

Параметры нелинейных моделей грунта для расчета напряженно-деформированного состояния каменно-набросной плотины

Филипп Викторович Котов¹, Михаил Петрович Саинов²

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия;

² Национальный исследовательский университет «МЭИ» (НИУ «МЭИ»); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых плотин I и II классов ответственности требуется выполнять с использованием нелинейных моделей грунта. К числу таких моделей относятся модель упрочняющегося грунта (модель HS) и модель Кулона – Мора (модель MC). Актуальной задачей является определение параметров этих моделей для крупнообломочных грунтов: щебенистого и гравийно-галечникового.

Материалы и методы. Параметры модели HS для крупнообломочных грунтов определялись путем обработки результатов трехосных испытаний, которые представлены в зарубежных публикациях. Параметры модели MC устанавливались из условия приближенного соответствия НДС высокой плотины (высотой 100 м), получаемого с использованием двух моделей. Напряженно-деформированное состояние плотины выявлялось с помощью численного моделирования в программном комплексе PLAXIS 2D.

Результаты. Подобраны параметры модели HS, которые позволяют удовлетворительно описать деформирование грунта при девиаторном нагружении, заметные отклонения проявляются только в величинах объемных деформаций. Сравнение показало, что щебенистый грунт, результаты испытаний которого использованы для определения параметров моделей, соответствует хорошо уплотненному грунту современных каменно-набросных плотин. При выборе параметров модели MC, эквивалентных модели HS, выполнялся контроль результатов численного моделирования каменно-набросной плотины как по деформациям, так и по напряженному состоянию. При формировании НДС плотины отчетливо проявляется эффект «упрочнения» грунта — на этапе восприятия гидростатического давления деформируемость грунта резко снижается по сравнению с этапом нагрузок от собственного веса. Поэтому параметры модели MC целесообразно подбирать отдельно для двух этапов нагружения плотины.

Выводы. Модель HS в целом дает возможность отразить нелинейные деформирования крупнообломочных грунтов, однако она не учитывает криволинейный характер предельной поверхности и не может одновременно отразить явления контракции и дилатансии. Использование модели MC не позволяет адекватно воспроизвести НДС каменно-набросной плотины, подобранные параметры модели MC могут быть использованы лишь для приближенных расчетов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: каменно-набросная плотина, напряженно-деформированное состояние, модель упрочняющегося грунта, модель Кулона – Мора, трехосные испытания, численное моделирование, дилатансия

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Котов Ф.В., Саинов М.П. Параметры нелинейных моделей грунта для расчета напряженно-деформированного состояния каменно-набросной плотины // Строительство: наука и образование. 2024. Т. 14. Вып. 3. С. 28–56. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.3.28-56

Автор, ответственный за переписку: Филипп Викторович Котов, KotovFV@mgsu.ru.

Parameters of non-linear models of soil for analysis of stress-strain state of a rockfill dam

Filipp V. Kotov¹, Mikhail P. Sainov²

¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation;

² National Research University “Moscow Power Engineering Institute” (MPEI); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Calculations of stress-strain state (SSS) of the first and second classes embankment dams are required to be carried out using non-linear models of soil. Such models include the Hardening Soil model (model HS) and Mohr – Coulomb model (model MC). It is important to determine the parameters of these models for coarse soils: crushed stone and gravel-pebble.

Materials and methods. Parameters of the HS model for coarse soils were determined by processing of the results of triaxial tests, which are presented in foreign publications. Parameters of the MC model were determined from condition of the SSS

approximate correspondence of a high dam (100 m high) obtained by using two models. Stress-strain state of the dam was determined by means of numerical modelling in the PLAXIS 2D software package.

Results. HS model parameters are selected; which allow satisfactory description of soil behaviour at deviatoric loading; noticeable deviations are revealed only in values of volumetric deformations. Comparison showed that crushed stone whose test results are used for determination of models' parameters, refers to properly compacted soil of modern rockfill dams. When selecting the parameters for the MC model, which are equivalent to the HS model, the results of rockfill dam numerical modelling were checked both in deformations and in stress-strain state. At the dam SSS formation there vividly revealed the effect of soil "hardening": at the stage of perceiving hydrostatic pressure the soil deformation sharply decreases as compared to the stage of loads from the dead weight. Therefore, it is reasonable to select parameters of the MC model separately for two stages of the dam loading.

Conclusions. The HS model in general makes it possible to reflect non-linear deformations of coarse soils, however, it does not take into account the curvilinear character of the limiting surface and cannot simultaneously reflect the phenomena of contraction and dilatancy. Use of the MC model does not permit adequate simulation of rockfill dam SSS; the selected parameters of the MC model may be used only for approximate calculations.

KEYWORDS: rockfill dam, stress strain state, Hardening Soil model, Mohr – Coulomb model, triaxial test, numerical analysis, dilatancy

FOR CITATION: Kotov F.V., Sainov M.P. Parameters of non-linear models of soil for analysis of stress-strain state of a rockfill dam. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2024; 14(3):28-56. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.3.28-56

Corresponding author: Filipp V. Kotov, KotovFV@mgsu.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Важной составляющей расчетного обоснования грунтовых плотин высокой опасности (I и II классов) являются расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС). Российский СП 39.13330.2012 «Плотины из грунтовых материалов» (п. 9.12) устанавливает требование, что «устойчивость откосов каменно-насыпных плотин с железобетонным экраном определяется только по результатам расчетов напряженно-деформированного состояния плотины с использованием прочностных и деформационных характеристик грунтов в теле плотины, полученных на основании трехосных испытаний». Такие расчеты НДС сложны и могут быть выполнены только путем численного моделирования с помощью специализированного программного обеспечения.

Основной вопрос, который возникает при численном моделировании, состоит в выборе прочностных и деформационных характеристик для каменной наброски (горной массы, гравийно-галечникового грунта). На предварительных стадиях проектирования, когда результаты экспериментальных исследований свойств грунтов отсутствуют, эти характеристики могут быть приняты по аналогам, используя информацию из научно-технической литературы. Однако здесь возникают сложности.

О прочности каменной наброски достаточной информации в научно-технической литературе. Сдвиговая прочность крупнообломочных грунтов изучена посредством многочисленных экспериментов в сдвиговых приборах, а также на приборах трехосного сжатия (стабилометрах). Результаты экспериментов (например, в работе [1]) показывают, что особенность крупнообломочных грунтов состоит в нелинейном характере зависимости предельных касательных напряжений от среднего нормального напряжения.

В качестве критерия сдвиговой прочности грунтов в инженерной практике принято использовать критерий Кулона – Мора. В нем прочностными характеристиками грунта являются угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c . Значения этих показателей могут быть назначены путем обработки результатов экспериментов.

О деформируемости крупнообломочных грунтов информации в литературе меньше. Это связано со сложностями проведения трехосных испытаний — для них требуются крупномасштабные и точные приборы, которые могут создавать на образце грунта большие силовые нагрузки.

Первые испытания деформируемости крупнообломочных грунтов были выполнены в 1960-х гг. R.J. Marsal [2], A.B. Vesic с соавт. и N.D. Marachi с соавт. Эти испытания показали, что деформирование таких грунтов имеет сложный упругопластический характер. Проявляется связь деформируемости с прочностью, а также целый ряд нелинейных эффектов, например явление дилатансии. Деформируемость грунта зависит от его напряженного состояния: от бокового обжатия, степени приближения к предельному состоянию, вида напряженного состояния.

Деформируемость крупнообломочных грунтов различается и в зависимости от плотности сложения, гранулометрического состава, формы частиц, исходной горной породы и других факторов. Это стало одной из причин, по которым данные имевшихся экспериментов не удовлетворяли потребностям проектирования высоких плотин. Поэтому экспериментальные исследования были продолжены, они выполнялись при проектировании многих высоких грунтовых плотин. В СССР трехосные испытания проводились во Всероссийском научно-исследовательском институте гидротехники имени Б.Е. Веденеева (ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева) на крупномасштабном приборе ПТС-300. Следует обратить внимание, что вместо реальной горной

массы испытывались модельные грунты, т.е. грунты с измененным гранулометрическим составом по сравнению с исходным.

В XXI в. стабилметрические испытания крупнообломочных грунтов осуществлялись А.К. Gupta, А. Soroush, S. Linero и другими. В табл. 1 указаны краткие сведения о наиболее современных испытаниях, результаты которых опубликованы в трудах [3–8]. Известно, что испытания проводились также в России, во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, но их результаты недоступны для научной общественности.

Результаты некоторых испытаний крупнообломочных грунтов собраны и представлены также в работе [9]. Наиболее сложные эксперименты выполнялись в Китае. Испытания, опубликованные в статье [8], проводились по нестандартной схеме на призматическом образце грунта, который подвергался неравномерному нагружению по каждой из трех осей.

Для описания нелинейного поведения грунтов в условиях трехосных испытаний с 1960-х гг. начали разрабатывать и применять нелинейные модели. Российский нормативный документ СП 39.13330.2012 устанавливает, что «в расчетах напряженно-деформированного состояния плотин I и II классов следует применять нелинейные модели, учитывающие пластические деформации грунта в предельном состоянии».

В настоящее время применяются несколько нелинейных моделей грунта. Самой простой служит модель, известная как модель Кулона – Мора (модель МС). В этой модели деформирование грунта при допредельном состоянии считается линейным и описывается двумя параметрами: модулем линейной деформации E и коэффициентом Пуассона ν . Основным недостатком модели МС является то, что она не учитывает эффект «упрочнения» грунта, т.е. увеличения модуля деформации при повы-

шении бокового обжатия. Для формирования НДС высоких грунтовых плотин влияние этого эффекта существенно, поэтому используют более сложные нелинейные модели.

За рубежом активно применяется гиперболическая модель грунта. Эта модель была разработана J.M. Duncan и C.Y. Chang на основе гиперболической зависимости, предложенной R.L. Kondner. Гиперболическая модель относится к моделям деформационной теории пластичности (нелинейной «упругости»). В ней зависимость между напряжениями и деформациями записывается в форме закона Гука. Это обуславливает один из недостатков модели — сложность учета эффекта дилатансии. В публикации [10] указывается, что численное моделирование НДС плотины показало, что гиперболическая модель недостаточно хорошо описывает ее реальное поведение.

По этой причине T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier в 1999 г. предложили более сложную модель, модель упрочняющегося грунта — Hardening Soil (HS). Эта модель относится к моделям теории пластического течения и базируется на ассоциированном законе пластического течения. Как и гиперболическая модель, модель HS учитывает эффект «упрочнения» грунта. Она считается наиболее совершенной моделью для выполнения инженерных расчетов грунтовых сооружений. В труде [10] отмечается, что модель HS лучше описывает реальное поведение плотины, чем гиперболическая модель.

Судя по современным публикациям, для численного моделирования НДС грунтовых плотин в основном используется гиперболическая модель, реже — модель упрочняющегося грунта. Например, гиперболическая модель была использована для расчетов НДС нескольких каменно-набросных плотин с железобетонным экраном [10–13]. описа-

Табл. 1. Информация о трехосных испытаниях крупнообломочных грунтов

Источник и год информации	Вид грунта	Плотность, т/м ³ , или относительная плотность, %	Размеры образцов, мм		Максимальная крупность частиц, мм	Максимальное напряжение обжатия, МПа
			диаметр	высота		
[2], 1967	Щебенистый	1,7, 1,8 т/м ³	1130	2500	180	0,05–2,5
	Гравийно-галечниковый	2,2 т/м ³				
[3], 2012*	Дресвяный	2,11, 2,18 т/м ³	200, 300	400, 600	50	0,1–0,9
	Гравийно-галечниковый	2,0–2,23 т/м ³			60	0,2–0,8
[4], 2013	Щебенистый	1,99, 2,2 т/м ³	200	400	25	0,05–0,7
[5], 2014	Гравийный, дресвяный	75, 87 %	381	813	80	0,2–1,6
[6], 2014	Гравийно-галечниковый	2,05–2,27 т/м ³	300	600	60	0,4–1,6
[7], 2017	Щебенистый	2,21 т/м ³	300	600	60	До 2,0
[8], 2019	Щебенистый	2,06 т/м ³	300*	600	60	0,2–0,8

Примечание: * — испытания в недренированных условиях.

но [11], что гиперболическая модель применялась для анализа данных натуральных наблюдений за перемещениями самой высокой в мире каменно-набросной плотины Shuibuya (Китай, $H = 233$ м).

В последнее время активно стали использовать и модель HS. Она применялась для изучения НДС грунтовых плотин [14–18]. Эти исследования были посвящены НДС нескольких высоких каменно-набросных плотин с железобетонным экраном: Körtün (Иран, высота 133 м) [14], Nam Ngum 2 (Лаос, высота 182 м) [10, 15, 16].

Для российских исследователей важным преимуществом модели упрочняющегося грунта является то, что она доступна для использования в современных программных комплексах (ПК) PLAXIS, MIDAS, предназначенных для решения геотехнических задач. Однако, чтобы выполнять расчеты НДС с помощью нелинейной модели, необходимо знать значения ее параметров.

Все нелинейные модели — многопараметрические. Во всех трех перечисленных моделях для оценки прочности грунта используется критерий Кулона – Мора, она описывается двумя параметрами (φ и c). Для описания деформирования в гиперболической модели и модели HS требуется большее количество параметров, чем в модели MC.

Основные параметры модели HS:

E_{50}^{ref} — модуль жесткости, который представляет собой секущий модуль линейной деформации при половине (50 %) предельного девиаторного напряжения, определяемый по результатам трехосных испытаний;

E_{oed}^{ref} — опорный одометрический (компрессионный) модуль деформации, соответствующий эталонному всестороннему давлению, определяемый по результатам одометрических испытаний;

E_{ur}^{ref} — эталонный модуль разгрузки, полученный по результатам компрессионных испытаний при эталонном всестороннем давлении;

m — показатель степени в зависимости жесткости от уровня напряжений, который определяет ее кривизну;

ν'_{ur} — коэффициент Пуассона при разгрузке и повторном нагружении;

ψ — угол дилатансии, определяемый по результатам трехосных испытаний;

R_f — критерий разрушения, который является отношением предельного девиаторного нагружения к асимптотическому уровню сопротивления сдвига, к которому стремится зависимость между напряжениями сдвига и деформациями;

p_{ref} — эталонное (опорное) всестороннее давление.

Основная цель настоящего исследования — определение параметров моделей HS и MC для крупнообломочных грунтов по результатам трехосных испытаний. Это прочностные показатели (угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c) и пока-

затели деформируемости. Показатели деформируемости модели MC (модуль линейной деформации E и коэффициент Пуассона ν) необходимо определить для составления рекомендаций по проведению приближенных расчетов НДС плотин.

Еще одна задача исследования — оценить, насколько грунты, испытанные в лабораторных условиях, по своей деформируемости соответствуют материалу реальных каменно-набросных плотин. Для этого был использован анализ деформаций реальных плотин в строительный период [19]. Данный анализ основан на результатах натуральных наблюдений, которые представлены в ряде зарубежных публикаций [20]. Анализ натуральных данных показал, что деформативные свойства каменной наброски изменяются в очень широком диапазоне. Более того, деформируемость каменной наброски различается при восприятии нагрузок от собственного веса и нагрузок от гидростатического давления (на верховой грани). В первом случае модуль деформации находится в пределах 30–240 МПа, во втором — от 60 до 480 МПа. На различие модулей обратили внимание N.L.S. Pinto и F.P. Marques еще в 1998 г. Увеличение модуля деформации при восприятии больших нагрузок называется эффектом «упрочнения» грунта. Необходимо установить, укладываются ли значения модуля линейной деформации испытанных крупнообломочных грунтов в указанный диапазон и насколько проявляется эффект «упрочнения» грунта.

На эту тему ранее авторами было выполнено исследование [21], но в нем рассматривалась работа сооружения только при нагрузках от собственного веса.

Недавно зарубежными исследователями также были опубликованы труды по выбору параметров модели HS для численного моделирования НДС каменно-набросных плотин [16, 18]. Показано [18], что по результатам расчетов ряда построенных плотин параметр E_{50}^{ref} находится в пределах от 30 до 200 МПа. Статья [16] посвящена обработке результатов ряда трехосных испытаний с целью определения параметров модели HS, в ней описана методика обработки результатов экспериментов. В идеале для определения параметров необходимы результаты как стабилометрических, так и одометрических испытаний.

Также интересно сравнить полученные параметры модели с теми, которые были использованы другими авторами при численном моделировании плотин.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Подбор параметров нелинейных моделей выполнялся для двух видов крупнообломочных грунтов — гравийно-галечникового и щебенистого. С этой целью выбраны результаты трехосных испытаний двух авторов. По плотности сложения выбранные грунты

соответствуют грунтам, укладываемым в реальные плотины. Для гравийно-галечникового грунта использовались испытания R.J. Marsal, которые были проведены при строительстве плотины El Infernilio (Adolfo López Mateos) [2]. Для щебенистого грунта выбраны испытания, которые осуществлялись в Даляньском технологическом университете (Китай) [7].

Испытания реализованы для разных напряжений обжатия по стандартной методике, в две стадии. На первой стадии грунт подвергался всестороннему обжатию, на второй стадии — девиаторному нагружению с ростом нагрузки только по вертикальной оси.

Методика определения параметров моделей для грунта заключалась в выполнении ряда операций в несколько этапов. На первом этапе устанавливались параметры критерия прочности (ϕ и c). Для этого строилась экспериментальная зависимость между нормальными и предельными касательными напряжениями.

На втором этапе определялись параметры деформируемости грунта по модели HS. Сначала путем анализа результатов испытаний выявлялось значение показателя степени m , который выражает эффект «упрочнения» грунта. Далее с помощью специального модуля в составе ПК PLAXIS отдельно для каждого из экспериментов определялись остальные параметры модели HS. Затем параметры модели, полученные для разных экспериментов, сравнивались между собой, и посредством подбора выбирались единые значения параметров, которые подходят для всех экспериментов.

На третьем этапе осуществлялся выбор параметров модели MC, эквивалентных параметрам модели HS. Они определялись подбором из условия, что абстрактная грунтовая плотина при использовании обеих моделей должна получать одинаковые максимальные перемещения (вертикальные осадки и горизонтальные смещения). Для получения перемещений применялось численное моделирование методом конечных элементов в ПК PLAXIS.

Рассматривавшаяся абстрактная плотина высотой 100 м опирается на жесткое основание. Плотина — однородная и имеет симметричный треугольный профиль с заложением откосов, равным 2. Принималось, что противофильтрационный элемент плотины выполнен в виде экрана на верховой грани, экран не моделировался. Расчет проводился на нагрузки

от собственного веса и на гидростатическое давление, возникающее при наполнении водохранилища. Так как экран расположен поверх насыпи, гидростатическое давление приложено только на поверхности верхового откоса, а грунт плотины остается сухим. Плотность грунта в сухом состоянии условно принималась равной 2 т/м^3 .

Конечно-элементная модель плотины состоит из 3355 конечных элементов (рис. 1). Конечные элементы имеют квадратичную аппроксимацию перемещений, общее количество узлов в модели составило 27 283.

Моделирование НДС сооружения осуществлялось с учетом поэтапности его возведения слоями (10 слоев) и постепенного наполнения водохранилища. Наполнение происходило только после возведения насыпи на всю высоту. Глубина верхнего бьефа принималась равной 90 м.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Параметры сдвиговой прочности грунтов

Обработка результатов испытаний выполнена авторами ранее [21]. Был построен график, который выражает сдвиговую прочность крупнообломочных грунтов в широком диапазоне напряжений (рис. 2). Из него видно, что щебенистый грунт обладает более высоким сопротивлением сдвигу, чем гравийно-галечниковый. Расчетные параметры сдвиговой прочности подобраны исходя из максимального соответствия экспериментальными данным, они представлены в табл. 2. Из рис. 2 видно, что параметры сдвиговой прочности хорошо описывают результаты экспериментов.

В расчетной модели было получено высокое сцепление (100–250 кПа), которое не свойственно крупнообломочным грунтам. Из-за этого сопротивление сдвигу завышено при малых напряжениях (рис. 2). Наличие высокого сцепления у крупнообломочного грунта объясняется не только эффектом зацепления частиц, но и тем, что критерий Кулона — Мора выражается линейной функцией и не позволяет принять угол внутреннего трения переменным.

Параметры деформируемости грунтов по модели упрочняющегося грунта

Полученные по описанной выше методике параметры модели HS, выражающие деформируемость грунта, представлены в табл. 3.

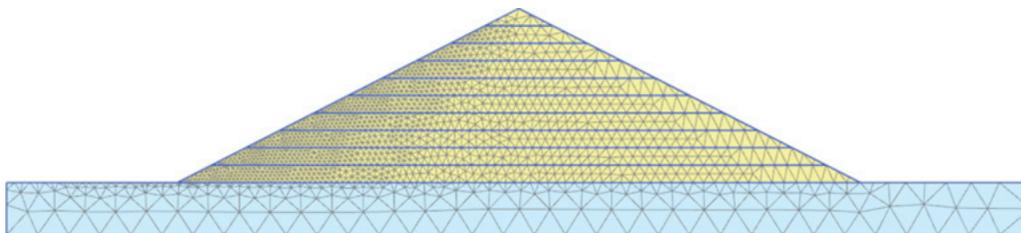


Рис. 1. Конечно-элементная модель тестовой плотины

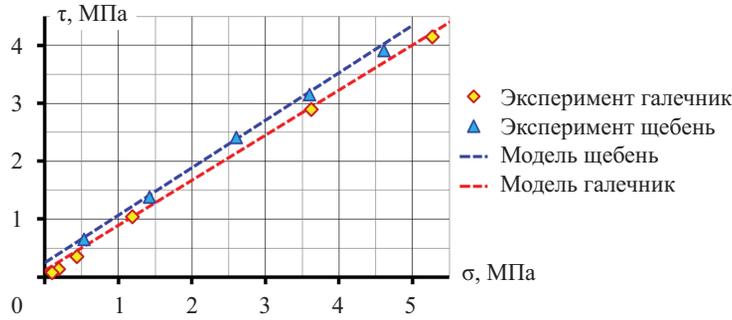


Рис. 2. Сопротивление сдвигу рассматриваемых грунтов

Табл. 2. Параметры сдвиговой прочности рассматриваемых грунтов

Параметр	Гравийно-галечниковый грунт	Щебенистый грунт
Угол внутреннего трения φ	37,9°	39,3°
Удельное сцепление c , кПа	112	250

Сравнивая параметры двух грунтов, можно заметить следующее:

- щебенистый грунт имеет жесткость примерно в 3 раза выше, чем гравийно-галечниковый грунт;
- показатель степени m больше у гравийно-галечникового грунта, соответственно в нем больше проявляется эффект «упрочнения»;
- в щебенистом грунте больше проявляется эффект дилатансии (расширения при сдвиге).

С целью оценки адекватности найденных параметров модели HS выполнено сравнение результатов ее использования с данными экспериментов (рис. 3, 4). Для каждого из грунтов сравнение проводилось только для участка девиаторного нагружения. Эксперимент моделировался с помощью специального модуля

в составе PLAXIS 2D. Анализ осуществлен на примере двух зависимостей:

- зависимость сдвиговых напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) от деформаций сдвига ε_q ;
- зависимость объемных деформаций e_v от средних напряжений p' .

Анализ показывает, что модель HS хорошо описывает нелинейный характер зависимости между напряжениями и деформациями сдвига в рассмотренном диапазоне давления обжатия (рис. 3, 4, а). Однако модель недостаточно хорошо описывает характер зависимости между напряжениями и деформациями всестороннего обжатия (рис. 3, 4, б). Она воспроизводит эффект дилатансии, но дилатансия моделируется даже в тех случаях, в испытаниях которых она не проявля-

Табл. 3. Подобранные параметры модели Hardening Soil крупнообломочных грунтов

Грунт	E_{50}^{ref} , кПа	E_{ocd}^{ref} , кПа	E_{ur}^{ref} , кПа	m	v'_{ur}	ψ , град.	R_f	p^{ref} , кПа
Гравийно-галечниковый	70	35	300	0,5	0,2	5	0,72	100
Щебенистый	230	150	480	0,22	0,2	20	0,85	100

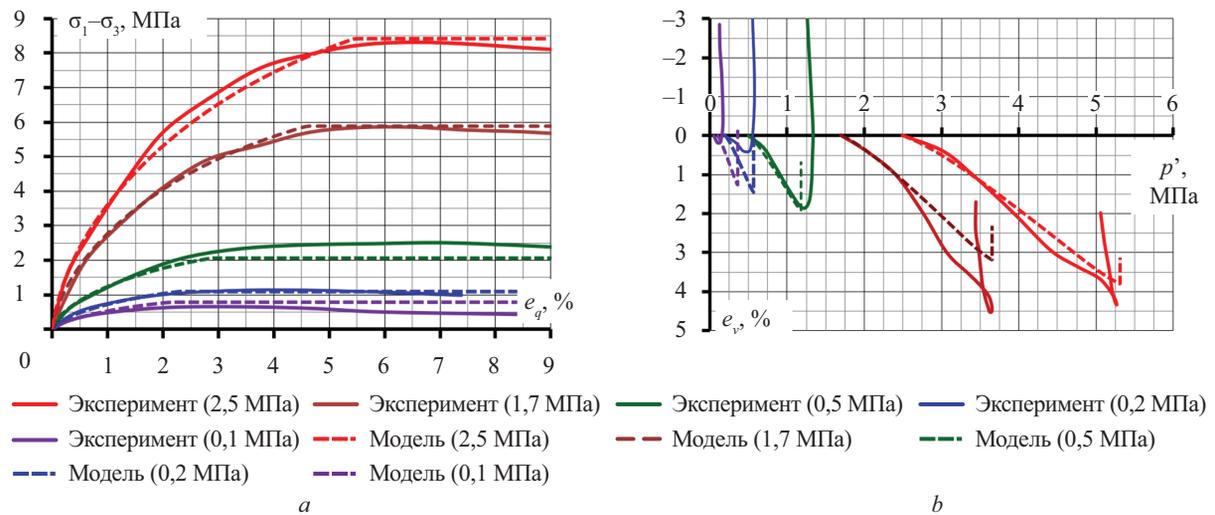


Рис. 3. Моделирование трехосных испытаний гравийно-галечникового грунта: а — зависимость сдвиговых напряжений от интенсивности деформаций сдвига; б — зависимость объемных деформаций от средних напряжений

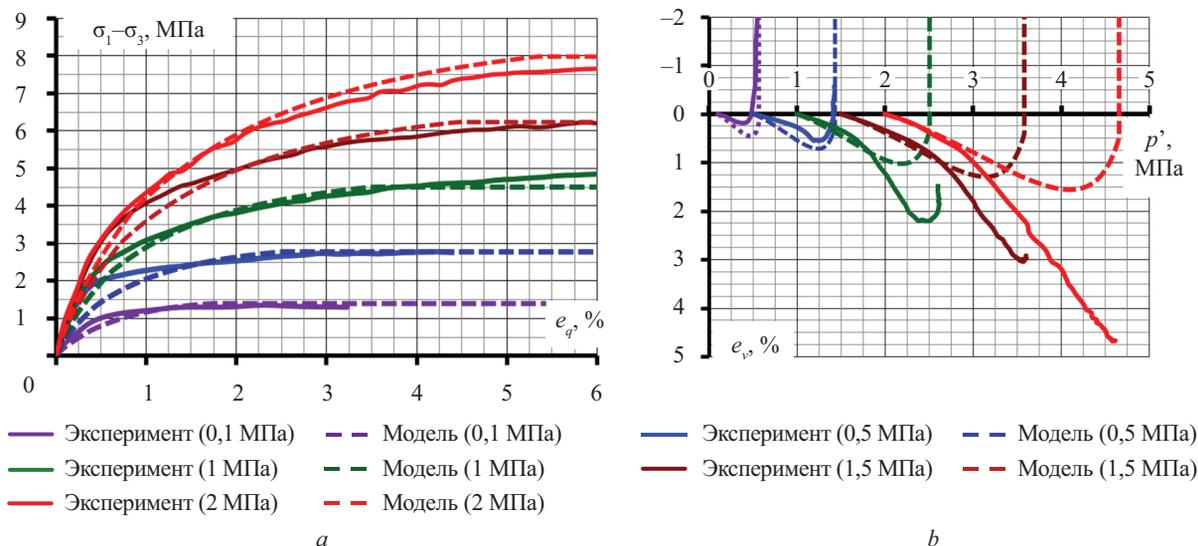


Рис. 4. Моделирование трехосных испытаний щебенистого грунта: *a* — зависимость сдвиговых напряжений от интенсивности деформаций сдвига; *b* — зависимость объемных деформаций от средних напряжений; в скобках указаны напряжения предварительного обжатия

лась. Модель HS не отражает эффект контракции, т.е. дополнительного уменьшения объема на начальном этапе девiatorного нагружения, который проявлялся у щебенистого грунта (рис. 4, *b*).

Теперь сравним полученные параметры с теми, которые по данным литературных источников были использованы для численного моделирования. Они приведены в табл. 4.

Сравнение табл. 3 и 4 показывает, что:

- показатель степени *m* для обоих грунтов укладывается в возможный диапазон значений (0,18–0,70);
- выполняется соотношение $E_{50}^{ref} > E_{oed}^{ref}$, рекомендуемое в работе [18];
- для гравийно-галечникового грунта жесткость E_{50}^{ref} находится в представленном диапазоне значений (12–100);
- для щебенистого грунта жесткость E_{50}^{ref} больше той, которая приведена в литературе;

- показатель R_f для обоих грунтов попадает в возможный диапазон значений (0,65–0,90).

Результаты численного моделирования НДС каменно-набросной плотины

Для проверки соответствия испытанных грунтов каменной наброске реальных плотин определялись параметры деформируемости по модели MS. Для этого потребовалось сначала выполнить расчет НДС каменно-набросной плотины по модели упрочняющегося грунта HS.

Результаты расчета приведены на рис. 5–12 в виде перемещений и напряжений в теле плотины. Они даны на рисунках для двух моментов времени и соответствуют действию разных видов нагрузок:

- момент 1 — завершение возведения плотины, восприятия нагрузок от собственного веса;
- момент 2 — окончание наполнения водохранилища, когда к нагрузкам от собственного веса добавились нагрузки от гидростатического давления.

Табл. 4. Параметры модели упрочняющегося грунта по данным зарубежных публикаций

Условное наименование грунта и источник информации	E_{50}^{ref} , МПа	E_{oed}^{ref} , МПа	E_{ur}^{ref} , МПа	<i>m</i>	v'_{ur}	Ψ, град.	R_f	p^{ref} , кПа
№ 3В [10]	100	80	300	0,18	0,2	?	0,9	100
№ 3С [10]	16	14	48	0,65	0,2	?	0,9	100
Kol [16]	61	53	183	0,47	0,3	7	0,78	100
Purulia [16]	42	37,5	126	0,55	0,3	11	0,75	100
Ranjit Sagar [16]	64	52	192	0,47	0,3	–5	0,62	100
Shah Nehar [16]	25	25	75	0,6	0,3	4	0,65	100
№ 3В1 [15, 18]	80	55	240	0,29	0,3	0,5	0,78	100
№ 3С2 [15, 18]	12	10	36	0,70	0,3	–5	0,65	100

Результаты расчета НДС каменно-набросной плотины по модели HS при нагрузках от собственного веса

НДС каменно-набросной плотины при нагрузках от собственного веса, полученное по модели HS, показано на рис. 5–8. Для этапа возведения плотины (момент 1) на рисунках показаны так называемые суммарные фазовые перемещения, а в табл. 5 указаны как значения суммарных фазовых перемещений, так и полных перемещений.

Суммарные фазовые перемещения — это сумма перемещений, которые накопили точки плотины на каждой из 10 фаз (стадий) возведения. Суммарные дифференциальные перемещения отражают влияние последовательности возведения сооружения, их распределение имеет ступенчатый характер со скачками на границах слоев. На гребне плотины суммарные дифференциальные перемещения близ-

ки к 0, поскольку он «возводится» в последнюю очередь и не получает перемещений от предыдущих стадий возведения.

Интегральные перемещения не отражают влияния последовательности возведения плотины. Они представляют собой те фиктивные перемещения, которые бы получила уже возведенная плотина при последовательном приложении к ней нагрузок от веса каждого из слоев.

В момент 1 (завершение возведения) НДС плотины сформировано нагрузками от собственного веса, насыпь оседает и стремится расширяться в стороны. Характер распределения перемещений и напряжений схож для разных видов грунтов, различия состоят лишь в величинах (табл. 5).

Максимальные осадки плотины получает ее внутренняя зона. Максимальная осадка плотины из гравийно-галечникового грунта составила 64 см (рис. 5, *a*),

Табл. 5. Максимальные значения перемещений, см, плотины при нагрузках от собственного веса (модель HS)

Вид перемещений	Гравийно-галечниковый грунт		Щебенистый грунт	
	полные	суммарные фазовые	полные	суммарные фазовые
Осадки	124,3	64,4	47,4	27,1
Горизонтальные смещения	11,5	7,8	4,9	3,2

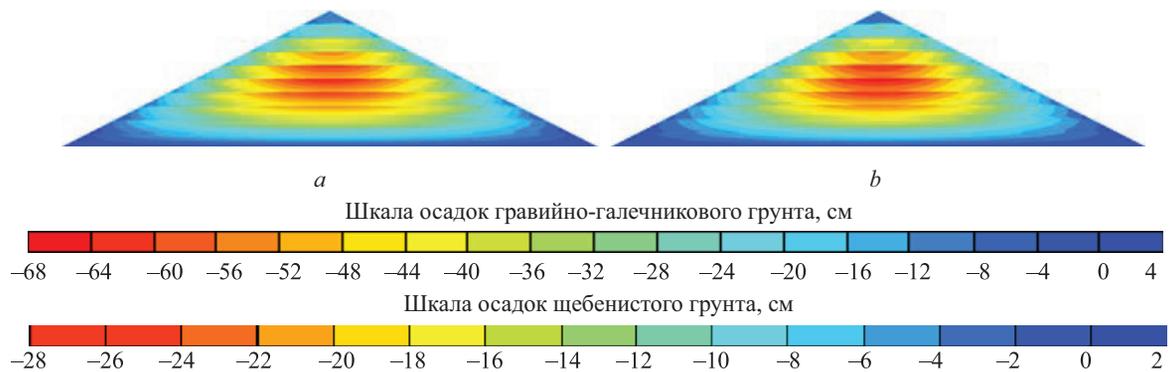


Рис. 5. Осадки плотины при нагрузках от собственного веса по модели упрочняющегося грунта: *a* — гравийно-галечниковый грунт; *b* — щебенистый грунт

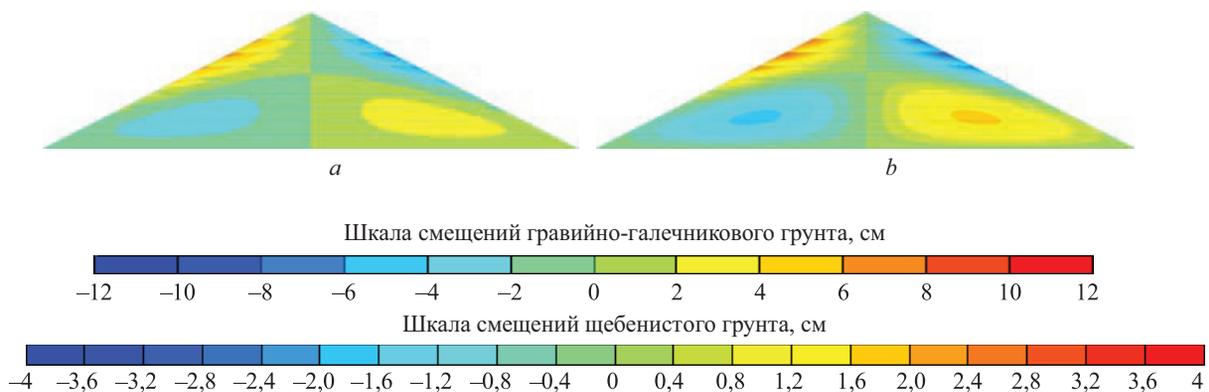


Рис. 6. Горизонтальные смещения плотины при нагрузках от собственного веса по модели упрочняющегося грунта: *a* — гравийно-галечниковый грунт; *b* — щебенистый грунт

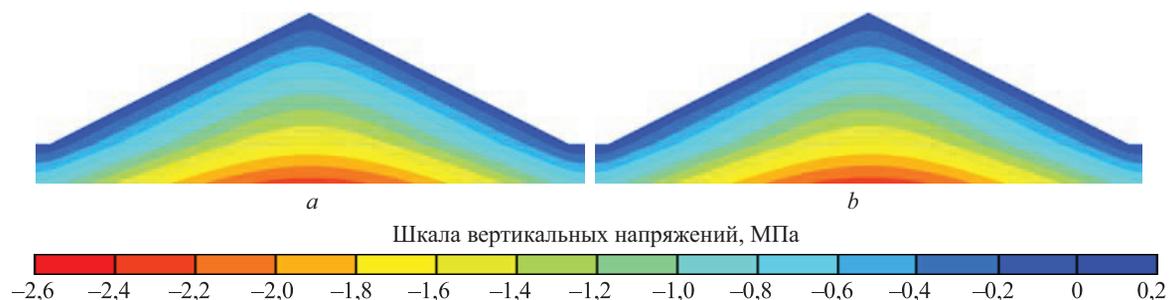


Рис. 7. Вертикальные напряжения в плотине по модели упрочняющегося грунта при нагрузках от собственного веса: *a* — гравийно-галечниковый грунт; *b* — щебенистый грунт

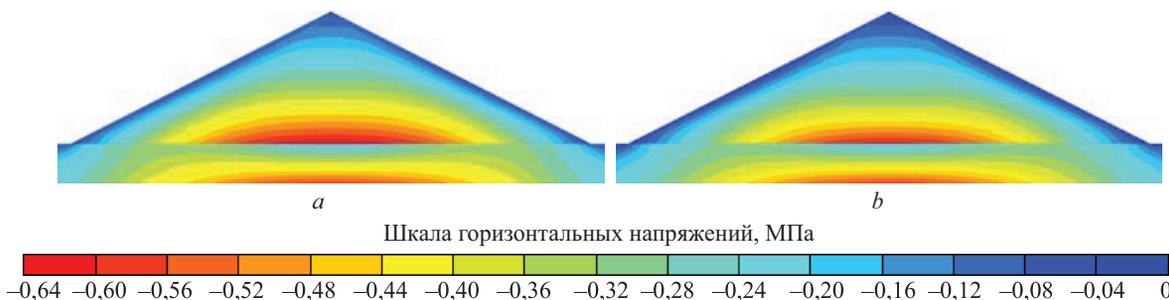


Рис. 8. Горизонтальные напряжения в плотине по модели упрочняющегося грунта при нагрузках от собственного веса: *a* — гравийно-галечниковый грунт; *b* — щебенистый грунт

плотины из щебенистого грунта — 27 см (рис. 5, *b*). По отношению к высоте плотины осадка составила соответственно 0,64 и 0,27 %. Такие значения соответствуют интервалу строительных осадок, который характерен для современных каменно-набросных плотин. При этом рассматриваемый щебенистый грунт по деформируемости соответствует хорошо уплотненной каменной наброске, а гравийно-галечниковый грунт ближе к недостаточно уплотненному грунту.

Для распределения горизонтальных перемещений плотины характерно различие в направлении смещений для верхней и нижней частей плотины. В нижней части плотины смещения направлены наружу, в верхней — внутрь тела плотины. Максимальные по величине смещения наблюдаются в верхней части плотины. Максимальное смещение плотины из гравийно-галечникового грунта составило 7,8 см (рис. 6, *a*), плотины из щебенистого грунта — 3,2 см (рис. 6, *b*).

Для распределения вертикальных напряжений характерно их плавное увеличение сверху вниз, от откосов к внутренней зоне плотины (рис. 7). Похожим образом распределены и горизонтальные

напряжения. У подошвы плотины в примыкании к скальному основанию образуется зона концентрации сжимающих напряжений (рис. 8). Горизонтальные напряжения примерно в 3 раза меньше, чем вертикальные. При гравийно-галечниковом грунте они несколько выше (рис. 8, *a*), чем при щебенистом (рис. 8, *b*).

Параметры деформируемости по модели Кулона – Мора при восприятии плотинной нагрузок от собственного веса

Описанное НДС плотины стало исходной информацией для выбора параметров модели МС.

В работе [19] приведены хорошо известные простые формулы для приближенного определения модуля линейной деформации по известной строительной осадке плотины. Расчет показывает, что модуль линейной деформации гравийно-галечникового грунта составляет 54 МПа, для щебенистого грунта — 178 МПа.

Параметры деформируемости грунтов по модели Кулона – Мора подбирались такими, чтобы с их помощью путем численного моделирования можно было получить приблизительно такое же НДС плотины, что и по модели НС. Было рассмотре-

Табл. 6. Подобранные параметры модели Кулона – Мора при расчете на нагрузки от собственного веса

Параметр модели	Гравийно-галечниковый грунт		Щебенистый грунт	
	Вариант № 1	Вариант № 2	Вариант № 1	Вариант № 2
Модуль упругости E , МПа	62	64	150	160
Коэффициент Пуассона	0,27	0,23	0,25	0,17

но множество вариантов, но близкого соответствия НДС получить не удалось. На рис. 9–14 представлено НДС плотины для двух характерных вариантов параметров модели МС по каждому из грунтов. Параметры модели указаны в табл. 6.

В варианте № 1 параметры модели МС были подобраны из условия равенства максимальных значений вертикальных и горизонтальных перемещений плотины при расчете по моделям МС и НС (рассматривались суммарные фазовые перемещения). Однако в этом варианте картина НДС плотины характеризу-

ется несколькими качественными и количественными искажениями. Наиболее важным эффектом является уменьшение уровня горизонтальных напряжений в теле плотины (рис. 11, *a*; 14, *a*). Особенно сильно он проявляется в плотине из щебенистого грунта — горизонтальные напряжения примерно в 2 раза меньше. Чтобы избежать этого эффекта рассмотрен вариант № 2.

В варианте № 2 параметры модели МС подобраны из условия соответствия максимальных осадок плотины, а также достижения качественно похожей

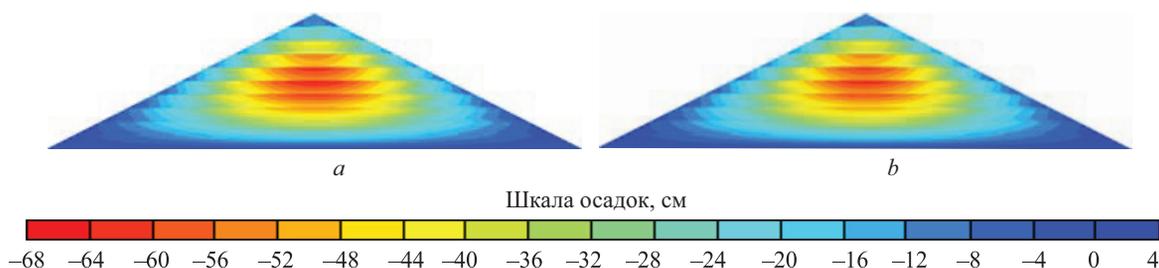


Рис. 9. Осадки плотины из гравийно-галечникового грунта при нагрузках от собственного веса по модели Мора – Кулона: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

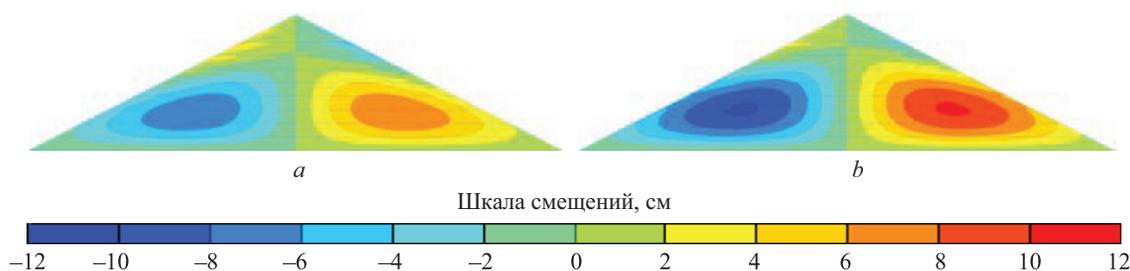


Рис. 10. Горизонтальные смещения плотины из гравийно-галечникового грунта при нагрузках от собственного веса по модели Мора – Кулона: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

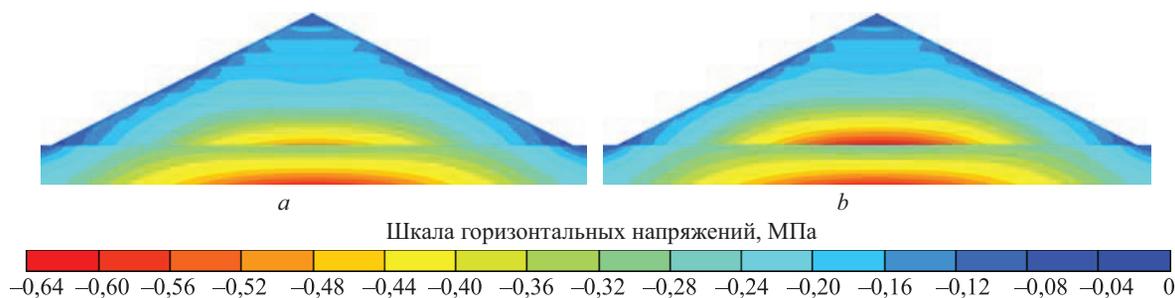


Рис. 11. Горизонтальные напряжения в плотине из гравийно-галечникового грунта при нагрузках от собственного веса по модели Мора – Кулона: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

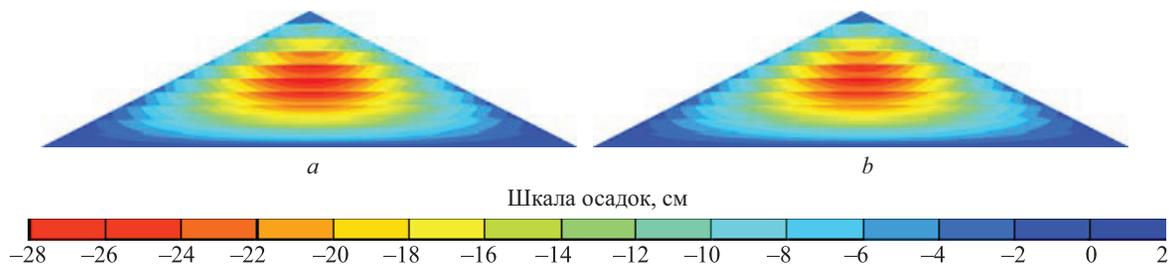


Рис. 12. Осадки плотины из щебенистого грунта при нагрузках от собственного веса по модели Мора – Кулона: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

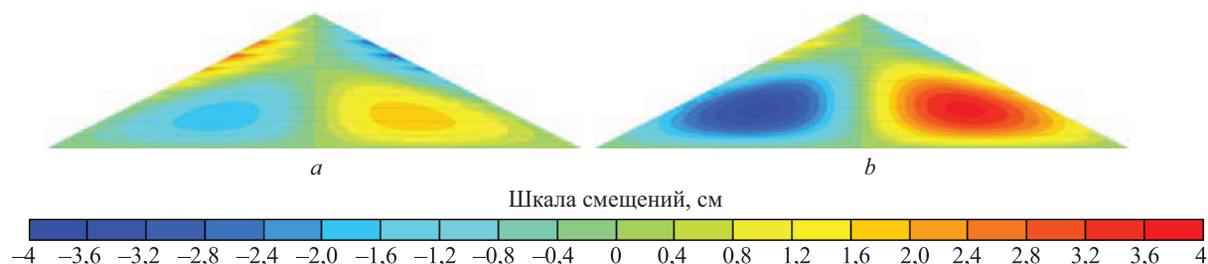


Рис. 13. Смещения плотины из щебенистого грунта при нагрузках от собственного веса по модели Мора – Кулона: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

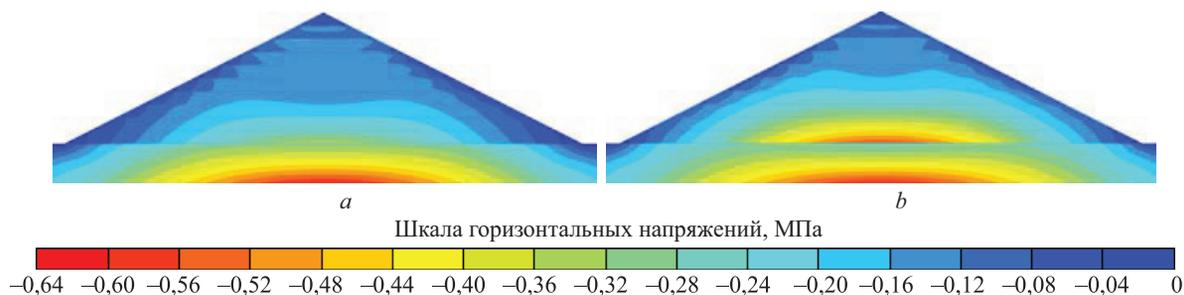


Рис. 14. Горизонтальные напряжения в плотине из щебенистого грунта при нагрузках от собственного веса по модели Кулона – Мора: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

картины напряженного состояния (рис. 11, *b*; 14, *b*). В этом варианте коэффициент Пуассона получается несколько большим, а модуль линейной деформации несколько меньшим, чем в варианте № 1.

Однако в варианте № 2 наблюдаются отличия в величинах и характере распределения горизонтальных смещений по отношению к исходному НДС. Для варианта № 2 свойственно более интенсивное расширение нижней части плотины, большие по величине смещения, чем по модели HS. Например, для щебенистого грунта максимальные смещения составили 3,7 см (рис. 13, *b*), что на 16 % больше, чем по модели HS (3,2 см, рис. 6, *b*). Для гравийно-галечникового грунта максимальные смещения — 10,3 см (рис. 13, *b*), т.е. на 32 % больше, чем по модели HS (7,8 см, рис. 6, *a*). В реальности отличия смещений гораздо большие, так как в варианте № 2 максимум смещений достигается в нижней, а не в верхней части профиля. Максимальные смещения нижней части профиля в варианте № 2 примерно в 2 раза выше, чем по модели HS.

Анализируя параметры модели MC (табл. 5), полученные для расчета НДС при нагрузках от собственного веса, можно отметить следующее:

- определенные модули линейной деформации грунтов близки к тем, которые определены по приближенным формулам;
- модули линейной деформации рассмотренных крупнообломочных грунтов ниже, чем средние значения, установленные по результатам натурных наблюдений [19];
- рассмотренный щебенистый грунт имеет примерно в 2,5 раза больший модуль линейной деформации, чем гравийно-галечниковый;
- рассмотренный гравийно-галечниковый грунт имеет больший коэффициент Пуассона, чем щебенистый.

Результаты расчета НДС каменно-набросной плотины по модели HS при восприятии гидростатического давления

НДС каменно-набросной плотины при нагрузках от гидростатического давления, полученное по модели HS, представлено на рис. 15–18, *a*; 19–21. На рисунках показаны те перемещения, которые получает плотина только от гидростатического давления, они не учитывают деформации от собственного веса. Это суммарные фазовые перемещения на всех

Табл. 7. Максимальные перемещения, см, плотины под действием гидростатического давления (модель HS)

Вид перемещений	Гравийно-галечниковый грунт	Щебенистый грунт
Осадки	19,5	8,5
Горизонтальные смещения в сторону верхнего бьефа	7,1	3,8
Горизонтальные смещения в сторону нижнего бьефа	6,6	2,3
Прогибы напорной грани	13,4	6,5

стадиях приложения гидростатического давления. Максимальные значения перемещений плотины указаны в табл. 7.

Основные изменения НДС плотины происходят вблизи напорной грани. Под действием гидростатического давления наблюдаются горизонтальные смещения (рис. 15, 16, *a*) и осадки (рис. 17, 18, *a*) верхней грани плотины. Осадки по величине примерно в 2,5 раза меньше, чем горизонтальные смещения. Смещения плотины носят знакопеременный характер. В нижней части плотины они направлены в сторону нижнего бьефа, а верхняя часть смещается

в сторону верхнего бьефа (рис. 15, 16, *a*). Максимальные смещения в сторону верхнего бьефа отмечаются на гребне плотины, они немногим меньше, чем максимальные смещения в нижний бьеф.

По осадкам и смещениям были вычислены прогибы напорной грани (рис. 19). Распределение прогибов по высоте имеет разный характер в зависимости от свойств грунта. В плотине из щебенистого грунта прогибы достигают максимума на высоте 38 м от дна, в плотине из гравийно-галечникового грунта — на высоте 24 м. Для плотины из гравийно-галечникового грунта характерны отрицательные про-

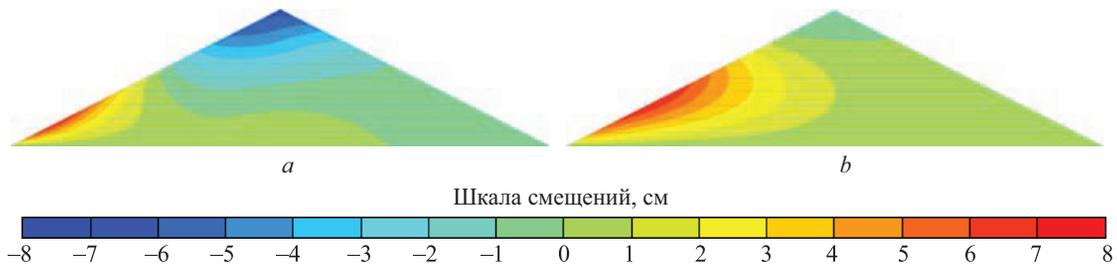


Рис. 15. Горизонтальные смещения плотины из гравийно-галечникового грунта при наполнении водохранилища: *a* — модель HS; *b* — модель MC

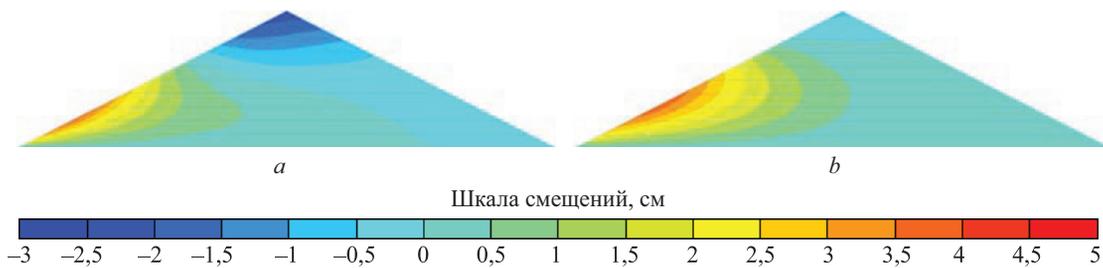


Рис. 16. Горизонтальные смещения плотины из щебенистого грунта при наполнении водохранилища: *a* — модель HS; *b* — модель MC

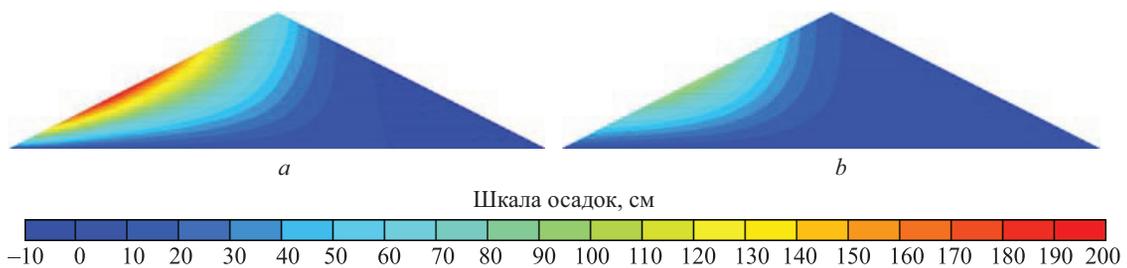


Рис. 17. Осадки плотины из гравийно-галечникового грунта при наполнении водохранилища: *a* — модель HS; *b* — модель MC

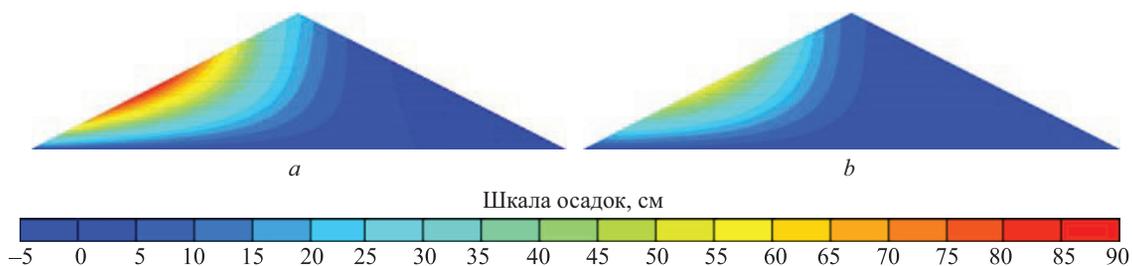


Рис. 18. Осадки плотины из щебенистого грунта при наполнении водохранилища: *a* — модель HS; *b* — модель MC

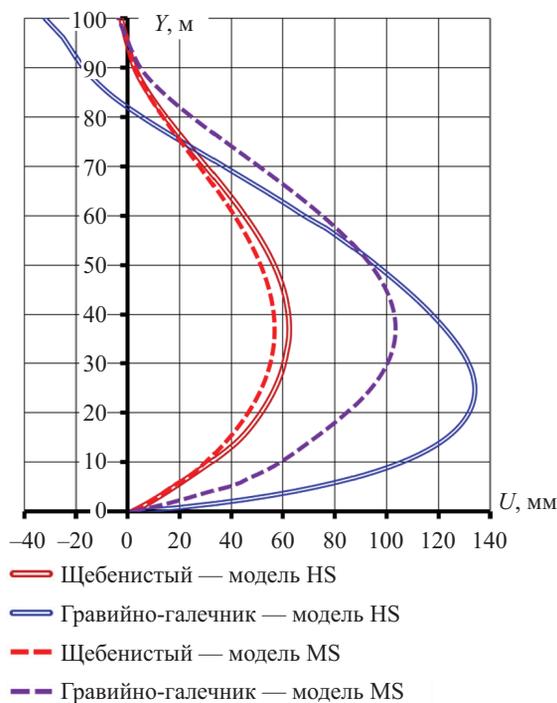


Рис. 19. Прогобы напорной грани плотины под действием гидростатического давления

гибы в пригребневой части плотины. Максимальный прогиб экрана плотины из гравийно-галечникового грунта составляет 134 см, а из щебенистого грунта — 62,5 м.

На распределение вертикальных и горизонтальных напряжений гидростатическое давление име-

ет меньшее влияние, чем нагрузки от собственного веса (рис. 20, 21).

Параметры деформируемости по модели Кулона – Мора при восприятии плотинной гидростатического давления

Подбор параметров модели МС выполнялся из условия достижения на напорной грани плотины примерно тех же величин горизонтальных смещений и осадок, что и по модели HS. Установлено, что при восприятии гидростатического давления модули линейной деформации E грунтов должны быть существенно выше, чем модули при нагрузках от собственного веса. Поэтому для случая восприятия плотинной гидростатического давления параметры модели МС подбирались отдельно.

Для приближенного прогноза были использованы формулы, которые приведены в труде [19]. В них модуль линейной деформации E грунта выражен через прогиб экрана верховой грани. Для гравийно-галечникового грунта $E = 223$ МПа, для щебенистого грунта $E = 480$ МПа. Эти значения соответственно примерно в 4,1 и в 2,7 раза выше модулей, полученных для момента времени 1. Они укладываются в диапазон, соответствующий каменной наброске реальных плотин.

При подборе параметров МС путем численного моделирования НДС плотины не удалось добиться совпадения одновременно горизонтальных и вертикальных перемещений. При использовании модели HS осадки экрана примерно в 2 раза превышают смещения, в то время как при применении модели МС

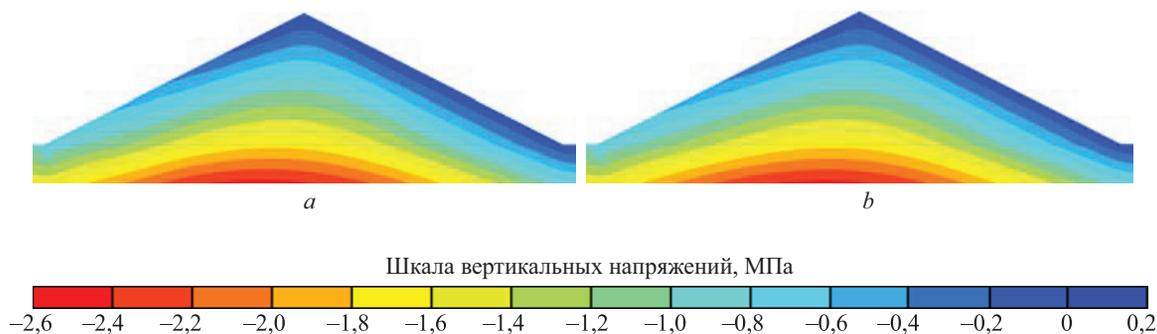


Рис. 20. Вертикальные напряжения в плотине по модели упрочняющегося грунта при наполнении водохранилища: а — гравийно-галечниковый грунт; б — щебенистый грунт

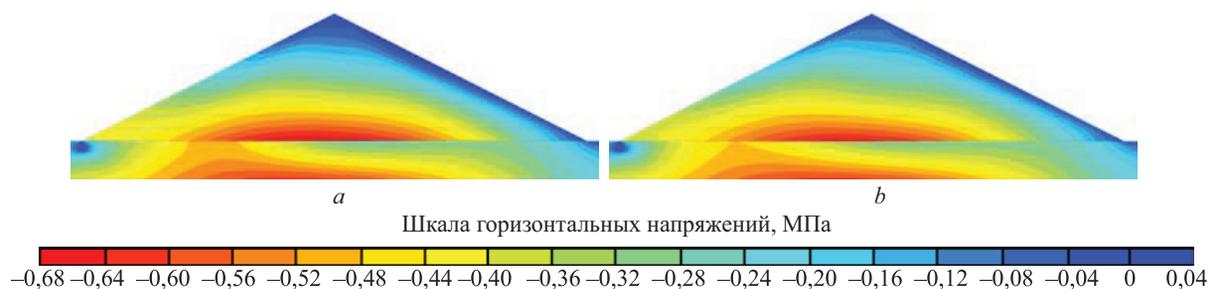


Рис. 21. Горизонтальные напряжения в плотине по модели упрочняющегося грунта при наполнении водохранилища: а — гравийно-галечниковый грунт; б — щебенистый грунт

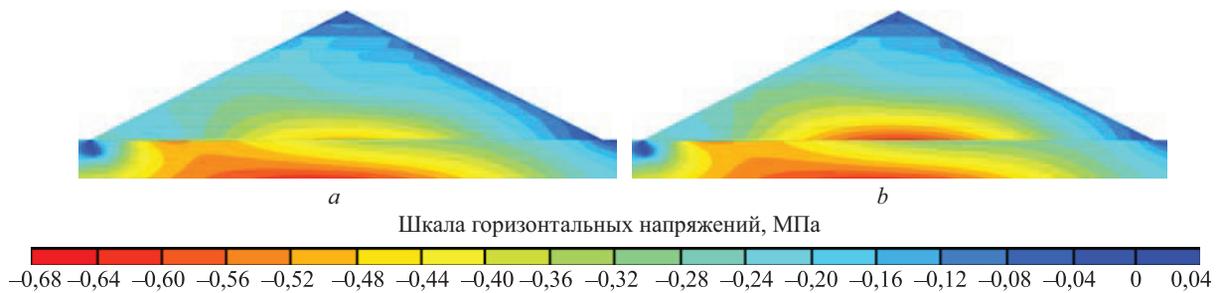


Рис. 22. Горизонтальные напряжения в плотине из гравийно-галечникового грунта после наполнения водохранилища по модели Кулона – Мора: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

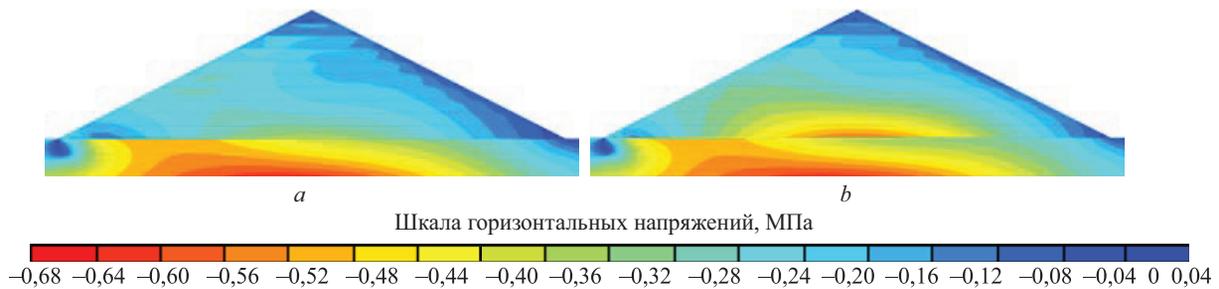


Рис. 23. Горизонтальные напряжения в плотине из щебенистого грунта при гидростатическом давлении по модели Кулона – Мора: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2

они близки друг к другу. Наиболее близкие результаты получены при коэффициенте Пуассона $\nu = 0$. Подбором были получены следующие значения модуля деформации: для гравийно-галечникового грунта $E = 190$ МПа, для щебенистого грунта $E = 350$ МПа. Они несколько меньше прогнозных.

Результаты расчета НДС плотины при выбранных параметрах модели МС представлены на рис. 15–18, *b*; 19, 22, 23. Деформирование плотины при расчете по моделям МС и HS происходит по-разному:

- осадки плотины по модели МС заметно меньше, чем по модели HS (рис. 17, 18);
- при использовании модели МС весь профиль плотины получает горизонтальные смещения только в сторону нижнего бьефа, в то время как по модели HS происходят смещения гребня в сторону верхнего бьефа (рис. 15, 16).

Из-за этого искажаются и прогибы экрана на верховой грани. По модели МС прогибы меньше, чем по модели HS (рис. 19). Например, в плотине из щебенистого грунта максимальный прогиб по модели HS составил 6,25 см, а по модели МС — 5,67 см, отличие составляет 9 %. В плотине из гравийно-галечникового грунта это отличие существенно больше — 23 % (13,4 см по HS, 10,3 см по МС). Кроме того, в этом

случае отличается и характер распределения прогибов по высоте (рис. 19).

Таким образом, использование модели МС может заметно исказить результаты численного моделирования НДС экрана каменно-набросной плотины. В случае щебенистого грунта совпадение результатов расчета по МС и HS удовлетворительное, а в случае рассмотренного гравийно-галечникового грунта — искажения существенные.

Результаты подбора параметров модели МС обобщены в табл. 8.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Модель упрочняющегося грунта (HS) в целом отражает основные проявления нелинейности деформирования грунтов, используемых в высоких грунтовых плотинах. Об этом свидетельствует выполненное авторами сравнение результатов экспериментальных испытаний с результатами их численного моделирования. Однако у модели Hardening Soil имеется несколько недостатков. Она не позволяет воспроизвести одновременно и эффект дилатансии, и эффект контракции грунта. Кроме того, она не учитывает криволинейный характер предельной поверхности.

Табл. 8. Подобранные параметры модели Кулона – Мора

Параметр модели	Гравийно-галечниковый грунт		Щебенистый грунт	
	Вес	Гидростатика	Вес	Гидростатика
Модуль упругости E , МПа	62–64	190	150–160	350
Коэффициент Пуассона	0,23–0,27	0	0,17–0,25	0

Грунты, для которых подобраны параметры нелинейных моделей, соответствуют каменной наброске реальных каменно-набросных плотин.

Для щебенистого грунта получены более высокие значения параметров модели HS, характеризующих жесткость грунта, по сравнению с теми, которые приведены в литературе. Но полученные для этого грунта модули линейной деформации (по модели Кулона – Мора) укладываются в диапазон, характерный для реальных плотин. Полученные параметры модели HS щебенистого грунта вполне подходят для выполнения прогнозных расчетов НДС каменно-набросных плотин, грунт в которых хорошо уплотнен.

Результаты расчетов показывают, что в каменно-набросных плотинах сильно проявляется эффект «упрочнения» (снижения деформируемости) крупнообломочных грунтов. Наиболее отчетливо он проявляется в резком снижении деформируемости грунта на этапе восприятия гидростатического давления по сравнению с этапом нагрузок от собственного веса. Применительно к модели MC это означает уве-

личение модуля линейной деформации (в 2–3 раза) и уменьшение коэффициента Пуассона.

Нелинейность деформирования грунта существенно влияет на формирование НДС однородной каменно-набросной плотины с экраном. Это отмечается из-за того, что эффект «упрочнения» грунта происходит неравномерно в разных зонах профиля плотины.

Из-за сильной нелинейности деформирования грунтов использование модели MC с постоянными параметрами ведет к очень сильному искажению НДС каменно-набросной плотины. Чтобы уменьшить эти искажения, параметры модели MC целесообразно принимать разными для этапа нагружения собственным весом плотины и для этапа восприятия гидростатического давления.

Подобрать параметры модели MC, эквивалентные нелинейному деформированию грунта, очень сложно. При использовании модели MC искажаются либо деформации плотины, либо ее напряженное состояние. Подобранные параметры модели MC могут быть использованы для приближенных расчетов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Andjelkovic V., Pavlovic N., Lazarevic Z., Radovanovic S.* Modelling of shear strength of rockfills used for the construction of rockfill dams // *Soils and Foundations*. 2018. Vol. 58. Issue 4. Pp. 881–893. DOI: 10.1016/j.sandf.2018.04.002
2. *Marsal R.J.* Large scale testing of rockfill materials // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1967. Vol. 93. Issue 2. Pp. 27–43. DOI: 10.1061/jsfeaq.0000958
3. *Araei A.A., Soroush A., Tabatabaei S.H., Ghandarzadeh A.* Consolidated undrained behavior of gravelly materials // *Scientia Iranica*. 2012. Vol. 19. Issue 6. Pp. 1391–1410. DOI: 10.1016/j.scient.2012.09.011
4. *Ghanbari A., Hamidi A., Abdolazadeh N.* A study of the rockfill material behavior in large-scale tests // *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 2013. Vol. 46. Issue 2. Pp. 125–143. DOI: 10.7508/cej.2013.02.002
5. *Honkanadavar N.P., Sharma K.G.* Testing and modeling the behavior of riverbed and blasted quarried rockfill materials // *International Journal of Geomechanics*. 2014. Vol. 14. Issue 6. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000378
6. *Xiao Y., Liu H., Chen Y., Jiang J.* Strength and deformation of rockfill material based on large-scale triaxial compression tests. I: Influences of density and pressure // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2014. Vol. 140. Issue 12. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001176
7. *Jia Y., Xu B., Chi S., Xiang B., Zhou Y.* Research on the particle breakage of rockfill materials during triaxial tests // *International Journal of Geomechanics*. 2017. Vol. 17. Issue 10. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000977
8. *Pan J., Jiang J., Cheng Z., Xu H., Zuo Y.* Large-scale true triaxial test on stress-strain and strength properties of rockfill // *International Journal of Geomechanics*. 2020. Vol. 20. Issue 1. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001527
9. *Саинов М.П.* Деформируемость горной массы в теле каменно-набросных плотин // *Строительство: наука и образование*. 2019. Т. 9. № 3 (33). С. 5. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.3.5. EDN GBNXDO.
10. *Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W.* Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviors of high rockfill dams // *Songklanakarin Journal of Science and Technology*. 2011. Vol. 33. Issue 3. Pp. 325–334.
11. *Yao F.H., Guan S.H., Yang H., Chen Y., Qiu H.F., Ma G. et al.* Long-term deformation analysis of Shuibuya concrete face rockfill dam based on response surface method and improved genetic algorithm // *Water Science and Engineering*. 2019. Vol. 12. Issue 3. Pp. 196–204. DOI: 10.1016/j.wse.2019.09.004
12. *Qu P., Chai J., Xu Z.* Three-dimensional static and dynamic analyses of an embedded concrete-face rockfill dam // *Water*. 2023. Vol. 15. Issue 23. P. 4189. DOI: 10.3390/w15234189
13. *Gao J., Han X., Han W., Dang F., Ren J., Xue H. et al.* Research on the slip deformation characteristics and improvement measures of concrete-faced

rockfill dams on dam foundations with large dip angles // Scientific Reports. 2024. Vol. 14. Issue 1. DOI: 10.1038/s41598-024-59222-0

14. Özkuzukiran S., Özkan M.Y., Özyazicioglu W.M., Yildiz G.S. Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam // Geotechnical & Geological Engineering, 2006. Vol. 24. Issue 6. Pp. 1665–1678. DOI: 10.1007/s10706-005-5180-1

15. Gao Y., Liu H., Won M.S. Behavior of rockfill dam under complex terrain condition // Arabian Journal of Geosciences. 2020. Vol. 13. Issue 19. DOI: 10.1007/s12517-020-06040-z

16. Sukkarak R., Likitlersuang S., Jongpradist P., Jamsawang P. Strength and stiffness parameters for hardening soil model of rockfill materials // Soils and Foundations. 2021. Vol. 61. Issue 6. Pp. 1597–1614. DOI: 10.1016/j.sandf.2021.09.007

17. Andrian F., Ulrich N., Monkachi M. Numerical analysis of the 210 m-High Nam Ngum 3 CFRD // Lec-

ture Notes in Civil Engineering. 2020. Pp. 749–762. DOI: 10.1007/978-3-030-51085-5_41

18. Sukkarak R., Jongpradist P., Pramthawee P. A modified valley shape factor for the estimation of rockfill dam settlement // Computers and Geotechnics. 2019. Vol. 108. Pp. 244–256. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.01.001

19. Сорока В.Б., Саинов М.П., Королев Д.В. Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном: опыт исследований напряженно-деформированного состояния // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 2. С. 207–224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224

20. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories // Géotechnique. 2018. Vol. 68. Issue 9. Pp. 749–771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095

21. Саинов М.П., Котов Ф.В. Параметры модели упрочняющегося грунта для моделирования высоких грунтовых плотин // Вестник науки и образования Северо-Запада России. 2024. Т. 10. № 2. С. 56–67. EDN FJGMOI.

Поступила в редакцию 23 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 8 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 16 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Филипп Викторович Котов — старший преподаватель кафедры гидравлики и гидротехнического строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 675643; KotovFV@mgsu.ru;

Михаил Петрович Саинов — доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой энергетических и гидротехнических сооружений; Национальный исследовательский университет «МЭИ» (НИУ «МЭИ»); 111250, г. Москва, ул. Красноказарменная, д. 14, стр. 1; SPIN-код: 2369-9626, Scopus: 6506150284, ORCID: 0000-0003-1139-3164; SainovMP@mpei.ru.

Вклад авторов:

Котов Ф.В. — сбор и обработка материала, выполнение расчетов, развитие методологии, обработка и оформление текста статьи.

Саинов М.П. — научное руководство, идея исследования, сбор материала, развитие методологии, написание исходного текста, оформление статьи, научное редактирование текста.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

An important component of the design justification of high-hazard (Class I and II) embankment dams is the calculation of the stress-strain state (SSS). The Russian CP 39.13330.2012 “Dams made of earth materials” (par. 9.12) requires that “the stability of the slopes of rockfill dams with reinforced concrete screen shall be determined only on the basis of the results of calculations of the stress-strain state of the dam using the strength and deformation characteristics of the soils in the dam body obtained on the basis of triaxial tests”. Such SSS calculations are complex and can only be performed by numerical modelling using specialized software.

The main issue that arises in numerical modelling is the choice of strength and deformation characteristics for rock fill (rock mass, gravel-pebble soil). At the pre-

liminary stages of design, when the results of experimental studies of soil properties are not available, these characteristics can be taken by analogues, using information from scientific and technical literature. However, difficulties arise here.

There is enough information about the strength of rock fill in the scientific and technical literature. The shear strength of coarse clastic soils has been studied by means of numerous experiments in shear devices as well as on triaxial compression devices (stabilimeters). Experimental results (e.g., in [1]) show that the peculiarity of coarse clastic soils consists in the nonlinear character of the dependence of ultimate tangential stresses on the average normal stress.

The Coulomb – Mohr criterion is commonly used in engineering practice as a criterion of shear strength of soils. In it, the strength characteristics of the soil are

the angle of internal friction φ and specific cohesion c . The values of these indicators can be assigned by processing the results of experiments.

There is less information on the deformability of coarse clastic soils in the literature. This is due to the difficulty of triaxial tests — they require large-scale and accurate instruments that can generate large force loads on the soil specimen.

The first tests of deformability of coarse clastic soils were performed in the 1960s by R.J. Marsal [2], Marsal [2], A.B. Vesic et al. These tests showed that deformation of such soils has a complex elastoplastic character. There is a relationship between deformability and strength, as well as a number of nonlinear effects such as the dilatancy phenomenon. The deformability of soil depends on its stress state: on lateral compression, the degree of approaching the limit state, and the type of stress state.

The deformability of coarse clastic soils also varies depending on the density, particle size distribution, particle shape, source rock, and other factors. This was one of the reasons why the available experimental data did not meet the needs of high dam design. Therefore, experimental studies were continued and they were performed in the design of many high earth dams. In the USSR, triaxial tests were carried out at the All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering named after B.E. Vedeneyev (VNIIG named after B.E. Vedeneyev) on a large-scale device PTS-300. It should be noted that instead of real rock mass, model soils were tested, i.e. soils with changed granulometric composition in comparison with the initial one.

In the XXI century, stabilimetric tests of coarse clastic soils were carried out by A.K. Gupta, A. Soroush, S. Linero and others. Tabl. 1 shows brief information about the most modern tests, the results of which have been published in [3–8]. It is known that the tests were also carried out in Russia, in VNIIG named after B.E. Vedeneyev. B.E. Vedeneyev, but their results are not available to the scientific community.

The results of some tests of coarse clastic soils are also collected and presented in [9]. The most compli-

cated experiments were performed in China. The tests published in [8] were carried out according to a non-standard scheme on a prismatic soil specimen, which was subjected to non-uniform loading along each of the three axes.

Nonlinear models have been developed and used since the 1960s to describe the nonlinear behaviour of soils under triaxial tests. The Russian normative document CP 39.13330.2012 states that “in calculations of the stress-strain state of Class I and II dams, nonlinear models that take into account plastic deformations of the soil in the limit state should be used”.

Several non-linear ground models are currently in use. The simplest is the model known as the Coulomb – Mohr model (MC model). In this model, the deformation of the soil at the pre-limit state is assumed to be linear and is described by two parameters: linear strain modulus E and Poisson’s ratio ν . The main disadvantage of the MC model is that it does not take into account the effect of soil “hardening”, i.e. increase of the strain modulus with increasing lateral compression. The influence of this effect is significant for the formation of SSS of high earth dams, so more complex nonlinear models are used.

The hyperbolic soil model is actively applied abroad. This model was developed by J.M. Duncan and C.Y. Chang based on the hyperbolic dependence proposed by R.L. Chang on the basis of the hyperbolic dependence proposed by R.L. Kondner. The hyperbolic model belongs to the deformation theory models of plasticity (nonlinear “elasticity”). In it, the relationship between stresses and strains is written in the form of Hooke’s law. This causes one of the drawbacks of the model — the difficulty of accounting for the dilatancy effect. It is stated in [10] that numerical simulation of the dam’s SSS has shown that the hyperbolic model does not describe its real behaviour well enough.

For this reason, T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier in 1999 proposed a more complex model, the Hardening Soil (HS) model. This model belongs to the models of plastic flow theory and is based on the associated law of plastic flow. Like the hyperbolic model,

Table 1. Information on triaxial tests of coarse clastic soils

Source and year of information	Type of soil	Density, t/m ³ , or relative density, %	Specimen dimensions, mm		Maximum particle size, mm	Maximum compression stress, MPa
			diameter	height		
[2], 1967	Rubble	1.7, 1.8 t/m ³	1130	2500	180	0.05–2.5
	Gravel-pebble	2.2 t/m ³				
[3], 2012*	Gruss	2.11, 2.18 t/m ³	200, 300	400, 600	50	0.1–0.9
	Gravel-pebble	2.0–2.23 t/m ³			60	0.2–0.8
[4], 2013	Rubble	1.99, 2.2 t/m ³	200	400	25	0.05–0.7
[5], 2014	Gravel, gruss	75, 87 %	381	813	80	0.2–1.6
[6], 2014	Gravel-pebble	2.05–2.27 t/m ³	300	600	60	0.4–1.6
[7], 2017	Rubble	2.21 t/m ³	300	600	60	Up to 2.0
[8], 2019	Rubble	2.06 t/m ³	300*	600	60	0.2–0.8

Note: * — tests in undrained conditions.

the HS model takes into account the “hardening” effect of the soil. It is considered to be the most advanced model for engineering calculations of soil structures. It is noted in [10] that the HS model describes the real behaviour of the dam better than the hyperbolic model.

Judging by modern publications, the hyperbolic model is mainly used for numerical modelling of earth dams and, less frequently, the hardening soil model. For example, the hyperbolic model has been used for calculations of the SSS of several rockfill dams with a reinforced concrete screen [10–13]. It is described [11] that the hyperbolic model was used to analyze in-situ observed displacement data for the world’s tallest rockfill dam, Shuibuya (China, $H = 233$ m).

Recently, the HS model has also been actively used. It has been used to study the SSS of embankment dams [14–18]. These studies were devoted to the SSS of several high rockfill dams with reinforced concrete screen: Kürtün (Iran, height 133 m) [14], Nam Ngum 2 (Laos, height 182 m) [10, 15, 16].

For Russian researchers, an important advantage of the strengthening soil model is that it is available for use in modern software packages (PC) PLAXIS, MIDAS, designed for solving geotechnical problems. However, in order to perform SSS calculations using a nonlinear model, it is necessary to know the values of its parameters.

All non-linear models are multi-parametric. In all three models listed above, the Coulomb – Mohr criterion is used to estimate the strength of the soil, and it is described by two parameters (φ and c). More parameters are required to describe the deformation in the hyperbolic and HS models than in the MC model.

Main parameters of the HS model:

E_{50}^{ref} — modulus of stiffness, which is the secant modulus of linear deformation at half (50 %) of the ultimate deviatoric stress, determined from triaxial tests;

E_{oed}^{ref} — reference oedometer (compression) modulus of deformation corresponding to the reference all-round pressure, determined by the results of oedometer tests;

E_{ur}^{ref} — reference unloading modulus obtained from compression tests at reference all-round pressure;

m is the degree index in the dependence of stiffness on stress level, which determines its curvature;

ν'_{ur} — Poisson’s ratio under unloading and reloading;

ψ — angle of dilatancy determined from triaxial tests;

R_f — the failure criterion, which is the ratio of the ultimate deviatoric loading to the asymptotic level of shear resistance to which the shear stress-strain relationship tends;

p_{ref} — reference (reference) all-round pressure.

The main objective of this study is to determine the parameters of HS and MC models for coarse clastic soils from triaxial tests. These are strength parameters (internal friction angle φ and specific cohesion c) and deformability parameters. The deformability parameters of the MC model (linear strain modulus E and Poisson’s

ratio ν) should be determined in order to make recommendations for approximate calculations of dam SSS.

Another objective of the study is to assess whether the deformability of the soils tested in the laboratory corresponds to that of real rockfill dams. For this purpose, an analysis of the deformations of real dams during the construction period was used [19]. This analysis is based on the results of field observations, which are presented in a number of foreign publications [20]. The analysis of the in-situ data showed that the deformability of the rock fill varies over a very wide range. Moreover, the deformability of the capstone differs when taking loads from its own weight and loads from hydrostatic pressure (on the top face). In the first case the deformation modulus is in the range of 30–240 MPa, in the second case — from 60 to 480 MPa. The difference in moduli was pointed out by N.L.S. Pinto and F.P. Marques as early as 1998. The increase in the modulus of deformation under high loads is called the “hardening” effect of the soil. It is necessary to establish whether the values of the modulus of linear deformation of the tested coarse clastic soils fall within this range and to what extent the “hardening” effect is manifested.

On this topic, the authors have previously carried out a study [21], but it considered the performance of the structure only under self-weight loads.

Recently, foreign researchers have also published works on the selection of HS model parameters for numerical modelling of the SSS of rockfill dams [16, 18]. It is shown [18] that according to the results of calculations of a number of constructed dams, the parameter E_{50}^{ref} is within the range from 30 to 200 MPa. The paper [16] is devoted to the processing of the results of a number of triaxial tests in order to determine the parameters of the HS model, it describes the methodology of processing the experimental results. Ideally, the results of both stabilimetric and oedometer tests are needed to determine the parameters.

It is also interesting to compare the obtained model parameters with those used by other authors in numerical modelling of dams.

MATERIALS AND METHODS

The selection of parameters of nonlinear models was performed for two types of coarse clastic soils — gravel-pebble and crushed stone. For this purpose, the results of triaxial tests of two authors were selected. The selected soils correspond to the soils used in real dams in terms of density. For the gravel-pebble soil, the tests used were those of R.J. Marsal tests, which were carried out during the construction of the El Infernilio dam (Adolfo López Mateos) [2]. For crushed stone soil, the tests chosen were those carried out by at Dalian University of Technology (China) [7].

The tests were realized for different compression stresses according to the standard methodology, in two stages. In the first stage the soil was subjected to all-

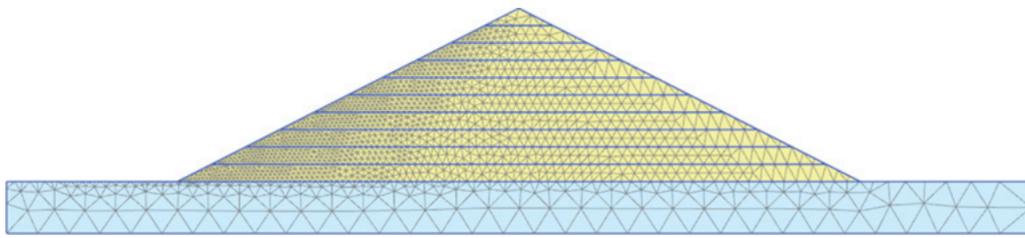


Fig. 1. Finite element model of the test dam

round compression, in the second stage — deviatoric loading with load growth only along the vertical axis.

The methodology for determining the parameters of the soil models consisted in performing a number of operations in several stages. At the first stage, the parameters of the strength criterion (φ and c) were established. For this purpose, an experimental relationship between normal and ultimate tangential stresses was constructed.

At the second stage, the soil deformability parameters were determined using the HS model. First, by analyzing the test results, the value of the degree index m , which expresses the “hardening” effect of the soil, was determined. Then, using a special module in the PC PLAXIS separately for each of the experiments determined the other parameters of the HS model. The model parameters obtained for the different experiments were then compared with each other, and the single parameter values that are suitable for all experiments were selected by fitting.

The third step was to select the MC model parameters equivalent to those of the HS model. These parameters were determined by selection on the basis of the condition that the abstract earth dam should receive the same maximum displacements (vertical settlement and horizontal displacements) when both models are used. The displacements were obtained by numerical modelling using the finite element method in PLAXIS.

The abstract dam considered is 100 m high and rests on a rigid foundation. The dam — is homogeneous and has a symmetrical triangular profile with a slope embedment equal to 2. The impervious element of the dam was assumed to be a screen on the upstream face and was not modelled. Calculation was carried out for loads from its own weight and hydrostatic pressure arising during filling of the reservoir. Since the screen is located on top of the embankment, the hydrostatic pressure is applied only on the top slope surface, while the dam soil remains dry. The dry density of the soil was assumed to be 2 t/m^3 .

The finite element model of the dam consists of 3,355 finite elements (Fig. 1). The finite elements have a quadratic approximation of displacements and the total number of nodes in the model is 27,283.

The SSS modelling of the structure was carried out taking into account the phased construction of the structure in layers (10 layers) and the gradual filling of the reservoir. Filling took place only after the embankment was built to its full height. The depth of the upper embankment was assumed to be 90 m.

RESEARCH RESULTS

Parameters of shear strength of soils

Processing of the test results was performed by the authors earlier [21]. A graph was constructed, which expresses the shear strength of coarse clastic soils in

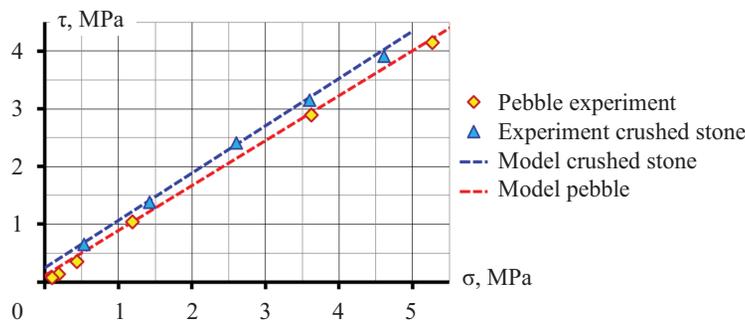


Fig. 2. Shear resistance of the considered soils

Table 2. Parameters of shear strength of the considered soils

Parameter	Gravel-pebble soil	Rubble soil
Angle of internal friction φ	37.9°	39.3°
Specific adhesion c , kPa	112	250

a wide range of stresses (Fig. 2). It shows that crushed stone soil has a higher shear resistance than gravel and pebble soil. The calculated parameters of shear strength were selected on the basis of maximum compliance with the experimental data, they are presented in Table 2. Fig. 2 shows that the shear strength parameters describe the experimental results well.

High cohesion (100–250 kPa) was obtained in the computational model, which is not characteristic of coarse clastic soils. Because of this, the shear resistance is overestimated at low stresses (Fig. 2). The presence of high cohesion in coarse clastic soil is explained not only by the effect of particle entanglement, but also by the fact that the Coulomb – Mohr criterion is expressed as a linear function and does not allow the angle of internal friction to be variable.

Parameters of soil deformability according to the hardening soil model

The parameters of the HS model, which express the deformability of the soil, obtained by the method described above are presented in Table 3.

Comparing the parameters of the two soils, the following can be observed:

- crushed stone soil has a stiffness about 3 times higher than gravel and pebble soil;
- degree m is higher in gravel-pebble soil, so it shows more “hardening” effect;
- the effect of dilatancy (expansion in shear) is more pronounced in crushed rock.

In order to assess the adequacy of the found parameters of the HS model, the results of its use were

compared with the experimental data (Fig. 3, 4). For each of the soils, the comparison was carried out only for the deviatoric loading section. The experiment was modelled using a special module in PLAXIS 2D. The analysis was carried out on the example of two dependencies:

- the dependence of shear stresses ($\sigma_1 - \sigma_3$) on shear strains ε_q ;
- dependence of volume deformations ε_v on mean stresses p' .

The analysis shows that the HS model describes well the nonlinear character of the dependence between stresses and shear strains in the considered range of compression pressure (Fig. 3, 4, *a*). However, the model does not describe well enough the character of the dependence between stresses and strains of all-round compression (Fig. 3, 4, *b*). It reproduces the effect of dilatancy, but dilatancy is modelled even in cases where it did not appear in the tests. The HS model does not reflect the effect of contraction, i.e. additional volume reduction at the initial stage of deviatoric loading, which was evident in the crushed stone soil (Fig. 4, *b*).

Now let us compare the obtained parameters with those that were used for numerical modelling according to the data of literature sources. They are given in Table 4.

A comparison of Table 3 and 4 shows that:

- degree m for both soils falls within the possible range of values (0.18–0.70);
- the ratio $E_{50}^{ref} > E_{oed}^{ref}$, recommended in [18], is fulfilled;

Table 3. Selected parameters of the Hardening Soil model of coarse clastic soils

Soil	E_{50}^{ref} , kPa	E_{oed}^{ref} , kPa	E_{ur}^{ref} , kPa	m	v'_{ur}	ψ , deg.	R_f	p_j^{ref} , kPa
Gravel-pebble	70	35	300	0.5	0.2	5	0.72	100
Rubble	230	150	480	0.22	0.2	20	0.85	100

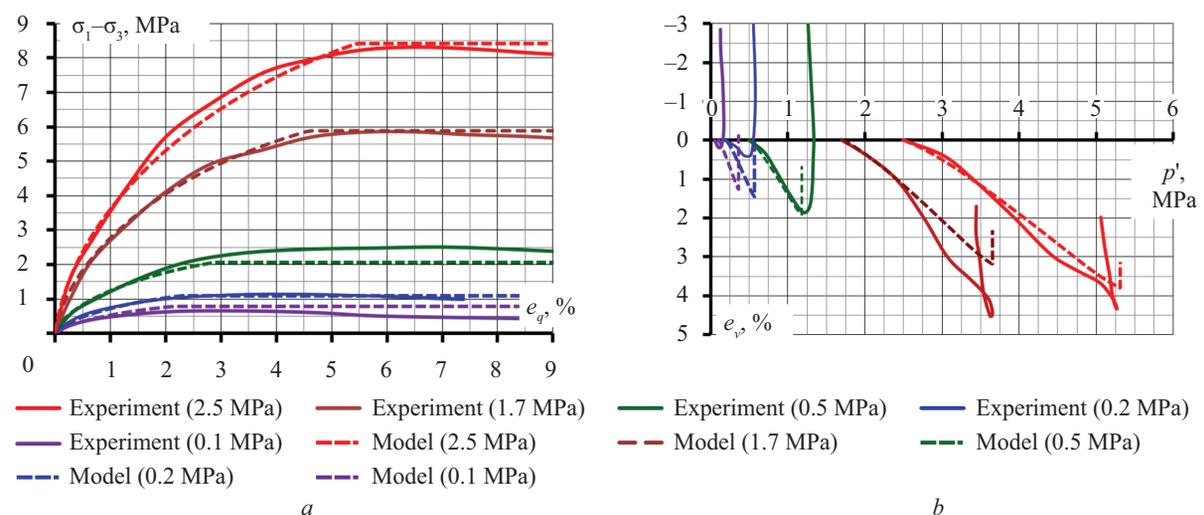


Fig. 3. Modelling of triaxial tests of gravel-pebble soil: *a* — dependence of shear stresses on shear strain intensity; *b* — dependence of volumetric strains on average stresses

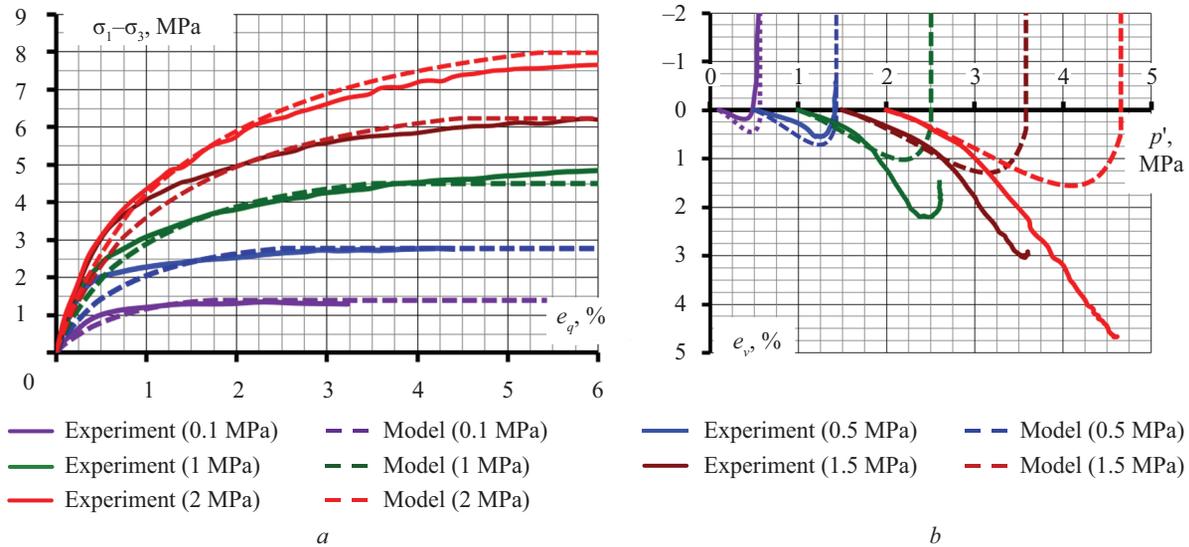


Fig. 4. Modelling of triaxial tests of crushed stone soil: a — dependence of shear stresses on the intensity of shear deformations; b — dependence of volumetric deformations on average stresses; pre-compression stresses are given in brackets

- for gravel-pebble soil the stiffness E_{50}^{ref} is in the presented range of values (12–100);
- for crushed stone soil, the stiffness E_{50}^{ref} is greater than that given in the literature;
- the R_f value for both soils falls within the possible range of values (0.65–0.90).

Results of numerical modelling of rockfill dam SSS

To verify the conformity of the tested soils with the rockfill of the real dams, the deformability parameters were determined using the MC model. This required firstly the calculation of the SSS of the rockfill dam using the HS hardening soil model.

The results of the calculation are shown in Fig. 5–12 in the form of displacements and stresses in the dam body. They are given in the figures for two moments of time and correspond to the action of different types of loads:

- moment 1 — completion of the dam construction, absorption of loads from its own weight;
- moment 2 — end of reservoir filling, when the loads from hydrostatic pressure are added to the loads from own weight.

Results of the HS model of the rockfill dam under self-weight loads

The SSS of the rockfill dam under self-weight loads obtained from the HS model is shown in Fig. 5–8. For the dam construction phase (moment 1), the figures show the so-called total phase displacements, and Table 5 shows both the total phase displacements and total displacements.

Total phase displacements — are the sum of the displacements accumulated by the dam points during each of the 10 phases (stages) of construction. The total differential displacements reflect the effect of the sequence of construction and their distribution is stepwise with jumps at the layer boundaries. At the crest of the dam, the total differential displacements are close to 0 because the crest is “erected” last and does not receive any displacements from the previous erection phases.

The integral displacements do not reflect the effect of the sequence of construction. They represent the fictitious displacements that an already constructed dam would receive if loads from the weight of each of the layers were applied to it in sequence.

Table 4. Parameters of the hardening soil model according to the data of foreign publications

Soil designation and source of information	E_{50}^{ref} , MPa	E_{oed}^{ref} , MPa	E_{ur}^{ref} , MPa	m	v'_{ur}	ψ , deg.	R_f	p^{ref} , kPa
No. 3B [10]	100	80	300	0.18	0.2	?	0.9	100
No. 3C [10]	16	14	48	0.65	0.2	?	0.9	100
Kol [16]	61	53	183	0.47	0.3	7	0.78	100
Purulia [16]	42	37.5	126	0.55	0.3	11	0.75	100
Ranjit Sagar [16]	64	52	192	0.47	0.3	–5	0.62	100
Shah Nehar [16]	25	25	75	0.6	0.3	4	0.65	100
No. 3B1 [15, 18]	80	55	240	0.29	0.3	0.5	0.78	100
No. 3C2 [15, 18]	12	10	36	0.70	0.3	–5	0.65	100

Table 5. Maximum displacements, cm, of the dam under self-weight loads (HS model)

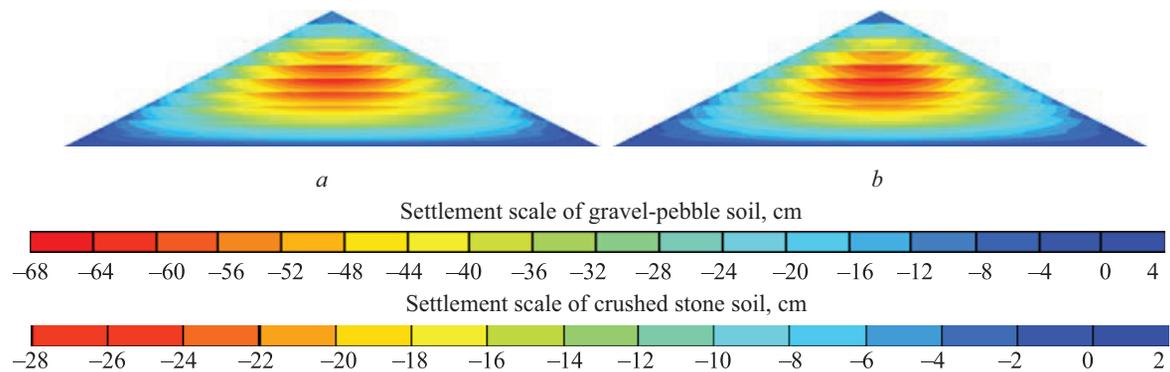
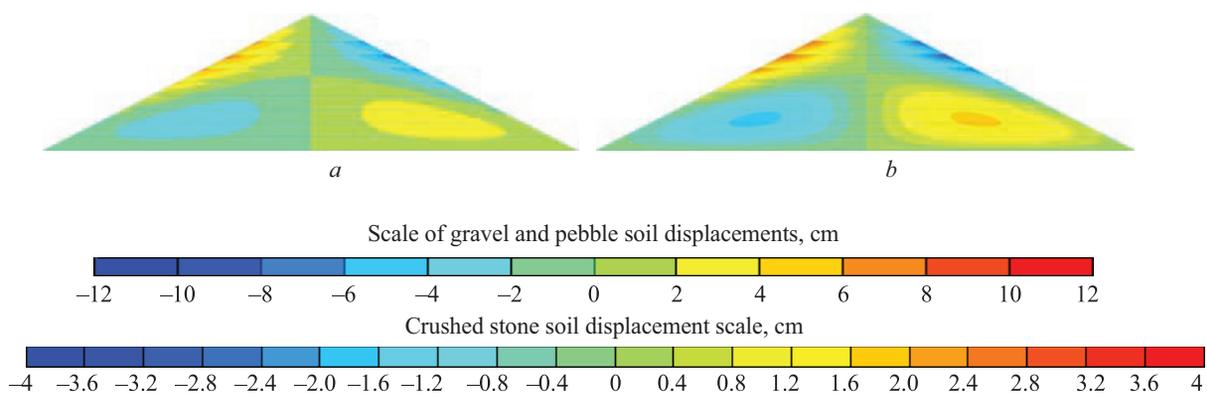
Type of movements	Gravel-pebble soil		Rubble soil	
	complete	total phase	complete	total phase
Precipitation	124.3	64.4	47.4	27.1
Horizontal displacements	11.5	7.8	4.9	3.2

At moment 1 (completion of construction), the dam's SSS is formed by self-weight loads, the embankment settles and tends to expand laterally. The distribution of displacements and stresses is similar for different types of soils, the only differences are in the magnitudes (Table 5).

The maximum settlement of the dam is obtained by its inner zone. The maximum settlement of the dam made of gravel and pebble soil was 64 cm (Fig. 5, *a*), that of the dam made of crushed stone soil — 27 cm (Fig. 5, *b*). In relation to the dam height, the settlement was 0.64 and 0.27 %, respectively. Such values correspond to the construction settlement interval, which is typical for modern rockfill dams. At the same time, the deformability of the considered crushed stone soil corresponds to a well-compacted rockfill, while the gravel-pebble soil is closer to an insufficiently compacted soil.

The distribution of horizontal displacements of the dam is characterized by a difference in the direction of displacements for the upper and lower parts of the dam. In the lower part of the dam the displacements are directed outwards and in the upper part — inwards. The maximum displacements are observed in the upper part of the dam. The maximum displacement of the gravel-pebble dam was 7.8 cm (Fig. 6, *a*) and that of the crushed stone dam was 3.2 cm (Fig. 6, *b*).

The distribution of vertical stresses is characterized by their smooth increase from top to bottom, from the slopes to the inner zone of the dam (Fig. 7). The horizontal stresses are distributed in a similar manner. A zone of concentration of compressive stresses is formed at the foot of the dam adjacent to the rocky base (Fig. 8). The horizontal stresses are about 3 times less than the vertical stresses. They are slightly higher in gravel and pebble soil (Fig. 8, *a*) than in crushed rock (Fig. 8, *b*).

**Fig. 5.** Settlement of the dam under self-weight loads according to the hardening soil model: *a* — gravel-pebble soil; *b* — crushed stone soil**Fig. 6.** Horizontal displacements of the dam under self-weight loads using the hardening soil model: *a* — gravel-pebble soil; *b* — crushed stone soil

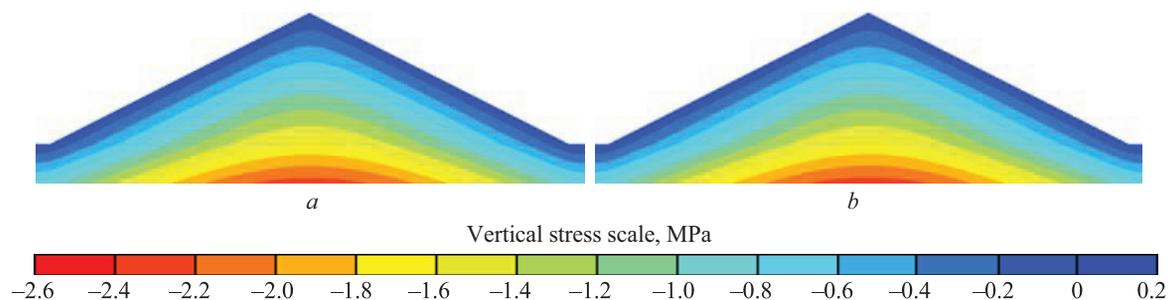


Fig. 7. Vertical stresses in the dam according to the hardening soil model under self-weight loads: *a* — gravel-pebble soil; *b* — crushed stone soil

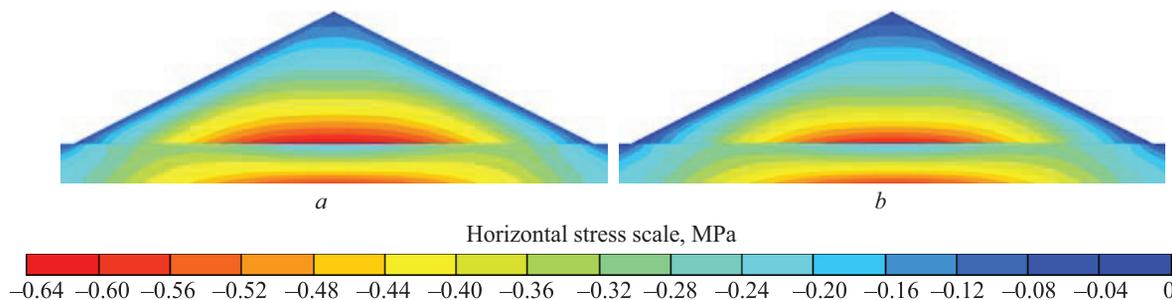


Fig. 8. Horizontal stresses in the dam according to the hardening soil model under self-weight loads: *a* — gravel-pebble soil; *b* — crushed stone soil

Parameters of deformability according to the Coulomb – Mohr model when the dam absorbs loads from its own weight

The described SSS of the dam became the initial information for the selection of the MC model parameters.

The well-known simple formulae for approximate determination of the modulus of linear deformation from the known construction settlement of the dam are given in [19]. The calculation shows that the modulus of linear deformation of gravel and pebble soil is 54 MPa, for crushed stone soil — 178 MPa.

The deformability parameters of the Coulomb – Mohr model were selected in such a way that they could

be used in numerical modelling to obtain approximately the same SSS of the dam as in the HS model. Many variations were considered, but no close match of the SSS could be obtained. Fig. 9–14 shows the dam SSS for two typical variants of the MC model parameters for each of the soils. The model parameters are given in Table 6.

In Case No. 1, the MC model parameters were selected on the basis of the condition that the maximum vertical and horizontal displacements of the dam are equal to the maximum values of the MC and HS models (total phase displacements were considered). However, in this variant the picture of the dam SSS is characterized by several qualitative and quantitative distortions.

Table 6. Selected parameters of the Coulomb – Mohr model for self-weight loadings

Model parameter	Gravel- pebble soil		Rubble soil	
	Option No. 1	Option No. 2	Option No. 1	Option No. 2
Modulus of elasticity <i>E</i> , MPa	62	64	150	160
Poisson’s ratio	0,27	0,23	0,25	0,17

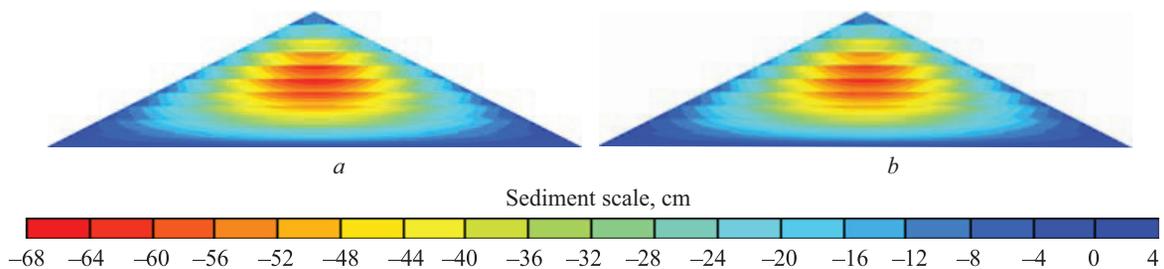


Fig. 9. Settlement of a gravel-pebble dam under self-weight loads according to the Mora – Coulomb model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

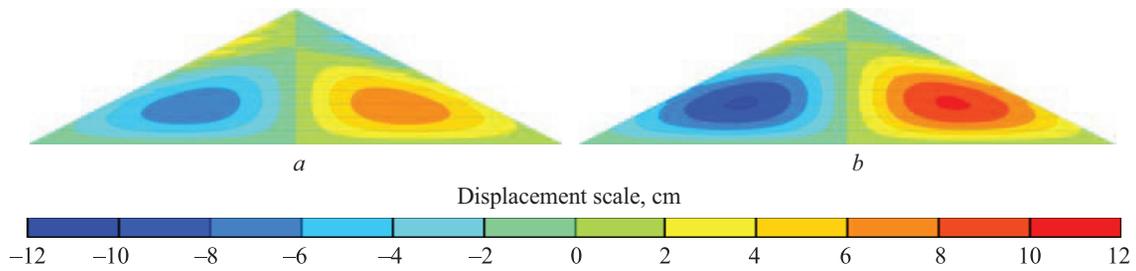


Fig. 10. Horizontal displacements of a gravel-pebble dam under self-weight loads using the Mohr – Coulomb model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

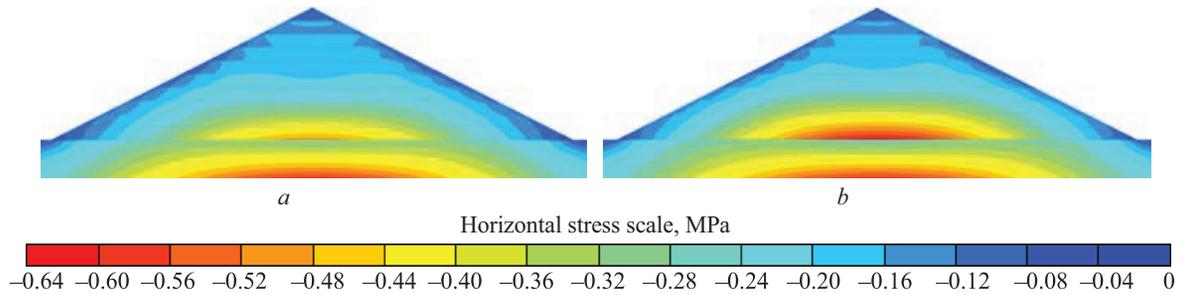


Fig. 11. Horizontal stresses in a gravel-pebble dam under self-weight loads according to the Mohr – Coulomb model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

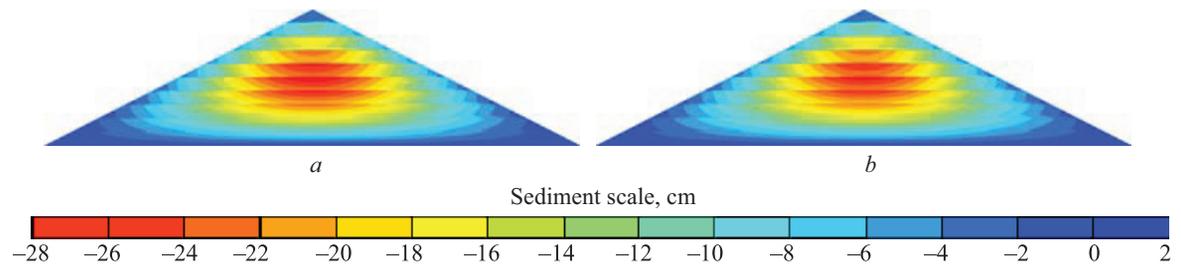


Fig. 12. Settlement of a crushed stone dam under self-weight loads according to the Mohr – Coulomb model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

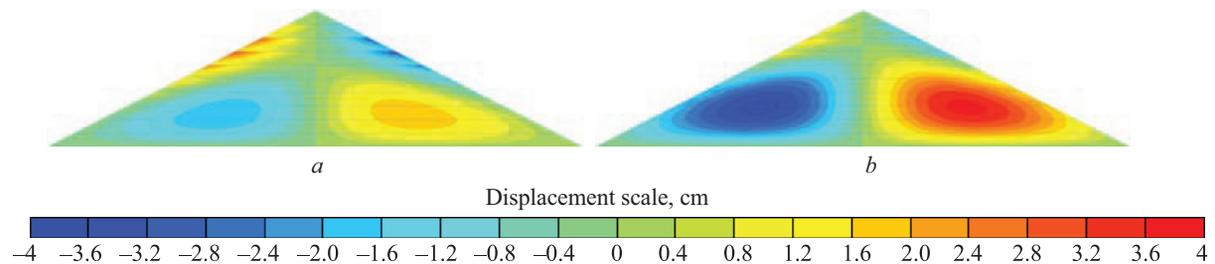


Fig. 13. Displacements of a crushed stone dam under self-weight loads according to the Mohr – Coulomb model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

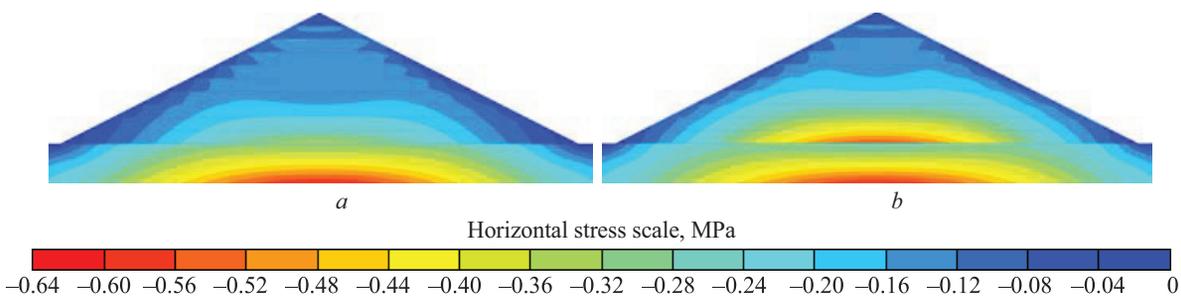


Fig. 14. Horizontal stresses in a crushed stone dam under self-weight loads according to the Coulomb – Mohr model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

The most important effect is the reduction of the horizontal stress level in the dam body (Fig. 11, *a*; 14, *a*). It is especially strong in a dam made of crushed stone soil — horizontal stresses are about 2 times less. To avoid this effect, option 2 is considered.

In variant No. 2, the MC model parameters are selected to match the maximum settlement of the dam and to achieve a qualitatively similar stress state pattern (Figs. 11, *b*; 14, *b*). In this variant, the Poisson’s ratio is slightly higher and the modulus of linear strain slightly lower than in variant 1.

However, there are differences in the magnitude and distribution of the horizontal displacements with respect to the original SSS in Case 2. In case of variant No. 2, there is a more intensive expansion of the lower part of the dam and larger displacements than in the HS model. For example, the maximum displacement for the gravelly soil was 3.7 cm (Fig. 13, *b*), which is 16 % more than for the HS model (3.2 cm, Fig. 6, *b*). For the gravel-pebble soil, the maximum displacements were 10.3 cm (Fig. 13, *b*), which is 32 % more than the HS model (7.8 cm, Fig. 6, *a*). In reality, the differences in displacements are much larger, because in variant No. 2, the maximum displacements are reached in the lower, not in the upper part of the profile. The maximum displacements of the lower part of the profile in variant No. 2 are about 2 times higher than in the HS model.

Analyzing the parameters of the MC model (Table 5) obtained for the calculation of SSS under self-weight loads, the following can be noted:

- the determined moduli of linear deformation of soils are close to those determined by approximate formulae;
- linear deformation moduli of the considered coarse elastic soils are lower than the average values determined from field observations [19];

- the considered crushed stone soil has approximately 2.5 times higher modulus of linear deformation than gravel and pebble soil;

- the considered gravel-pebble soil has a higher Poisson’s ratio than the crushed stone soil.

Results of the HS model of the rockfill dam under hydrostatic pressure loading

The SSS of the rockfill dam under hydrostatic pressure loads obtained from the HS model is shown in Fig. 15–18, *a*; 19–21. The figures show the displacements that the dam receives only from hydrostatic pressure; they do not take into account the deformations due to its own weight. These are the total phase displacements at all stages of hydrostatic pressure application. The maximum displacements of the dam are given in Table 7.

The main changes in the SSS of the dam occur near the head face. Under the action of hydrostatic pressure, horizontal displacements (Fig. 15, 16, *a*) and settlement (Fig. 17, 18, *a*) of the upstream face of the dam are observed. The precipitation is about 2.5 times smaller than the horizontal displacements. The displacements of the dam are alternating in nature. In the lower part of the dam they are directed towards the downstream side, while the upper part is displaced towards the upstream side (Fig. 15, 16, *a*). The maximum upstream displacements occur at the crest of the dam and are slightly less than the maximum downstream displacements.

The deflections of the pressure face were calculated from the precipitation and displacements (Fig. 19). The height distribution of the deflections has a different character depending on the soil properties. In the gravel-pebble dam, the deflections reach a maximum height of 38 m from the bottom, while in the gravel-pebble dam they reach a maximum height of 24 m. The gravel-pebble dam is characterized by negative deflections in the crest part of the dam. The maximum deflection

Table 7. Maximum displacements, cm, of the dam under hydrostatic pressure (HS model)

Type of movements	Gravel-pebble soil	Rubble soil
Precipitation	19.5	8.5
Horizontal displacements to the upstream side of the reservoir	7.1	3.8
Horizontal displacements towards the downstream side of the reservoir	6.6	2.3
Pressure edge deflections	13.4	6.5

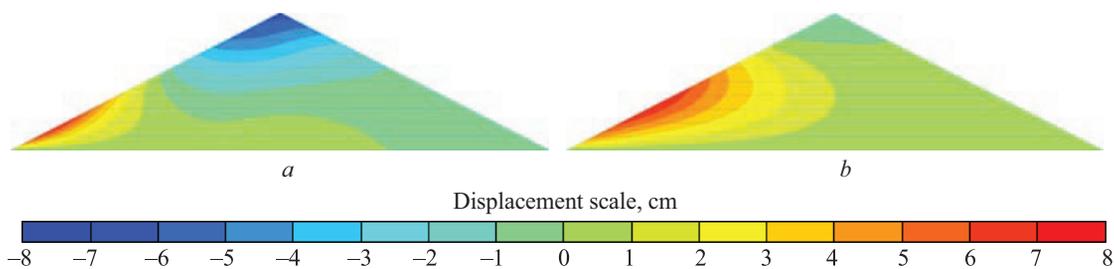


Fig. 15. Horizontal displacements of a gravel-pebble dam during reservoir filling: *a* — HS model; *b* — MC model

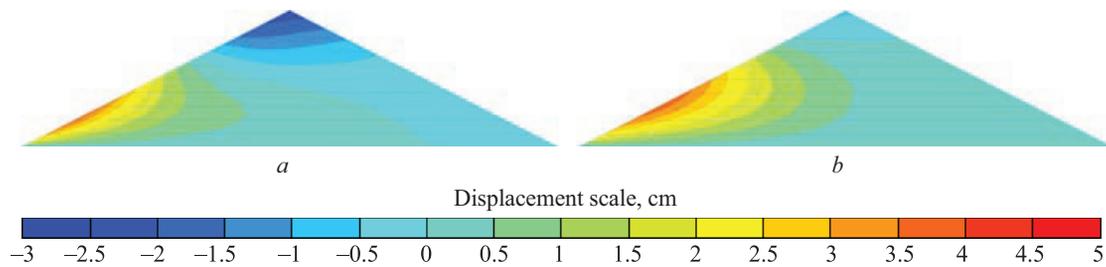


Fig. 16. Horizontal displacements of a rubble soil dam during reservoir filling: *a* — HS model; *b* — MC model

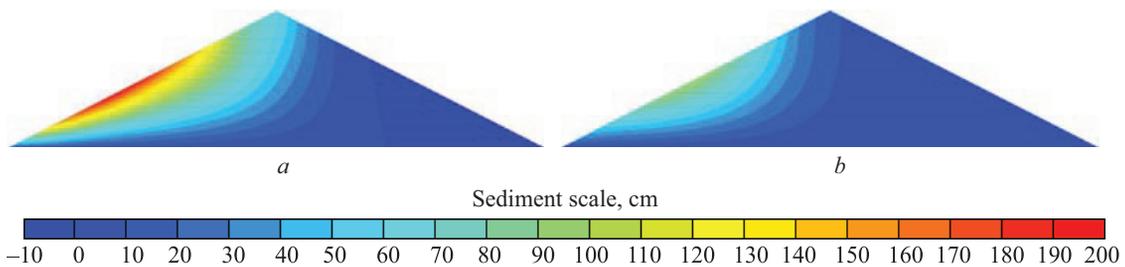


Fig. 17. Settlement of a gravel-pebble dam during reservoir filling: *a* — HS model; *b* — MC model

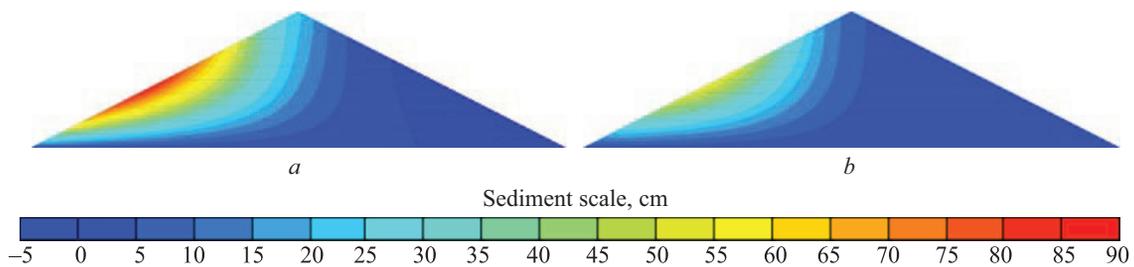


Fig. 18. Settlement of a crushed stone dam during reservoir filling: *a* — HS model; *b* — MC model

of the screen of the gravel-pebble dam is 134 cm and that of the crushed stone dam is 62.5 metres.

The distribution of vertical and horizontal stresses is less influenced by hydrostatic pressure than by self-weight loads (Fig. 20, 21).

Deformability parameters using the Coulomb – Mohr model for hydrostatic pressure in a dam

The MC model parameters were selected on the basis of the condition that the horizontal displacements and settlements at the head face of the dam are approximately the same as those obtained by the HS model. It was found that when hydrostatic pressure is applied to the dam, the moduli of linear deformation E of the soils should be significantly higher than the moduli under self-weight loading. Therefore, the MC model parameters were selected separately for the hydrostatic pressure case.

For approximate prediction we used the formulae given in [19]. In them, the modulus of linear deformation E of the soil is expressed through the deflection of the top face screen. For gravel-pebble soil $E = 223$ MPa, for crushed stone soil $E = 480$ MPa. These values are respectively about 4.1 and 2.7 times higher than the moduli

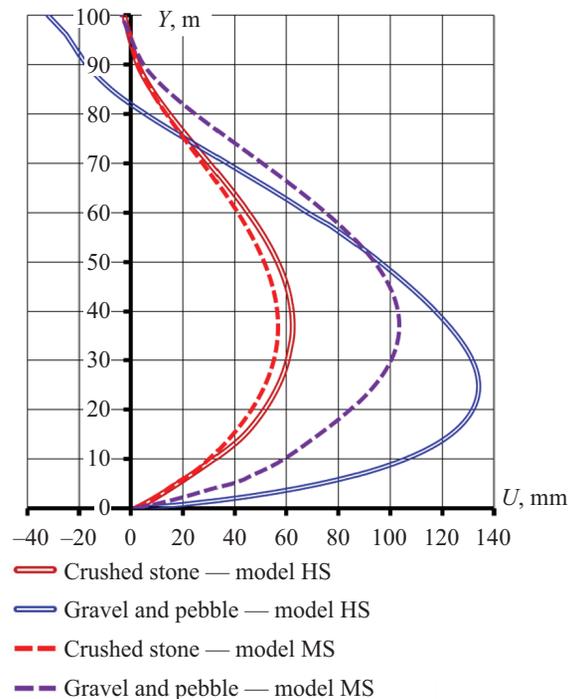


Fig. 19. Deflections of the dam face under the action of hydrostatic pressure

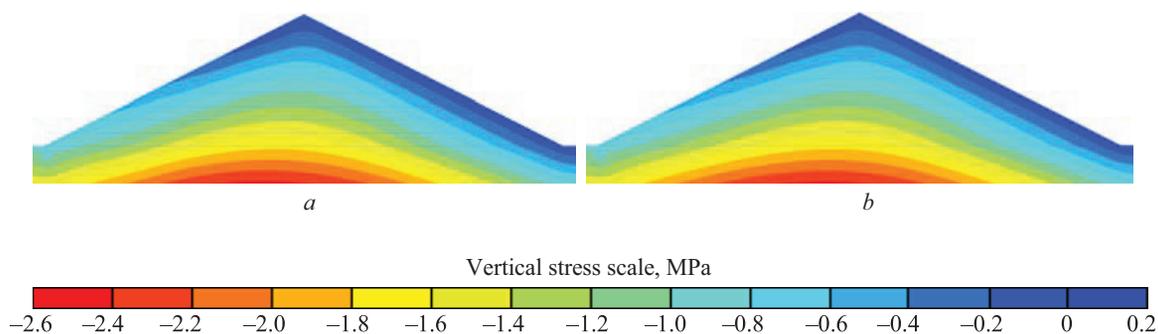


Fig. 20. Vertical stresses in the dam according to the model of hardening soil during reservoir filling: *a* — gravel and pebble soil; *b* — crushed stone soil

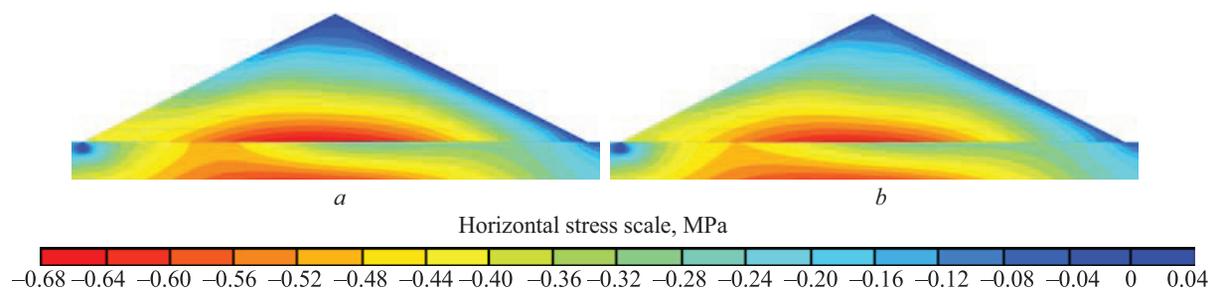


Fig. 21. Horizontal stresses in the dam according to the strengthening soil model during reservoir filling: *a* — gravel-pebble soil; *b* — crushed stone soil

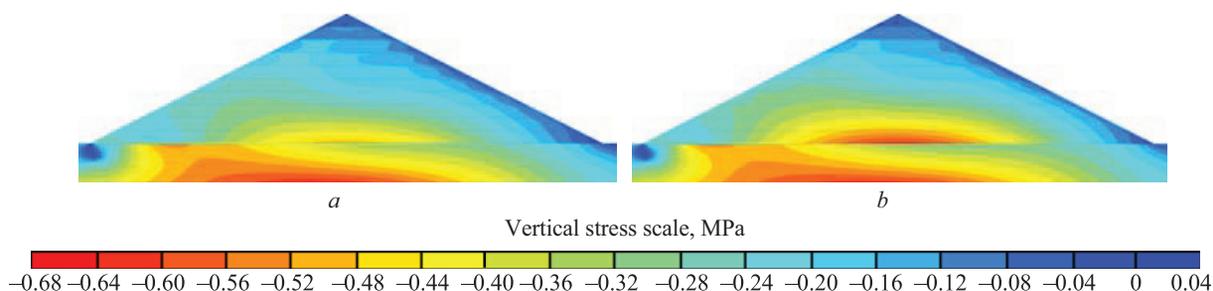


Fig. 22. Horizontal stresses in a gravel-pebble dam after filling the reservoir according to the Coulomb – Mohr model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

obtained for time 1. They are within the range corresponding to the rockfill of real dams.

When the MC parameters were selected by numerical modelling of the dam’s SSS, it was not possible to achieve simultaneous matching of horizontal and vertical displacements. When using the HS model, the screen settlement is about 2 times higher than the displacements, while when using the MC model, they are close to each other. The closest results are obtained when the Poisson’s ratio $\nu = 0$. The following values of modulus of deformation were obtained by selection: for gravel and pebble soil $E = 190$ MPa, for crushed stone soil $E = 350$ MPa. They are somewhat less than the predicted ones.

The results of calculating the dam’s SSS with the selected MC model parameters are shown in Figures 15–18, *b*; 19, 22, 23. The deformation of the dam in the MC and HS models is different:

- the MC model dam settlement is noticeably smaller than the HS model (Fig. 17, 18);

- with the MC model, the entire dam profile is horizontally displaced only downstream, whereas with the HS model the crest is displaced upstream (Fig. 15, 16).

Because of this, the screen deflections at the top edge are also distorted. The deflections of the MC model are smaller than those of the HS model (Fig. 19). For example, in the gravel-pebble dam, the maximum deflection of the HS model was 6.25 cm and that of the MC model was 5.67 cm, a difference of 9 %. In the gravel-pebble dam, this difference is significantly larger at 23 % (13.4 cm for HS, 10.3 cm for MC). In addition, in this case the distribution of deflections by height is also different (Fig. 19).

Thus, the use of the MC model can significantly distort the results of numerical modelling of the rockfill dam screen. In the case of crushed rock, the agreement between the MC and HS results is satisfactory, but in the case of the gravel and pebble soil considered, the distortions are significant.

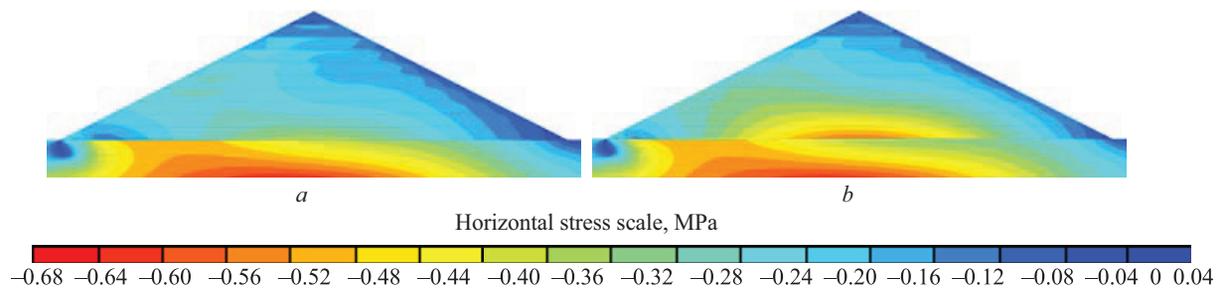


Fig. 23. Horizontal stresses in a crushed stone dam under hydrostatic pressure according to the Coulomb – Mohr model: *a* — variant No. 1; *b* — variant No. 2

Table 8. Selected parameters of the Coulomb – Mohr model

Model parameter	Gravel-pebble soil		Crushed stone soil	
	Weight	Hydrostatics	Weight	Hydrostatics
Modulus of elasticity E , MPa	62–64	190	150–160	350
Poisson's ratio	0.23–0.27	0	0.17–0.25	0

The results of fitting the MC model parameters are summarized in Table 8.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The hardening soil (HS) model generally reflects the main manifestations of nonlinearities in the deformation of soils used in high earth dams. This is evidenced by the authors' comparison of the results of experimental tests with the results of their numerical modelling. However, the Hardening Soil model has several disadvantages. It does not allow to reproduce both dilatancy and soil contraction effects simultaneously. In addition, it does not take into account the curvilinear nature of the ultimate surface.

The soils for which the parameters of the nonlinear models are fitted correspond to the rock fill of real rockfill dams.

For crushed stone soil, higher values of the HS model parameters characterizing soil stiffness are obtained compared to those given in the literature. However, the linear strain moduli obtained for this soil (according to the Coulomb – Mohr model) are within the range typical for real dams. The obtained parameters of the HS model of the crushed stone soil are quite suitable for carrying out predictive calculations of SSS of rockfill dams with well-compacted soil.

The results of calculations show that in rockfill dams the effect of “hardening” (reduction of deformability) of coarse clastic soils is strongly manifested. It is most clearly manifested in a sharp decrease in the deformability of the soil at the stage of hydrostatic pressure as compared to the stage of self-weight loading. With respect to the MC model, this means an increase in the linear deformation modulus (2–3 times) and a decrease in the Poisson's ratio.

The nonlinearity of ground deformation significantly affects the formation of SSS of a homogeneous rockfill dam with a screen. This is due to the fact that the effect of soil “hardening” occurs unevenly in different zones of the dam profile.

Due to the strong nonlinearity of the soil deformation, the use of MC model with constant parameters leads to a very strong distortion of the rockfill dam SSS. In order to reduce these distortions, it is advisable to use different MC model parameters for the stage of loading by the dam's own weight and for the stage of hydrostatic pressure.

It is very difficult to find MC model parameters equivalent to nonlinear ground deformation. When the MC model is used, either the deformation of the dam or its stress state is distorted. The selected MC model parameters can be used for approximate calculations.

REFERENCES

1. Andjelkovic V., Pavlovic N., Lazarevic Z., Radovanovic S. Modelling of shear strength of rockfills used for the construction of rockfill dams. *Soils and Foundations*. 2018; 58(4):881-893. DOI: 10.1016/j.sandf.2018.04.002
2. Marsal R.J. Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1967; 93(2):27-43. DOI: 10.1061/jsef.0000958
3. Araei A.A., Soroush A., Tabatabaei S.H., Ghandarzadeh A. Consolidated undrained behavior of gravelly materials. *Scientia Iranica*. 2012; 19(6):1391-1410. DOI: 10.1016/j.scient.2012.09.011

4. Ghanbari A., Hamidi A., Abdolazadeh N. A study of the rockfill material behavior in large-scale tests. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. 2013; 46(2):125-143. DOI: 10.7508/cej.2013.02.002
5. Honkanadavar N.P., Sharma K.G. Testing and modeling the behavior of riverbed and blasted quarried rockfill materials. *International Journal of Geomechanics*. 2014; 14(6). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000378
6. Xiao Y., Liu H., Chen Y., Jiang J. Strength and deformation of rockfill material based on large-scale triaxial compression tests. I: Influences of density and pressure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2014; 140(12). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001176
7. Jia Y., Xu B., Chi S., Xiang B., Zhou Y. Research on the particle breakage of rockfill materials during triaxial tests. *International Journal of Geomechanics*. 2017; 17(10). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000977
8. Pan J., Jiang J., Cheng Z., Xu H., Zuo Y. Large-scale true triaxial test on stress-strain and strength properties of rockfill. *International Journal of Geomechanics*. 2020; 20(1). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001527
9. Sainov M.P. Deformation of rockfill in bodies of rockfill dams. *Construction: Science and Education*. 2019; 9(3):5. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.3.5. EDN GBNXDO. (rus.).
10. Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W. Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviors of high rockfill dams. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*. 2011; 33(3):325-334.
11. Yao F.H., Guan S.H., Yang H., Chen Y., Qiu H.F., Ma G. et al. Long-term deformation analysis of Shuibuya concrete face rockfill dam based on response surface method and improved genetic algorithm. *Water Science and Engineering*. 2019; 12(3):196-204. DOI: 10.1016/j.wse.2019.09.004
12. Qu P., Chai J., Xu Z. Three-dimensional static and dynamic analyses of an embedded concrete-face rockfill dam. *Water*. 2023; 15(23):4189. DOI: 10.3390/w15234189
13. Gao J., Han X., Han W., Dang F., Ren J., Xue H. et al. Research on the slip deformation characteristics and improvement measures of concrete-faced rockfill dams on dam foundations with large dip angles. *Scientific Reports*. 2024; 14(1). DOI: 10.1038/s41598-024-59222-0
14. Özkuzukiran S., Özkan M.Y., Özyazicioglu W.M., Yildiz G.S. Settlement behaviour of a concrete faced rockfill dam. *Geotechnical & Geological Engineering*. 2006; 24(6):1665-1678. DOI: 10.1007/s10706-005-5180-1
15. Gao Y., Liu H., Won M.S. Behavior of rockfill dam under complex terrain condition. *Arabian Journal of Geosciences*. 2020; 13(19). DOI: 10.1007/s12517-020-06040-z
16. Sukkarak R., Likitlersuang S., Jongpradist P., Jamsawang P. Strength and stiffness parameters for hardening soil model of rockfill materials. *Soils and Foundations*. 2021; 61(6):1597-1614. DOI: 10.1016/j.sandf.2021.09.007
17. Andrian F., Ulrich N., Monkachi M. Numerical analysis of the 210 m-High Nam Ngum 3 CFRD. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020; 749-762. DOI: 10.1007/978-3-030-51085-5_41
18. Sukkarak R., Jongpradist P., Pramthawee P. A modified valley shape factor for the estimation of rockfill dam settlement. *Computers and Geotechnics*. 2019; 108:244-256. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.01.001
19. Soroka V.B., Sainov M.P., Korolev D.V. Concrete-faced rockfill dams: experience in study of stress-strain state. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2019; 14(2):207-224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224 (rus.).
20. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories. *Géotechnique*. 2018; 68(9):749-771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095
21. Sainov M.P., Kotov F.V. Parameters of a hardening soil model for modeling high embankment dams. *Journal of Science and Education of North-West Russia*. 2024; 10(2):56-67. EDN FJGMOI. (rus.).

Received August 23, 2024.

Adopted in revised form on September 8, 2024.

Approved for publication on September 16, 2024.

B I O N O T E S : **Filipp V. Kotov** — senior lecturer of the Department of Hydraulics and Hydrotechnical Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 675643; KotovFV@mgsu.ru;

Mikhail P. Sainov — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Energy Structures and Hydrotechnical Installations; **National Research University “Moscow Power Engineering Institute” (MPEI)**; build. 1, 14 Krasnokazarmennaya st., Moscow, 111250, Russian Federation; SPIN-code: 2369-9626, Scopus: 6506150284, ORCID: 0000-0003-1139-3164; SainovMP@mpei.ru.

Authors' contributions:

Filipp V. Kotov — collection and processing of material, performing calculations, development of methodology, processing and design of the text of the article.

Mikhail P. Sainov — scientific guidance, research idea, collection of material, development of methodology, writing of the original text, design of the article, scientific editing of the text.

The authors declare that there is no conflict of interest.