

# ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СТАТИЧЕСКОГО И БУРОВОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

## NUMERICAL MODELING OF STATIC PENETRATION TESTING AND DRILLING SENSING

**БОЛДЫРЕВ Г.Г.**

Профессор кафедры геотехники и дорожного строительства Пензенского государственного университета архитектуры и строительства, директор по научной работе и инновациям ООО «НПП «Геотек»», д. т. н., г. Пенза, g-boldyrev@geotek.ru

**BOLDYREV G.G.**

Professor of the Road Building and Geotechnics Department of the Penza State University of Architecture and Construction, director for research and innovation of the "Geotek" LLC research and production enterprise, Penza, g-boldyrev@geotek.ru

### КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Метод бурового зондирования; шнек; метод статического зондирования; зонд; численное моделирование; подход Лагранжа — Эйлера; программная система конечноэлементного анализа ANSYS; многоцелевая программная система конечноэлементного анализа LS-DYNA; сопротивление грунта под конусом зонда (лобовое сопротивление); сопротивление грунта по боковой поверхности зонда (силы трения).

### АННОТАЦИЯ

Приведено сравнение численного моделирования статического и бурового зондирования грунтов с использованием программ ANSYS и LS-DYNA. Параметры шнека и зонда рассчитывались в переменных Лагранжа, грунта и приземного слоя воздуха — в переменных Эйлера. Численное моделирование массива грунта показало, что с увеличением его модуля упругости возрастает лобовое сопротивление внедрению конуса зонда. Рассмотрены изменения лобового сопротивления грунта и сил трения по боковой поверхности зонда с увеличением глубины погружения, поля деформаций сдвига и распределения давления в массиве грунта. Сопоставлены расчетные результаты зондирования грунта двумя указанными методами.

### KEYWORDS

Drilling sensing; auger; cone penetration testing (static penetration testing); probe; numerical modeling; arbitrary Lagrangian-Euleran formulation; ANSYS software system for finite element analysis; LS-DYNA multi-purpose program for finite element analysis; cone tip resistance; probe side friction.

### ABSTRACT

The paper presents comparison of numerical modeling of static (cone) penetration testing and drilling sensing using the ANSYS and LS-DYNA computer programs. Parameters of an auger and a probe were calculated using Lagrange variables, parameters of soil were computed using Euler variables. Numerical modeling of a soil body showed that the cone tip resistance increases with the elastic modulus of the soil. Changes of the cone tip resistance and probe side friction with the penetration depth, of the shear deformation field, of the pressure distribution in the soil body are considered. Calculation results of soil sensing by the two above mentioned methods are compared.

## Введение

Настоящая публикация автора, как и предыдущая [4], рассматривает решение краевых задач механики сплошной среды при больших деформациях. В связи с ограниченностью объема в статье [4] не была рассмотрена методология решения подобного типа задач с использованием численных методов.

Автор считает полезным привести в начале данной работы краткое описание существующих подходов и методов решения задач при больших деформациях, которые были применены им впервые при решении задачи о потере устойчивости жесткого штампа на нелинейно деформируемом основании [6, 11].

В настоящее время известно несколько подходов к описанию движения деформируемой сплошной среды. К ним относятся подходы Лагранжа, Эйлера и объединенный подход Лагранжа — Эйлера [10]. Области применения каждого из них достаточно хорошо известны. Поэтому, не преследуя цель перечислить все их достоинства и недостатки, отметим лишь некоторые из них.

При использовании подхода Лагранжа наблюдатель следит за перемещениями материальных частиц движущейся сплошной среды. С материальными частицами связаны неизвестные, которые ищутся в процессе решения. Это прежде всего перемещения и скорости материальных частиц, напряжения и деформации в них.

Для описания движения сплошной среды с помощью подхода Лагранжа чаще всего используется метод конечных элементов (МКЭ). При решении динамических задач МКЭ используется с явной или неявной схемой интегрирования первого или второго порядка, в том числе с часто применяемой процедурой Ньюмарка.

В процессе потери устойчивости в массивах оснований возникают деформации сдвига, величины которых составляют десятки процентов в пределах полос сдвига/локализации деформаций [5, 7, 11]. Элементы грунта в предельном и запредельном состояниях испытывают очень большие деформации, превышающие размеры конечных элементов. Поэтому, если из решения не исключить эти чрезмерно деформируемые или разрушенные элементы, то поведение материала среды становится жестким (иногда говорят, что среда «закрывается» при сдвиге).

Применение конечных элементов с одной точкой интегрирования, использование адаптивных сеток позволяют осуществить численное моделирование процесса деформации вплоть до потери устойчивости. Однако плохая обусловленность матрицы жесткости системы вследствие чрезмерного искажения сетки часто приводит к невозможности получения адекватного решения как при приближении деформационного процесса к предельной по устойчивости нагрузке, так и в случае запредельного состояния при больших деформациях.

При использовании подхода Эйлера к описанию движения сплошной среды наблюдатель следит за точками пространства. Неизвестные, которыми являются прежде

всего скорости движения среды, напряжения и деформации, связаны с точками пространства. Подход Эйлера получил существенно меньшее распространение для решения геотехнических задач, чем подход Лагранжа. Это обусловлено необходимостью использования дополнительных процедур для определения перемещений сплошной среды, в том числе ее границы, сложностью учета переноса внутренних переменных, которые характеризуют состояние материальных частиц грунта. В ряде литературных источников [10] такие величины, характеризующие внутреннее состояние материальных частиц сплошной среды, называются историческими переменными.

На основе подхода Лагранжа — Эйлера (Arbitrary Lagrangian-Eulerian formulation — ALE formulation) разработан ряд методов решения задач механики деформируемого твердого тела. Основными из них являются: однокомпонентный метод Лагранжа — Эйлера (Arbitrary Lagrangian-Eulerian method), многокомпонентный метод Эйлера (Multi-Material Eulerian method) и многокомпонентный метод Лагранжа — Эйлера (Multi-Material Arbitrary Lagrangian-Eulerian method).

При решении задач однокомпонентным методом Лагранжа — Эйлера узлы конечноэлементной сетки могут перемещаться в пределах области, которую занимает материал, таким образом, чтобы уменьшить искажение сетки. В каждом конечном элементе содержится один материал.

При использовании многокомпонентного метода Эйлера материал течет через фиксированную в пространстве сетку. При этом каждый элемент может содержать смесь нескольких материалов.

Решения, основанные на подходе Лагранжа — Эйлера, имеют преимущества методов и Лагранжа, и Эйлера при описании движения сплошной среды, не имея в то же время отмеченных выше недостатков. В ряде литературных источников приведены примеры успешного их использования для решения задач геомеханики [9, 11–19].

При решении задач часто возникают ситуации, когда различные части рассматриваемой системы проявляют различные типы механического поведения. Например, одна часть системы ведет себя как жидкость, другая — как твердое тело. В такой ситуации для описания движения твердой части может быть применен метод Лагранжа, а для описания движения жидкости — метод Эйлера. В этом случае при моделировании взаимодействия рассматриваемых частей может быть использован реализованный, например, в программе LS-DYNA алгоритм связывания Лагранжа — Эйлера (Fluid-Structure Interaction — FSI). Подобный подход применен в работах [12, 13, 17] при описании поведения водонасыщенных грунтов.

Следует заметить, что в ряде систем автоматизированного инженерного анализа, например в программе LS-DYNA, используются два метода, основанных на подходе Лагранжа к описанию движения сплошной среды, которые позволяют эффективно моделировать процесс потери устойчивости оснований. Это бессеточный метод сглаженных частиц (Smo-

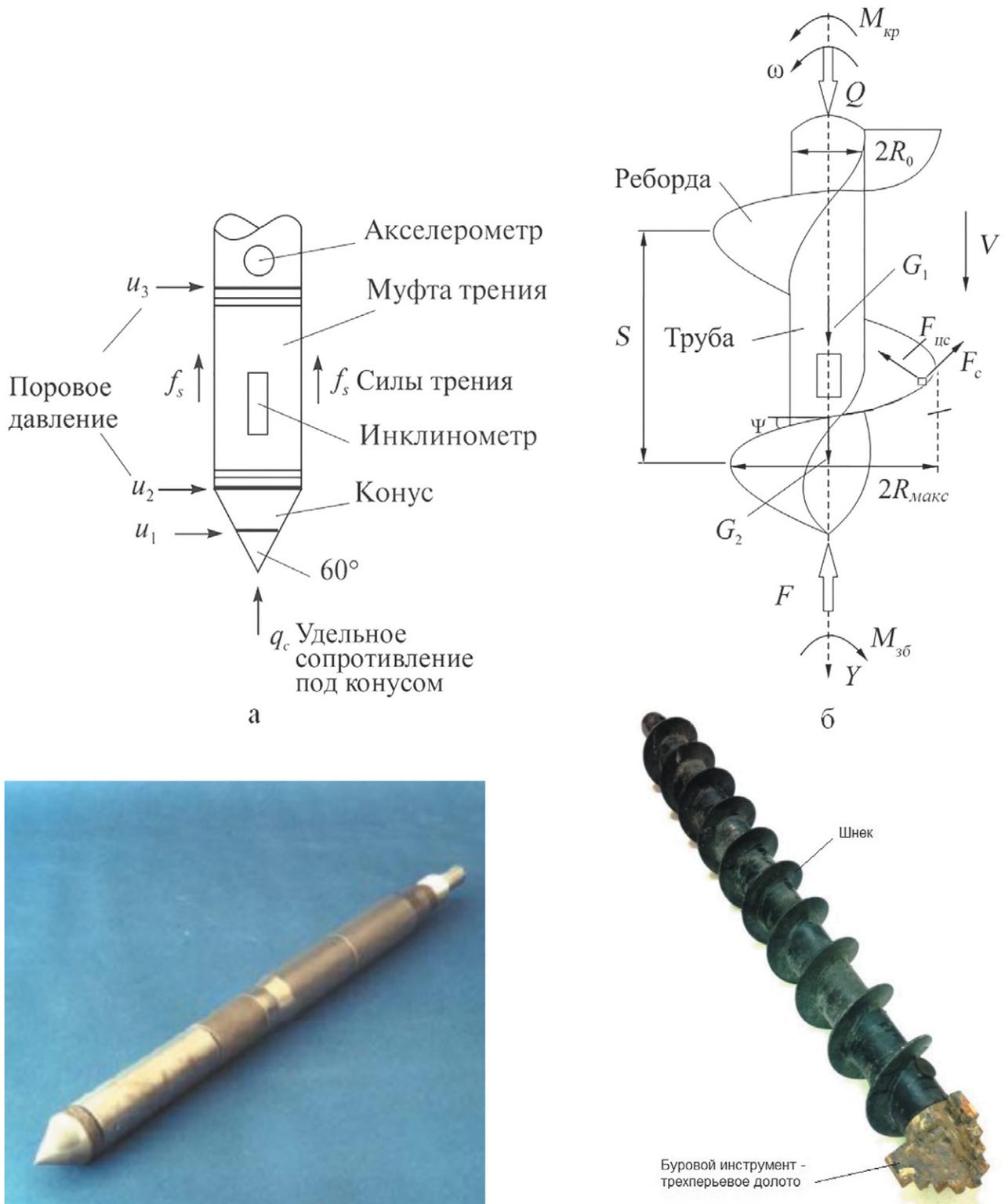


Рис. 1. Параметры, измеряемые при статическом (а) и буровом (б) зондировании грунтов. Буквенные обозначения:  $R_0$  — радиус трубы шнека;  $R_{max}$  — внешний радиус шнека по ребордам;  $Q, M_{кр}$  — осевая нагрузка и крутящий момент в верхней части буровой колонны соответственно;  $M_{зб}$  — крутящий момент на буровом инструменте в забое скважины;  $G_1$  — вес буровой колонны;  $G_2$  — вес грунта на ребордах;  $\Psi$  — угол наклона реборд к плоскости, перпендикулярной оси шнека;  $\omega$  — угловая скорость вращения буровой колонны;  $V$  — осевое перемещение буровой колонны;  $F$  — сила реактивного сопротивления грунта в забое скважины;  $F_{nc}$  — центробежная сила;  $F_c$  — сила трения частиц грунта о стенки скважины

othed Particle Hydrodynamics method — SPH method) и бес-сеточный метод, основанный на методе Галеркина (Element Free Galerkin method). Их эффективность для решения рассматриваемой задачи объясняется тем, что они являются бес-сеточными и основываются на локальной аппроксимации перемещений узлов или частиц, а значит, не являются чувствительными к большим искажениям сетки. Метод Галеркина применен в работах [12, 13].

Особенности процессов деформирования и разрушения грунтов, важность учета влияния на поведение грунтов многочисленных факторов обуславливают необходимость использования процедуры решения различных задач в области геотехники из нескольких этапов: испытаний грунта [1]; идентификации параметров определяющего соотношения (модели грунта) [3, 7]; решения тестовых задач [6, 8, 9, 14]; проведения и моделирования полунатурных испытаний [11]. Содержание и объем каждого этапа определяются целями математического моделирования или расчета. Сама процедура может быть итерационной.

Такая процедура была применена при исследовании процесса деформации массивов грунта при погружении в них шнека или зонда (рис. 1).

Основными измеряемыми параметрами при статическом зондировании являются (см. рис. 1): удельное сопротивление грунта под наконечником зонда (лобовое сопротивление)  $q_c$ ; удельное сопротивление грунта по боковой поверхности (силы трения)  $f_s$ ; поровое давление  $u$  (в зависимости от типа зонда поровое давление измеряется в одной из позиций зонда —  $u_1, u_2, u_3$ ).

Основными измеряемыми параметрами при буровом зондировании являются (см. рис. 1): крутящий момент  $M_{кр}$ , осевая нагрузка  $Q$ ; вес буровой колонны с грунтом на ребордах шнеков ( $G_1 + G_2$ ); угловая скорость вращения буровой колонны  $\omega$ ; осевое перемещение  $V$ . Сила реактивного сопротивления  $F$  определяется из условия равновесия действующих сил относительно вертикальной оси. Удельное давление определяется как частное от деления силы  $F$  на площадь поперечного сечения долота (для упрощения схемы на рис. 1, б долото на ней не изображено).

Численное моделирование процесса погружения шнека в многослойный массив грунта, выполненное ранее [4], показало следующее:

- радиус зоны активной деформации грунта вокруг скважины не превышает 1,0–1,5 диаметра долота;
- лобовое сопротивление, крутящий момент, механическая мощность и линейная скорость погружения шнека зависят от модуля упругости грунта (эти параметры также зависят от прочности грунта, но в работе [4] влияние прочности не рассматривалось);
- интенсивность деформаций сдвига растет с увеличением модуля упругости грунта.

Цели рассматриваемых в настоящей статье исследований заключались в определении основных характеристик напряженно-деформированного состояния массива грунта в процессе статического и бурового зондирования и в их сравнении.

## Постановка задачи

Как и в предыдущей работе [4], задача о погружении зонда в грунт была решена с использованием программных систем конечноэлементного анализа ANSYS и LS-DYNA.

LS-DYNA — многоцелевой конечноэлементный комплекс, предназначенный для анализа высоконелинейных и быстротекущих процессов при решении задач механики твердого и жидкого тела. Этот комплекс предлагает большую базу материалов, уравнений состояний, контактное связывание лагранжевой и эйлеровой областей и другие вспомогательные функции (карты) для моделирования задач пенетрации. Основная сложность рассматриваемой задачи, заключалась именно в постановке, нахождении нужных карт и нужных настроек/величин для этих карт, а также в описании поведения зоны контакта лагранжевой и эйлеровой областей.

В модуле LS-DYNA Export программного комплекса ANSYS была подготовлена геометрия расчетной области, создана конечноэлементная сетка, заданы начальные условия и произведено сохранение k-файла. Далее шла работа по редактированию k-файла, были добавлены необходимые модели материала, присвоены основные формулировки, подобраны настройки карты взаимодействия областей.

Модель зонда (рис. 2) представляет собой цилиндрическую оболочку диаметром 30 мм и длиной 450 мм, торец которой жестко соединен с твердотельным конусообразным наконечником с углом при вершине  $60^\circ$ . Длина массива грунта — 720 мм, высота — 480 мм, ширина — 155 мм. Расчетная область грунта по пространству — параллелепипед. В процессе моделирования статического зондирования использовалась та же модель грунта, что и в предыдущей работе [4], с модулями упругости 5, 10, 15, 20 и 30 МПа.

В работе [4] моделировался процесс непосредственного вкручивания шнека в грунт, когда он был уже полностью погружен в массив при бурении, и в ней не рассматривалось начальное внедрение шнека из-за длительности вычислительного процесса. Но в моделировании этой первой стадии тоже есть необходимость. Поэтому было принято решение установить зонд над расчетной областью грунта. На рисунке 2 показаны общий вид расчетной области и сетка конечных элементов.

Из вышесказанного следует, что для исследования процесса зондирования в данной задаче необходимо задать в расчете дополнительные вдавливающие усилия или постоянную скорость. Приведем начальные условия:

- постоянная осевая скорость 1 м/с, приложенная ко всей модели зонда и направленная в сторону погружения (расчеты со стандартной скоростью погружения 2 см/с выполнить не удалось из-за большого времени счета);
- сила тяжести, направленная в сторону погружения;
- коэффициент трения грунта по стали 0,25.

Расчет многослойного массива грунта был разбит на пять составляющих, каждая из которых соответствовала определенному модулю упругости (5, 10, 15, 20 и 30 МПа). Расчет каждой из них проводился отдельно как для массива

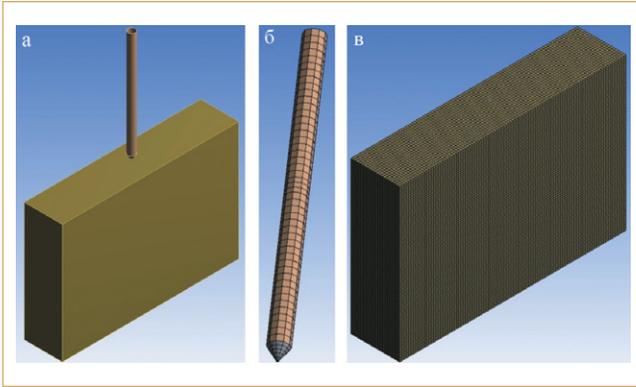


Рис. 2. Общий вид расчетной области (а), сеток конечных элементов зонда (б) и массива грунта (в)

высотой 480 мм с соответствующим модулем упругости. Параметры модели грунта GEOLOGIC\_CAP\_MODEL в LS-DYNA были приняты такими же, как и в работе [4].

На рисунках 2, б, в показаны конечноэлементные сетки зонда и массива грунта. Характерная форма элемента — гексаэдр. Сетка состоит из 200 500 элементов.

Контактное взаимодействие лагранжевой (зонд) и эйлеровой (массив грунта) областей рассматривалось с помощью карты \*CONSTRAINED\_LAGRANGE\_IN\_SOLID, описывающей механизм сцепления для моделирования «взаимодействия рабочей среды с конструкцией» (Fluid-Structure Interaction — FSI) путем привязки лагранжевой (подчиненной) сетки оболочечных и объемных элементов к материальным точкам эйлеровой (главной) сетки. Для

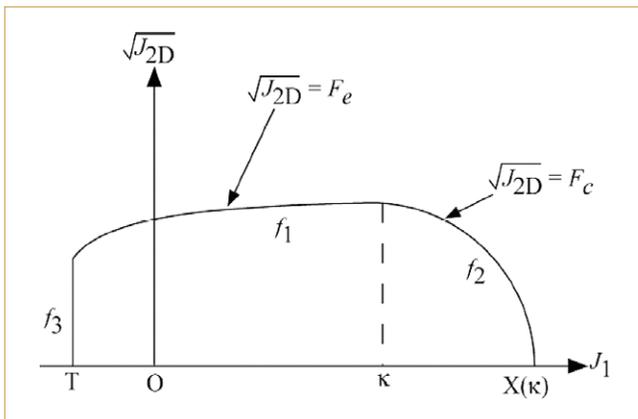


Рис. 3. Поверхность текучести двухинвариантной модели в пространстве инвариантов « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ ». Буквенные обозначения:  $J_1$  — первый инвариант, след тензора напряжений;  $J_{2D}$  — второй инвариант девиатора тензора напряжений;  $f_1$  — огибающая поверхности сдвига;  $f_2$  — огибающая поверхности упрочнения при объемном сжатии;  $f_3$  — огибающая поверхности растяжения;  $k$  — параметр упрочнения;  $X(k)$  — точка пересечения кривой « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ » с осью  $J_1$ ;  $T$  — входной параметр материала, который определяет максимальное гидростатическое растяжение, выдерживаемое им;  $F_e$  — поверхность сдвига;  $F_c$  — поверхность упрочнения при объемном сжатии

обеспечения большей точности результатов тип связывания (CTYPE) был выбран со штрафным ограничением для оболочечных и объемных элементов. В качестве направления связывания (DIREC) была выбрана опция «во всех направлениях» — тем самым учитывался момент возможного налипания грунта на боковую поверхность зонда. Также для учета и отслеживания сил трения в опции FRIC был задан коэффициент трения 0,25.

Контакт между жестким (RIGID) телом и оболочечной частью задавался при помощи карты \*CONSTRAINED\_EXTRA\_NODES, а именно путем привязки узлов оболочечной части зонда к жесткому телу наконечника. Дополнительные узлы или набор узлов для жесткого тела могут находиться в любом месте, даже вне этого тела, но при этом считается, что они являются его частью.

### Модель грунта и ее параметры

Модель предназначена для описания невязкого поведения геологического материала, которую можно использовать для решения задач геомеханики или таких материалов, как бетон. Этот материал типа материала 25 в программе LS-DYNA задается ключевыми словами \*MAT\_GEOLOGIC\_CAP\_MODEL.

Параметры модели представлены в табл. 1, 2. В таблице 2 приведены значения модулей объемного сжатия и сдвига в зависимости от модуля упругости. В расчетах с различными модулями упругости грунта приняты одни и те же дополнительные параметры из табл. 1.

Приведем краткое описание данной модели и ее параметры.

Уравнения модели записываются через инварианты тензора напряжений. Квадратный корень из второго инварианта девиатора тензора напряжений  $\sqrt{J_{2D}}$  определяется по компонентам девиатора тензора напряжений  $s_{ij}$  и  $s_{ij}$  (где целочисленные нижние индексы  $i, j$  изменяются от 1 до 3):

$$\sqrt{J_{2D}} = \sqrt{\frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad (1)$$

Величина  $\sqrt{J_{2D}}$  является скалярной мерой дисторсионного или сдвигового напряжения.

Первый инвариант  $J_1$  — это след тензора напряжений.

Модель состоит из трех поверхностей в пространстве инвариантов « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ », как показано на рис. 4.

Во-первых, имеется поверхность сдвига  $F_e(J_1)$ , огибающая которой  $f_1$  (см. рис. 3) описывается формулой:

$$f_1 = \sqrt{J_{2D}} - \min(F_e(J_1), T_{mises}) \quad (2)$$

где

$$F_e(J_1) = \alpha - \gamma \exp(-\beta J_1) - \theta J_1 \quad (3)$$

$$T_{mises} = |X(k) - L(k)| \quad (4)$$

где  $\kappa$  — параметр упрочнения;  $X(\kappa)$  — точка пересечения кривой « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ » с осью  $J_1$  (см. рис. 3);  $\alpha, \gamma, \beta, \theta$  — коэффициенты, которые зависят от конкретного материала и определяются на основе экспериментальных данных (с помощью выравнивания кривой в соответствии с данными по разрушению, полученными в серии испытаний на все-

стороннее сжатие);  $L(\kappa)$  — текущее значение первого девиатора напряжений.

Огибающая  $f_1$  фиксирована в пространстве « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ » и, следовательно, не описывает упрочнение, если отсутствует кинематическое упрочнение.

Огибающая поверхности объемного сжатия  $f_2$  (см. рис. 3) определяется формулой:

$$f_2 = \sqrt{J_{2D}} - F_c(J_1, \kappa), \quad (5)$$

где поверхность упрочнения при объемном сжатии:

$$F_c(J_1, \kappa) = \frac{1}{R} \sqrt{[X(\kappa) - L(\kappa)]^2 - [J_1 - L(\kappa)]^2}; \quad (6)$$

точка пересечения огибающей  $f_2$  с осью  $J_1$ :

$$X(\kappa) = \kappa + RF_e(\kappa); \quad (7)$$

текущее значение первого девиатора напряжений:

$$L(\kappa) = \begin{cases} \kappa, & \text{если } \kappa > 0 \\ 0, & \text{если } \kappa \leq 0 \end{cases}; \quad (8)$$

$R$  — отношение масштабов по осям кривой разрушения (отношение длины большой оси к длине малой оси в четверти эллипса, определяющего купольную часть поверхности).

Параметр упрочнения  $\kappa$  связан с изменением объемной деформации  $\epsilon_v^p$  по формуле закона упрочнения:

$$\epsilon_v^p = W \{1 - \exp[-D(X(\kappa) - X_0)]\}, \quad (9)$$

где  $W$  — коэффициент закона упрочнения, определяющий долю пустот в несжатом образце;  $D$  — экспонента кривой упрочнения, определяющая наклон начальной кривой нагружения при гидростатическом сжатии;  $X_0$  — экспонента закона объемного упрочнения (параметры  $W, D$  и  $X_0$  зависят от материала и определяются на основе экспериментальных данных по закону упрочнения конкретного грунта).

Таблица 1

Параметры модели грунта GEOLOGIC_CAP_MODEL в программе LS-DYNA		
Обозначение параметра	Наименование	Величина
BULK	Начальный модуль объемного сжатия, кПа	5 555,6
G	Начальный модуль сдвига, кПа	1 851,9
ALPHA	Параметр кривой разрушения $\alpha$	13
THETA	Линейный коэффициент кривой разрушения $\theta$	0,344
GAMMA	Экспоненциальный коэффициент кривой разрушения $\gamma$	0
BETA	Экспонента кривой разрушения $\beta$	0
R	Отношение масштабов по осям кривой разрушения	2,3
D	Экспонента кривой упрочнения	0,00178
W	Коэффициент закона упрочнения	0,49
X <sub>0</sub>	Экспонента закона объемного упрочнения	46,5
?	Коэффициент кинематического упрочнения	0
N	Параметр кинематического упрочнения	0
PLOT	Для выдачи на график с помощью пакета TAURUS запоминается соответствующий номер для переменной (на графике она будет помечена как «эффективная пластическая деформация»): 1 — параметр упрочнения $\kappa$ ; 2 — точка $X(\kappa)$ пересечения кривой с осью $J_1$ ; 3 — объемная пластическая деформация $\epsilon_v^p$ ; 4 — первый инвариант $J_1$ (след тензора напряжений); 5 — квадратный корень из второго инварианта девиатора тензора напряжений $\sqrt{J_{2D}}$ ; 6 — не используется; 7 — не используется; 8 — номер формы отклика; 9 — число итераций	1
FTYPE	Тип материала: 1 — грунт или бетон (предельная поверхность может сжиматься); 2 — горная порода (предельная поверхность не сжимается)	1
VEC	Признак векторизации: 0 — векторное решение (фиксированное число итераций); 1 — полностью итерационное решение	0
TOFF	Предельная величина растяжения TOFF < 0 (значение является положительным при сжатии), кПа	0

Таблица 2

Начальные объемный модуль (BULK) и модуль сдвига (G)				
№	Модуль упругости, МПа	BULK, кПа	G, кПа	Коэффициент Пуассона
1	5	5 555,6	1 851,90	0,35
2	10	11 111,1	3 703,70	0,35
3	15	16 666,7	5 555,60	0,35
4	20	22 222,2	7 407,41	0,35
5	30	33 333,3	11 111,10	0,35

Геометрически параметр  $k$  интерпретируется как координата  $J_1$  пересечения «купольной» части огибающей поверхности объемного сжатия  $f_2$  с поверхностью сдвига.

И, наконец, имеется поверхность  $f_3$ , соответствующая предельным значениям напряжений при растяжении (см. рис. 3):

$$f_3 = T - J_1, \quad (10)$$

где  $T$  — параметр материала, определяемый по результатам испытаний при гидростатическом растяжении.

Таким образом, упругая область в пространстве « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ », представленная на рис. 3, ограничена сверху огибающей поверхности сдвига, слева — поверхностью, соответствующей предельным значениям по растяжению, и справа — огибающей поверхности упрочнения при объемной сжатии.

Аддитивное разложение деформации  $\varepsilon$  на упругую ( $\varepsilon^e$ ) и пластическую ( $\varepsilon^p$ ) составляющие имеет вид:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (11)$$

Напряжение  $\sigma$  определяется по упругой деформации с помощью закона Гука:

$$\sigma = C(\varepsilon - \varepsilon^p), \quad (12)$$

где  $C$  — тензор упругого состояния.

Условие текучести может быть записано следующим образом:

$$f_1(s) \leq 0; f_2(s, \kappa) \leq 0; f_3(s) \leq 0, \quad (13)$$

где  $s$  — девиатор тензора напряжений.

При этом по условию градиентности требуется следующее:

$$\dot{\lambda}_k f_k = 0, \quad \dot{\lambda}_k \geq 0, \quad (14)$$

где  $k$  — условный номер поверхности или ее огибающей ( $k = 1; 2; 3$ );  $f_k$  —  $f_1, f_2$  или  $f_3$ ; — произвольный неотрицательный множитель для  $f_1, f_2$  или  $f_3$ .

Если  $f_k < 0$ , то  $\dot{\lambda}_k = 0$  и процесс является упругим. Если  $f_k > 0$ , то соответствующая поверхность является активной и  $\dot{\lambda}_k$  находится из условия  $f_k = 0$ .

Предполагается соответствующее пластическое течение, поэтому в соответствии с правилом течения Койтера скорость пластической деформации  $\dot{\varepsilon}^p$  записывается в виде суммы вкладов от всех активных поверхностей:

$$\dot{\varepsilon}^p = \sum_{k=1}^3 \left( \dot{\lambda}_k \frac{\partial f_k}{\partial s} \right). \quad (15)$$

Одно из основных преимуществ данной модели по сравнению с классическими моделями зависимости пла-

стических свойств от давления — возможность контролировать величину дилатансии при сдвиговом нагружении. Последняя является результатом того, что поверхность сдвига имеет положительный наклон в пространстве « $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ », и поэтому предположение о пластическом течении в направлении нормали к поверхности сдвига дает вектор скорости пластической деформации, у которого есть компонента в направлении объемной (гидростатической) деформации. В моделях типа Друкера — Прагера и Мора — Кулона эта дилатансия имеет место в течение всего времени приложения сдвигающих нагрузок, и во многих случаях это приводит к ее гораздо большей величине, чем та, которая наблюдается в экспериментах.

В рассматриваемой модели, если активизирована поверхность сдвига, дилатансия учитывается так же, как в моделях Друкера — Прагера и Мора — Кулона. Однако в соответствии с законом упрочнения купольная часть поверхности может сжиматься до тех пор, пока не произойдет пересечение купола с огибающей поверхности сдвига. Локальная нормаль к поверхности сдвига теперь вертикальна, и, следовательно, условие нормальности гарантирует, что не происходит дальнейшего увеличения объемной пластической деформации (дилатансии). С помощью корректировки параметров, которые определяют скорость сжатия купольной части поверхности, можно внести экспериментальные данные по дилатансии в модель и получить определяющее соотношение, которое лучше описывает моделируемые физические процессы.

Другим преимуществом данной модели по сравнению с моделями Друкера — Прагера и Мора — Кулона (в которых все чисто объемные изменения являются упругими) является возможность моделирования пластического упрочнения материала. Объемные изменения в ней являются упругими до тех пор, пока точка напряжения не попадет на купольную часть поверхности. Таким образом, величина объемной пластической деформации (уплотнения) определяется законом упрочнения. Итак, кроме учета величины дилатансии введение купольной части поверхности добавляет в модель еще одну экспериментальную характеристику геологического материала.

### Решение уравнений движения

Расчет производился при помощи трехмерного высоконелинейного решателя LS-DYNA. Для описания поведения конусного наконечника зонда использовалась карта \*MAT\_RIGID, для боковой поверхности зонда — \*MAT\_ELASTIC. Зонд рассчитывался в переменных Лагранжа, грунт и приземный слой воздуха — в переменных Эйлера (с использованием формулировки 5). Для грунта применялась модель GEOLOGIC\_CAP\_MODEL, свойства которой рассмотрены выше. Решение было проведено на компьютере с 12-ядерным процессором Intel Xeon CPU E5-2630 (2,3 ГГц, оперативное запоминающее устройство 32 Гб, жесткий диск 10 Тб).

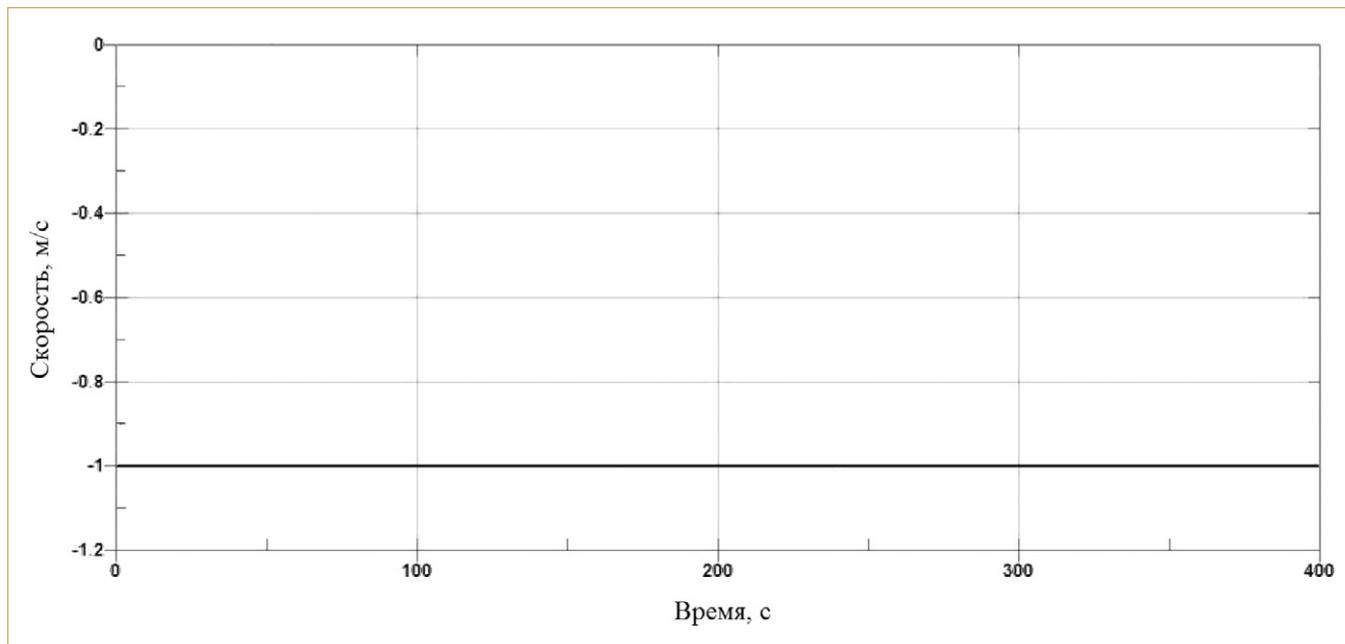


Рис. 4. График, показывающий постоянство осевой скорости погружения зонда

### Результаты расчетов

За счет заданной постоянной осевой скорости зонд непрерывно погружается в массив грунта. На рисунке 4 показано постоянство скорости в течение всего времени расчета (ее отрицательная величина объясняется противоположными направлениями вектора скорости и оси).

Изменения лобового сопротивления (далее — давления) были определены в элементах, находящихся на пути погружения зонда. Типичные зависимости этого параметра от времени показаны на рис. 5. Его пиковая величина в элементе является искомым значением давления для данного элемента (на конкретной глубине). Подобные

графики были получены для грунтов с разными модулями упругости.

На рисунке 6 показаны полученные зависимости «давление — глубина». Как видно из рисунка, лобовое сопротивление зависит от «жесткости» грунта и возрастает с ростом модуля упругости. Во всех рассмотренных случаях после определенной глубины погружения зонда оно становится постоянным и уже практически не зависит от глубины внедрения.

Для дальнейшего описания процесса погружения зонда рассматривался элемент боковой поверхности (оболочки) зонда, выделенный на рис. 7 светлыми линиями. Как

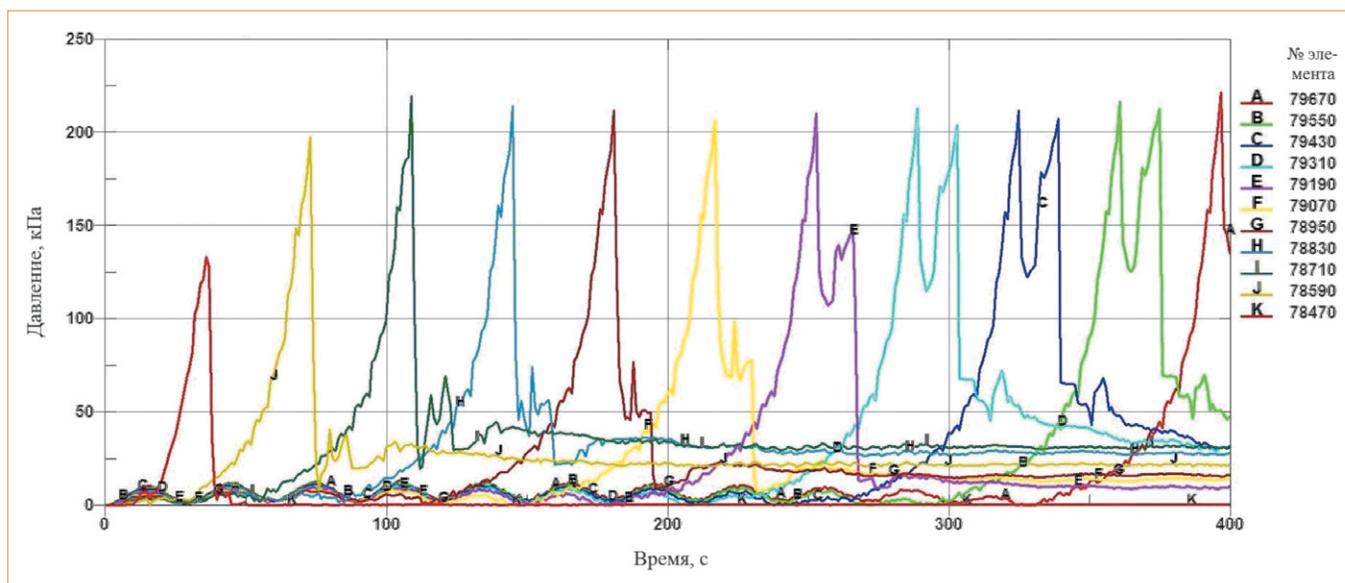


Рис. 5. Изменения давления (лобового сопротивления) при прохождении зонда через элементы массива грунта с модулем упругости 5 МПа

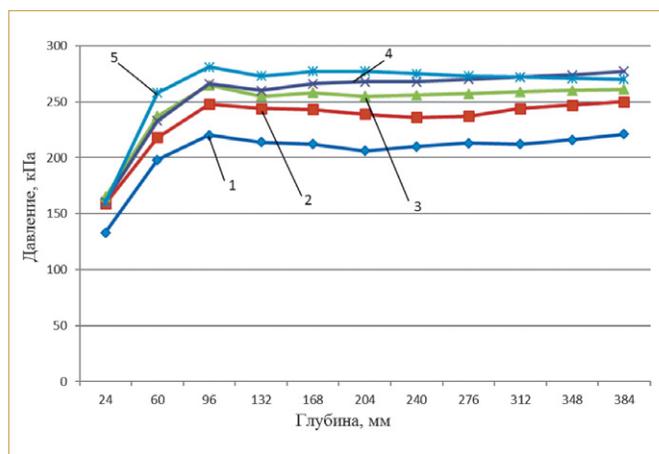


Рис. 6. Графики пиковых значений давления (лобового сопротивления) при прохождении зонда через элементы массива грунта с модулями упругости 5, 10, 15, 20, 30 МПа (кривые 1, 2, 3, 4, 5 соответственно)

уже было сказано выше, контакт между оболочечной частью зонда и его конусным наконечником задавался картой \*CONSTRAINED\_EXTRA\_NODES, поскольку для указанного элемента предполагалось определить силы трения по боковой поверхности, препятствующие погружению. Для этого необходимо было убрать влияние соседних элементов. Поэтому при помощи той же карты \*CONSTRAINED\_EXTRA\_NODES были прикреплены к жесткому телу все узлы, находящиеся выше и ниже рассматриваемого элемента (номера видимых на показанной стороне зонда узлов также отмечены на рис. 7). Чтобы окончательно убрать с элемента дополнительное внешнее влияние на него, всей оболочечной части зонда была задана начальная скорость при помощи карты \*INITIAL\_VELOCITY\_GENERATION. Тем самым были сняты растягивающие усилия, действующие на элемент в начале расчета.

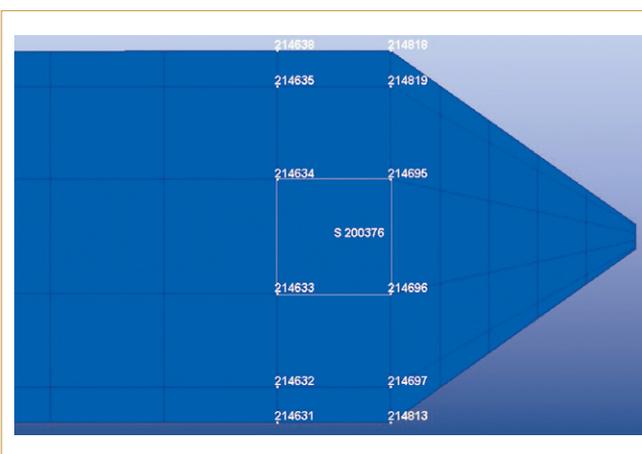


Рис. 7. Расположение рассматриваемого элемента (обведенного светлыми линиями) и видимых узлов (с указанием их номеров), участвующих в карте \*CONSTRAINED\_EXTRA\_NODES

На рисунке 8 показана типичная зависимость, отражающая изменения касательных напряжений в элементе, на основе которых были определены силы трения по боковой поверхности зонда.

Расчеты для массива с различными модулями деформации показывают, что касательное напряжение в элементе уменьшается с увеличением модуля. Возможно, это связано с тем, что грунт с меньшим модулем упругости более подвержен деформации, за счет чего часть грунта в зоне стенок скважины выдавливается вверх и в стороны. Это подтверждается опытами, результаты которых приведены в работе А.В. Мельникова и Г.Г. Болдырева [8], где речь шла о качественной стороне характера деформации грунта.

На рисунке 9 показаны изменения давления, оказываемого на элемент боковой поверхности со стороны грунта с модулем упругости 5 МПа в течение времени проведения

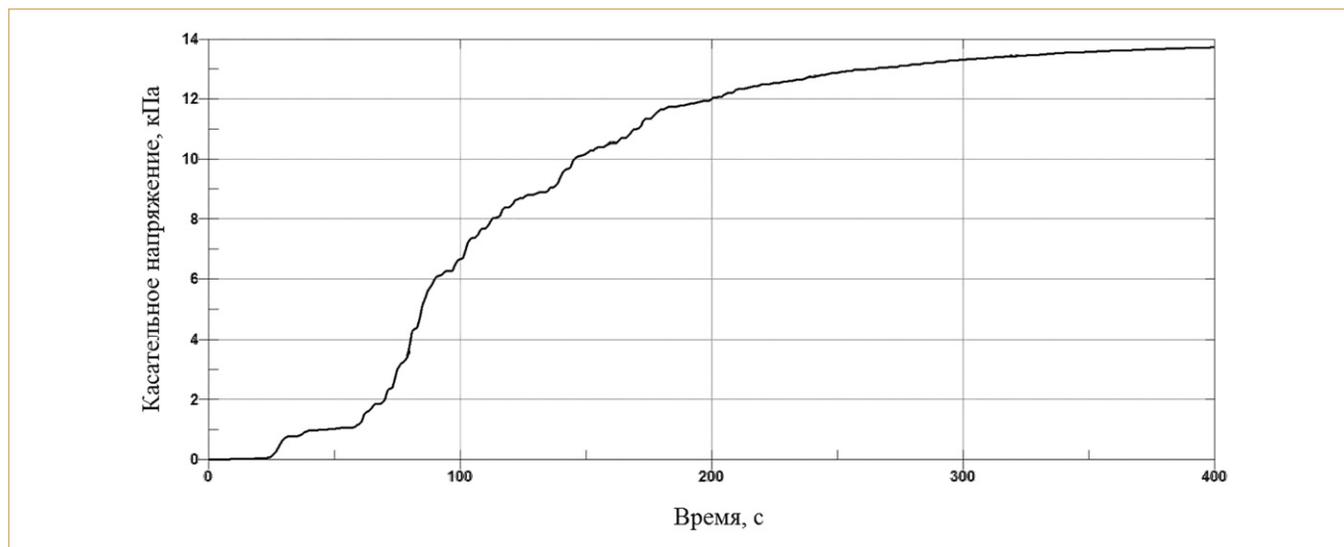


Рис. 8. Изменения касательных напряжений в элементе № 200376 при погружении в грунт с модулем упругости 5 МПа

расчета. Наличие общего минимума на данном графике, скорее всего, обусловлено расширением грунта при определенной степени развития деформаций сдвига.

Подобные зависимости были получены и при других значениях модуля упругости. По мере его увеличения давление уменьшается. По всей видимости, это обусловлено меньшей податливостью стенок скважины с ростом модуля деформации.

Зная величины касательного и нормального напряжений, а также площадь действия нагрузки, несложно определить силы трения. Типичный график изменений сопротивления по боковой поверхности зонда приведен на рис. 10.

Для более подробного описания поведения массива грунта при статическом зондировании на рис. 11, 12 приведены поля деформаций сдвига и распределения давления при начальном внедрении зонда. Как видно из рис. 11, деформации сдвига максимальны на наклонных гранях зонда, а не под его острием, как и в опытах, рассмотренных в работе [8].

На рисунках 13–15 приведены распределения плотности в массиве грунта на различной глубине погружения. Изменения плотности являются следствием деформаций сдвига и объема. Грунт под конусом зонда сжимается, а в области, примыкающей к наклонным граням наконечника, он расширяется по направлениям в стороны и вверх.

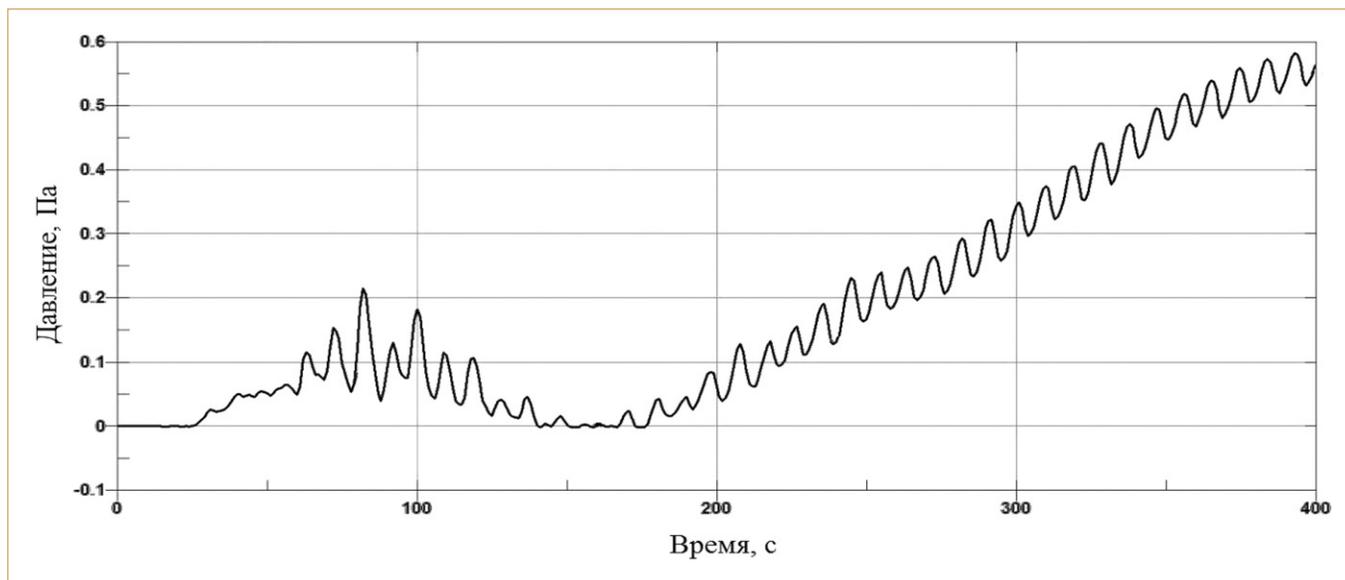


Рис. 9. Изменения давления, оказываемого на элемент боковой поверхности зонда № 200376 со стороны грунта

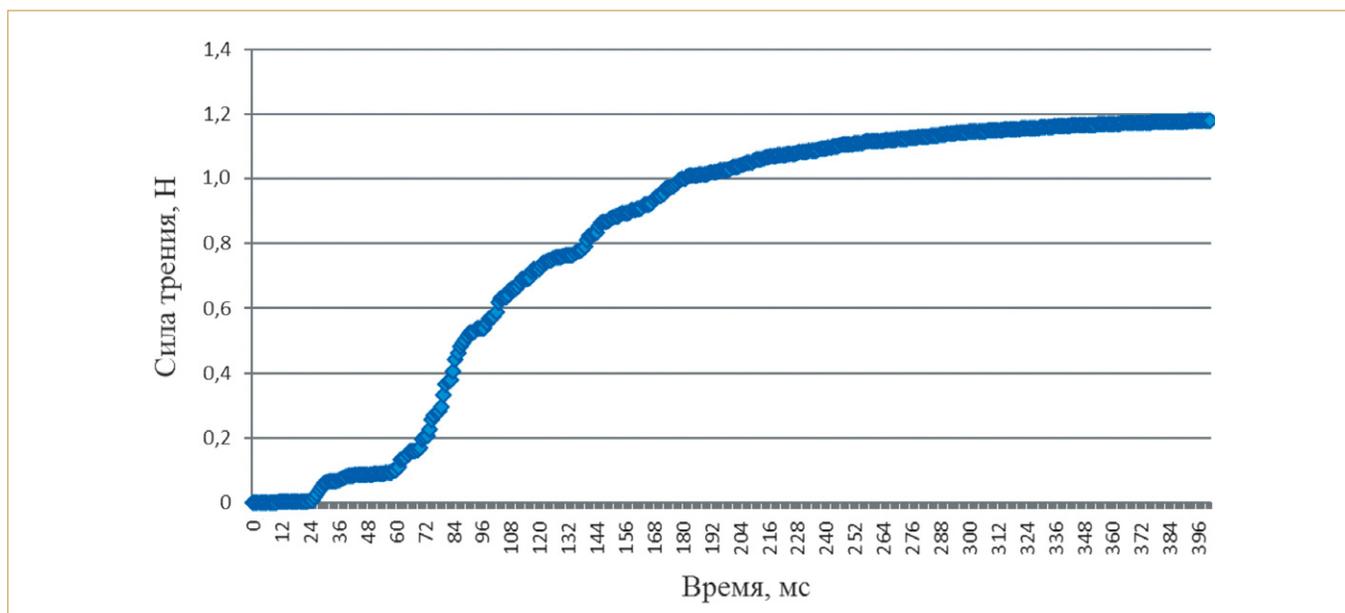


Рис. 10. Изменения силы трения (сопротивления) по боковой поверхности зонда при его погружении в грунт с модулем упругости 5 МПа

Несколько отличающийся механизм деформирования был выявлен по результатам опытов и решения в программе PLAXIS [8]. В работе [8] решение было получено в условиях плоской деформации с использованием модели «упрочняющегося» грунта (Hardening Soil model — HS model). На рисунке 16 показаны изолинии деформаций сдвига и объема, построенные по результатам измерения перемещений частиц песка методом цифровой обработки образов. По интенсивности этих деформаций можно выделить три области, которые разделены на рис. 16 прямыми АВ, CD, А'В', С'Д'

Различия в выявленных механизмах деформирования (см. рис. 15, а и 16) объясняются не только принятыми моделями грунта, но и видом напряженного состояния. Для условий плоской деформации (см. рис. 16) более характерно явление локализации деформаций в предельном и запредельном состояниях. Локализация деформаций в песчаном основании была выявлена также при решении задачи о жестком штампе [6, 11], что наглядно показывает рис. 17. Однако, как видно из рис. 15, а и 16, в случае трехмерной деформации не наблюдается явной локализа-

ции деформаций, что было отмечено также в работе [18]. По всей видимости, здесь сказывается влияние промежуточного главного напряжения ( $\sigma_2$ ) на прочность грунта. Следует отметить, что все опыты, подтверждающие резкую локализацию деформаций, были проведены в условиях плоской деформации методами фотограмметрии или цифровой обработки образов через прозрачную стенку лотка [5, 7, 8]. Измерить поля деформаций в условиях трехмерной деформации технически очень сложно. В последнее время делаются попытки использовать для этого рентгеновскую томографию [18, 20]. Путем этих трехмерных опытов была получена форма зоны деформации под конусом в виде луковичы, подобная той, которая показана на рис. 14, 15, а.

#### Сопоставление результатов моделирования статического зондирования и бурения шнеком

Для статического зондирования и бурения шнеком использовалась одна и та же модель грунта с полным совпадением всех физико-механических свойств. Ввиду схожести характера изменений искомых величин при модели-

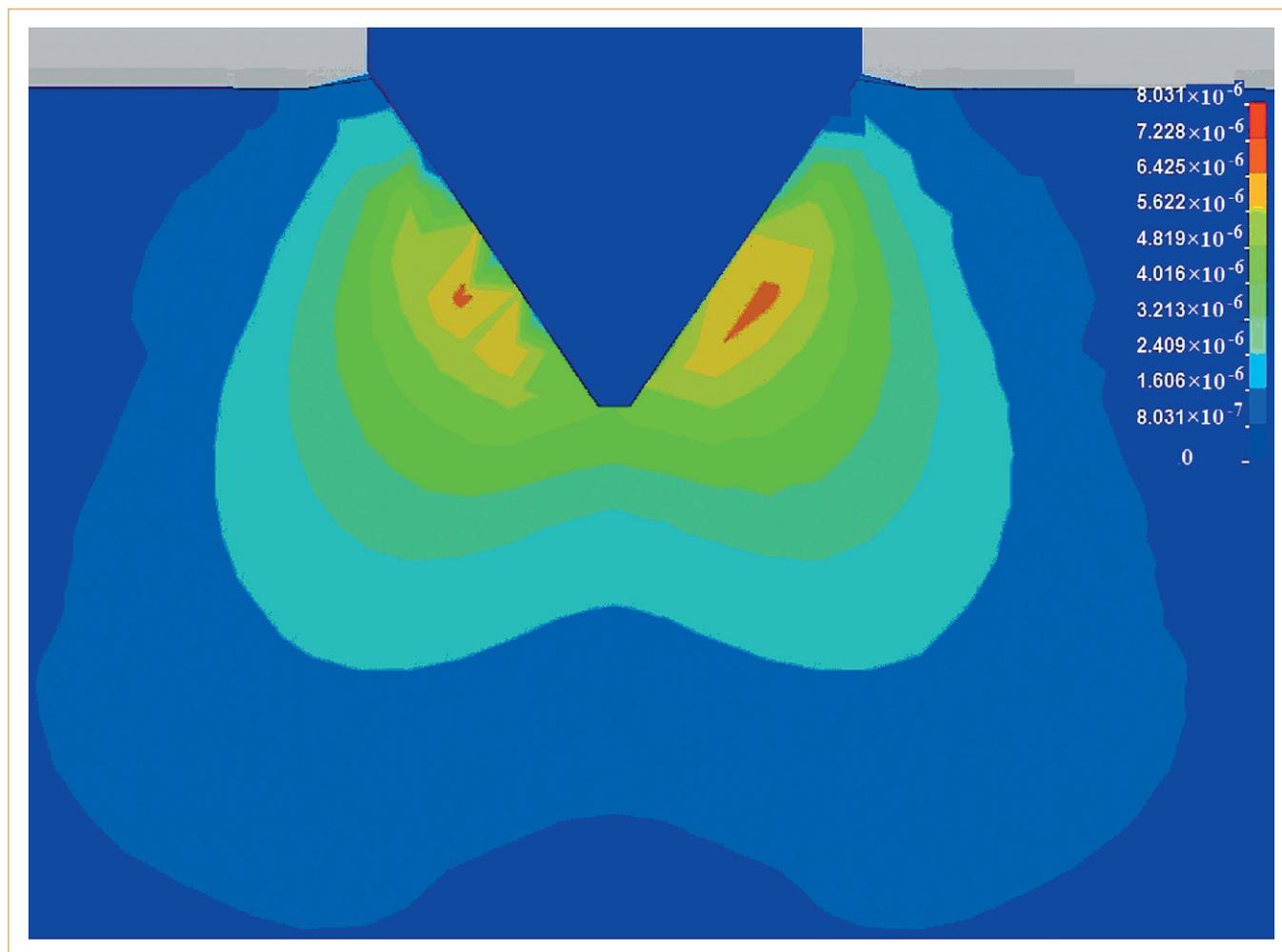


Рис. 11. Поле деформаций сдвига в массиве грунта с модулем упругости 5 МПа во время начального внедрения зонда. Цветовая шкала — относительная деформация сдвига, д. ед.

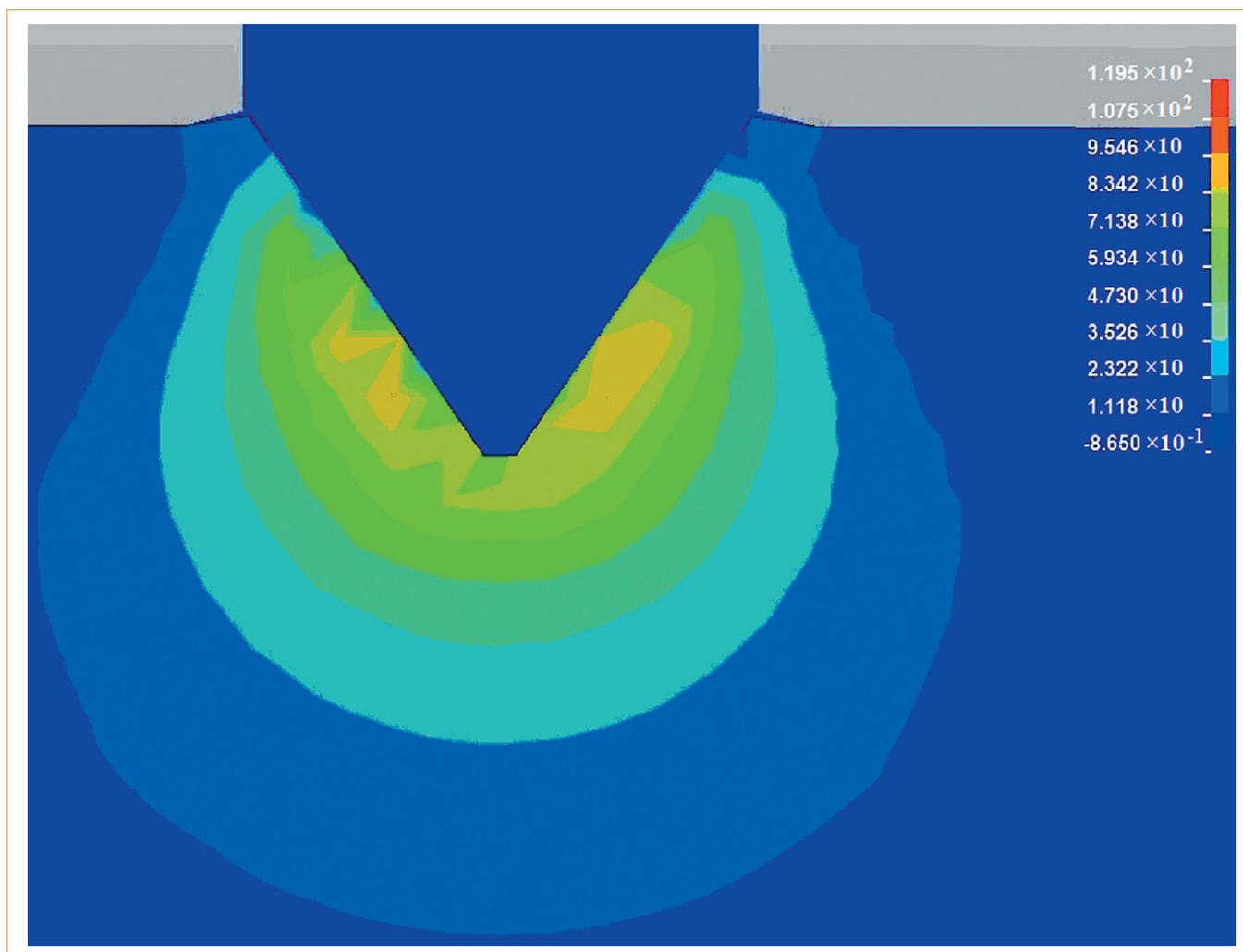


Рис. 12. Поле распределения нормальных напряжений в массиве грунта с модулем упругости 5 МПа на момент начального внедрения зонда. Цветовая шкала — нормальное напряжение, Па

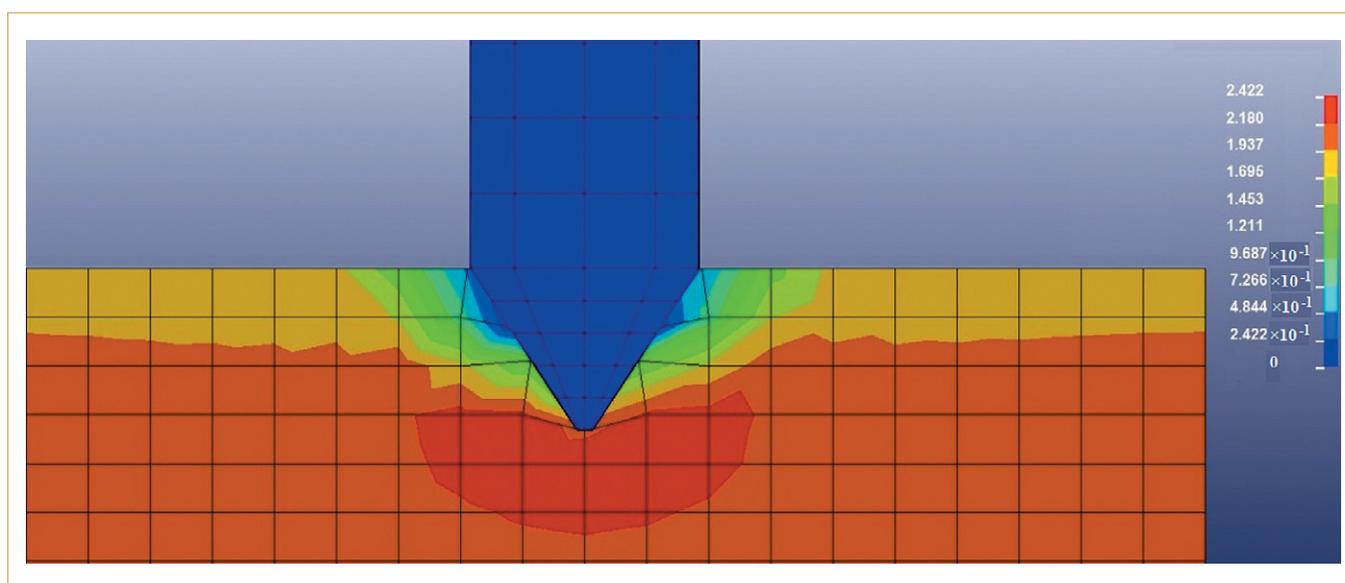


Рис. 13. Распределение плотности в массиве грунта с модулем упругости 5 МПа в момент начального внедрения зонда. Цветовая шкала — плотность, т/м<sup>3</sup>

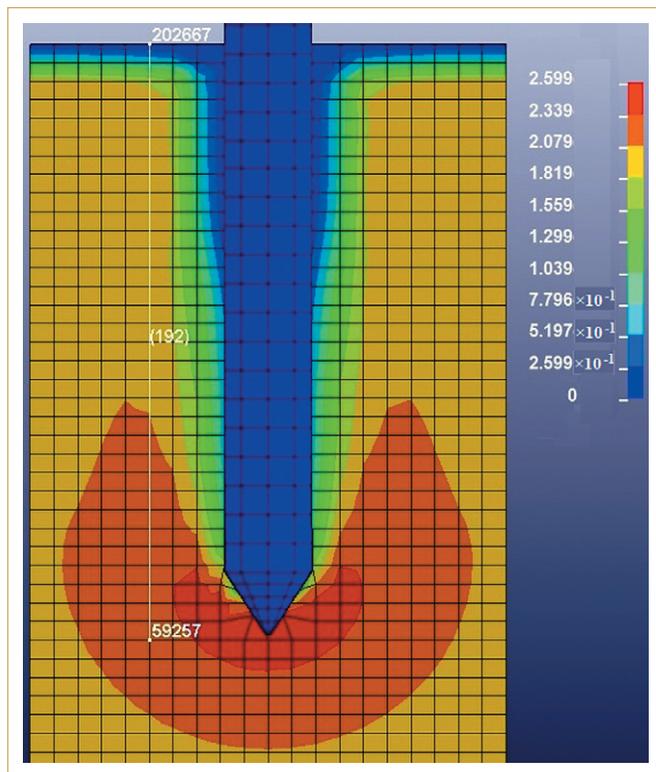


Рис. 14. Распределение плотности в массиве грунта с модулем упругости 5 МПа на глубине 192 мм. Цветовая шкала — плотность, т/м³

ровании с различной «жесткостью» грунта (разными модулями упругости) сопоставление полученных результатов было основано на модели с модулем упругости 5 МПа.

В таблице 3 представлены начальные условия процессов статического зондирования и бурения шнеком. Погружение шнека выполнялось при постоянной угловой скорости вращения, а зонда — при постоянной линейной скорости.

Как было показано в предыдущей публикации [4], одной из основных и показательных характеристик процесса бурения шнеком является стабилизация линейной скорости погружения (рис. 18) при постоянной угловой скорости вращения. Это явление позволяет высказать предположение, что вследствие постепенной стабилизации линейной скорости погружения шнека дальнейшие значения реактивного сопротивления (силы  $F$  на рис. 1, б) будут неизменны. Это подтверждается также характером зависимости «удельное давление — глубина», показанной на рис. 19, где удельное давление получено как частное от деления реактивной силы на площадь поперечного сечения долота. Колебания давления после стабилизации становятся несущественными, и его величина примерно равна 38,9 кПа (рис. 19). Шнек на момент окончания расчета находился на глубине 1 500 мм.

В процессе моделирования статического зондирования наблюдалась несколько иная ситуация: изначально была задана постоянная скорость погружения

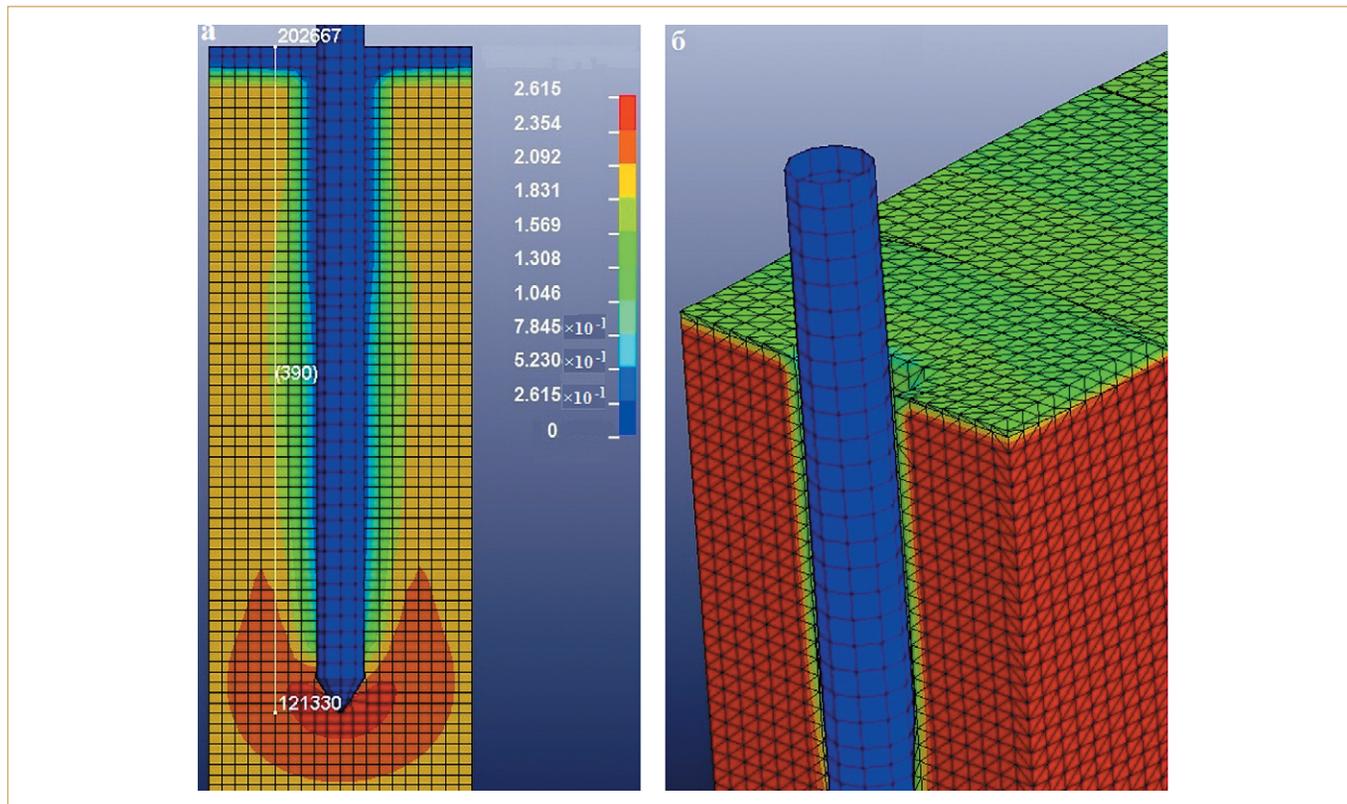


Рис. 15. Распределение плотности в массиве грунта с модулем упругости 5 МПа на момент окончания расчета для глубины внедрения зонда 390 мм (а) и деформация грунта вокруг зонда (б). Цветовая шкала — плотность, т/м³

(см. рис. 2), при этом лобовое сопротивление с увеличением глубины внедрения практически не возрастало (см. рис. 6), за исключением начального момента време-

ни. Однако из этого же рисунка видно, что лобовое сопротивление зависит от модуля упругости грунта, увеличиваясь с его ростом.

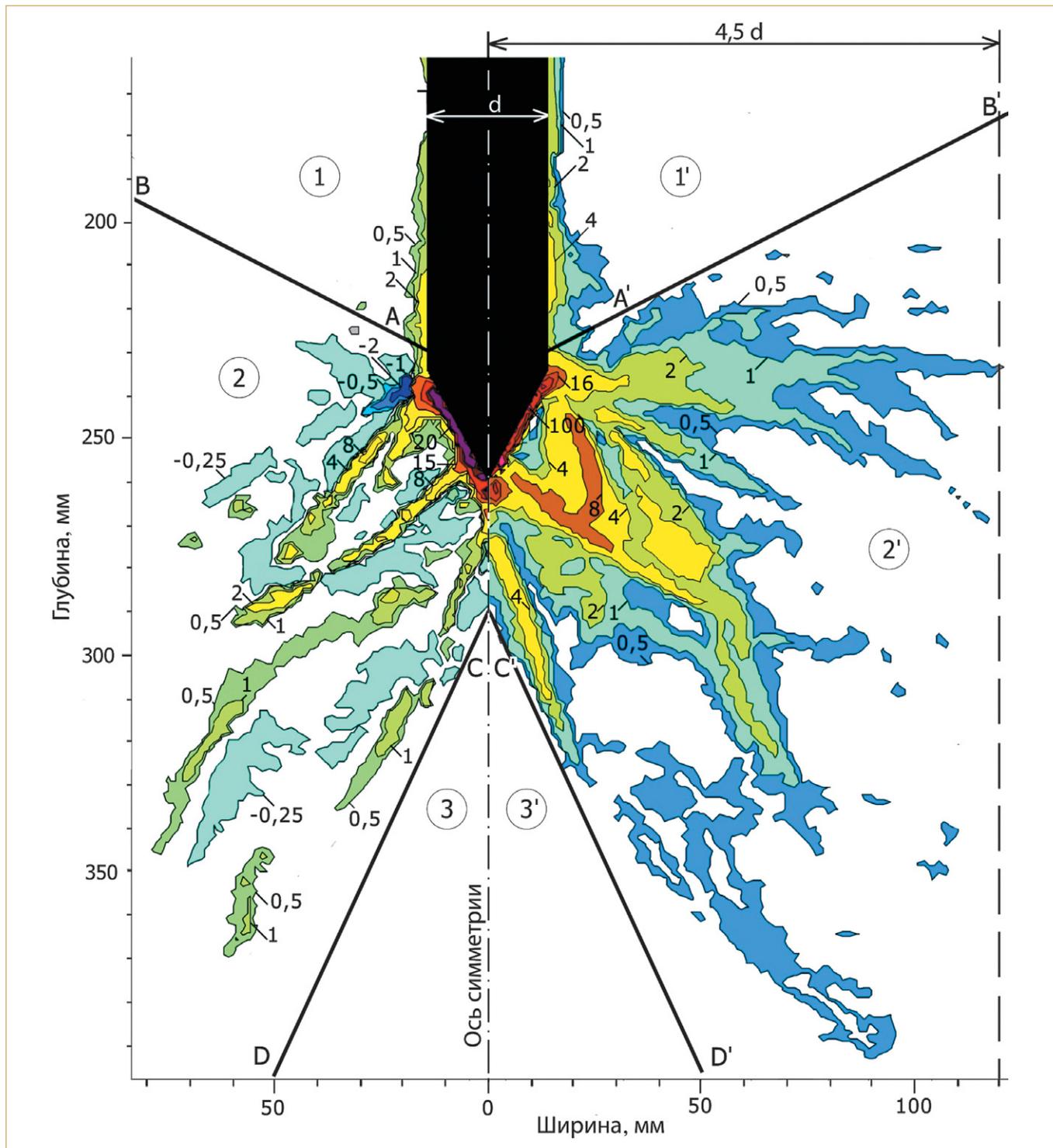


Рис. 16. Зоны деформаций сдвига и объема в песчаном грунте с правой и с левой стороны от оси симметрии соответственно [8]. Условные обозначения: «+» — сжатие; «-» — расширение; 1 — зона стабилизировавшихся деформаций; 2 — зона активных деформаций; 3 — зона отсутствия деформаций (в пределах точности измерений);  $d$  — диаметр оболочки зонда и основания конусного наконечника; AB, CD, A'B', C'D' — прямые, разделяющие зоны с разной интенсивностью деформаций; цифры 1, 2, 3 в кружках — номера зон с разной интенсивностью деформаций. Величины деформаций указаны на изолиниях в процентах

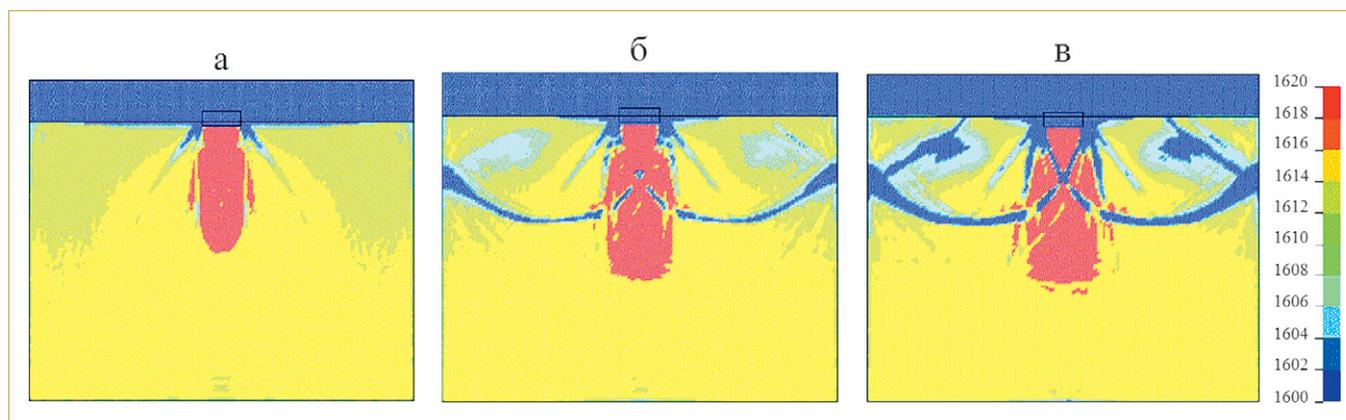


Рис. 17. Распределение плотности в массиве песчаного основания при разных осадках штампа [6, 11]. Цветовая шкала — плотность, кг/м<sup>3</sup>

Таблица 3

Начальные условия процессов бурения шнеком и статического зондирования		
Параметр	Бурение шнеком	Статическое зондирование
Линейная (вертикальная) скорость, м/с	-	1
Угловая скорость вращения, рад/с	31	-
Сила тяжести	направлена в сторону погружения*	
Коэффициент трения на контакте «грунт — сталь»	0,25	
Количество конечных элементов в сетке	177 922	200 500

\* Сила тяжести используется для определения веса грунта и в данном случае направлена вниз — в сторону погружения.

Таблица 4

Параметры бурового и статического зондирования, полученные при моделировании		
Параметр	Буровое зондирование	Статическое зондирование
Рассматриваемая глубина погружения, мм	1 500	
Удельное давление, кПа	38,9	-
Лобовое сопротивление, кПа		303,5
Характер изменений удельного давления с глубиной	остается постоянным после стабилизации линейной скорости погружения	
Характер изменений лобового сопротивления с глубиной	-	увеличивается по линейному закону

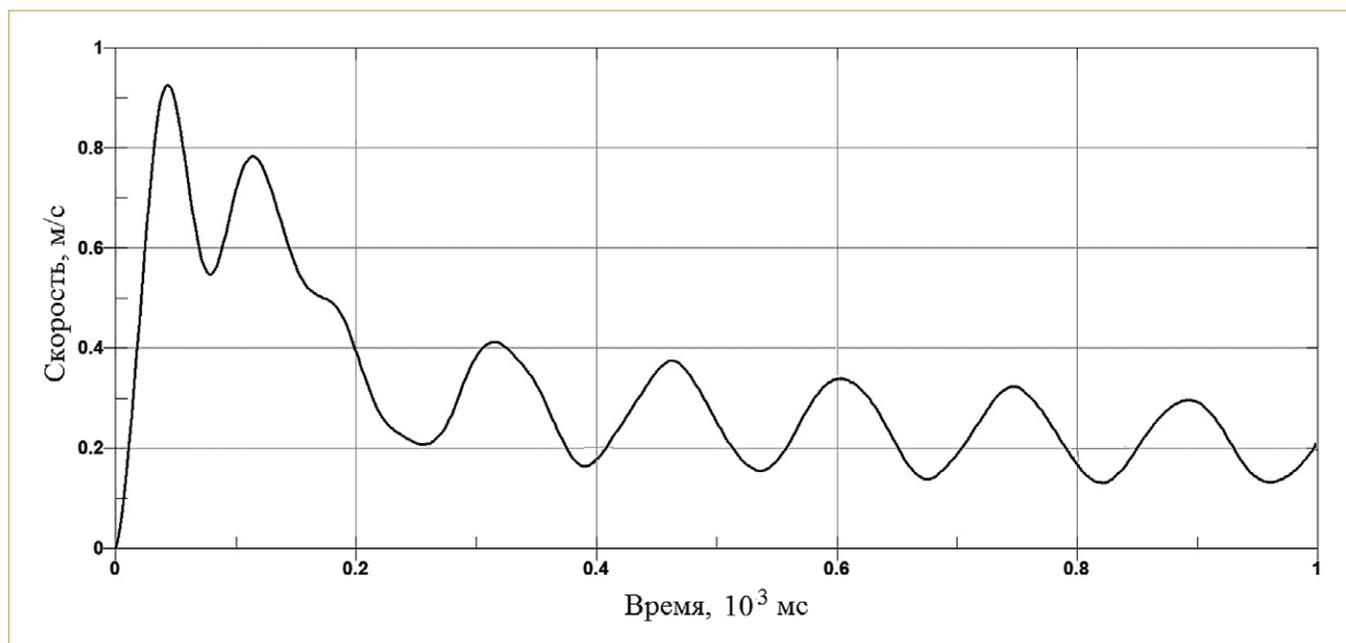


Рис. 18. Стабилизация линейной скорости погружения в процессе бурения шнеком

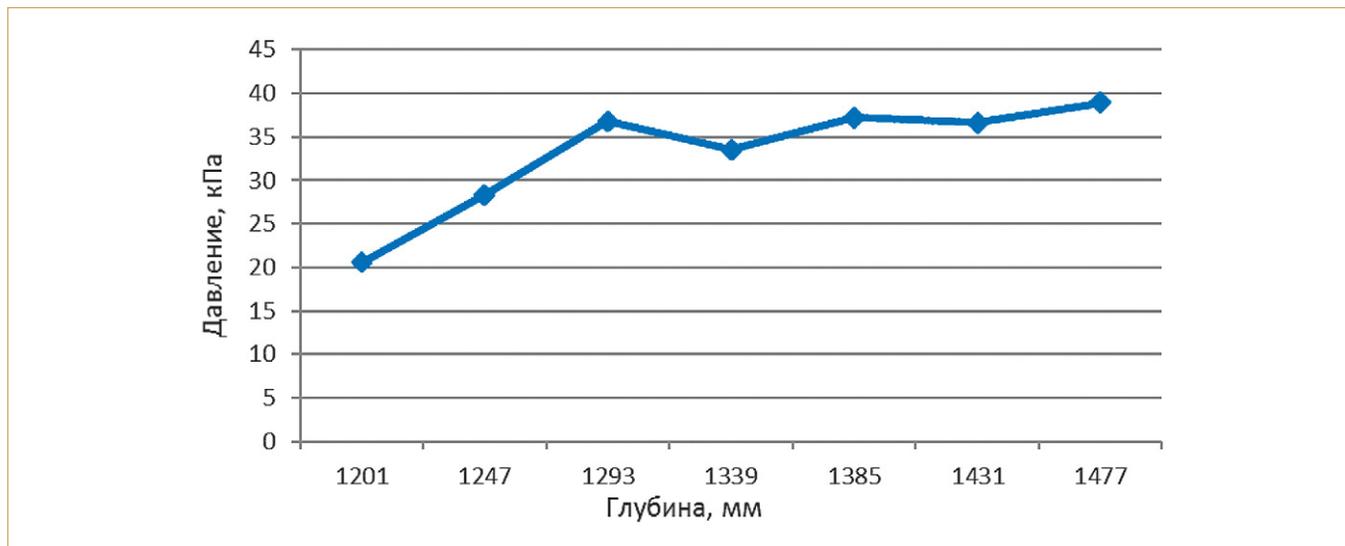


Рис. 19. График зависимости удельного давления от глубины при бурении шнеком

Как и для бурения шнеком, при статическом зондировании необходимо определить момент стабилизации характера изменений величин. На зависимостях касательных напряжений в элементе (рис. 8) и давления грунта на элемент боковой поверхности (рис. 9) от времени погружения в грунт с модулем упругости 5 МПа прослеживается стабилизация характера изменений величин примерно в момент времени 200 мс, что приблизительно соответствует глубине 200 мм. Это дало основание полагать, что качественное изменение лобового сопротивления (кПа) с глубиной в процессе статического зондирования стоит рассматривать в промежутке времени от

200 до 400 мс. Рассматриваемая часть зависимости представлена на рис. 20.

Как видно из рис. 20, характер изменений лобового сопротивления с глубиной похож на линейную зависимость. На основании этого предположения при помощи линейной экстраполяции было получено значение удельного давления на глубине 1 500 мм, которое составило 303,5 кПа. Величина сил трения при этом получилась равной 1,2 Н (см. рис. 10).

Для наглядности в сводной таблице 4 сопоставлены основные параметры, полученные при моделировании двух рассматриваемых процессов.

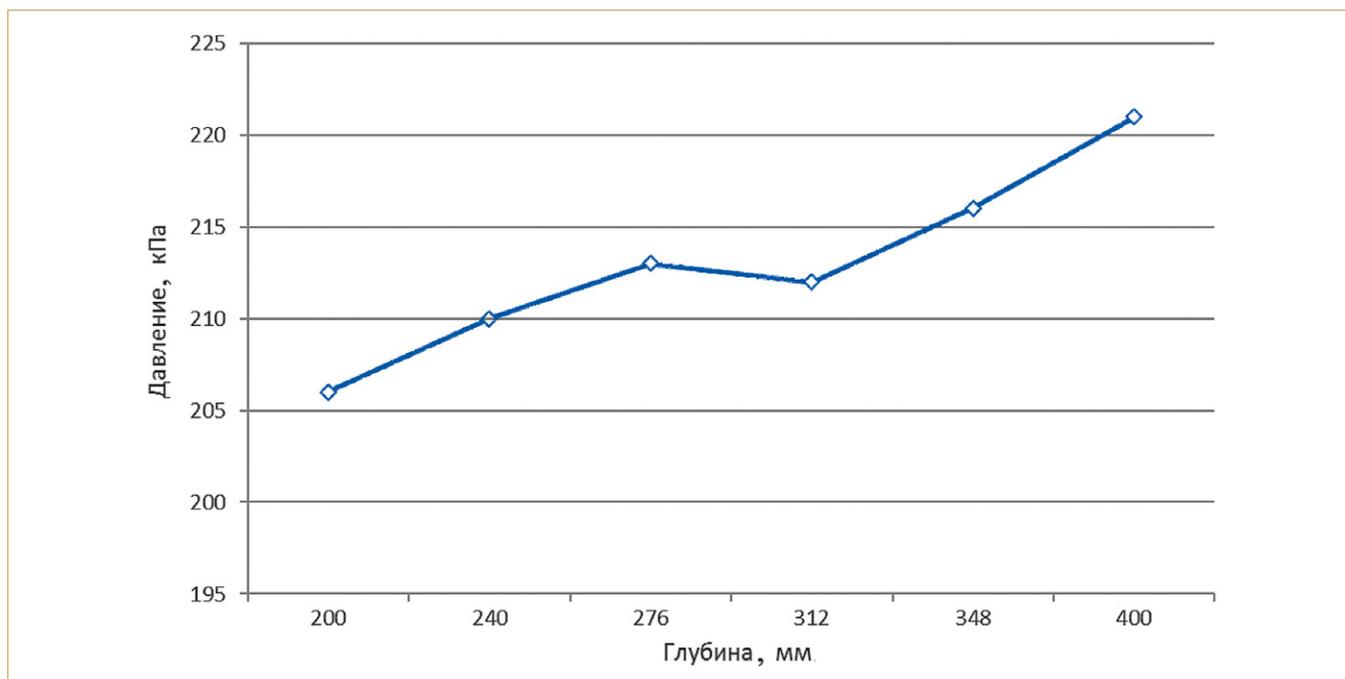


Рис. 20. Сводный график пиковых величин лобового сопротивления в процессе статического зондирования грунта с модулем упругости 5 МПа

Следует отметить, что из-за большой длительности вычислительного процесса на 12-ядерном процессоре решение задачи статического зондирования было получено только для одной линейной скорости погружения зонда. Этот недостаток может быть преодолен в случае использования более мощных компьютеров.

## Выводы

1. Сопоставление результатов моделирования свидетельствует о значительном росте лобового сопротивления по мере внедрения зонда при статическом зондировании по сравнению с таковым для метода бурового зондирования. Следует заметить, что этот вывод был сделан для скорости погружения зонда 1 м/с и вполне воз-

можно, что при стандартной скорости сопротивление грунта зондированию будет существенно меньше.

2. Для обоих методов зондирования индикатором перехода в слой грунта с другой «жесткостью» (другим модулем упругости) является изменение лобового сопротивления. Это позволяет сделать предположение о возможности применения бурового зондирования по аналогии с методом статического зондирования для выделения слоев с различной сжимаемостью.

3. В отличие от статического зондирования лобовое сопротивление при буровом зондировании в пределах слоя грунта с одинаковой «жесткостью» (модулем упругости) остается постоянным и значительно меньшим. ■

## Список литературы

1. *Болдырев Г.Г.* Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. М.: Прондо, 2014. 812 с.
2. *Болдырев Г.Г., Арефьев А., Муйземнек А.Ю.* Идентификация параметров моделей грунтов // Инженерная геология. 2010. № 9. С. 36–41.
3. *Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х., Валеев Д.Н.* Определение параметров моделей грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. № 3. С. 20–25.
4. *Болдырев Г.Г., Идрисов И.Х., Мяков К.А., Новичков Г.А.* Численное решение задачи бурения скважины шнеком // Геотехника. 2015. № 5. С. 40–53.
5. *Болдырев Г.Г., Мельников А.В., Барваилов В.А.* Исследование характера деформации песчаного основания с использованием метода цифровой обработки образов // Материалы Всероссийской научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении». Новочеркасск, 2012. С. 191–197.
6. *Болдырев Г.Г., Муйземнек А.Ю., Малышев И.М.* Численное моделирование оснований при больших деформациях // Веб-сайт ООО «НПП «Геотек»». Публикации. Численное моделирование. Моделирование оснований при больших деформациях. URL: <http://npp-geotek.com/d/942856/d/modelirovaniyeosnovaniyupribolshikhdeformatsiyakh.pdf>.
7. *Болдырев Г.Г., Никитин Е.В.* Деформация песка в основании полосового штампа // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1987. № 1. С. 26–28.
8. *Мельников А.В., Болдырев Г.Г.* Исследование характера деформирования песка в процессе статического зондирования // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2014. № 6. С. 14–18.
9. *Aubram D.* Development and experimental validation of an arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) method for soil mechanics // Geotechnik. 2015. V. 38. № 3. P. 193–204.
10. *Belytschko T., Liu W.K., Moran B., Elkhodary K.I.* Nonlinear finite elements for continua and structures. Wiley, 2013. 830 p.
11. *Boldyrev G.G., Muzyemnek A.J.* The modelling of deformation process in soils with use of ANSYS and LS-DYNA programs // Proceedings of the 6-th International conference on case histories in geotechnical engineering, 11–16 August 2008, Arlington, Virginia. P. 1–10.
12. *Di Y., Sato T.* Computational modelling of large deformation of saturated soils using an ALE finite element method // Annuals of Disaster Prevention Research Institute. Kyoto University, 2004. № 47. P. 1–12.
13. *Di Y., Sato T.* Remapping scheme in ALE method for liquefaction simulation // Proceedings of the 16-th ASCE engineering mechanics conference, 16–18 July 2003, University of Washington, Seattle.
14. *Kulak R.F., Bojanowski C.* Modeling of cone penetration test using SPH and MM-ALE approaches // Proceedings of the 8-th European LS-DYNA® Users Conference, May 2011, Strasbourg. P. 1–10.
15. *Kulak R.F., Schwer L.* Effect of soil material models on SPH simulation for soil-structure interaction // Proceedings of the 12-th International LS-DYNA users conference, 3–5 June 2012, Dearborn, Michigan, USA. URL: <file:///D:/Рабочий%20стол/fsi-ale23-d.pdf>.
16. *Murakami A., Arimoto S., Setsuyasu T., Nishiyama T.* Mesh-free method for predicting the behavior of saturated soil // Geomechanics. Testing, Modelling, and Simulation. 2005. P. 664–672.
17. *Nazem M., Sheng D.* Arbitrary Lagrangian-Eulerian method for consolidation problems in geomechanics // Proceedings of the 8-th International conference on computational plasticity (COMPLAS VIII) (edited by E. Onate, D.R.J. Owen). Barcelona, 2005.
18. *Paniagua P., Ando E., Silva M., Emdal A., Nordal S., Viggiani G.* Soil deformation around a penetrating cone in silt // Geotechnique Letters. 2013. V. 3. P. 185–191.
19. *Souli M., Shahrour I.* Arbitrary Lagrangian-Eulerian formulation for soil structure interaction problems // Soil dynamics and earthquake engineering. 2012. V. 35. P. 72–79.
20. *Van Nes J.H.G.* Application of computerized tomography to investigate strain fields caused by cone penetration in sand // TA/TG/02-03. № 229. Delft University of Technology, 2004. 183 p. 2004.