянии. Его значение не зависит от площади фундамента [3; 4].

– Поперечное расширение сжимаемого объема от внешней нагрузки, возникающее в процессе его уплотнения [4;5].

– Граница сжимаемой толщи принимается на глубине, где напряжение ( $\sigma_z$ ) уравнивается величиной структурной прочности ( $p_{str}$ ) природного грунта [6].

Результатами полевых исследований, по изучению процессов деформирования грунтов в основаниях опытных фундаментов и фундаментов зданий и сооружений, подтверждено наличие фаз при напряженно-деформируемом состоянии грунтов под влиянием внешней нагрузки. Фактические процессы их развития в высокопористых грунтах отличаются от представлений, высказанных Н.М. Герсевановым по имевшимся в то время результатам испытаний [1].

Измерения послонных перемещений и определение плотности скелета природного грунта и после его уплотнения, позволили определить критерии процессов деформирования грунтов в пределах каждой фазы НДС.

I фаза (рис. 1, а) – наблюдается при  $p \leq p_{str}$ . Это фаза преимущественно упругих деформаций, при которых упругое сжатие не сопровождается разрушением структурных связей на контакте между минеральными частицами. После снятия нагрузки упругие деформации исчезают.

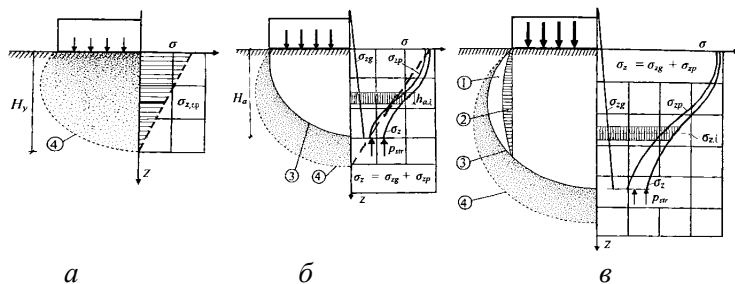


Рис. 1. Схемы развития деформаций в основании фундаментов: 1 – зона остаточных деформаций от поперечного расширения грунта; 2 – эпюра зоны поперечных деформаций; 3 – граница зоны уплотнения от вертикальных напряжений; 4 – граница зоны упругих деформаций

В глинистых грунтах наблюдаются два вида упругих деформаций: – мгновенные, исчезающие сразу после снятия нагрузки и упруго-вязкие, длительность которых составляет от нескольких часов до 3...4 суток, в зависимости от давления, размеров фундамента, состава и состояния грунтов. В пределах этой фазы наблюдаются остаточные деформации являющиеся следствием отсутствия сплошности примыкания подошвы опытных фундаментов к поверхности основания, которая повышается в процессе смятия неровностей при увеличении нагрузки. Наличием остаточных деформаций смятия можно объяснить незначительную криволинейность зависимости  $s = f(p)$  в пределах I фазы НДС, а упругую осадку фундамента можно определить по формуле:

$$s_y = \sigma_{z,sp} H_{a,y} / E_y, \quad (1)$$

где  $\sigma_{z,cp} = 0,5p$ ;  $p$  – давление под подошвой фундамента;  $H_{a,y}$  – глубина зоны упругих деформации, по результатам полевых исследований ее при  $p = p_{str}$  следует принимать равным  $\rho_d = 1,6z/\text{см}^3 - 0,8\sqrt{A}$  ...  $\rho_d = 1,4z/\text{см}^3 - 1,2\sqrt{A}$ ;  $E_y$  – модуль упругости, определяется по результатам испытаний штампами, в полевых условиях.

*II фаза (рис.1.б)* – фаза остаточных и упругих деформаций. Уплотнение грунта наступает при давлении превышающим структурную прочность. Оно является следствием разрушения структурных связей между минеральными частицами и сопровождается повышением плотности скелета грунта. Деформации уплотнения наблюдаются в пределах сжимаемого объема ограниченного подошвой фундамента, нижней границей зоны остаточных деформаций и вертикальной поверхностью по периметру фундамента. Нижняя граница зоны деформации находится на глубине, где сумма напряжений от дополнительной нагрузки и собственного веса грунта равна структурной прочности. В пределах этой фазы поперечные деформации отсутствуют. Их возникновению препятствует структурная прочность грунта, окружающего сжимаемый объем. Границей этой зоны является давление по подошве фундамента  $p_q$  при котором боковое давление  $q$  уравнивается структурной прочностью. Его значение можно определить по зависимости:

$$p_q = p_{str} / \xi \quad (2)$$

где:  $\xi$  – коэффициент бокового давления, значение которого зависит от вида грунта [7]. Расчет осадки грунта в основании фундамента производится при выполнении условия  $p_{str} \leq p \leq p_q$  по формуле:

$$s = \sum \sigma_{zi} h_{a,i} / E_n + \sigma_{z,cp} H_{a,y} / E_y; \quad (3)$$

где:  $\sigma_{zi}$  – напряжения в грунте основания;  $h_{a,i}$  – толщина  $i$ -го элементарного слоя грунта основания;  $E_n$  – модуль уплотнения (определяется по результатам лабораторных или полевых исследований, отражает сжимаемость грунта, вызванную снижением пористости). Его значение определяется по зависимости:

$$E_n = p / \varepsilon_n, \quad (4)$$

где  $p$  – давление под подошвой фундамента;  $\varepsilon_n$  – коэффициент относительного уплотнения, определяется изменением плотности скелета грунта:

$$\varepsilon_n = 1 - \rho_d / \rho_{d,com}. \quad (5)$$

Здесь  $\rho_d$  и  $\rho_{d,com}$  – среднее значение плотности скелета грунта природного и уплотненного давлением от внешней нагрузки в пределах глубины зоны деформации.

III фаза (рис. 1, в) – фаза уплотнения и поперечного расширения. Возникает при боковом давлении, превышающем структурную прочность окружающего грунта. Осадка фундамента, вызванная остаточными деформациями является суммой двух составляющих: уплотнением ( $s_n$ ) и поперечным расширением ( $s_v$ ). На величину поперечного расширения оказывают влияние давление, структурная прочность грунта и размер фундамента. С увеличением площади подошвы значение коэффициента поперечного расширения уменьшается и для фундаментных плит площадью больше 400 м<sup>2</sup> приближается к нулю (рис. 2).

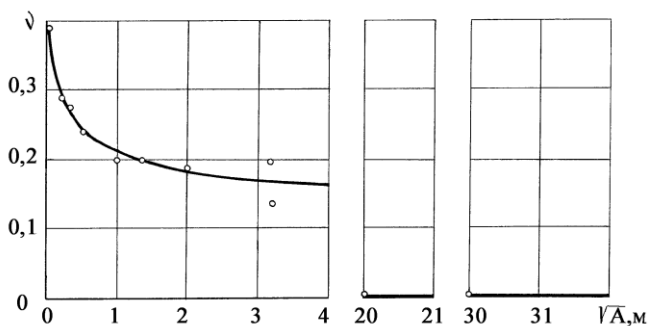


Рис.2. График зависимости коэффициента бокового расширения грунта от площади фундамента

Осадка фундамента, при условии  $p > p_q$  состоит из составляющих деформаций грунта основания: упругой  $s_y$ , уплотнения  $s_n$ , поперечного расширения  $s_v$ . Расчет осадки в основания фундамента с учетом поперечного расширения грунта производится по формуле:

$$s = \sum \sigma_{zi} h_{a,i} / (1-2\nu) E_n + \sigma_{z,cp} H_{a,y} / E_y, \quad (6)$$



$\nu$  – коэффициент поперечного расширения, его среднее значение, по данным полевых исследований, можно определить по зависимости:

$$\nu = s_v / 2 s \quad (7)$$

где  $s$  – осадка фундамента;  $s_v$  - составляющая часть осадки, в результате бокового расширения  $s_v = s - s_n$ ;  $s_n$  – составляющая часть осадки в результате уплотнения грунта.

В пределах каждой фазы могут возникать деформации характерные для других фаз. Так, например, в пределах первой фазы кроме упругих наблюдаются деформации уплотнения в плоскости подошвы фундамента, вызванные отсутствием сплошности примыкания грунта основания к поверхности подошвы. Во второй фазе остаточные деформации уплотнения сопровождаются упругими деформациями. В третьей фазе наблюдаются деформации: остаточные, поперечного расширения и упругие.

Алгоритм расчета представлен в виде блок-схемы (рис. 3), по которому составлена программа.

Принятые допущения для расчетной схемы.

1. Напряжения в грунтовой толще от дополнительной нагрузки принимаются как для упругого изотропного, линейно-деформируемого полупространства.

2. Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине, где сумма напряжений от дополнительной нагрузки и собственного веса грунта равна величине структурной прочности природного грунта.

3. Грунтовая среда принимается изотропной, в пределах которой структурная прочность одинакова в вертикальном и горизонтальном направлениях.

4. Сжимаемость грунтов оценивается двумя показателями: модулем уплотнения и коэффициентом поперечного расширения.

### **Выводы**

1. В высокопористых грунтах по результатам экспериментальных данных установлены процессы деформирования грунтов в пределах каждой фаз НДС.

2. Все параметры, входящие в нормативную расчетную формулу по определению осадки фундамента, принятые по допущениям, не отвечающим реальным условиям деформирования:

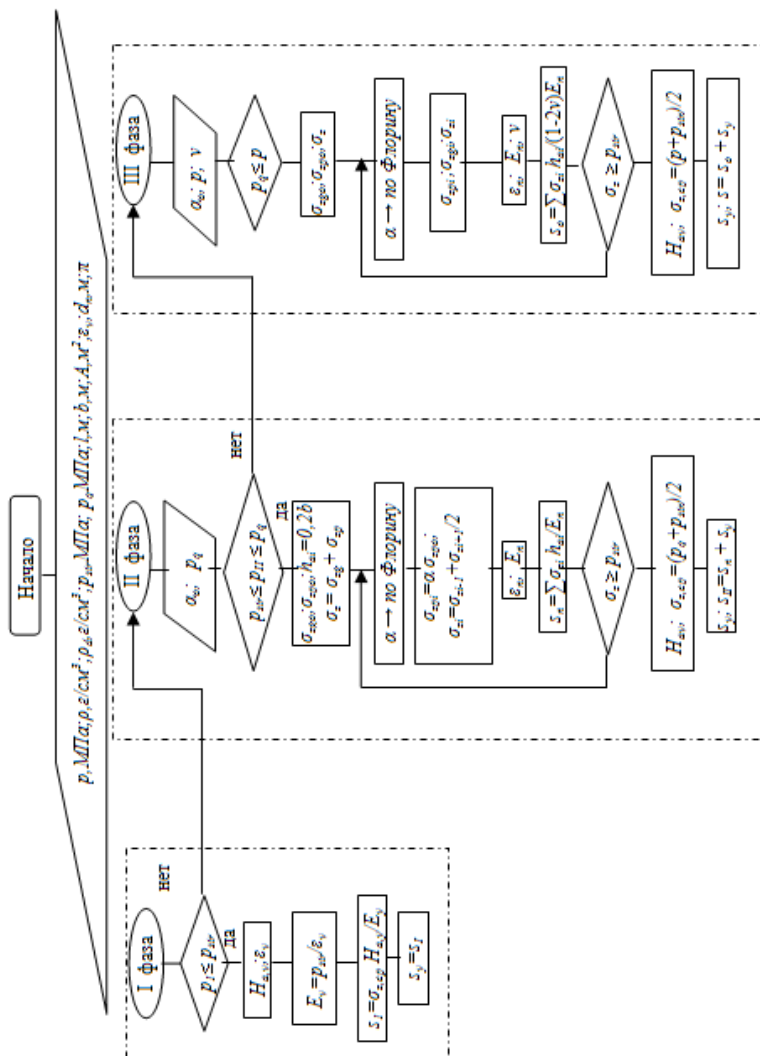


Рис.3. Блок-схема алгоритма расчета осадок грунта в основании фундаментов.  
Условные обозначения:  $s_0 = s_n + s_1$  - осадка грунта, вызванная остаточными деформациями

2.1. Напряжения приняты для однородного изотропного, линейно-деформируемого полупространства.

2.2. Условная глубина сжимаемой толщи находится по соотношению напряжений от дополнительной нагрузки и собственного веса грунта без учета деформативных свойств грунтов.

2.3. Значение модуля деформации определяется без учета параметров деформирования грунтов.

3. Расчет деформаций основан на применении теории упругости и может применяться при давлениях в пределах линейной зависимости  $s = f(p)$ .

4. В предложенном методе приведены принципы оценки деформаций в пределах трех фаз НДС грунтов.

4.1. На данном этапе сохранен принцип определения напряжений, предусмотренный в нормах.

4.2. Глубина сжимаемой толщи определяется с учетом структурной прочности природного грунта.

4.3. Значение модуля деформации заменено двумя показателями: модулем уплотнения и коэффициентом поперечного расширения.

## Литература

1. Герсеванов, Н.М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ. / Н.М. Герсеванов // – Собрание сочинений. Том I. – М. Стройвоенмориздат, 1948. – 269с.

2. Тугаенко, Ю.Ф. Принципы определения осадки фундамента в пределах ее нелинейной зависимости от давления /Ю.Ф.Тугаенко; А.П. Ткалич // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування будівництво, випуск 4(34) Том. 1. –Полтава, 2012. – С. 268–273;

3. Тугаенко, Ю.Ф. Модуль деформации в механике грунтов, методы его определения и их достоверность / Ю.Ф. Тугаенко // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, випуск № 34. – Одесса, «Зовнішрекламсервіс». – 2009. – С. 538–544.

4. Ткалич, А.П. Зависимость показателей деформативных свойств грунтов от способа их определения / А.П.Ткалич // Вісник

Одеської державної академії будівництва та архітектури, випуск № 36. – Одеса, «Зовнішрекламсервіс». – 2009. – С. 400–407.

5. Тугаенко, Ю.Ф. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов : монография / Ю.Ф. Тугаенко // Монография. – Одеса. – Астропринт. –2011 – 120 с.

6. Цытович, Н.А. Вопросы теории и практики строительства на слабых глинистых грунтах / Н.А. Цытович // Материалы всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных грунтах: Таллинн: 1965. – С. 5–17.

7. Паталеев, А.В. Механика грунтов, основания и фундаменты / А.В. Паталеев; С.Я. Боженков. – М: Государственное транспортное железнодорожное издательство. – 1943. – Ч. I. – 468 с.

УДК 624.131.37:624.131.43

**ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ  
МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ  
ДИЛАТАНТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ СДВИГЕ**

**Уласик Т.М.**

*Белорусский национальный технический университет,  
г. Минск, Беларусь*

В статье излагается скорректированная методика определения параметров прочности несвязных грунтов при интерпретации испытаний на сдвиг дилатирующих грунтов. Скорректированная методика определения параметров прочности несвязных грунтов при контактном сдвиге позволяет уточнить значения  $\varphi$ ,  $\text{tg}\varphi$ , которые обеспечат достоверные значения несущей способности оснований фундаментов.

In article the corrected procedure of definition of parameters of strength inconsistent soils is stated at interpretation of tests for shift dilatancy soils. The method of definition of parameters of durability inconsistent grounds at contact shear allows specifying values  $\varphi$ ,  $\text{tg}\varphi$  which will provide authentic values of bearing ability of the bases of the bases.

Испытания грунтов на срез (сдвиг) предполагают определенные условия, при которых сдвиговые или срезные приборы работают на основе моделей, позволяющих оценить состояние грунта, как начальное напряженное состояние, так и в предельном равновесии.

На основании проведенных автором исследований [1, 2] с использованием дилатометрического прибора ДПКС [3], предлагается

дополнить существующие методики (согласно Межгосударственному стандарту ГОСТ 12248 – 96 «Грунты Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости») [4] следующими уточнениями:

1. Для определения сопротивления грунта срезу с учетом дилатансии нормальное и сдвигающее давления на образец передаются посредством винтового домкрата и тарируемого динамометрического устройства. В ходе испытаний при передаче касательной нагрузки фиксируется ее значение и изменение нормального давления нормальное давление за счет дилатантной составляющей по показаниям соответствующего динамометрического устройства.

Механизмы для вертикального нагружения образца и сдвигающего усилия – упругая связь (например, тарируемые динамометры и винтовые домкраты).

2. После передачи на образец грунта нормальной и сдвигающей нагрузок фиксируют их изменения на каждой из ступеней нагружения. При непрерывно возрастающей касательной нагрузке также фиксируют изменения нормального давления и сдвигающего сопротивления за счет дилатансии и контракции вплоть до окончания испытания.

4. Журнал испытаний дополняется графами «дилатантная составляющая напряжения  $\Delta\sigma_d$ , МПа», «дилатантное перемещение  $\delta_d$ , мм», «дилатантная составляющая среза  $\tau_d$ , МПа», «сдвиговое перемещение  $S$ , мм».

5. Угол внутреннего трения несвязных грунтов  $\varphi$  определяется как параметр линейной зависимости

$$\tau = (\sigma + \Delta\sigma_d) \operatorname{tg}\varphi, \quad (1)$$

или

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + \Delta\sigma_d \operatorname{tg}\varphi, \quad (2)$$

где  $\sigma$  – начальное нормальное напряжение, МПа;  $\Delta\sigma_d$  – дилатантная составляющая напряжения, МПа;  $\tau_d = \Delta\sigma_d \operatorname{tg}\varphi$  – дилатантная составляющая сдвига, МПа.

При наличии в песках глинистых фракций получаем зависимость

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + \Delta\sigma_d \operatorname{tg}\varphi + C, \quad (3)$$

где  $C$  – значение удельного зацепления (кажущееся сцепление) связного (глинистого) грунта, МПа.

Параметры прочности несвязных грунтов могут определяться испытаниями на дилатометрическом приборе (например, на дилатометрическом приборе контактного сдвига – ДПКС, рис. 1). Параметры жесткости грунтового массива в испытаниях моделируется с помощью соответствующих жесткостных показателей динамометрического устройства для создания начального нормального давления в виде коэффициентов упругого отпора.

Скорректированная методика распространяется на несвязные грунты (осадочные нецементированные горные породы) и устанавливает порядок определения уточненных параметров прочности при контактом сдвиге применительно к расчету несущей способности оснований фундаментов.



Рис. 1. Общий вид дилатометрического прибора контактного сдвига

Испытание несвязных грунтов проводят при различных значениях коэффициента упругого отпора  $K$  для условий «стесненного» сдвига. Нормальное давление на соответствующей ступени нагру-

жения при этом прикладывается постоянным, но изменяется соизмеримо ему за счет распора от дилатантной составляющей.

На рис. 2 показана схема ДПКС. Для условий традиционной методики испытаний, начальное нормальное давление на соответствующей ступени нагружения поддерживается постоянным. Допускается определение параметров прочности несвязных грунтов с использованием стандартных сдвиговых приборов при условии их дооборудования приспособлениями, позволяющими фиксировать изменение нормального давления или имеющих такие приспособления (ВСВ-25).

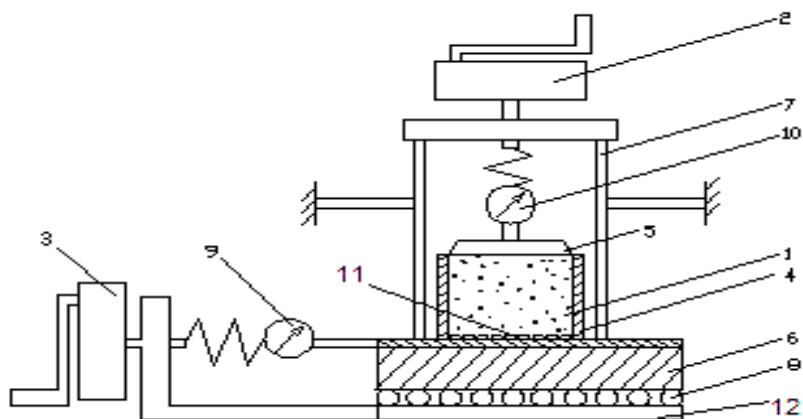


Рис. 2. Схема дилатометрического прибора контактного сдвига:

- 1 – образец несвязного грунта; 2 – устройство для передачи вертикального давления и моделирования грунтового массива; 3– устройство для передачи сдвигающего усилия; 4– металлическая обойма; 5 – штамп; 6 – подвижная каретка;
- 7 – неподвижная верхняя часть прибора; 8 – роликовые опоры;
- 9, 10 – тарировочные динамометры с индикаторами часового типа;
- 11 – пластина с наклеенными зёрнами грунта; 12 – станина

Допускается определение параметров прочности несвязных грунтов с помощью других дилатометрических приборов.

*Последовательность определения параметров прочности несвязных грунтов:*



1. В срезную коробку ДПКС помещается несвязный грунт, на нижнюю неподвижную пластину прибора предварительно наклеиваются зерна испытываемого грунта.

2. Микрометрическими винтами создается зазор подвижной части прибора над неподвижной, составляющий не менее (2-3)  $d_{50}$  диаметра крупных частиц грунта.

3. Винтовым домкратом через динамометр создается начальное нормальное давление, далее верхним винтовым домкратом через динамометр создается нормальное давление, превышающее начальное значение на 5–10 % и затем устанавливается исходное значение начального нормального давления.

4. К каретке прибора прикладывается сдвигающее усилие. Первый способ – ступенчатое, возрастающее с фиксацией стабилизированных перемещений, приложение нагрузки, вплоть до непрерывных незатухающих сдвигов. Второй способ – с постоянной скоростью сдвига, также вплоть до непрерывных незатухающих сдвигов.

5. По мере приложения сдвигающего усилия фиксируются мобилизованное значение сопротивления сдвигу, приращение нормального давления за счет дилатантного распора и перемещение каретки прибора. При первом способе этом учитывается затухание сдвигающих за счет промежуточных ступеней и выявляется пиковое значение; во втором случае за счет постоянной скорости сдвига фиксируются изменения сдвиговых напряжений с выявлением пикового и остаточного значений.

6. Результаты испытаний заносят в журнал, а по их результатам определяются  $\Delta\sigma_d$ ,  $\text{tg}\varphi$ ,  $\tau_d$ ,  $\delta_d$ .

7. Сдвигающие напряжения вычисляются по формуле, соответствующей условиям стеснения объемных деформаций:

$$\tau_u = \sigma_{no} \text{tg}\varphi + \Delta\sigma_d \text{tg}\varphi + C. \quad (4)$$

Для случая испытаний, соответствующих традиционной методике, сдвигающее напряжение определяется по формуле:

$$\tau_u = \sigma_{no} \text{tg}\varphi + C. \quad (5)$$

Это соответствует свободной дилатансии или условиям отсутствия стеснения объемных деформаций. Сдвигающее усилие  $T$ ,

прикладываемое в ходе испытания к образцу несвязного грунта, будет вызывать реакцию со стороны моделируемого грунтового массива, которая вызовет упругие деформации при дилатансии и остаточные при контракции, в зависимости от его исходного состояния.

Оптимальная влажность образца должна соответствовать 3–5 % на момент испытания. Перед началом испытаний обязательно определяются исходные физические характеристики несвязного грунта: влажность  $W$ , плотность  $\rho$  и начальный коэффициент пористости  $e_0$ . Испытания проводят при различных исходных значениях  $e_0$  и для различных значений коэффициента упругого отпора  $K$  с использованием динамометров. Для испытаний по методу свободного дилатирования несвязного грунта порядок подготовки грунта к испытанию такой же, как и при стеснении объемных деформаций.

По результатам испытаний строят графики зависимостей дилатантных составляющих сдвига, дилатантных напряжений и дилатантных перемещений от коэффициента упругого отпора  $K$ , графики зависимости дилатантных напряжений, дилатантных перемещений в зависимости от начального коэффициента пористости  $e_0$ , а также графики изменения угла внутреннего трения при изменении параметров моделируемого массива. Для несвязного грунта график  $\tau_u = f(\sigma_{no})$  с учетом дилатансии приобретает вид  $\tau_u = \tau_d + \sigma_{no} \operatorname{tg} \varphi$ .

Для предлагаемой нами скорректированной методики оформлено Обоснование необходимости включения в план стандартизации Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь на 2012 год СТБ под названием «Метод определения параметров прочности несвязных грунтов при контактном сдвиге».

Следует отметить, что нами предлагается к использованию в лабораторных условиях впервые разработанная скорректированная методика определения параметров прочности несвязных дилатирующих грунтов при контактном сдвиге. Очевидно, что результаты подобных испытаний применимы к расчетам оснований фундаментов по первой группе предельных состояний. Эта методика позволяет уточнить значения  $\varphi$ ,  $\operatorname{tg} \varphi$  и тем самым обеспечить получение достоверных значений несущей способности оснований фундаментов. Впервые предлагается дополнить схему плоского среза упругой связью, моделирующей процесс деформирования основания.

Интерпретация лабораторных испытаний по предлагаемой методике базируется на уточнении условий прочности Кулона-Мора с учетом влияния дилатансии.

## Литература

1. Уласик, Т.М. Несущая способность свайных фундаментов с учетом скорректированного значения расчетного сопротивления на боковой поверхности / Т.М. Уласик // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Строительство. Прикладные науки. – 2010. – № 12. – С. 82–86.

2. Уласик, Т.М. Особенности проявления дилатансии в прочностных испытаниях несвязных грунтов / Т.М. Уласик // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сборник науч. трудов XVI Междунар. научн.-методич. межвуз. семинара, Брест, 28-30 мая 2009 г. : в 2 ч. / Брест. гос. техн. ун-т ; редкол.: А.А. Борисевич [и др.]. – Брест, 2009. – Ч. 2. – С. 244–248.

3. Соболевский, Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Минск : Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.

4. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости : ГОСТ 20276–99. – Введ. 13.07.2000. – Минск : Межгос. науч.-технич. комиссия по стандартизации, технич. нормированию и сертификации в строительстве : НИИОСП им. Герсеванова, 2001. – 56 с.

УДК 625.731(252.6)

## **ПРОГНОЗ КОНЕЧНОЙ ОСАДКИ ДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

**Яромко В.Н.**

*РУП «Белорусский дорожный научно-исследовательский институт  
«БелдорНИИ», г. Минск, Беларусь*

В силу ряда причин не всегда имеется полная информация о изменении осадок насыпи во времени, что затрудняет прогнозирование сроков стабилизации слабого основания в период строительства. В настоящей статье излагается методика прогнозирования конечных (стабилизированных) осадок по данным кратковременных наблюдений, проведенных после окончания работ по возведению насыпи.

In the force of several reasons a complete information about the measurements of the subsidence's of embankments in time is not always available making it difficult to predict the stabilization time for a weak base in the construction period. In this article the prediction procedure final (stabilized) subsidence's according to short-term monitoring conducted after the completion of the construction of the embankments is explicated.

**Введение.** В соответствии с ТКП 313-2011 [1] контрольные наблюдения при сооружении земляного полотна на слабых грунтах должны включать систематическое измерение толщины отсыпаемых слоев  $h_n(t)$ , высоты насыпи  $h(t)$  и осадок слабого основания  $S(t)$  в заданные моменты времени  $t$ . По результатам этих измерений устанавливают:

- соответствие фактического режима отсыпки проектному;
- соответствие строительной высоты насыпи  $h_o$  фактически отсыпанной высоте насыпи  $h(t)$ ;
- соответствие расчетной осадки  $S_{расч}$  фактической  $S(t)$ ;
- фактические объемы работ по отсыпке нижней части насыпи;
- сроки устройства дорожной одежды.

Однако, если нет полного ряда измеренных осадок, то возникает проблема прогнозирования конечных осадок и сроков устройства дорожной одежды.

### **Математическая модель консолидации слабого основания.**

Для восстановления упущенных осадок и построения полной кривой консолидации, необходимо знать закономерность изменения осадки (ядро консолидации) во времени. Ядро консолидации или функцию времени  $K(t)$  выбирают феноменологическим путем.

В механике грунтов наибольшее распространение получили степенная, логарифмическая и дробно–линейная зависимости [2–5]. Автором показано, что для болотных грунтов наиболее пригодным является ядро консолидации, описываемое дробно-линейной (гиперболической) зависимостью вида [6]:

$$K(t) = \frac{T}{(T+t)^2}, \quad (1)$$

где  $T$  – консолидационный параметр, характеризующий скорость затухания осадки и имеющий размерность времени.

Физический смысл параметра  $T$  легко установить, если из (1) определить степень консолидации:

$$U = \int_0^t K(t) dt = \int_0^t \frac{T dt}{(T+t)^2} = \frac{t}{T+t}, \quad (2)$$

Из последнего уравнения видно, что при  $t = T$  происходит 50 % осадки ( $U = 0,5$ ), т.е параметр  $T$  это время, необходимое для достижения 50 % конечной осадки  $S( )$ .

Таким образом, осадка основания в любой момент времени равна:

$$S(t) = U S( ) = S( ) \frac{t}{T+t}. \quad (3)$$

Пригодность дробно–линейного ядра консолидации (1) и зависимости (3) для описания осадок консолидации устанавливаются путем преобразования переменных таким образом, чтобы они были связаны линейной зависимостью вида

$$y = Kx + b . \quad (4)$$

Выпрямленная таким образом зависимость (4) является линейной относительно переменных  $y$  и  $x$ , а ее параметрами являются  $K$  и  $b$ .

Для приведения зависимости (3) к виду (4) разделим обе части уравнения (3) на  $t$  и выполним соответствующие преобразования

$$\frac{t}{s(t)} = \frac{T+t}{s(\ )} = \frac{t}{s(\ )} + \frac{T}{s(\ )} . \quad (5)$$

Принимая  $t/S(t) = Y$ ;  $t = x$ , получим:

$$K = 1/S(\ ) \text{ и } b = T/S(\ ) . \quad (6)$$

Таким образом, зависимость (3) выравнивается (выпрямляется) в координатах  $t/S(t)-t$ . Графики зависимости (3) в обычных и преобразованных координатах приведены на рисунке 1.

Определив на выпрямленной кривой по графику (рисунок 1) обычным способом коэффициент  $K = \operatorname{tg}\alpha$  и параметр  $b$  как отрезок, отсекаемый прямой на оси  $t/S(t)$ , можно вычислить конечную (стабилизированную) осадку  $S(\ )$

$$S(\ ) = 1/K \quad (7)$$

и консолидационный параметр

$$T = bS(\ ) = b/K. \quad (8)$$

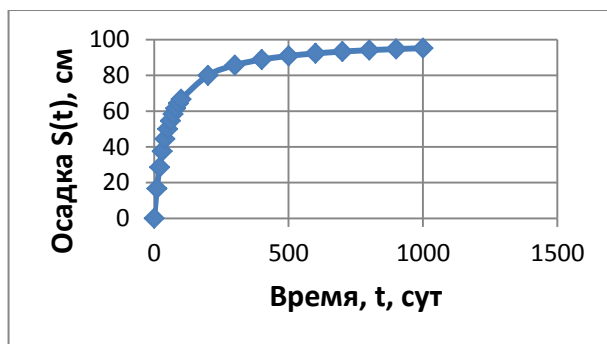
Таким образом, располагая данными наблюдений за осадками, можно путем построения графика в координатах  $t/S - t$  определить конечную осадку основания  $S(\ )$  и консолидационный параметр  $T$  ядра консолидации (1). Это позволяет в период строительства прогнозировать величину конечной осадки  $S(\ )$ , а на стадии проектирования по известным значениям  $S(\ )$  и  $T$  прогнозировать ход развития осадки во времени.

Зависимость (3.20) можно представить также в виде:

$$S(t) = \frac{t}{b+Kt} . \quad (9)$$

Эту зависимость ранее использовали А.А. Ничипорович, В.Г. Булычев, Л.С. Амарян, А.С. Королев и др. [2,3] для аппроксимации осадок различных сооружений на глинистых, пластично-мерзлых и торфяных грунтах. Ядро интегрального уравнения в виде дробно – линейной зависимости (1), по-видимому, впервые было предложено Ю.К. Зарецким [4] и несколько позже использовано С.С. Вяловым [5]. Автором предложена более общая интерпретация этой зависимости и определены численные значения входящих в нее параметров применительно к натурным условиям консолидации из болотных грунтов при сооружении дорожных насыпей [6].

*a*



*б*

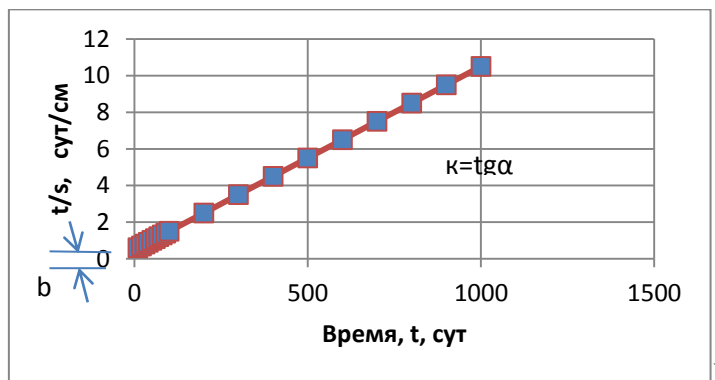


Рис. 1. Аппроксимация кривой осадки (а) дробно-линейной функцией (б)

**Инвариантность показателя  $S_i(\ ) T_i(\ ) = \text{const}$ .** Прежде чем перейти к решению поставленной задачи, рассмотрим взаимосвязь между параметрами  $S(\ )$  и  $T(\ )$  для случая действия ступенчатой нагрузки интенсивностью  $P(t) = P = \text{const}$ .

Зависимость (3) можно представить в виде линейного графика в координатах  $t/S(t) - t$  (рисунок 2). Прямая 1 характеризуется наклоном  $1/\text{tg}\alpha = S(\ )$  и отсекает на оси  $t$  отрезок равный  $T(\ )$ . Если начало отсчета времени взять не в момент  $t = 0$ , а в любой другой момент, например  $t = \tau_0$ , то зависимость осадки от времени будет характеризоваться графиком (рис. 2а) с новыми параметрами  $S_i(\ )$  и  $T_i(\ )$ . Поскольку в момент времени  $t = \tau_0$  произойдет осадка  $S(\tau_0)$ , то новые параметры  $S_i(\ ) < S(\ )$  и  $T_i(\ ) > T(\ )$ . При этом можно доказать, что для любого момента времени  $t_i$  существует зависимость:

$$S(\ ) T(\ ) = S_i(\ ) T_i(\ ). \quad (10)$$

Для доказательства равенства (10) рассмотрим скорости осадок для графиков 1 и 2 соответственно в моменты времени  $t = 0$  и  $t = \tau_0$ . Скорость осадки основания, подчиняющаяся зависимости (3), определяется следующей формулой:

$$v(t) = \frac{S(\ )T(\ )}{[T(\ )+t]^2}. \quad (11)$$

Исходя из этого, для графика осадки 1 получим:

$$v = \frac{S(\ )}{T(\ )}, \text{ при } t = 0;$$

$$v = \frac{S(\ )T(\ )}{[T(\ )+\tau_0]^2}, \text{ при } t = \tau_0;$$

Аналогично для графика 2 получим:

$$v_i = \frac{S_i(\ )}{T_i(\ )}, \text{ при } t = \tau_0 - \tau_0;$$

$$v_i = \frac{S_i(\ )T_i(\ )}{[T_i(\ )-\tau_0]}, \text{ при } t = -\tau_0.$$



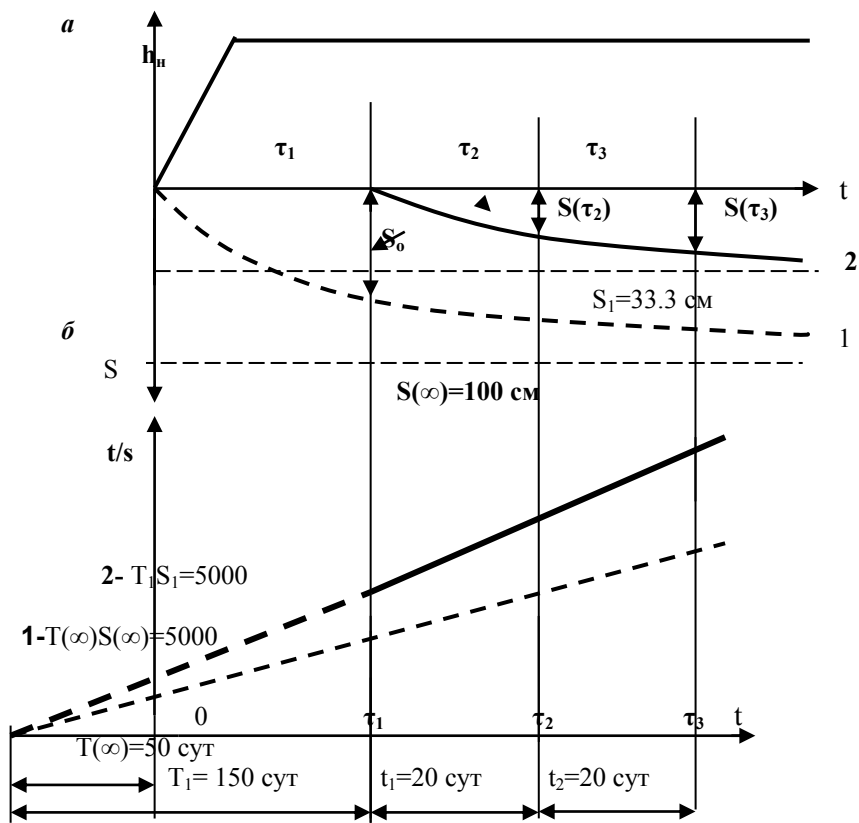


Рис. 2. Схемы к выводу инвариантности показателя  $S_i(\infty) T_i(\infty)$ :  
 а, б – соответственно графики изменения нагрузки, осадки  
 и обратной величины средней скорости осадки во времени

Учитывая, что для соответствующих моментов времени скорости осадок должны быть равны между собой, получим следующую систему уравнений:

$$\frac{S(\tau)}{T(\tau)} = \frac{S_i(\tau) T_i(\tau)}{[T_i(\tau) - \tau_0]^2}; \quad (12)$$

$$\frac{S_i(\tau)}{T_i(\tau)} = \frac{S(\tau) T(\tau)}{[T(\tau) + \tau_0]^2}. \quad (13)$$

Выразив из (12)  $S_i(t)$  и подставив полученное значение в (13), получим:

$$S_i(t) T_i(t) = \frac{S(t)}{T(t) + T_i^2(t)} [T_i(t) - \tau_0] [T(t) + \tau_0]^2. \quad (14)$$

Из уравнения (14) видно, что правая часть будет равна  $S(t)$   $T(t)$  только в том случае, если  $T(t) + \tau_0 = T_i(t)$  и  $T_i(t) - \tau_0 = T(t)$ .

Тогда:

$$S(t) T(t) = \frac{S(t)}{T(t) + T_i^2(t)} T^2(t) T_i^2(t) = S(t) T(t).$$

Следовательно, мы доказали, что  $T_i(t) = T(t) + \tau_0$ . Подставляя это значение в уравнение (12) или (13) получим:

$$S(t) T(t) = S_i(t) T_i(t) = \text{const}. \quad (15)$$

Таким образом, для основания, зависимость «осадка-время» которого описывается уравнением (3), произведение параметров  $S_i(t) T_i(t)$  является величиной постоянной для любого момента времени  $t_i$ . Естественно, что для каждого момента времени  $t_i$  параметры  $S_i(t)$  и  $T_i(t)$  будут различными, но в силу зависимости (15) их произведение будет величиной постоянной.

Инвариантность произведения  $S_i(t)$  и  $T_i(t)$  была доказана для случая мгновенного приложения ступенчатой нагрузки. Исходя из допущения о линейности связи между деформациями и напряжениями и вытекающим из этого законом суперпозиции (наложения), следует вывод о независимости консолидационных характеристик от характера воздействия, т. е. закона нагружения слабого основания. Величина константы  $S_i(t) T_i(t) = W$  может быть названа сопротивлением консолидации слабого основания.

**Прогноз конечной осадки насыпи на слабом основании.** Используя полученную закономерность  $S_i(t) T_i(t) = W$ , представляется возможным прогнозировать конечную осадку насыпи на слабом основании. Для этого необходимо после возведения насыпи на заданную высоту провести измерения осадок в моменты времени  $\tau_1, \tau_2, \tau_3$  для построения зависимости  $t/s-t$  (рисунок 2 б, прямая 2), вычислить сопротивление консолидации  $W$  по формуле  $W = S_1 T_1$ , упущенную осадку  $S = S(t) - S_1$  и определить конечную осадку путем решения уравнения (16):

$$S(\infty) = \frac{W}{T(\infty)} = \frac{\tau_3 - \tau_2}{\frac{T_1 + \tau_1 - T(\infty)}{S(\tau_3) + S} - \frac{T_1 - T(\infty)}{S}} \quad (16)$$

относительно параметра  $T(\infty)$  с ограничением  $W/W_1 = 1,0$ :

$$T(\infty) - \frac{W}{(\tau_3 - \tau_2) \left( \frac{T_1 + \tau_1 - T(\infty)}{S(\tau_3) + S} - \frac{T_1 - T(\infty)}{S} \right)} = 0. \quad (17)$$

Затем вычисляют искомое значение конечной осадки

$$S(\infty) = \frac{W}{T(\infty)}, \quad (18)$$

где  $W$  – сопротивление консолидации (см·сут);  $S_1$  и  $T_1$  – соответственно конечная осадка и консолидационный параметр слабого основания для интервала времени  $\tau_1 - \tau_3$ .

Параметры  $S_1$  и  $T_1$  вычисляют по формулам:

$$S_1 = \frac{\tau_3 - \tau_2}{\tau_3/S(\tau_3) - \tau_2/S(\tau_2)}; \quad (19)$$

$$T_1 = \left( \frac{S_1}{S(\tau_2)} - 1 \right) \tau_2, \quad (20)$$

где  $S(\tau_3)$  и  $S(\tau_2)$  – соответственно осадки в моменты времени  $\tau_3$  и  $\tau_2$ . (рис. 2, б).

**Заключение.** Применительно к математической модели консолидации насыпи на слабом основании с использованием гиперболического ядра консолидации установлена инвариантность произведения конечной осадки основания на консолидационный параметр основания ( $W = S_i T_i = \text{const}$ ) для любого момента времени. Эта закономерность позволяет по данным сокращенных наблюдений за осадками (после возведения насыпи) прогнозировать их конечную величину.

## Литература

1. Автомобильные дороги. Земляное полотно. Правила устройства : ТКП 313-2011 (02191).

2. Ничипорович, А.А. Прогноз осадок гидротехнических сооружений на связных грунтах / А.А. Ничипорович, Т.И. Цыбульник. – М. : Госстройиздат, 1961.

3. О методике расчета консолидации слабых водонасыщенных грунтов / В.Г. Булычев [и др.] : Материалы Всесоюзного совещания по строительству на слабых водонасыщенных глинистых грунтах. – Таллин, 1965.

4. Зарецкий, Ю.К. О реологических свойствах пластично-мерзлых грунтов и определении осадки штампа во времени / Ю.К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 2.

5. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов. – М. : Высш. шк., 1978.

6. Автомобильные дороги. Земляное полотно. Правила проектирования : ТКП 200-2009 (02191).

## СОДЕРЖАНИЕ

СОБОЛЕВСКИЙ ЮРИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ. БИОГРАФИЯ ГЛАЗАМИ СЫНА .....	3
О ПРОФЕССОРЕ Ю.А. СОБОЛЕВСКОМ УЧЕНОМ, ПЕДАГОГЕ, ЧЕЛОВЕКЕ <i>Леонович И.И.</i> .....	10
ОСНОВАТЕЛЬ КАФЕДРЫ «ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ» В БЕЛОРУССКОМ ПОЛИТЕХНИЧЕСКОМ ИНСТИТУТЕ МАКАРОЧКИН МИХАИЛ ФЕДОРОВИЧ .....	15

### Секция 1

#### Инженерные изыскания и геотехнический мониторинг

УТОЧНЕНИЕ НОРМИРУЕМЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ И ОБЕСПЕЧЕНИЕ ТОЧНОСТИ ЛАБОРАТОРНЫХ И ПОЛЕВЫХ ИСПЫТАНИЙ <i>Беляев С.В.</i> .....	19
ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИХ РАБОТ НУЛЕВОГО ЦИКЛА <i>Бусел И.А.</i> .....	24
ОСНОВЫ МЕТОДОЛОГИИ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ГЕОТЕХНОГЕННЫХ СИСТЕМ <i>Бусел И.А.</i> .....	34
ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ФАКТОРЫ И ИХ ВЛИЯНИЕ НА ЭКОСИСТЕМЫ И БИОСФЕРНОЕ ПРОСТРАНСТВО <i>Колпашиников Г.А., Мякота В.Г., Литвинович К.Р., Шкода В.И.</i> .....	44
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ И ЕГО ЗНАЧЕНИЕ ДЛЯ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ КАК ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ <i>Колпашиников Г.А., Смиронова Г.Ф.</i> .....	51
ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ДАМБЫ ХВОСТОХРАНИЛИЩА НА ЭТАПЕ ЕЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ С УЧЕТОМ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ <i>Кориунов А.А.</i> .....	58

ВОДОБАЛАНСОВАЯ ТЕОРИЯ ПОДЗЕМНОГО СТОКА ЗОНЫ АКТИВНОГО ВОДООБМЕНА БЕЛАРУСИ <i>Костюкович П.Н.</i> .....	69
ГЕОДИНАМИЧЕСКАЯ КОНЦЕПЦИЯ ФОРМИРОВАНИЯ ОТЛОЖЕНИЙ ЛЕДНИКОВОГО КОМПЛЕКСА БЕЛАРУСИ <i>Костюкович П.Н.</i> .....	83
ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИЕ КРИТЕРИИ ОТБОРА ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ОБЪЕМОВ ПРЕСНЫХ ПОДЗЕМНЫХ ВОД БЕЛАРУСИ <i>Костюкович П.Н.</i> .....	97
РОЛЬ СТРОИТЕЛЬНОЙ ЭКОЛОГИИ В ПОДДЕРЖАНИИ БИОСФЕРНОГО РАВНОВЕСИЯ <i>Ленкевич Р.И.</i> .....	105
ГЛУБИНА ПРОМЕРЗАНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ПУЧИНООБРАЗОВАНИЕ <i>Леонович И.И., Вырко Н.П., Демидко М.Н.</i> .....	113
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РИСК НА ТРАССАХ МАГИСТРАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ И ЕГО ВЛИЯНИЕ НА ГЕОЭКОЛОГИЮ ТЕРРИТОРИИ <i>Мякота В.Г.</i> .....	120
ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ГЕОРАДАРНОГО ЗОНДРОВАНИЯ ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ <i>Поляков А.Н., Кремнев А.П.</i> .....	129
ГЕОТЕХНИКА И ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОЛОГИЯ: КОНФЛИКТ ИНТЕРЕСОВ?! <i>Потапов А.Д.</i> .....	134
АГРЕССИВНОСТЬ ГРУНТОВЫХ ВОД УРБАНИЗИРОВАННОЙ ТЕРРИТОРИИ (НА ПРИМЕРЕ Г. ВОЛОГДЫ) <i>Труфанов А.И.</i> .....	142
ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПОСЛЕДСТВИЯ ПОДТОПЛЕНИЯ ГОРОДСКИХ ТЕРРИТОРИЙ (НА ПРИМЕРЕ Г. ОМСКА) <i>Тюменцева О.В., Ибрагимов П.А., Щербак Д.А.</i> .....	149

**Секция 2**  
**Механика грунтов**  
**как теоретическая основа современной геотехники**

РАСЧЕТ ОСАДКИ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА <i>Банников С.Н.</i> .....	156
О НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ ОСНОВАНИЯ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОГО ШТАМПА ПРИ КОНЕЧНОМ ЗНАЧЕНИИ ВЕЛИЧИНЫ КОЭФФИЦИЕНТА ТРЕНИЯ ПО КОНТАКТУ «ШТАМП-ГРУНТ» <i>Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Богомолова О.А.</i> .....	165
НЕЛИНЕЙНАЯ МЕХАНИКА ВЫТЭСНЕНИЯ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ <i>Борозенец Л.М.</i> .....	183
РАСЧЕТНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ ОПЫТНОЙ БУРОНАБИВНОЙ СВАИ <i>Борозенец Л.М.</i> .....	195
РЕАКТИВНОЕ КОНТАКТНОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПЛОСКУЮ ПОДОШВУ ЖЕСТКОГО ФУНДАМЕНТА <i>Будыльская Е.А.</i> .....	204
СРАВНЕНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТНЫХ КОМПЛЕКСОВ НА ПРИМЕРЕ РАСЧЕТА ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА В Г. КИЕВЕ <i>Губаилова В.Е.</i> .....	212
EARTH STRUCTURES IN TRANSPORT ENGINEERING – SUSTAINABLE APPROACH AND TECHNICAL SOLUTION <i>Vaniček Ivan.</i> .....	220
PILE-RAFT FONDATIONS IN SOFT SOIL <i>Martin Vozár</i> .....	229
РАСЧЕТ ОСАДОК ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ <i>Жакулин А.С., Жакулина А.А.</i> .....	240
ВЛИЯНИЕ БУРОИНЪЕКЦИОННОЙ ОПРЕССОВКИ НА ПЛОТНОСТЬ СЛОЖЕНИЯ ГРУНТОВ И НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ И АНКЕРОВ <i>Игнатов С.В.</i> .....	244

ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ЗДАНИЯ НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНЫХ МЕТОДОВ <i>Кичаева О.В., Раджабзадег Могсен</i> .....	253
ВЛИЯНИЕ АНИЗОТРОПИИ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ <i>Кремнев А.П., Вишняков Н.Н, Седун Е.А.</i> .....	261
ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ <i>Кулачкин Б.И., Радкевич А.И., Митькин А.А., Шмидт Д.Д.</i> .....	265
РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙ, ЗАЦЕМЛЕННЫХ В РОСТВЕРК, С УЧЕТОМ ДЛИТЕЛЬНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ <i>Лучковский И.Я, Есакова С.В.</i> .....	274
ПРИРОДА СЦЕПЛЕНИЯ И ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ <i>Ляшенко П.А.</i> .....	282
К ВОПРОСУ НАЗНАЧЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ НА ОСНОВАНИЕ, СЛОЖЕННОЕ ПОНТИЧЕСКИМИ ИЗВЕСТНЯКАМИ <i>Матус Ю.В.</i> .....	289
ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ТРЕХОСНОМ РЕЖИМНОМ ЧЕРЕДУЮЩЕМСЯ СТАТИЧЕСКОМ И ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ <i>Мирсаяпов И.Т., Королева И.В., Сабирзянов Д.Д.</i> .....	297
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ РЕЖИМНОМ ДЛИТЕЛЬНОМ ТРЕХОСНОМ НАГРУЖЕНИИ <i>Мирсаяпов И.Т., Королева И.В., Чернобровкина О.Ю.</i> .....	305
ПЛИТНО-СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ <i>Мирсаяпов И.Т., Шакиров М.И.</i> .....	314
ОСОБЕННОСТИ КОНСОЛИДАЦИИ СЛАБЫХ ГЛИНИСТЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ БОЛЬШОЙ МОЩНОСТИ <i>Мосичева И.И.</i> .....	321
О ПОВЫШЕНИИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ ВО ВРЕМЕНИ <i>Новский А.В., Логинова Л.А.</i> .....	328



МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПОЛУСКАЛЬНЫХ ПОРОД И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ <i>Новский А.В., Новский В.А., Тугаенко Ю.Ф., Вивчарук В.В.</i> .....	334
АНАЛИЗ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ- АНКЕРОВ ПО СУЩЕСТВУЮЩИМ МЕТОДИКАМ <i>Самородов А.В., Табачников С.В.</i> .....	343
РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНО-ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА <i>Сернов В.А.</i> .....	350
МЕХАНИКА ГРУНТОВ КАК ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ОСНОВА СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ <i>Соболевский Д. Ю.</i> .....	362
ПЕСКИ IN SITU: ПОРИСТОСТЬ <i>Сысоев Ю.А.</i> .....	377
ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ УПРУГОСТИ НАМЫВНЫХ ТРАНСВЕРСАЛЬНО-ИЗОТРОПНЫХ ГРУНТОВ <i>Талецкий В.В.</i> .....	388
ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ НА ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ <i>Тугаенко Ю.Ф., Марченко М.В.</i> .....	397
РАСЧЕТ ОСАДКИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ УПРУГИХ И ОСТАТОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ <i>Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Заврак Н.В.</i> .....	404
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИЛАТАНТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ СДВИГЕ <i>Уласик Т.М.</i> .....	413
ПРОГНОЗ КОНЕЧНОЙ ОСАДКИ ДОРОЖНЫХ НАСЫПЕЙ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ <i>Яромко В.Н.</i> .....	420

Научное издание

**ГЕОТЕХНИКА БЕЛАРУСИ:  
НАУКА И ПРАКТИКА**

Материалы  
Международной научно-технической конференции,  
посвященной 60-летию кафедры оснований, фундаментов  
и инженерной геологии  
и 90-летию со дня рождения  
профессора Юрия Александровича Соболевского

(Минск, 23–25 октября 2013 г.)

В 2 частях

Часть 1

Технический редактор *О. В. Песенько*

Подписано в печать 05.09.2013. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 25,23. Уч.-изд. л. 19,73. Тираж 150. Заказ 842.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.