

Федеральное агентство по образованию

**ВЕСТНИК
ВОЛГОГРАДСКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО
УНИВЕРСИТЕТА**

Серия: Строительство и архитектура

**Выпуск
10 (29)**

Научно-теоретический и производственно-практический
журнал

2008

Выходит 4 раза в год

Основан в 1999 г.

Волгоград

ВолгГАСУ

С о д е р ж а н и е

<i>От редакции</i>	6
СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ. ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ. МЕХАНИКА ГРУНТОВ	
<i>Шадунц К.Ш.</i> Анализ оползневой процесса на основе теории риска*	7
<i>Жемчужов А.А., Шардаков И.Н., Омельчак И.М.</i> Моделирование поведения безригельных каркасных сборно-монолитных зданий и сооружений*	10
<i>Клигман Е.П., Созинова Е.В., Кириенко О.И.</i> Способ испытания надколонной плиты безригельной сборно-монолитной каркасной системы*	14
<i>Кожихов А.Г.</i> Численные и экспериментальные исследования работы внецентренно сжатых перфорированных стоек*	19
<i>Кулешова А.Н.</i> Вероятностный расчет здания как пространственной тонкостенной системы на сейсмическое воздействие*	25
<i>Шешеня Н.Л.</i> Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям для обоснования мероприятий инженерной защиты от опасных проявлений оползней*	31
<i>Пономарев А.Б., Сосновских Л.В., Голубев К.В.</i> Организация мониторинга склоновых участков*	37
<i>Цветков В.К.</i> Расчет системы грунт — подпорная стенка на основе анализа их напряженного состояния*	41
<i>Волик Д.В., Маций С.И.</i> Оценка пространственной устойчивости склонов*	47
<i>Богомолов А.Н., Ушаков А.Н.</i> Решение основной смешанной задачи теории упругости для одного класса полубесконечных областей*	53
<i>Дорджиев А.А.</i> Методы определения прочностных характеристик лессовых просадочных грунтов при замачивании*	58
<i>Шелестов С.А., Маций С.И., Шиян С.И.</i> Влияние сейсмических явлений на активизацию оползней*	64
<i>Подтелков Р.В., Маций С.И., Деревенец Ф.Н., Шиян С.И.</i> Защита территорий многоярусными свайными сооружениями*	68
<i>Богомолова О.А., Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Шиян С.И.</i> Оценка напряженно-деформированного состояния, величины коэффициента устойчивости и сил оползневого давления в однородном изотропном откосе с целью управления оползневыми процессами*	74

* Здесь и далее — статьи, публикуемые в связи с подготовкой к ежегодной Международной научной конференции «Городские агломерации на оползневых территориях» (май 2008 г.).

Пономарев А.А., Самаркин-Джарский К.Г. Инженерная защита горного участка трассы трубопроводов проекта «Сахалин-2»*	81
Пронозин Я.А., Зазуля Ю.В., Мельников Р.В. Экспериментальные исследования круглого жесткого штампа на слабом глинистом основании*	87
Ревенко В.В. Особенности образования локальных областей разрушения в основании под штампом*	91
Мамедов Ф.Ш., Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Махмудов К.С., Мусаев Н.А., Гамбаров Д. Ретро-спективный анализ катастрофического оползня в районе Баиловской «шишки» в Баку*	94
Брызгалова К.А., Маковецкий О.А., Селетков С.Ф., Репина К.А., Маковецкая К.О. Проектирование жилого комплекса с бизнес-центром и подземной автостоянкой в г. Перми*	98
Бай В.Ф., Еренчинов С.А. Экспериментальные исследования работы рамно-козловых фундаментов в условиях слабых грунтов Западно-Сибирского региона*	104
Бартоломей Л.А., Глушков И.В., Цидвинцева М.С., Кузнецов А.Г., Селетков С.Ф., Брызгалова К.А. Прогноз развития аварийной ситуации при строительстве подземной автостоянки в г. Перми*	109
Глушков И.В., Бартоломей Л.А., Цидвинцева М.С., Кузнецов А.Г., Селетков С.Ф., Брызгалова К.А. Усиление свайного фундамента на примере административного здания в г. Перми*	113
Казанцев В.С. Строительство тоннеля метрополитена в зоне тектонического разлома под Транссибирской железнодорожной магистралью в городе Челябинске*	116
Еетушенко С.И., Крахмальный Т.А. Разработка новых конструкций протяженных фундаментов, эффективно использующих несущую способность основания*	122
Цветков Р.В., Шардаков И.Н. Автоматизированная система измерения неравномерности осадок сооружения*	128
Зазуля Ю.В. Исследование работы ленточных фундаментов, подкрепленных микросваями*	135
Омельчак И.М., Шардаков И.Н., Гусев Г.Н. Моделирование влияния грунтов оснований на поведение расчетной схемы здания — фундамент — грунтовый массив*	140
Маковецкий О.А., Цидвинцева М.С., Маковецкая К.О. Устройство конструкций подземной части административного здания г. Перми*	143
Савинов А.В., Пасецкий А.А. Использование результатов статического зондирования слабого водонасыщенного основания для оценки усилий погружения вдавливаемых свай*	147
Левин А.Н., Тимофеева Л.М., Тимофеев Д.Д. О несущей способности коротких забивных свай при действии горизонтальных нагрузок*	152
Габибов Ф.Г., Мамедов Ф.Ш., Махмудов К.С., Мусаев Н.А. Исследование и выявление причин деформаций и повреждений здания гостиницы «Интурист» в Баку*	158
Деревенец Ф.Н. Исследование взаимодействия грунта оползня со сваями удерживающих сооружений в трехмерной постановке*	162
Савин А.П. Определение деформационных характеристик пористой среды в вычислительном эксперименте*	167
Богомолов А.А., Качурин Я.В., Соловьев А.В., Торшин Д.П. Экспериментальные исследования несущей способности связных оснований ленточных фундаментов мелкого заложения*	171
Нуждин Л.В., Теслицкий В.В. К расчету контурного армирования грунтового основания фундаментов*	175
Пшеничкина В.А., Белоусов А.С., Гичкун С.С. Методика оценки сейсмической надежности сооружений, взаимодействующих со случайно-неоднородным основанием*	179
Муравьева Л.В. Расчет подземных трубопроводов, проложенных в сейсмических районах*	184
СТРОИТЕЛЬНАЯ ИНФОРМАТИКА	
Кяттов Н.Х. Моделирование как элемент мониторинга физического состояния зданий и сооружений*	188
Созинова Е.В. Расчеты конструкций зданий и сооружений с учетом этапов их возведения*	192
ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ДОРОГ, МЕТРОПОЛИТЕНОВ, АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ	
Нечипоренко Б.А., Дыба В.П., Брагинцев В.А. К расчету несущей способности дорожных одежд	195
Плешаков Д.В., Маций С.И. Диагностика оползневых участков автомобильных дорог на основе методики оптимального риска*	200
Кочетков А.В., Ермаков М.Л., Аржанухина С.П. Научные основы нормирования шероховатых поверхностей дорожных покрытий*	206
ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА	
Уренёв П.Ф. Технология изготовления брусковых армокаменных конструкций*	213
СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ	
Кашарина Т.П., Скибин Г.М., Кидакоев А.М. Применение грунтонаполняемых лицевых стенок при использовании вторичных материальных ресурсов*	216

Лаврикова Н.А., Фомичев В.Т. Получение и использование в строительстве дезинфектантов на основе минерала — бишофита*	221
Славчева Г.С., Новиков М.В., Чернышов Е.М. Изменение механических свойств поризованного бетона во времени*	224
Ушаков А.В., Акчури Т.К. К анализу совместных деформаций испытуемого образца, испытательной машины и элемента противодействия в испытательной установке, силовозбудителем в которой является пружина*	230
Зеленков Д.С., Полухина Н.А., Подтелков В.В. Возможность оптимизации свойств ячеистых и поризованных бетонов*	234
ТЕПЛОСНАБЖЕНИЕ. ВЕНТИЛЯЦИЯ, КОНДИЦИОНИРОВАНИЕ ВОЗДУХА. ГАЗОСНАБЖЕНИЕ И ОСВЕЩЕНИЕ	
Богуславский Н.Е. Возможности вихревых технологий обеспыливания при производстве керамических стеновых изделий	240
Пульдас Л.А. Нестационарные тепловые режимы в гражданских зданиях	244
Мензелинцев Н.В., Артемова Е.Б. Оценка эффективности улавливания фтористого водорода смешанными ионообменными сорбентами группы КМ	249
ТЕОРИЯ И ИСТОРИЯ АРХИТЕКТУРЫ, РЕСТАВРАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ИСТОРИКО-АРХИТЕКТУРНОГО НАСЛЕДИЯ. АРХИТЕКТУРА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	
Мурадели М.Т. Пространственная композиция языческих мольбищ и их историческая эволюция на основе археологических данных зодчества Иберии (Восточная Грузия) эпохи бронзы	252
Гончаров М.Н. Архитектурно-ландшафтные приемы развития для театральных площадей на примере площади Парижской коммуны г. Екатеринбурга	256
Брынюк С.И., Плахотный Г.Н. Проблема сохранения архитектурного наследия исторического центра Одессы*	262
Пухляк Т.В., Плахотный Г.Н. Проблема сохранения архитектурного наследия в Северном Причерноморье*	265
НАШИ АВТОРЫ	269

C o n t e n t s

<i>From the editors</i>	6
BUILDING STRUCTURES, BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS. BASEMENTS, FOUNDATIONS, UNDERGROUND STRUCTURES	
Shadunts K.Sh. Landslide process analysis based on risk theory	7
Zhemchugov A.A., Shardakov I.N., Omelchak I.M. Modeling of the behaviour of girder-free frame composite buildings and constructions	10
Kligman E.P., Sozinova E.V., Kirienko O.I. Method for testing the on-column slab in girder-free composite frame system	14
Kozhikhov A.G. Numerical and experimental investigations of the work of eccentrically compressed perforated posts	19
Kuleshova A.N. Probability analysis of a building as a spatial thin-shelled system for seismic load	25
Sheshenya N.L. Main requirements to the engineering-and-geological surveying aimed at justifying the engineering protective measures against dangerous landslide effects	31
Ponomarev A.B., Sosnovskikh L.V., Golubev K.V. Arranging the slope districts monitoring	37
Tsvetkov V.K. Analysis of the soil-retaining wall system on the basis of their stressed state	41
Volik D.V., Matsiy S.I. Evaluation of slope's spatial stability	47
Bogomolov A.N., Ushakov A.N. Solution of the main mixed problem of elasticity theory for one class of semi-infinite regions	53
Dordzhiyev A.A. Methods for determining strength characteristics of loess subsidence soils while wetting	58
Shelestov S.A., Matsiy S.I., Shiyan S.I. Influence of seismic phenomena on the landslide activation	64
Podtelkov R.V., Matsiy S.I., Derevenets F.N., Shiyan S.I. Territory protection with the help of multi-layer pile constructions	68
Bogomolova O.A., Bogomolov A.N., Ushakov A.N., Shiyan S.I. Evaluation of the stress-strained state, stability factor value and the landslide pressure forces in homogeneous isotropic slope in order to manage the landslide processes	74
Ponomarev A.A., Samarkin-Dzharsky K.G. Engineering protection of mountainous section of "Sakhalin-2" project's pipeline routing	81
Pronozin Ya.A., Zazulya Yu.V., Melnikov R.V. Experimental investigations of round stiff stamp on weak clay foundation bed	87
Revenko V.V. Specific features of local failure areas formation in the foundation bed under stamp	91

Mamedov F.Sh., Gabibov F.G., Amrakhov A.T., Makhmudov K.S., Musayev N.A., Gambarov D.A Retrospective analysis of the disastrous landslide in the district of Bailovskaya "Shishka" in Baku	94
Bryzgalova K.A., Makovetsky O.A., Seletkov S.M., Repina K.A., Makovetskaya K.O. Design of residential complex with business center and underground parking in the city of Perm	98
Bay V.F., Yerenchinov S.A. Experimental investigation of work of frame trestle foundations in weak soils of West-Siberian region	104
Bartolomey L.A., Glushkov I.V., Tsidvintseva M.C., Kuznetsov A.G., Seletkov S.F., Bryzgalova K.A. Prognostication of emergency situation development while constructing an underground parking in the city of Perm	109
Glushkov I.V., Bartolomey L.A., Tsidvintseva M.C., Kuznetsov A.G., Seletkov S.F., Bryzgalova K.A. Strengthening pile footing by the example of an administration building in the city of Perm	113
Kazantsev V.S. Construction of underground railway tunnel in the zone of tectonic fracture under Transsiberian trunk railway in the city of Chelyabinsk	116
Yevtushenko S.I., Krakhmalny T.A. Development of new structures for spread footings efficiently applying load-bearing capacity of foundation bed	122
Tsvetkov R.V., Shardakov I.N. Automated system for measuring the unevenness of constructions' settlement	128
Zazulya Yu.V. Investigation of work of continuous footings supported by micropiles	135
Omelchak I.M., Shardakov I.N., Gusev G.N. Modeling of foundation beds' influence on the behaviour of the building-foundation-soil body design scheme	140
Makovetsky O.A., Tsidvintseva M.S., Makovetskaya K.O. Structural organization of an administration building's subsystem in the city of Perm	143
Savinov A.V., Pasetsky A.A. Applying the results of static probing of weak water-saturated foundation bed to the evaluation of insertion forces of indented piles	147
Levin A.N., Timofeyeva L.M., Timofeyev D.D. On the load-bearing capacity of short driven piles exposed to horizontal loading	152
Gabibov F.G., Mamedov F.Sh., Makhmudov K.S., Musayev N.A. Investigating and revealing the reasons of deformations and damage in the building of "Inturist" Hotel in Baku	158
Derevenets F.N. Investigation of the interaction between the landslide soil and the piles of the retaining constructions in 3D statement	162
Savin A.P. Determining the deformation characteristics of porous medium in computational experiment	167
Bogomolov A.A., Kachurin Ya.V., Solovyev A.V., Torshin D.P. Experimental investigations of the load-bearing capacity of connected beds of shallow continuous footings	171
Nuzhdin L.V., Teslitsky V.V. To the calculation of contour reinforcement of soil foundation bed	175
Pshenichkina V.A., Belousov A.S., Gichkun S.S. Method for evaluating the seismic reliability of constructions which interact with randomly-inhomogeneous foundation bed	179
Muravieva L. Design of buried pipelines, in seismic regions	184
CIVIL ENGINEERING INFORMATICS	
Kyatov N.Kh. Modeling as an element of physical conditions monitoring of buildings and constructions	188
Sozinova E.V. Structural analysis of buildings and constructions taking into consideration the stages of their erection	192
DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE OF HIGHWAYS, SUBWAYS, AERODROMES, BRIDGES AND TRAFFIC TUNNELS	
Nechiporenko B.A., Dyba V.P., Braginets V.A. To calculation of bearing ability of road clothes	195
Pleshakov D.V., Matsiy S.I. Diagnostics of the landslide sections of highways on the basis of optimal risk method	200
Kochetkov A.V., Ermakov M.L., Arzhanukhina S.P. Scientific grounds of norm setting for rough surfaces of road pavements	206
TECHNOLOGY AND CONTROL IN CONSTRUCTION	
Urenev P.F. Technology of production of bar reinforced masonry structures	213
BUILDING MATERIALS AND ARTICLES	
Kasharina T.P., Skibin G.M., Kidakoyev A.M. Applying soil-filled front walls while using recycled material resources	216
Lavrikova N.A., Fomichev V.T. Obtaining and using mineral Bischofite-based disinfectants for construction purposes	221
Slavcheva G.S., Novikov M.V., Chernishov E.M. Change of mechanical properties of aerated concrete in time	224
Ushakov A.V., Akchurin T.K. To the analysis of joint deformations of a sample under testing, testing machine and backpressure element in testing device with a string as a force initiator	230

Zelenkov D.S., Polukhina N.A., Podtelkov V.V. Potential to optimize the properties of cellular and aerated concretes	234
HEAT SUPPLY. VENTILATION, AIR CONDITIONING. GAS SUPPLY AND ILLUMINATION. WATER SUPPLY, SEWERAGE, CONSTRUCTIONS FOR WATER RESOURCES PROTECTION	
Boguslavsky N.E. Capabilities of vortex dust-removal technologies in production of ceramic wall articles	240
Puldas L.A. Nonstationary heating modes in civil buildings	244
Menzelintseva N.V., Artemova Ye.B. Evaluation the efficiency of catching HF semi ion-exchange sorbents of group KM	249
THEORY AND HISTORY OF ARCHITECTURE, RESTORATION AND RECONSTRUCTION OF THE HISTORIC AND ARCHITECTURAL HERITAGE. ARCHITECTURE OF BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS	
Muradeli M.T. Spacious composition of heathen praying places and their historical evolution on the basis of archeological data of Iberian architecture (Eastern Georgia) in the Age of Bronze	252
Goncharov M.N. Architectural-and Landscape development techniques for theatre squares by the example of Commune of Paris Square in the city of Ekaterinburg	256
Bryniuk S.I., Plakhotny G.N. Issue of architectural heritage conservation in the historical centre of Odessa	262
Pukhlyar T.V., Plakhotny G.N. Issue of architectural heritage conservation in Northern Black Sea region	265
OUR AUTHORS	269

Со второго полугодия 2007 г.
 «Вестник Волгоградского государственного
 архитектурно-строительного университета»
 временно выходит в одной серии
«СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА» (4 выпуска в год).
 Подписной индекс
 по каталогу «Пресса России» 85343,
 на Интернет-сайте агентства «Книга-Сервис» — E85343
 (по электронному каталогу можно подписаться и на текущие номера)

По вопросу приобретения ранее вышедших номеров журнала
 обращаться по тел. 8-(844-2)-96-98-46
 к отв. секретарю редсовета *В.И. Воробьеву*

Продолжается прием статей
 в очередные выпуски
 серий «Политематическая»
 и «Строительная информатика»
 электронного сетевого научно-технического журнала
«ИНТЕРНЕТ-ВЕСТНИК ВолгГАСУ».**

Журнал зарегистрирован
 Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства
 в сфере массовых коммуникаций и охране культурного наследия,
 свидетельство Эл. № **ФС77-26286** от **17.11.06**,
 ФГУП НТЦ «Информрегистр»,
 гос. регистр. № **0420800065** от **16.10.07**,
 Международным центром ISSN,
ISSN 1994-0351.

Подробная информация на сайте журнала
www.vestnik.vgasu.ru

** «Интернет-вестник ВолгГАСУ» не является электронной версией печатного журнала. Оба журнала содержат оригинальные публикации.

В настоящем номере журнала опубликованы статьи, являющиеся обобщениями докладов, представленных участниками IV Международной конференции «Городские агломерации на оползневых территориях», посвященной 65-летию Победы в Сталинградской битве.*

Эта конференция, ставшая уже традиционной, организована совместно Российской академией архитектуры и строительных наук, Российским обществом по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению и Волгоградским государственным архитектурно-строительным университетом.

Сопредседателями организационного комитета являются первый вице-президент РААСН, президент РОМГГиФ академик В.А. Ильичев и ректор ВолгГАСУ профессор В.А. Игнатьев.

Проведение конференции преследует две основные цели: обмен опытом решения задач геотехники и фундаментостроения на оползневых территориях и помочь молодым ученым: аспирантам, докторантам и соискателям ученых степеней — в апробации результатов проведенных ими исследований и налаживании их творческого общения и сотрудничества с ведущими специалистами нашей страны, ближнего и дальнего зарубежья.

Интерес к конференции среди специалистов достаточно высок. В 2008 г. будет представлено 50 докладов и сообщений, среди авторов которых ученые, представляющие десятки регионов России, Украину, Белоруссию и Азербайджан.

Материалы, изложенные в этих докладах, будут весьма полезны инженерам проектировщикам и строителям, занимающимся решением прикладных задач геотехники и механики грунтов, а также молодым ученым и аспирантам и просто всем тем, кого интересует строительная наука.

От редакции

* Статьи, приуроченные к IV Международной конференции «Городские агломерации на оползневых территориях», в содержании помечены звездочкой (*).

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ.
ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.
МЕХАНИКА ГРУНТОВ**

УДК 624.131.543:51

К.Ш. Шадунц

АНАЛИЗ ОПОЛЗНЕВОГО ПРОЦЕССА НА ОСНОВЕ ТЕОРИИ РИСКА

Приведена методика определения вероятности возникновения оползня и необходимости стабилизирующих мероприятий по укреплению склонов на основе расчета с использованием теории риска.

A method is presented aimed at determining the probability of a landslide occurrence and the necessity to carry out stabilizing activities for slope strengthening, which is based on the analysis involving risk theory.

Грунты (горные породы), слагающие природные склоны, представляют собой сложные многофазные дисперсные системы, поэтому создание расчетных моделей, достаточно точно описывающих их напряженно-деформированное состояние и пригодных для инженерной практики, весьма затруднительно.

В основе теории надежности природных склонов и противооползневых сооружений, как и для грунтовых оснований, могут быть использованы:

- 1) положения общей математической теории надежности многоэлементных технических систем;
- 2) положения теории надежности применительно к решению задач строительной механики;
- 3) методы расчета устойчивости склонов и удерживающих сооружений по предельным состояниям;
- 4) разработка методов расчета деформаций и устойчивости грунтов оснований и склонов с учетом строительных свойств грунтов как природной многофазной среды;
- 5) результаты исследований по применению статистических и вероятностных методов оценки свойств грунтов оснований и земляных сооружений как природно-геологических образований.

Под надежностью оценки склонов следует понимать их способность воспринимать всю совокупность внешних воздействий (нагрузки, природно-климатические и технологические факторы) в течение заданного срока с обеспечением нормальной эксплуатации размещенных на склонах сооружений и сельхозугодий.

Математическая теория риска базируется на применении методов математической статистики и теории вероятности. В основу теории положена концепция о том, что на любом склоне существует возможность проявления оползней или обвалов, т.е. имеется риск частичной или полной потери устойчивости [1].

Риск вычисляется для таких неизвестных событий, наступление которых весьма вероятно и может быть оценено.

Численное выражение риска нередко совпадает с величиной вероятности для отдельных простых задач, но имеет специальный смысл, позволяющий лучше решать сложную техническую задачу.

С помощью теории риска, например, представляется возможным установить степень достоверности динамических параметров, положенных в основу расчета влияния сейсмичности на устойчивость.

В разработках теории предложено приближенное решение для проектирования защиты от оползней на базе вероятности оценки случайных внешних сил и случайного характера физико-механических показателей грунта в откосах и склонах.

Для определения вероятности возникновения оползня необходимо установить начальные и граничные условия, которые соответствуют этому явлению.

Главным фактором, определяющим решение задачи устойчивости грунтов в естественном состоянии, является анализ влияния разуплотнения и изменения влажности. В зоне сдвига нарушается и переориентируется структура глин, при этом происходит снижение сопротивления сдвигу [2].

Обработка данных наблюдений за напряженно-деформированным состоянием должна производиться с учетом теории риска.

В основу метода положен статистически обоснованный неизбежный риск, которому подвергается склон в конкретных условиях. Для оценки риска устанавливается отрезок времени, в течение которого должна быть обеспечена устойчивость склона. Вторым фактором является значимость (категория) склона, которая определяется в зависимости от величины расхода на восстановление тех разрушений, которые могут произойти в результате оползня. Как правило, повышение риска снижает расходы на мероприятия по укреплению склона, но при этом оползень может произойти раньше расчетного времени.

Для отдельных участков склона ожидаемый риск будет различным. Для получения оптимального решения стабилизирующие мероприятия распределяют по склону. Составляется целевая функция, и обычными приемами оптимизации определяют расходы на работы по укреплению.

Наиболее рациональным методом для определения коэффициента надежности склона является статистический способ расчета с использованием теории риска.

Проведем анализ устойчивости склона, для которого возможная поверхность скольжения примерно параллельна дневной поверхности. За основной параметр, характеризующий устойчивость, примем интенсивность переувлажнения и повышение порового давления.

В процессе движения оползня изменяется поровое давление, а также коэффициент трения между оползающей и устойчивой частью склона.

Для определения расчетной интенсивности оползня существенное значение имеет период повторяемости (цикличность процесса). Для крупных ополз-

ней период повторяемости больший, чем для малых, поэтому вероятность возникновения крупного оползня и разрушения объекта с малым сроком эксплуатации будет невелика, соответственно, уменьшается степень риска.

При одинаковой степени риска для объекта, расположенного в пределах ожидаемого оползня, вычислим расчетную интенсивность по величине ожидаемой выгоды.

Целевую функцию $E|U|$ определим из выражения

$$E|U| = E|B| - E|C| - E|D|,$$

где $E|D|$ — обобщенная ожидаемая стоимость повреждений; $E|C|$ — обобщенная ожидаемая первоначальная стоимость сооружений, находящихся в зоне оползня; $E|B|$ — обобщенный ожидаемый доход от эксплуатации сооружений.

Первоначальная стоимость сооружения определится как детерминистическая величина по формуле

$$C_i = A_{0i} + A_{1i} Y_{si}^{ni},$$

где A_0 — стоимость сооружения без расходов на укрепление склона; A_1 — коэффициент, определяющий расходы на противооползневые мероприятия; Y_s — расчетная интенсивность оползня.

После преобразований

$$Y_s = (r K D_0 / n y A_1)^{1/(n+r)},$$

где K и r — численные коэффициенты, r — риск, $K = \text{const}$; D_0 — стоимость повреждений.

Шкала риска включает показатели вероятности разрушения: неощутимый — 10^8 , незначительный — 10^{-7} , низкий — 10^{-4} , высокий — 10^{-3} .

С увеличением «интенсивности» оползня или стоимости повреждений, т.е. с увеличением K или D_0 , возрастает расчетная интенсивность риска; при увеличении же расходов на стабилизирующие мероприятия, т.е. увеличении n и A_1 , расчетная интенсивность риска снижается.

У многих сооружений могут быть повреждены не только несущие конструкции, но и отдельные элементы (например, облицовка), которые могут быть легко восстановлены. Для таких элементов интенсивность оползня может быть разделена на две части Y_1 и Y_2 (для основной и второстепенной систем).

$$Y_1 = [r (D_1 - D_2) / n_1 y A_{11}]^{1/(n_1+r)}; \quad Y_2 = [r D_2 K / n_2 y A_{12}]^{1/(n_2+r)},$$

где r — степень риска; D_1 — стоимость повреждений; y — относительный процент погашения расходов; n — среднее квадратичное число разрушений за единицу времени.

Степень риска r принимается одинаковой для обеих формул.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сеницын А.П. Расчет конструкций на основе теории риска. М. : С.И., 1985.
2. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. М. : С.И., 1977.

© Шадунц К.Ш., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.131.37:624.131.43

А.А. Жемчугов, И.Н. Шардаков, И.М. Омельчак

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕДЕНИЯ БЕЗРИГЕЛЬНЫХ КАРКАСНЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ*

Разработана методология формирования расчетной схемы здание — фундамент — грунтовой массив в среде ANSYS, ориентированная на безригельные сборно-монолитные каркасные здания. Получены поля осадок фундаментов зданий, напряженно-деформированное состояние в плитах, стенах и колоннах здания, а также напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве.

The authors developed a methodology for the building-foundation-soil body design scheme formation in ANSYS environment, oriented to girder-free frame composite buildings. The settlement fields of buildings' foundations, the stress-strained state of building's slabs, walls and columns were obtained, as well as the stress-strained state of soil body.

Численное моделирование поведения зданий и сооружений на стадии проектирования является важной проблемой, особенно с переходом на многоэтажное строительство и при возведении зданий в сложных инженерно-геологических условиях. Расчеты таких сложных инженерных сооружений по приближенным инженерным методикам, применяемым в строительной отрасли, не всегда позволяют адекватно оценивать их прочность и жесткость. В представленной работе рассматривается расчет сборно-монолитных зданий и сооружений. Эта современная система домостроения обладает архитектурно-планировочными и конструктивными преимуществами перед традиционными балочными системами, а также удобством и простотой монтажа каркаса. Прочность, надежность и устойчивость зданий обеспечиваются сборно-монолитным каркасом.

Конструкция здания (рис. 1) состоит из плит перекрытий 1, 2, 3, колонн 4, диафрагм 5, внешних стен 6. Плиты перекрытий, в свою очередь, делятся на надколонные 1, межколонные 2 и средние 3. Все основные элементы 1—5 составляют несущий каркас здания и изготавливаются в заводских условиях. На строительной площадке данные элементы стыкуются между собой, швы и стыки замоноличиваются. Внешние стены 6 не являются несущими и могут быть смонтированы по различным технологиям.

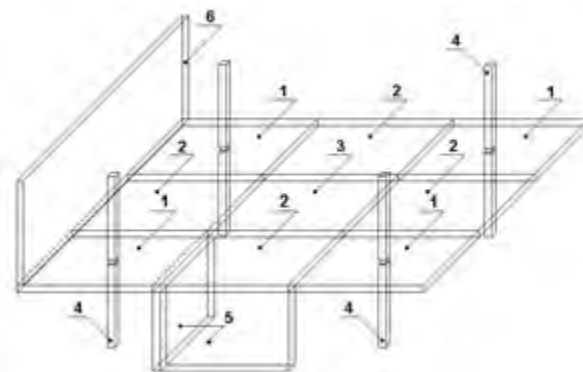


Рис. 1. Схема конструкции безригельного сборно-монолитного здания

* Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований, гранты РФФИ № 07-01-97621, РФФИ № 07-08-97626, РФФИ № 07-08-97628.

Научно-техническое сотрудничество ОАО «Оргтехстрой», Института механики сплошных сред УрО РАН и Пермского технического университета в области совершенствования подходов, методов и средств расчета сооружений рассматриваемого типа позволило определить проблемы и пути их решения. Решение описываемых задач осуществляется с использованием конечно-элементного комплекса ANSYS [1] в виде единой расчетной схемы здание — фундамент — грунтовый массив [2].

Формирование расчетной схемы здания должно максимально соответствовать конструктивной схеме, схеме действующих нагрузок и условиям стыковки конструктивных элементов по передаче усилий и моментов. Пример каркасной модели здания, состоящей из плит перекрытий, колонн и диафрагм, показан на рис. 2. В расчетной схеме здания использовались стержневые конечные элементы, моделирующие колонны здания, и пластинчатые элементы, моделирующие плиты перекрытий, диафрагмы и стены [2].



Рис. 2. Каркасная модель здания

Описанная выше технология сборки расчетной схемы системы здание — фундамент — грунтовый массив должна быть дополнена нагрузками и граничными условиями. Весовая, ветровая, временные и постоянные нагрузки задавались в соответствии с принятыми в строительстве нормами и правилами. В расчетной схеме учитывался собственный вес колонн, диафрагм, плит перекрытий и фундаментных плит. Для рассматриваемой технологии строительства внешние стены считаются не несущими и заменяются погонной стеновой нагрузкой.

В грунтовом массиве применялись две модели поведения материала: линейно-упругое тело и упругопластическая модель Друкера — Праггера. В грунтовом массиве использовались объемные конечные элементы. Как отмечалось многими авторами и выяснилось в ходе тестовых расчетов, размеры грунтового массива следует выбирать такими, чтобы не оказывалось влияние условий закрепления на его внешних гранях на решение в области контакта фундамента и грунта. В ходе проведенных нами исследований было установ-

лено, что размеры грунтового массива должны быть не менее 5-6 габаритов фундамента. Итоговая конечноэлементная сетка приведена на рис. 3.

Были проведены расчеты различных тестовых и реальных зданий и сооружений каркасной безригельной монолитной и сборно-монолитной конструкций. Полученные в ANSYS результаты сравнивались с аналогичными расчетами в SCAD [3]. Получено достаточное совпадение результатов. Примеры расчетов приведены на рис. 4.

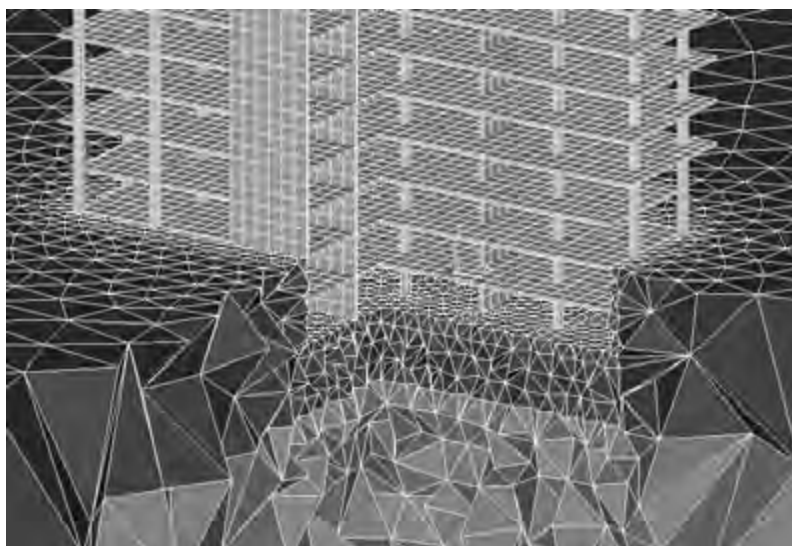


Рис. 3. Итоговая сетка системы здание — фундамент — грунтовой массив. В грунте часть элементов удалена для визуализации фундамента



Рис. 4. Перемещения вдоль вертикальной оси Z

Особенности данной рассматриваемой технологии строительства, а именно, наличие узла плита — колонна, привели нас к необходимости разработки собственного генератора сеток. Данный модуль входит в состав разрабатываемой САПР [4] и автоматически собирает общую конечно-элементную сетку из фрагментов для плит. Затем сформированные сетки передаются в ANSYS или SCAD. Предварительный анализ показал, что общее время формирования расчетной схемы в среде ANSYS может быть сокращено в 5...8 раз.

Таким образом, разработана методология формирования расчетной схемы здание — фундамент — грунтовый массив в среде ANSYS, ориентированная на безригельные сборно-монолитные каркасные здания. Получены поля осадок фундаментов зданий, напряженно-деформированное состояние в плитах, стенах и колоннах здания, а также, напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ANSYS Basic Analysis Procedures Guide. ANSYS Release 10.0 / ANSYS Inc.
2. Разработка моделей и программных средств для проектирования и прогнозирования поведения зданий и сооружений в период строительства и эксплуатации / В.А. Годовалов, О.А. Шадрин, И.Н. Шардаков, А.В. Фонарев // Тезисы докладов 15-й Зимней школы по механике сплошных сред : сб. ст. : в 3-х ч. Ч. 1. Екатеринбург : УрО РАН, 2007. С. 263—266.
3. SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD. Инструкция пользователя.
4. Лобанов В.Ю. Разработка системы автоматизированного проектирования / В.Ю. Лобанов, А.В. Фонарев, Р.А. Лисков // Доклады региональной научно-практической конференции «Практика реализации научно-исследовательских работ по инновационным проектам 2004—2005 гг.» Пермь : ПНЦ УрО РАН, 2005. С. 36—39.

© Жемчугов А.А., Шардаков И.Н., Омельчак И.М., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.074

Е.П. Клизман, Е.В. Созинова, О.И. Кириенко

СПОСОБ ИСПЫТАНИЯ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ БЕЗРИГЕЛЬНОЙ СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ КАРКАСНОЙ СИСТЕМЫ*

Предложена схема испытания и нагружения надколонной плиты безригельной сборно-монолитной каркасной системы, с необходимой точностью реализующая напряженно-деформированное состояние плиты в реальных конструкциях зданий и сооружений.

The article suggests a scheme for testing and loading the on-column slab in girder-free composite frame system, which reproduces to the necessary accuracy the stress-strain state of the slab in actual structures of buildings and constructions.

В последнее время все более распространенным конструктивным решением несущей системы многоэтажных зданий гражданского и общественного назначения становится безригельный каркас, обеспечивающий свободное планирование внутренних помещений. Наиболее технологичным в этом направлении является сборно-монолитный безригельный каркас, имеющий в своем составе элементы заводского изготовления, что значительно сокращает время монтажа и вместе с тем повышает качество и надежность возводимых конструкций. Однако не стоит забывать, что согласно ГОСТ 8829—94 все железобетонные изделия заводского изготовления требуют проведения испытаний нагружением для проверки прочности, жесткости и трещиностойкости.

По требованиям ГОСТ 8829—94 (п.п.7.2.2), схемы опирания и нагружения изделий для проведения испытаний следует выбирать таким образом, чтобы они соответствовали условиям работы изделий в реальных конструкциях зданий или сооружений на стадии эксплуатации и чтобы при испытаниях по этой схеме достигались контролируемые предельные состояния.

Перекрытие безригельного сборно-монолитного железобетонного каркаса, как правило, образовано плитами трех основных типов в зависимости от их расположения: надколонными, межколонными и средними, которые после замоноличивания стыков образуют жесткий диск в горизонтальной плоскости (рис. 1).

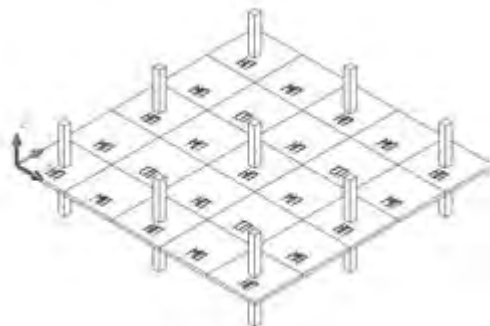


Рис. 1

* Работа выполнялась при поддержке гранта РФФИ (код проекта №07-01-97621, №07-08-97628).

Распределение силовых факторов в таком перекрытии характеризуется существенной неоднородностью. При этом напряженные состояния различных типов плит существенно отличаются друг от друга. Например, элемент перекрытия типа «средняя плита» испытывает действие положительных изгибающих моментов в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях, «межколонная плита» испытывает действие положительного изгибающего момента в одной плоскости и отрицательного изгибающего момента в другой плоскости, а надколонная плита — действие отрицательных изгибающих моментов в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях. Кроме этого, все плиты испытывают действие поперечных сил. Применение стандартных схем опирания и нагружения (опирание изделия по двум, трем, четырем сторонам или по четырем углам) для испытания таких плит не позволит обеспечить условия работы изделия, аналогичные реальной конструкции здания или сооружения, а также достижение контролируемых предельных показателей. А значит, такие испытания не будут соответствовать ГОСТ 8829—94. Поэтому очевидно, что необходимо проводить испытания для каждого из типов плит в отдельности по индивидуально определенной схеме опирания и нагружения.

Эти обстоятельства требуют существенной корректировки стандартных методик испытания плит перекрытия, в частности стандартных схем опирания и нагружения. Указанные особенности поведения конструкций в составе безригельной каркасной системы потребовали проведения тщательных исследований их напряженно-деформированного состояния (НДС) при помощи современных численных методов.

По результатам численных исследований были определены индивидуальные схемы опирания и нагружения для средней, межколонной и надколонной плиты на основе их реального НДС.

На основе полученных численным моделированием схем были проведены натурные испытания плит безригельной каркасной сборно-монолитной системы. Методику и результаты испытаний рассмотрим на примере надколонной плиты. Толщина плиты 180 мм, сечение колонн 450×450 мм, расчетная нагрузка на перекрытие составляет 700 кг/м^2 (без учета собственного веса перекрытия).

В составе перекрытия сборно-монолитного безригельного каркаса надколонная плита испытывает действие отрицательных изгибающих моментов в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях, а также поперечных сил. Для реализации данного напряженного состояния при испытаниях следует применять схему опирания и нагружения, представленную на рис. 2.

Схема испытаний для надколонной плиты содержит дополнительный элемент, представляющий собой фрагмент колонны. Узел соединения фрагмента колонны с плитой полностью повторяет узел сопряжения надколонная плита — колонна в реальной конструкции, таким образом, узел также подвергается испытаниям.

В процессе испытания к фрагменту колонны прикладывается нагрузка в виде сосредоточенной силы F . Сила F — контрольная нагрузка, ее расчетное значение представляет собой опорную реакцию колонны на надколонную плиту в реальной конструкции.

При работе надколонной плиты в реальных конструкциях зона растягивающих напряжений расположена в верхней части сечения. Для создания ана-

логичных условий в предложенной схеме перед испытанием плиту вместе с дополнительным элементом переворачивают верхней рабочей арматурой вниз.

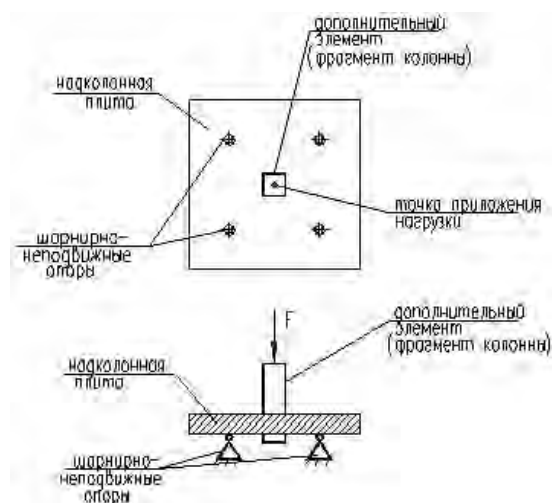


Рис. 2

Для реализации вышеуказанной схемы опирания и нагружения изделия был изготовлен испытательный стенд, представленный на рис. 3. Конструкция стенда состоит из жестких стальных двутавровых балок, расположенных в верхней и нижней части стенда, и соединяющих их опорных штанг. При такой конструкции стенд представляет собой независимую жесткую раму, усилия и деформации которой не оказывают влияния на испытуемый образец.

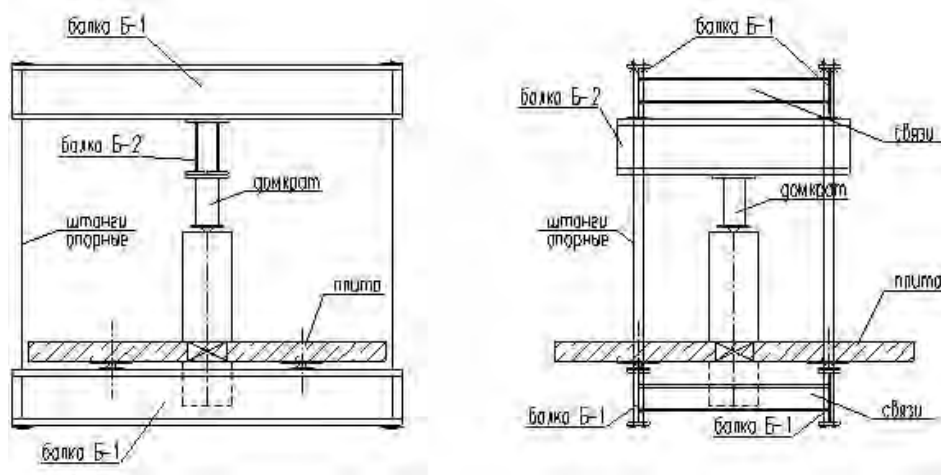


Рис. 3

Опирание плиты осуществляется при помощи четырех шаровых шарнирно-неподвижных опор, установленных на металлические жесткие балки испытательного стенда. Расстояние между опорами определяется расчетом. Опора представляет собой стальную полусферу диаметром 100 мм на стальной пластине. Нагружение производится при помощи гидравлического домкрата, установленного между балкой Б-2 рамы стенда и верхом фрагмента колонны.

Нагрузка прикладывалась ступенями (долями) с временными выдержками после каждой ступени согласно программе нагружения, составленной по требованиям ГОСТ 8829—94*.

Контрольная нагрузка по проверке жесткости составляет $F = 40085$ кг.

Контрольная нагрузка по проверке трещиностойкости $F = 44440$ кг

Контрольная нагрузка по проверке прочности в зависимости от характера разрушения $F_{c=1,3} = 60340$ кг ; $F_{c=1,6} = 69490$ кг.



Рис. 4

Жесткость испытываемой конструкции оценивалась исходя из относительного значения прогиба плиты, которое сравнивается с предельным значением, составляющим $[f]=10,96$ мм. Относительное значение прогиба представляет собой разность между абсолютными значениями перемещений в центре и по углам плиты. Перемещения точек плиты регистрировались при помощи индикаторов часового типа с точностью измерений $0,1$ мм.

Фактический относительный прогиб плиты, полученный в результате натурного эксперимента при контрольной нагрузке по проверке жесткости ($P = 40085$ кг), составил $f = 6,388$ мм. Максимальный относительный прогиб плиты, полученный в результате численных исследований при той же нагрузке, составил $f = 5,96$ мм.

Первые трещины с шириной раскрытия до $0,05$ мм по нижней грани средней зоны плиты образовались при нагрузке $P = 26800$ кг. При контрольной нагрузке по проверке трещиностойкости $P = 44440$ кг ширина раскрытия трещин по боковым граням плиты составила $a_{cr} = 0,15$ мм. Контрольная ширина раскрытия трещин $a_{cr} = 0,28$ мм.

При нагрузке $P = 69490$ ($C = 1,6$) признаков разрушения, установленных ГОСТ 8829—94, не обнаружено. При нагрузке $P = 83357$ кг произошло раз-

рушение конструкции вследствие значительного развития и раскрытия трещин по всей поверхности плиты и стыка, раздробления бетона в сжатой зоне плиты, нарастания прогибов.

Выводы. 1. Предложенный способ испытания надколонной плиты безригельной сборно-монолитной каркасной системы позволяет достичь необходимого НДС и при этом удовлетворяет всем требованиям ГОСТ 8829—94*.

2. Прочность, жесткость и трещиностойкость плиты при соответствующих контрольных нагрузках обеспечены (в соответствии с ГОСТ 8829—94*).

3. Совпадение результатов численного исследования и натурного эксперимента говорит о правильности выбора схемы испытания и нагружения, т.е. предложенная схема с необходимой точностью реализует напряженно-деформированное состояние плиты в реальных конструкциях зданий и сооружений.

© Клигман В.П., Созинова Е.В., Кириенко О.И., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.014

А.Г. Кожихов

ЧИСЛЕННЫЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ПЕРФОРИРОВАННЫХ СТОЕК

Приведены результаты численных и экспериментальных исследований работы внецентренно сжатых стальных перфорированных стоек из прокатных двутавров.

The author gives the results of the numerical and experimental investigations of the work of eccentrically compressed steel perforated posts made from rolled I-beams.

Достаточно широкое применение в строительстве в нашей стране и за рубежом находят стальные перфорированные стержни: это колонны и стойки, балки покрытия и перекрытия, прогоны, кран-балки, арки, элементы ферм больших пролетов, складчатых, пространственных систем и т.д. Перфорированные стержни обладают многими достоинствами: легкостью, экономичностью, повышенной жесткостью и несущей способностью, технологичностью изготовления, транспортабельностью, хорошими эксплуатационными качествами.

Перфорированный двутавр образуется продольным роспуском по зигзагообразной линии стенки сплошного прокатного двутавра с последующей сваркой встык по выступающим частям образовавшихся половинок. В результате образуется балка с системой регулярно расположенных отверстий в стенке, у которой высота сечения увеличивается в 1,3...1,5 раза, момент инерции — в 1,5...2 раза, несущая способность повышается на 30...50 % по сравнению со сплошным исходным профилем без дополнительного расхода материала.

Проведение численных и экспериментальных исследований перфорированных стоек является актуальным, так как «лишь незначительное количество исследований направлено на изучение сжатых перфорированных элементов» [1].

С целью численного исследования напряженно-деформированного состояния перфорированной стойки, внецентренно сжатой с одно- и двухосным эксцентриситетами, и сравнения полученных результатов с экспериментальными данными в проектно-вычислительном комплексе Structure CAD были выполнены следующие расчеты:

геометрически линейный для схем с использованием различных типов конечных элементов;

геометрически нелинейный в нескольких модификациях.

Геометрические размеры, материал, схема приложения нагрузки и опорных закреплений стойки, величины эксцентриситетов соответствуют экспериментальным и приведены на рис. 1, 3.

В точке *A* внецентренно приложена сосредоточенная сила *F*, а в точке *B* расположена связь, препятствующая вертикальным перемещениям стойки. В четырех точках каждой торцевой пластины расположены связи, препятствующие горизонтальным перемещениям, но не препятствующие вертикальным перемещениям стойки. Материал стойки — сталь обыкновенная: модуль упругости $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$.

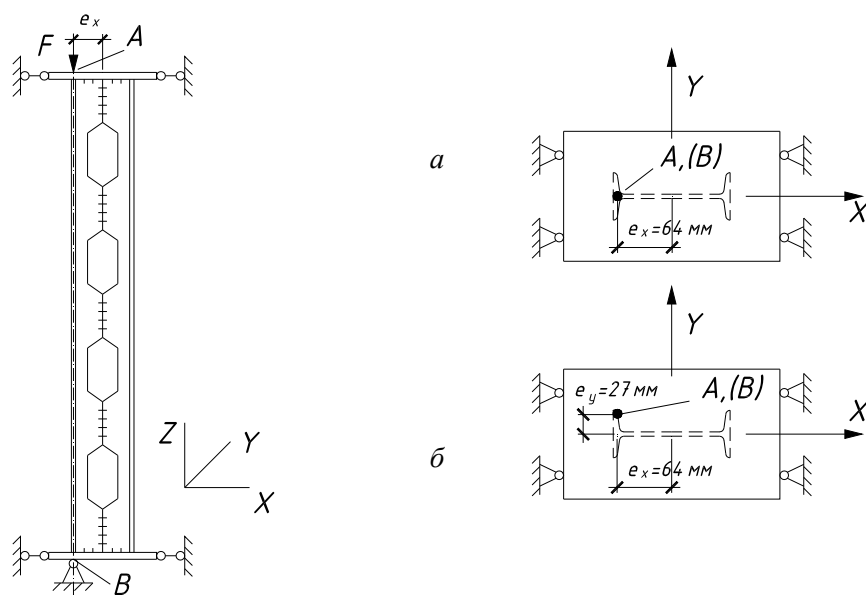


Рис. 1. Схема приложения нагрузки и опорных закреплений стойки: *а* — случай одноосного эксцентриситета; *б* — случай двухосного эксцентриситета

В ходе выполнения расчета (подготовки данных) были реализованы схемы из двух типов конечных элементов: схема из универсальных элементов (треугольных) для расчета оболочек (рис. 2, *а*) и схема из 8-узловых пространственных изопараметрических конечных элементов (рис. 2, *б*).

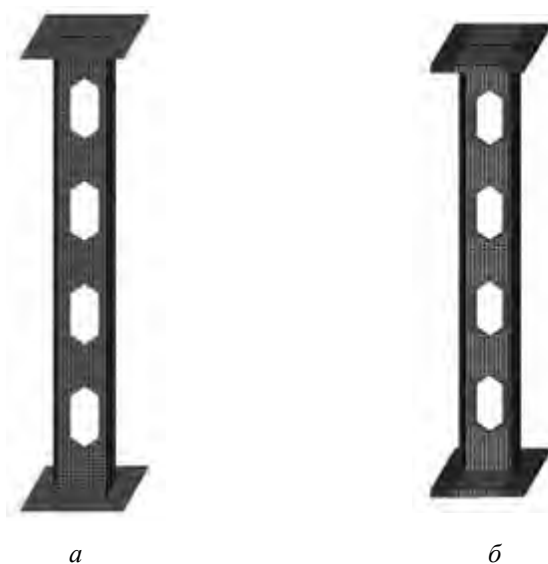


Рис. 2. Схемы разбивки на конечные элементы в ПК Structure CAD: *а* — схема из универсальных элементов для расчета оболочек; *б* — схема из 8-узловых изопараметрических конечных элементов

Характеристика сетки из универсальных конечных элементов для расчета оболочек (треугольных): узлов 3 343, элементов 6 216, тип элемента — 42.

Сетку треугольных конечных элементов на плоскости ПВК SCAD генерирует автоматически.

Характеристика сетки из 8-узловых изопараметрических элементов: узлов 22 125, элементов 13 384, тип элементов — 36. По толщине стенка и полки двутавра разбивались на два слоя конечных элементов. Сетку объемных конечных элементов ПВК SCAD автоматически не генерирует, что существенно увеличивает трудоемкость ее создания.

При расчете с учетом геометрической нелинейности приращение нагрузки осуществлялось с шагом 500 кг.

В результате линейного и геометрически нелинейного расчетов в ПВК Structure CAD с использованием схем из различных типов конечных элементов для случаев одно- и двухосного эксцентриситетов получены деформированные схемы, изополя и изолинии различных компонентов перемещений и напряжений.

Для схемы из оболочечных конечных элементов получены изополя и изолинии нормальных напряжений N_x , N_y , сдвигающих напряжений T_{xy} , моментов M_x , M_y , M_{xy} , перерезывающих сил Q_x , Q_y , S_x верх, S_x низ, S_y низ, S_y верх.

На нижней, срединной и верхней поверхностях конечных элементов оболочек с помощью постпроцессоров были определены изополя и изолинии главных и эквивалентных напряжений S_1 , S_2 , S_3 , NE1, NS1, NE2, NS2, NE3, NS3, NE4, NS4.

Для схемы из пространственных изопараметрических конечных элементов получены изополя и изолинии нормальных напряжений N_x , N_y , N_z , касательных напряжений T_{xy} , T_{xz} , T_{yz} .

С помощью постпроцессоров были определены изополя и изолинии главных и эквивалентных напряжений для внутреннего слоя S_1 , S_2 , S_3 , NE1, NS1, NE2, NS2, NE3, NS3, NE4, NS4.

Нами было изготовлена партия перфорированных двутавров для последующих экспериментальных исследований [2]. Исходными профилями были прокатные двутавры № 10 с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8239—89. Продольный роспуск стенки выполнялся лазерной резкой.

Лазерная резка позволяет обеспечить высокую производительность и степень автоматизации процесса; точность; возможность раскроя по сложному криволинейному контуру; чистоту поверхности реза, не требующую последующей механической обработки; получать узкие разрезы с минимальной зоной термического влияния. В ходе лазерной резки отсутствует механическое воздействие на обрабатываемый материал, и возникают минимальные временные (в процессе резки) и остаточные (после остывания) деформации. Лазерный луч сравнительно прост и легок в управлении. Линия реза задается программно, например, в AutoCAD. В основе лазерного раскроя лежит принцип бесконтактного метода резки, что приводит к экономии инструмента. А точность изготовления и чистота обработки поверхности реза такова, что не требуется последующая обработка под сварку и сборку.

Изготовление перфорированных профилей было произведено в мастерских Южно-Российского государственного технического университета.

Экспериментальные исследования работы внецентренно сжатых с одно- и двухосным эксцентриситетом перфорированных стоек из прокатных двутавров проведены в лабораториях кафедр «Строительство и архитектура» и

«Сопротивление материалов, строительная и прикладная механика» Южно-Российского государственного технического университета (НПИ) в 2007 г. с целью:

- 1) определить опытным путем несущую способность внецентренно сжатых перфорированных стоек из стальных прокатных двутавров при одно- и двухосном эксцентриситете приложения сжимающей сосредоточенной силы;
- 2) исследовать напряженно-деформированное состояние стоек в процессе их нагружения и сравнить полученные значения напряжений и перемещений со значениями, полученными расчетным путем.

Форма и геометрические характеристики экспериментальных образцов приведены на рис. 3 и в таблице.

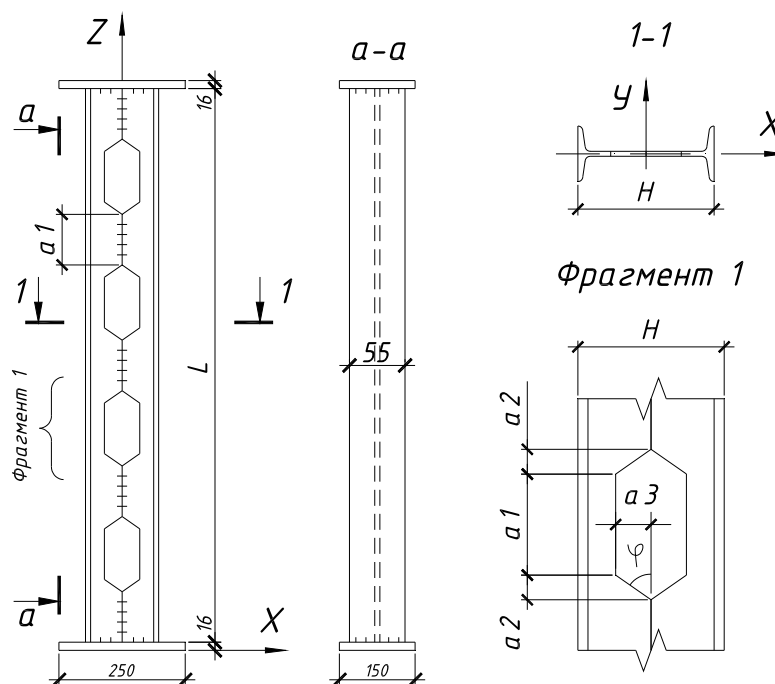


Рис. 3. Геометрические характеристики стоек

Марка стойки	Длина, L , мм	Высота сечения, H , мм	Характеристики перфорации				Степень развития сечения, $\alpha=H/h$
			$a1$, мм	$a2$, мм	$a3$, мм	Угол φ	
С-1, С-2	1096	135	100	24,5	27,5	55°	1,35

Испытания перфорированных стоек на внецентренное сжатие проводились статической нагрузкой на специально сконструированной установке на базе 10-тонной рычажно-маятниковой машины системы проф. А.П. Коробова (рис. 4).

Стойка С-1 испытывалась в упругой стадии. Стойка С-2 — в упругой, упругопластической стадии и затем доводилась до исчерпания несущей способности. Несущая способность стойки С-2 составила 52,5 кН.



Рис. 4. Общий вид испытательной установки

По данным прямых измерений для стоек, сжатых продольными силами с одно- и двухосным эксцентриситетом, построены графики $x = f_1(N)$, $y = f_2(N)$, на которые также нанесены результаты расчета (рис. 5).

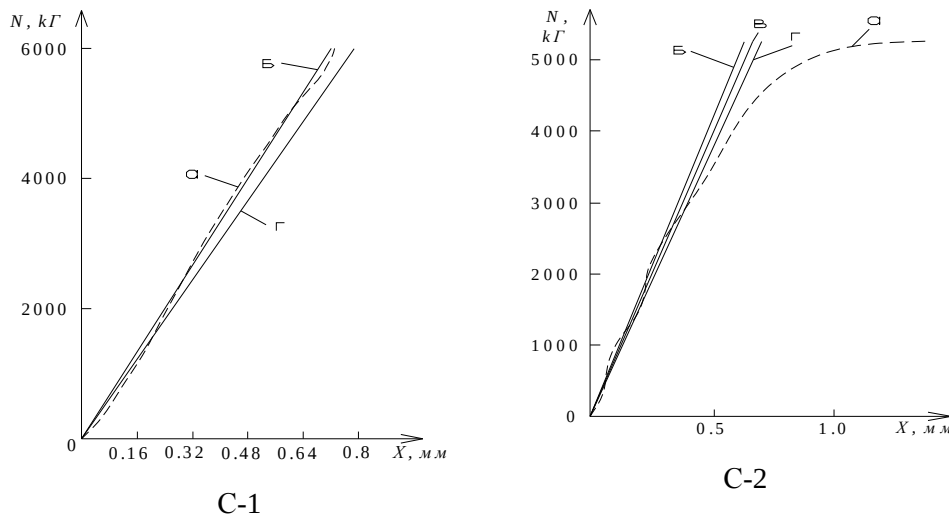


Рис. 5. Графики перемещений среднего сечения стоек С-1 и С-2: а — эксперимент (пунктир); б — линейный расчет в ПК SCAD по схеме из оболочечных конечных элементов; в — нелинейный расчет в ПК SCAD по схеме из оболочечных конечных элементов; г — линейный расчет в ПК SCAD по схеме из объемных конечных элементов

Для исследования напряженно-деформированного состояния использовалось современное тензометрическое оборудование — модуль Sigma USB и программное обеспечение к нему Zetlab ЗАО «Электронные технологии и метрологические системы» (г. Москва).

Выводы. При одноосном эксцентриситете в плоскости стенки в области упругой работы материала преобладают перемещения в плоскости стенки.

При двухосном эксцентриситете (в плоскости и из плоскости стенки) преобладают перемещения из плоскости стенки.

Расчеты стоек с учетом геометрической нелинейности в ПВК Structure CAD приводят к незначительным поправкам в перемещениях по сравнению с геометрически линейными расчетами.

Для оценки перемещений SCAD можно применять только в упругой стадии работы

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Копытов М.М.* Перфорированные стержни и методы их исследования. Томск : ТГАСУ, 2002. 101 с.
2. *Кожихов А.Г.* Планирование экспериментальных исследований внецентренно сжатых перфорированных стоек из прокатных двутавров / А.Г. Кожихов, Н.А. Бузало, И.А. Петров // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. 2005. Спец. вып.: Актуальные проблемы строительства и архитектуры. С. 62—64.

© Кожихов А.Г., 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 624.042.7

А.Н. Кулешова**ВЕРОЯТНОСТНЫЙ РАСЧЕТ ЗДАНИЯ КАК ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ТОНКОСТЕННОЙ СИСТЕМЫ НА СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ**

Приведены методика и результаты вероятностного расчета 16-этажного каркасно-связевого здания на основе пространственной модели тонкостенного составного стержня на многокомпонентную сейсмическую нагрузку. Вектор сейсмического движения основания представлен тремя компонентами поступательного и углового ускорений грунта. Получены матрицы коэффициентов динамичности обобщенных координат горизонтальных, вертикальных и крутильных колебаний системы.

The article gives the method and the results of probability analysis of a 16-storey braced frame building on the basis of the spatial model of a thin-shelled compound bar for multi-component seismic load. The vector of the foundation bed's seismic movement is presented by three components of translational and angular accelerations of soil. The author obtained the matrices of dynamics factors of generalized coordinates of the system's horizontal, vertical and torsional oscillations.

Пространственная дискретно-континуальная модель тонкостенного составного стержня представляет собой тонкостенные стержни открытого профиля, связанные между собой по всей длине абсолютно жесткими поперечными связями (диафрагмами) и упруго-податливыми связями сдвига. Данная модель применяется для расчета зданий повышенной этажности различных конструктивных схем (крупнопанельных, каркасно-панельных и монолитных).

Теория пространственных тонкостенных составных стержней в основном разработана для расчета зданий на действие горизонтальных сейсмических нагрузок [1]. В настоящей публикации представлена методика вероятностного расчета тонкостенного составного стержня на сейсмическое воздействие с учетом горизонтальной, вертикальной и крутильной составляющей.

Сейсмическое воздействие представляется в виде вектора ускорений поступательного движения и вращения грунтового основания:

$$\ddot{U}_0(t) = \begin{bmatrix} \ddot{X}_{01}(t), & \ddot{X}_{02}(t), & \ddot{X}_{03}(t), & \ddot{a}_{01}(t), & \ddot{a}_{02}(t), & \ddot{a}_{03}(t) \end{bmatrix}, \quad (1)$$

$$\text{где } \begin{cases} \ddot{X}_{0h}(t) = A_{xh} \cdot e^{-\gamma_{xh}t} \cdot \tilde{X}_{sh}(t), \\ \ddot{a}_{0h}(t) = A_{ah} \cdot e^{-\gamma_{ah}t} \cdot \tilde{a}_{sh}(t), \end{cases} \quad h = 1, 2, 3, 4, \quad (2)$$

$\tilde{X}_{sh}(t)$, $\tilde{a}_{sh}(t)$ — стационарные случайные функции со следующими статистическими характеристиками: вектор математического ожидания приближенно равен нулю, матрицей спектральных плотностей $S_{hh}^x(w)$, $h = 1...6$.

Составляющую всякой векторной функции можно рассматривать как скалярную функцию ее аргумента и номера. Тогда (1) запишется в виде

$$\tilde{X}_h(t) = \begin{bmatrix} \tilde{X}_{01}(t), & \tilde{X}_{02}(t), & \tilde{X}_{03}(t), & \tilde{a}_{01}(t), & \tilde{a}_{02}(t), & \tilde{a}_{03}(t) \end{bmatrix}. \quad (3)$$

Путем преобразований, с учетом данных [2], векторы вращения грунтового основания $\tilde{a}_{01}(t)$ и $\tilde{a}_{02}(t)$ приводятся к вертикальной составляющей сейсмического воздействия. Уравнение (3) принимает вид

$$\begin{aligned}\tilde{X}_h(t) &= [\tilde{X}_{01}(t), \tilde{X}_{02}(t), \tilde{X}_{03}(t) \pm \tilde{X}_{\alpha 1}(t) \pm \tilde{X}_{\alpha 2}(t), \tilde{a}_{03}(t)] = \\ &= [\tilde{X}_1(t), \tilde{X}_2(t), \tilde{X}_3(t), \tilde{X}_4(t)]\end{aligned}\quad (4)$$

где $\tilde{X}_{\alpha 1}(t) = a_{xi} \cdot \text{tg} \tilde{a}_{01}(t)$ — приведенная вертикальная составляющая вектора вращения грунтового основания $\tilde{a}_{01}(t)$ относительно оси x ; $\tilde{X}_{\alpha 2}(t) = a_{yi} \cdot \text{tg} \tilde{a}_{02}(t)$ — приведенная вертикальная составляющая вектора вращения грунтового основания $\tilde{a}_{02}(t)$ относительно оси y ; a_{xi} , a_{yi} — расстояния от центра тяжести основной системы до центра тяжести каждой ветви тонкостенного составного стержня в направлении осей x и y соответственно.

Продольно-поперечные колебания тонкостенного составного стержня под действием случайной динамической нагрузки описываются системой дифференциальных уравнений:

$$\left. \begin{aligned}\frac{\rho \cdot F}{g} \cdot (\ddot{\xi} + a_y \cdot \ddot{\theta}) &= -\tilde{B}_y \cdot \ddot{\xi}^{\text{IV}} + (v, \tilde{T}'') + \tilde{q}_x^0 \\ \frac{\rho \cdot F}{g} \cdot (\ddot{\eta} - a_x \cdot \ddot{\theta}) &= -\tilde{B}_x \cdot \ddot{\eta}^{\text{IV}} + (u, \tilde{T}'') + \tilde{q}_y^0 \\ \frac{\rho \cdot F}{g} \cdot (a_y \cdot \ddot{\xi} - a_x \cdot \ddot{\eta} + r_0^2 \cdot \ddot{\theta}) &= -\tilde{B}_w \cdot \ddot{\theta}^{\text{IV}} + (w, \tilde{T}'') + \tilde{B}_{kp} \cdot \theta'' + \tilde{m}_a^0 \\ \frac{\rho \cdot F_i}{g} \cdot \ddot{\zeta} &= \tilde{B}_{zi} \cdot \ddot{\zeta}'' + R \cdot \tilde{T}' + \tilde{p}_{zi} \\ 3\tilde{T}'' - A \cdot \tilde{T} &= -(2 \cdot \tilde{\varepsilon} \cdot R^T \cdot \tilde{\zeta}' + \tilde{\theta}'' \cdot \tilde{\varepsilon} \cdot w^T)\end{aligned}\right\} \quad (5)$$

Входные случайные характеристики системы: $\tilde{B}_x = \sum \tilde{E} J_x$, $\tilde{B}_y = \sum \tilde{E} J_y$, $\tilde{B}_w = \sum \tilde{E} J_w$, $\tilde{E} \tilde{B}_{kp} = \sum \tilde{G} J_{kp}$, $\tilde{B}_{zi} = \tilde{E} F_i$ — случайные величины главных изгибных, секториальной, крутильной и осевой жесткостей; $\tilde{\varepsilon} = \text{diag} \{ \tilde{\varepsilon}_i \}$, $(i = 1, \dots, n)$ — случайный вектор коэффициента жесткости связей сдвига; n — количество швов; $\tilde{q}_x^0 = \tilde{q}_x^0(z, t)$; $\tilde{q}_y^0 = \tilde{q}_y^0(z, t)$; $\tilde{m}_a^0 = \tilde{m}_a^0(z, t)$; $\tilde{p}_z = \tilde{p}_z(z, t)$ — компоненты внешней случайной нагрузки, рассматриваемые как стационарные случайные функции, модулированные заданной детерминированной функцией времени.

Выходные случайные характеристики системы: $\tilde{\zeta} = \tilde{\zeta}(z, t)$; $\tilde{\xi} = \tilde{\xi}(z, t)$; $\tilde{\eta} = \tilde{\eta}(z, t)$; $\tilde{\theta} = \tilde{\theta}(z, t)$ — линейные и угловая компоненты пространственно-временного поля перемещений тонкостенного стержня; $\tilde{T}_i(z, t)$, $(i = 1, \dots, n)$ — пространственно-временное поле сдвигающих усилий в швах тонкостенного составного стержня.

Решение системы (5) ищем в виде разложения в ряд по форме собственных колебаний. Разделение переменных в системе разбивает исходную нелинейную систему на две, одна из которых не зависит от координат:

$$\ddot{\tilde{\Phi}}_{pk} + \tilde{\lambda}_{pk}^2 \tilde{\Phi}_{pk} = -\tilde{H}_{pk}(t) \quad (k=1, 2, \dots, \infty), \quad (6)$$

где $\tilde{\Phi}_{pk}$ — стохастические обобщенные координаты; $\tilde{H}_{pk}$ — вектор обобщенных ускорений,

а другая — от времени:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\rho \cdot F}{g} \cdot \lambda_x^2 \cdot (\xi + a_y \cdot \theta) &= B_y \cdot \xi^{IV} - (v, T''), \\ \frac{\rho \cdot F}{g} \cdot \lambda_y^2 \cdot (\eta - a_x \cdot \theta) &= B_x \cdot \eta^{IV} - (u, T''), \\ \frac{\rho \cdot F}{g} \cdot \lambda_w^2 \cdot (a_y \cdot \xi - a_x \cdot \eta + r_0^2 \cdot \theta) &= B_w \cdot \theta^{IV} - (w, T'') - B_{kp} \cdot \theta'', \\ \frac{\rho \cdot F_i}{g} \cdot \zeta \cdot \lambda_{zi}^2 &= -B_{zi} \cdot \zeta'' - R \cdot T, \\ 3 \cdot T'' - A \cdot T &= -(2 \cdot \varepsilon \cdot R^T \cdot \zeta' + \theta'' \cdot \varepsilon \cdot w^T, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

где $\tilde{\lambda}_p$ ($p = z, x, y, \omega$) — собственные частоты продольно-поперечных колебаний составного стержня.

Решение стохастической задачи (6) проводим методом канонических разложений В.С. Пугачева.

Векторная случайная функция входа $\tilde{X}_h(t)$ представляется в виде совокупности белых шумов.

Для каждой несущей частоты w_v вычисляется диагональная корреляционная матрица $d_{hh}(w_v)$ белых шумов $\tilde{U}_h(w_v)$ по формуле

$$d_{hh}(w_v) = \int_{w_v - \frac{\Delta w}{2}}^{w_v + \frac{\Delta w}{2}} S_{hh}^x(w) dw; \quad h=1, 2, 3, 4; \quad \Delta w = w_{v+1} - w_v = \frac{\pi}{2 \cdot \Psi}, \quad (8)$$

где $S_{hh}^x(w)$ — спектральные плотности составляющих поля сейсмического движения грунта; $w_v = \frac{\pi \cdot v}{2 \cdot \Psi}$ — несущие частоты канонического разложения; $[0, \Psi]$ — интервал частот.

Каноническое разложение векторной случайной функции сейсмической нагрузки запишется в виде

$$\tilde{X}_h(t) = \sum_{v=1}^M \sum_{r=1}^4 [\tilde{V}_r^s \cdot \sin w_v t + \tilde{V}_r^c \cdot \cos w_v t], \quad (9)$$

где $\tilde{V}_r^s$ и $\tilde{V}_r^c$ — случайные некоррелированные величины с математическими ожиданиями, равными нулю, и попарно равными дисперсиями:

$$M[\tilde{V}_r^s] = M[\tilde{V}_r^c] = 0; D[\tilde{V}_r^s] = D[\tilde{V}_r^c] = D_r. \quad (10)$$

Каноническое разложение выходной векторной случайной функции обобщенных координат: $\tilde{\varphi}_{hk}(t) = \sum_{v=1}^M \sum_{r=1}^4 [\tilde{V}_r^s \cdot \psi_{pk}^s(t) + \tilde{V}_r^c \cdot \psi_{pk}^c(t)]$. (11)

Координатные функции выхода $\psi_{pk}^s(t)$ и $\psi_{pk}^c(t)$ вычисляются из решения уравнений (6), в правой части которых стоят координатные функции входа:

$$\left. \begin{aligned} \psi_{pk}^s(t) &= -\frac{Z_{pk}}{\lambda_{pk}} \int_0^t A_{pk} \cdot e^{-\gamma_p \cdot \tau} \cdot \sin w_v \cdot \tau \cdot e^{-c_{pk} \cdot (t-\tau)} \sin \lambda_{pk}(t-\tau) d\tau, \\ \psi_{pk}^c(t) &= -\frac{Z_{pk}}{\lambda_{pk}} \int_0^t A_{pk} \cdot e^{-\gamma_p \cdot \tau} \cdot \cos w_v \cdot \tau \cdot e^{-c_{pk} \cdot (t-\tau)} \sin \lambda_{pk}(t-\tau) d\tau, \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

$$v=1, \dots, M; p = \zeta_i, \xi, \eta, \theta.$$

Корреляционные функции обобщенных координат находятся по формулам:

$$\begin{aligned} K_{\phi_{\xi_{kk}}}(t, t') &= \sum_{v=1}^M D_1 \cdot \left[(\psi_{\xi_k}^s)^2 + (\psi_{\xi_k}^c)^2 \right], K_{\phi_{\eta_{kk}}}(t, t') = \sum_{v=1}^M D_2 \cdot \left[(\psi_{\eta_k}^s)^2 + (\psi_{\eta_k}^c)^2 \right], \\ K_{\phi_{\zeta_{ikk}}}(t, t') &= \sum_{v=1}^M D_3 \cdot \left[(\psi_{\zeta_{ik}}^s)^2 + (\psi_{\zeta_{ik}}^c)^2 \right], K_{\phi_{\theta_{kk}}}(t, t') = \sum_{v=1}^M D_4 \cdot \left[(\psi_{\theta_k}^s)^2 + (\psi_{\theta_k}^c)^2 \right], \end{aligned} \quad (13)$$

$k = 1, 2, \dots, K$; где K — число учитываемых форм колебаний; i — количество ветвей тонкостенного составного стержня.

Выражения (13) позволяют получить группу матриц коэффициентов динамичности по отдельным формам колебаний: $\beta_{pqkk}(\lambda_i^2, t)$. Эта группа представляет собой коэффициенты динамичности обобщенных координат каждой составляющей вектора сейсмического воздействия:

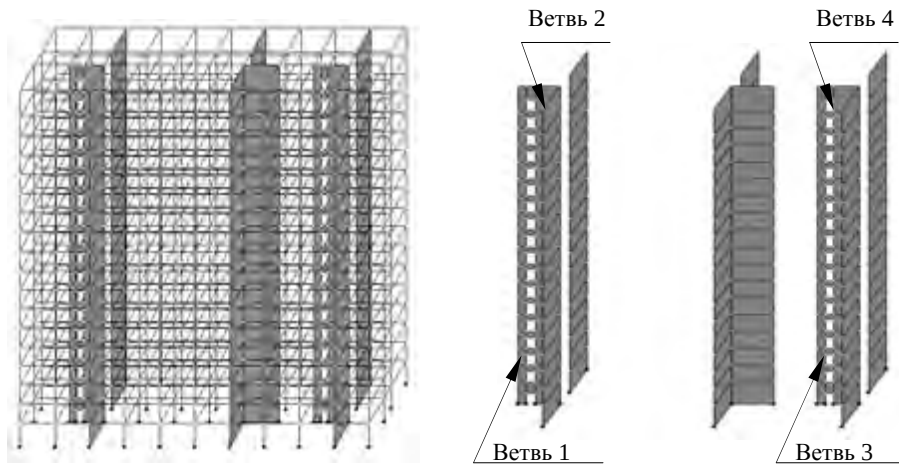
$$\beta_{\phi_{pkk}}^2(\lambda_{p_k}^2, t) = \lambda_{p_k}^4 \cdot K_{\phi_{pkk}}(t, t). \quad (14)$$

В качестве примера расчета на сейсмическую нагрузку интенсивностью 7 баллов рассмотрим административное здание (рис.), решенное в каркасно-связевой системе [1]. Здание прямоугольное в плане размером 61,4×16,4 м. Оси колонн образуют ячейки 6×6 и 3×3 м. Здание состоит из подвала высотой 4,2 м, шестнадцати рабочих этажей по 3,3 м и верхнего технического этажа высотой 4,8 м. Бетон стен класса В25: $E_{ст}=3,172 \cdot 10^6$ т/м², бетон колонн — В30: $E_k=4,005 \cdot 10^6$ т/м². Арматура класса А-III. Колонны размером 0,4×0,4 м. Толщина стены 0,2 м.

Исходные данные основной системы: жесткостные характеристики — $B_x=1,714 \cdot 10^8$ т/м²; $B_y=5,564 \cdot 10^8$ т/м²; $B_w=4,865 \cdot 10^{10}$ т/м²; $B_{кр}=2,475 \cdot 10^5$ т/м²; $B_{z1}=1,275 \cdot 10^6$ т; $B_{z2}=6,991 \cdot 10^6$ т; $B_{z3}=1,275 \cdot 10^6$ т; $B_{z4}=6,991 \cdot 10^6$ т; координаты центра изгиба А: $a_x=10,12$ м; $a_y=2,03$ м; радиус инерции $r_0^2=141,76$ м².

Координаты сдвига в швах основной системы: $u_1 = u_2 = -5,16$ м; $u_1 = u_2 = 1,80$ м; $w_1 = 43,22$ м², $w_2 = -43,90$ м². Коэффициент жесткости швов: $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 1,6784 \cdot 10^4$ т/м².

Несущие частоты разложения w_v : $w_1 = 8$ с⁻¹, $w_2 = 16$ с⁻¹, $w_3 = 24$ с⁻¹, $w_4 = 32$ с⁻¹, $w_5 = 40$ с⁻¹.



Пространственная модель тонкостенного составного стержня

В табл. 1 приведены значения частот собственных продольно-поперечных колебаний тонкостенного составного стержня для первых 4-х тонов.

Т а б л и ц а 1

Частоты собственных продольно-поперечных колебаний

Частота, с ⁻¹	Номер тона			
	1	2	3	4
λ_x	1,38	8,65	24,19	47,45
λ_v	2,04	12,68	35,45	69,74
λ_w	7,34	45,12	125,24	242,72
λ_{z1}	58,89	132,34	180,08	272,50
λ_{z2}	79,32	176,90	294,78	412,65
λ_{z3}	58,91	149,29	207,58	288,71
λ_{z4}	90,18	176,95	294,83	412,84

Необходимо определить коэффициенты динамичности для первых трех тонов колебаний. Время реализации землетрясения $t = 1 \div 5$ с.

Дисперсии D_h принимаем для 7-балльного землетрясения:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0,25 \text{ м/с}^2; \sigma_{31} = 0,162 \text{ м/с}^2; \sigma_{32} = 0,160 \text{ м/с}^2; \sigma_{33} = 0,143 \text{ м/с}^2; \\ \sigma_{34} = 0,142 \text{ м/с}^2; \sigma_4 = 0,0077 \text{ рад/с}^2.$$

Коэффициенты спектральной плотности: $\alpha_i = 7$ с⁻¹; $\beta_i = 14$ с⁻¹.

Коэффициент потерь $c_p = 0,1$.

Коэффициенты динамичности обобщенных координат приведены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

Коэффициенты динамичности обобщенных координат

Тон	Направление	Время, с				
		1	2	3	4	5
1	ξ	0,180	0,084	0,076	0,072	0,064
	η	0,305	0,266	0,169	0,163	0,154
	θ	0,870	0,569	0,558	0,399	0,357
	ζ_1	1,031	0,931	0,843	0,763	0,689
	ζ_2	0,960	0,866	0,788	0,708	0,650
	ζ_3	1,031	0,930	0,842	0,763	0,689
	ζ_4	0,942	0,860	0,773	0,702	0,631
2	ξ	0,978	0,585	0,645	0,469	0,439
	η	2,275	2,921	2,892	2,616	2,295
	θ	1,412	1,304	1,179	1,068	0,964
	ζ_1	0,916	0,829	0,764	0,679	0,618
	ζ_2	0,903	0,819	0,744	0,672	0,608
	ζ_3	0,913	0,824	0,748	0,700	0,596
	ζ_4	0,903	0,818	0,744	0,672	0,617
3	ξ	2,375	1,929	1,680	1,557	1,404
	η	1,900	1,823	1,661	1,501	1,358
	θ	0,919	0,831	0,769	0,680	0,603
	ζ_1	0,907	0,826	0,744	0,677	0,564
	ζ_2	0,897	0,814	0,738	0,667	0,606
	ζ_3	0,916	0,829	0,746	0,679	0,606
	ζ_4	0,900	0,814	0,738	0,667	0,606

Полученные матрицы коэффициентов динамичности обобщенных координат отражают реальную картину напряженно-деформируемого состояния пространственной модели тонкостенного составного стержня, работающего под действием сейсмической нагрузки и вклад горизонтальной, вертикальной и крутильной составляющей ускорений грунта в работу системы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пшеничкина В.А. Вероятностный расчет зданий повышенной этажности на динамические воздействия. Волгоград : ВолгГАСА, 1996. 118с.
2. Николаенко Н.А. Оценки интенсивности и спектрального состава компонент векторов сейсмического воздействия / Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, Ю.П. Назаров // Строительная механика и расчет сооружений. 1980. № 1. С. 58—63.

© Кулешова А.Н., 2008

Поступила в редакцию
в марте 2008 г.

УДК 624.131.543-027.252

Н.Л. Шешеня

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ИЗЫСКАНИЯМ ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ МЕРОПРИЯТИЙ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ОТ ОПАСНЫХ ПРОЯВЛЕНИЙ ОПОЛЗНЕЙ

Изложен перечень необходимых сведений об инженерно-геологических, климатических техногенных особенностях территории для разработки проектной документации защитных мероприятий от опасных проявлений оползней.

The paper provides a list of data on engineering-and-geological, climatic and man-caused specific features of a territory, necessary to develop design documentation for protective measures against dangerous landslide effects.

Оползни встречаются примерно на 40 % склонов и бортов оврагов России. Особую экологическую и национальную опасность эти процессы представляют для территорий размещения нефте-, газопроводов, объектов машиностроения и химической промышленности, атомных и гидротехнических сооружений. Они встречены на 60 % речных склонов и оврагов. Причем 70 из 100 негативных их проявлений — это следствие непродуманной деятельности человека. Часто данные процессы возникают на территориях, где в природных условиях их формирование исключено.

Ниже изложены основные требования к инженерно-геологическим изысканиям для обоснования необходимости мероприятий инженерной защиты от опасных проявлений оползней. Материалы изысканий должны содержать сведения, большинство из которых в явном виде не регламентируется современными нормативными документами. К их числу относится следующая информация.

1. Сведения о геоморфологических особенностях осваиваемой территории, ее палеогеодинамической обстановке через профили, высоту и крутизну склонов, бортов оврагов и их тальвегов. Участки, объединенные по подобию геоморфологических особенностей элементов рельефа, их относительного возраста, будут иметь примерно одинаковый набор и мощность пород геолого-генетических комплексов, степень выветривания и разгрузки естественных напряжений массивов пород, одинаковые вероятности образования процессов: склоновых гравитационных, суффозионных, набухания высокодисперсных глинистых грунтов, просадок лессовидных и т.д. — то есть процессов одного с оползнями парагенетического набора.

В пределах крупных городских агломераций особое внимание уделяется погребенным эрозионным формам рельефа. Такой анализ изыскатели, как правило, не выполняют. Поэтому часть ответственных зданий оказываются висячими, располагаясь на крутых склонах (бортах оврагов), как это было, например, с 7-этажным домом в Ростове-на-Дону, который испытал аварийные деформации во время его эксплуатации. Дворовый фасад этого дома оказался расположенным на месте оврага, засыпанного лессовидными суглинками мощностью 10,3 м. В зоне оползневого смещения были суглинки текучей консистенции с углом внутреннего трения $\varphi = 4...6^\circ$, сцеплением

$C=0,014$ МПа (определены по схеме быстрого неконсолидированного сдвига). Борта оврага имели крутизну 40° , а его тальвег — 8° . Указанный анализ позволил бы изыскателям оконтурить положение древней погребенной эрозивной сети, а здания и его сооружения поместить за пределами оврага.

Многие древние долины рек и оврагов были погребены под толщей покровных супесчано-суглинистых грунтов, а современные — засыпаны при планировочных работах без учета гидрогеологических условий. Такая непродуманная засыпка овражной сети является причиной подтопления застраиваемых территорий и активизации или новообразования оползневых смещений грунтов. Поэтому при выполнении планировочных работ следует учитывать такие основные эмпирически подтвержденные закономерности:

склоны и борта оврагов, вскрывающие дисперсные грунты и имеющие ступенчато-выпуклые, ступенчато-вогнуто-выпуклые (вогнутость вверх, выпуклость вниз), ступенчато-выпукло-вогнутые (вогнутость вниз) профили, находятся в состоянии динамического равновесия при высоте до ≤ 7 м и крутизне $\leq 8^\circ$ или в неустойчивом состоянии при высоте > 7 м и крутизне $> 8^\circ$. При указанных выше параметрах склоны прямолинейного профиля в сложившихся природно-техногенных условиях относятся к категории склонов динамического равновесия, которое может перейти в неустойчивое состояние при строительном их освоении без выполнения соответствующей инженерной подготовки территории; склоны вогнутого в плане профиля с опиранием на поймы являются относительно устойчивыми. В условиях их строительных подрезок внизу при одновременной пригрузке вверх, техногенном обводнении вскрываемых массивов грунтов они также перейдут в категорию неустойчивых.

2. Информация о стратиграфических особенностях пород в пределах застраиваемой территории. При освоении равнинных территорий Европейской части России в сфере хозяйственной деятельности человека, в основном, встречаются сложно построенные толщи дисперсных образований, среди которых обособляются такие геолого-генетические комплексы четвертичных отложений и пород инженерно-геологических формаций: аллювиальные грунты, часто перекрытые с поверхности техногенными образованиями; пролювиальные грунты с техногенными образованиями; водно-ледниковые; моренные и озерно-ледниковые грунты; песчаные, глинистые и карбонатные породы юры и мела.

При этом необходимо обращать внимание на однотипность в разрезе литолого-генетических или петрографических типов пород в одинаковой степени литифицированных, гипергенно измененных процессами выветривания, разгрузки и под воздействием различных техногенных факторов. Если в зоне взаимодействия зданий и сооружений будут находиться массивы пород, сложенные дисперсными грунтами с преобладанием ионно-электростатических и структурных молекулярных связей, тогда при разработке проектов инженерной подготовки застраиваемой территории следует руководствоваться такими основными эмпирически подтвержденными закономерностями:

глинистые грунты *Na* — монтмориллонитового состава твердой консистенции в природных условиях при техногенном взаимодействии с водой сильно набухают (давление набухания может колебаться в пределах $0,48...2,5$ МПа) и приобретают свойство незатухающей ползучести. На скло-

нах, откосах строительных выемок и бортах оврагов высотой ≥ 7 м и крутизной $\geq 4^\circ$ образуются оползни выдавливания (незатухающей ползучести). Основным мероприятием защиты в этих случаях является исключение обводнения грунтов до достижения ими влажности набухания. Если грунты приобрели эту влажность, тогда в качестве защитных мероприятий могут быть запроектированы удерживающие сооружения: контрбанкеты, подпорные стенки; буронабивные напряженные сваи с их заглублением ниже поверхности смещения на 5,0 м применяются при отсутствии свободных площадей для укладки контрбанкета;

глинистые грунты любого минерального состава твердой консистенции в природных условиях, содержащие более 3 % примесей гипса, или пирита, или органического вещества при взаимодействии с водой (или со щелочными и кислыми водами) приобретают свойство текучести. На склонах, откосах строительных выемок и бортах оврагов высотой ≥ 7 м и крутизной $\geq 2^\circ$ образуются оползни течения. Здесь также необходимо исключить условия обводнения грунтов. В противном случае в верхней части склонов выполняется полукольцевой дренаж или с помощью скважин, или в виде верховой нагорной канавы для перехвата подземных и поверхностных вод и их сброса за пределы склонов;

водонасыщенные тонкозернистые и пылеватые пески, содержащие более 5 % глинистых частиц монтмориллонитового состава или органического вещества, при статических и динамических нагрузках обладают плавунными свойствами. На склонах, откосах и бортах оврагов высотой ≥ 7 м и крутизной $\geq 12^\circ$ образуются оползни течения. Аналогичные свойства имеют водонасыщенные дисперсные грунты с защемленными газообразными соединениями, продуктами жизнедеятельности микроорганизмов, которые могут создавать давление в поровой воде до 0,4 МПа;

дисперсные грунты с сульфатными, карбонатными и железистыми соединениями при взаимодействии с водой выщелачиваются, а в приконтактных с грунтовыми или подземными водами зонах образуются ослабленные прослои, к которым могут быть приурочены поверхности смещения вязкопластических оползней. Защита подобных склонов с помощью различного типа свай не эффективна, поскольку грунты оползня будут обтекать сваи;

сыпучие, слюдистые разномзернистые пески являются суффозионно-неустойчивыми, легко размываются поверхностными водами с образованием на склонах, откосах строительных выемок, бортах оврагов высотой ≥ 7 м и крутизной $\geq 14^\circ$ оползней течения. Для этих склонов также будут не эффективными любые типы свай;

при взаимодействии с поверхностными водами моренных суглинков днепровской стадии оледенения и повышении их естественной влажности на 10...20 % формируются зоны низких значений показателей сдвига (угол внутреннего трения снижается до 8° против расчетного значения 16° , сцепление — до 0,006 МПа, против расчетного 0,25 МПа). На склонах эти зоны являются наиболее вероятными поверхностями смещения пакетов и слоев грунтов с образованием оползней блокового типа;

супеси твердой консистенции в природных условиях при дополнительном техногенном увеличении их естественной влажности всего на 4...6 % приобретают текучую консистенцию, способны вытекать из под фундаментов

зданий, со склонов и откосов строительных выемок с образованием оползней вязкопластического течения при углах внутреннего трения 6° , сцеплении — 0,002 МПа;

разнозернистые пылеватые пески являются суффозионно-неустойчивыми (с выносом мелких и пылеватых фракций в зону разгрузки подземных вод на поверхности склонов, откосов строительных выемок) при градиентах их потока $\geq 0,01$ и скорости потока $\geq 1,0$ м/сут. Такие градиенты возникают в периоды водообильных дождей или сбросов техногенных поверхностных вод, аварийных утечек воды из водонесущих коммуникаций и т.п. Следствием этого процесса в данных грунтах является формирование зон разуплотнения и, как результат, оползней течения.

3. Сведения о гидрогеологических особенностях осваиваемых территорий, обводненности пород, условиях питания и дренирования грунтовых и подземных вод, их техногенном загрязнении и химическом составе. Грунтовые воды в песчаных, супесчаных, глинистых образованиях четвертичных геолого-генетических комплексов в пределах городских и промышленных территорий, как правило, характеризуются пространственно-временной неоднородностью и изменчивостью содержания в них сульфатных, карбонатных и железистых соединений. Установленные в процессе инженерных изысканий на многих объектах пределы колебания в воде железистых соединений изменяются от 36 до 21000 мг/л, сульфатных и карбонатных — от долей до нескольких сотен мг/л; отмечено превышение ПДК по марганцу и железу в 50 и 40 раз соответственно, по кадмию — в 5, по сере — в 75, по биогенному элементу фосфора — в 7 раз. Однако грунтовые воды являются слабо агрессивными к бетонам нормальной плотности и агрессивными к железобетонным конструкциям строительных объектов.

Наиболее распространенными загрязняющими компонентами в грунтовых водах городов являются SO_4^{2-} , Cl^- , HCO_3^- , NO_3^- , NO_2^- , HPO_4^- , H_2S и сульфиды, кремнекислота, натрий, кальций, магний, железо, марганец, тяжелые металлы, мышьяк, ПАВ, СПАВ, нефтепродукты, фенолы, амины. Бактериологическое загрязнение обычно вызывается бактериями группы кишечной палочки.

При строительном освоении названных территорий и при устройстве однослойных дренажных сооружений следует помнить, что через 5...10 дней после ввода их в эксплуатацию вокруг них образуются зоны кольматации не столько за счет выноса мелких и пылеватых частиц, а за счет формирования геля при выпадении в осадок железистых, сульфатных или карбонатных соединений. Такие зоны способствуют образованию в массивах грунтов «водяных мешков» с эпизодическими прорывами грязевых потоков на склонах, бортах оврагов и откосах строительных выемок крутизной $\geq 2^\circ$ даже при движении грузовых автомашин.

Разработку проектной документации защитных мероприятий надлежит выполнять с учетом данных:

о количестве горизонтов грунтовых и подземных вод; их абс. отм. вскрытия; условиях для поверхностного стока дренируемых вод; водообильности, напорах, уклонах поверхностей их пьезометрических уровней, выщелачивающей агрессивности к породам, их примесям, цементу и металлам;

анизотропии в содержании карбонатных сульфатных и железистых соединений; повышенного содержания сульфатных соединений и свободной углекислоты (наряду с повышенным содержанием сухого остатка).

4. Информация о климатических условиях осваиваемых территорий. Необходимо иметь данные о количестве единовременно выпадающих осадков, их продолжительности; глубинах промачивания грунтов в периоды затяжных водообильных дождей; глубинах сезонного промерзания — протаивания грунтов.

5. Информация о пораженности территории определенным набором опасных природных и природно-техногенных процессов, входящих в один (с оползнями) парагенетический ряд, условиях их формирования, развития, активизации и величинах риска освоения и эксплуатации территории при выборе мероприятий инженерной защиты от опасных природных и природно-техногенных геологических процессов.

Для установления и эмпирического подтверждения выше названных закономерностей при инженерно-геологических изысканиях для дисперсных грунтов необходимо определять их минеральный состав, состав примесей, структурно-текстурные особенности, а главное — изменения их в пространстве и во времени. Изыскатели эту информацию также не выявляют, поскольку ее изучение не предусмотрено нормативными документами. Дополнительно к изложенному, следует иметь такие данные:

об архитектурных, конструктивных особенностях строительных объектов, их материале, жизненном цикле в ретроспективе; о физических полях — распределении естественных напряжений, магнитных и т.п.; о бывших и существующих природных и техногенных нагрузках и процессах. Указанная информация составляет представление о функциональном профиле деятельности человека в пределах рассматриваемых территорий. С учетом этого разрабатываются соответствующие мероприятия инженерной защиты. При этом последовательно исследуются такие парагенетические пары:

техногенные нагрузки — реакция компонентов геологической среды (активизация или новообразование геологических процессов: подтопления, карстово-суффозионных, оползневых, эрозионных, незатухающей ползучести глинистых грунтов, просадок лессовидных грунтов и т.п.);

воздействие компонентов геологической среды — реакция техногенных объектов (подтопление — затопление фундаментов, снижение несущей способности грунтов оснований — деформации фундаментов, аварийные разрушения зданий и т.п.);

воздействие мероприятий инженерной защиты (инженерной подготовки) — строительные объекты и компоненты геологической среды.

Для получения перечисленной информации целесообразно ведение систем мониторинга за состоянием процессов, зданий, сооружений и работой систем инженерной защиты. Набор мероприятий этих систем будет разным (индивидуальным) для разных участков и набора процессов, их состояния, видов строительного освоения (типа зданий, их этажности, фундирования и вида освоения подземного пространства). Поэтому он должен разрабатываться для каждого случая индивидуально после получения вышеназванной информации и сведений функционального профиля деятельности в пределах оползнеопасных территорий.

При соблюдении названных условий, территории любого осваиваемого участка будут иметь оптимально необходимую и достаточную площадь для выбора строго определенного вида хозяйственного ее освоения и мероприятий защиты. Она зависит от величины различных видов риска техногенного изменения несущих свойств грунтов оснований и проявления в их массивах опасных оползневых процессов, величин экономических, социальных, моральных, экологических ущербов и задач дальнейшего хозяйственного освоения городских территорий.

Для территорий с потенциально неблагоприятными и относительно благоприятными инженерно-геологическими условиями, следует предусмотреть инженерную подготовку, в состав которой может войти такой набор мероприятий:

- тщательно выполненная вертикальная планировка рельефа при сохранении сложившегося ландшафта, но уничтожения в рельефе замкнутых понижений — ловушек поверхностных вод. Планировка территории должна быть обоснована материалами гидрологических и гидрогеологических карт-схем движения поверхностного и подземного стока первого от поверхности водоносного горизонта;

- каптирование всех водопроявлений на склонах и откосах строительных выемок, бортах оврагов и ложбин;

- устройство водонесущих коммуникаций в бетонных лотках с повышенной гидроизоляцией и с улавливающими колодцами для сброса вод аварийных прорывов. На участках распространения суффозионно-неустойчивых, тиксотропных и набухающих грунтов лотки укладывать в канавах, покрытых по периметру синтетической тканью типа «ДорНИИТ», обладающей свойствами обратного фильтра;

- планировка и террасирование речных склонов и бортов крупных оврагов с приданием им прямолинейно-вогнутого в плане профиля, с посадкой на откосах влаголюбивой растительности, устройство наклонных дренажей по типу «обратного фильтра» водоносных горизонтов с системой взаимоувязанных продольных и поперечных закрытых канав для свободного спуска вод с откоса;

- исключение случаев увеличения градиентов грунтовых вод 0,01 и более и скорости потока 1,0 м/сут и более; недопущение локальных сбросов поверхностных вод в незакрепленные овраги, на речные склоны и борта оврагов-балок;

- прекращение практики создания навалов насыпных грунтов, строительного мусора на речных склонах, бортах оврагов, балок, хаотической засыпки оврагов без предварительного пропуска их временных или постоянных ручьев через водопропускные трубы и каптирования всех водопроявлений;

- не устраивать свайные фундаменты в набухающий глинистых грунтах, в суффозионно-неустойчивых песчано-супесчано-суглинистых. Все подземные части строительных объектов ориентировать по направлению потока грунтовых вод (с целью исключения их барражирующего эффекта) и развития оползневых деформаций грунтов.

© Шешеня Н.Л., 2008

Поступила в редакцию
03.04.08

УДК 551.4.037-047.36

А.Б. Пономарев, Л.В. Сосновских, К.В. Голубев

ОРГАНИЗАЦИЯ МОНИТОРИНГА СКЛОНОВЫХ УЧАСТКОВ

Освещены вопросы разработки региональной программы мониторинга склонов с целью рационального использования неудобных в градостроительном отношении территорий.

The article covers the issues of developing a regional program for slope monitoring aimed at the rational use of territories inconvenient from the point of view of urban planning.

В последние годы на территории г. Перми зафиксировано несколько случаев нарушения устойчивости склонов. Эти нарушения в той или иной мере представляли опасность для возведенных на склонах зданий и сооружений. В каждом конкретном случае потребовалось проведение серьезного анализа причин нарушения устойчивости и разработки мероприятий по укреплению откосов.

В связи с этим администрацией г. Перми было принято решение о необходимости разработки региональной программы мониторинга склонов. К этой работе были привлечены специалисты строительного факультета Пермского государственного технического университета.

В ходе разработки данной программы были обобщены особенности геологической среды г. Перми, произведен анализ современных инструментальных методов мониторинга склонов и методов прогноза развития оползневых процессов. На основе этого был разработан состав мониторинга склонов, а также описаны приборы и оборудование, частота наблюдений, прогнозируемые параметры и необходимые расчеты.

Город Пермь относится к территориям со сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями. Кроме того, влияние техногенных факторов приводит к более интенсивному развитию негативных геодинамических процессов.

Нормативные документы по строительству относят Пермскую агломерацию к территориям с высокой степенью развития экзогенных геологических процессов. Из двадцати природных процессов, классифицированных СНиП 22-01—95 «Геофизика опасных природных воздействий» [3], четырнадцать в той или иной степени развиты на территории города и должны учитываться при разработке предпроектной, проектной и рабочей документации на строительство зданий, сооружений коммуникаций и дорог. Для территории г. Перми в настоящее время характерно развитие природных экзогенных процессов и процессов, активизированных антропогенными факторами.

Система инструментального мониторинга склоновых территорий описана в нормативной и технической литературе [4, 6, 7, 8, 9] и включает в себя:

геодезические измерения, содержащие маршрутно-визуальное обследование, аэрофотосъемку, определение наклона и деформаций с использованием глубинных реперов, гидрогеологические наблюдения с использованием режимных скважин. Измерения выполняются с помощью традиционной нивелировки или с использованием современных цифровых датчиков, спутниковых GPS-технологий и лазерного сканирования объекта;

инженерно-геологические (геофизические) наблюдения состояния грунтового массива склона. Представляют собой комплекс работ от измерений в отдельных скважинах (уровень грунтовых вод, физические свойства пород и др.) до работ, проводящихся в системе скважин, расположенных по специально разработанной схеме (оценка интегральных показателей глинистости и увлажненности, степени уплотненности и контрастности; межскважинное просвечивание и др.).

анализ временных рядов быстроменяющихся факторов, данных наблюдений и измерений, прогнозирование дальнейшего развития ситуации.

Разработка оптимальной схемы мониторинга ведется на основе результатов инженерно-геологических и геофизических исследований. Эти исследования позволяют: картировать оползневую структуру склона, конкретизировать параметры оползневого склона, выделить зоны, требующие последующего укрепления, определить места оптимальной установки датчиков.

Общая модель и основные требования к системе мониторинга и прогнозирования опасных геологических явлений и процессов регламентированы ГОСТ Р 22.1.06—99 «Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов» [1]. В соответствии с этими требованиями при выполнении мониторинга оползневых процессов основными контролируемыми параметрами являются: площадная пораженность территории, %; площадь проявления на одном участке, км²; объем сместившейся массы, тыс. м³; скорость смещения, м/с; частота проявления, ед/год; уровень подземных вод; режим быстроменяющихся факторов; физические свойства пород и анизотропия физических свойств; коэффициент устойчивости склона; интегральные показатели глинистости, увлажненности, трещиноватости, уплотненности, контрастности; вероятностная оценка геодинамического и техногенного воздействий.

Оценка геодинамического и техногенного воздействий производится на стадии комплексного анализа данных наблюдений и измерений и прогнозирования дальнейшего развития ситуации.

При наличии необходимого обоснования система мониторинга склоновых процессов может быть дополнена контролем состояния зданий и сооружений, расположенных в потенциально опасной зоне. Производится множество автоматизированных комплексов для мониторинга технического состояния зданий и сооружений («Стрела», «Струна», «Геотек», «SisGeo» и др.)

В настоящее время технически возможно решить задачу мониторинга склонов с использованием как проводной, так и беспроводной системы передачи информации и различных типов датчиков. Выбор системы мониторинга определяется конкретной задачей. Наиболее перспективными с технико-экономической точки зрения являются системы, позволяющие зафиксировать начало движения грунта и относительную величину перемещения.

Современные методы прогноза развития склоновых процессов включают прогноз развития склоновых процессов на данной территории на предстоящий год и оценку достоверности прогнозов на данной территории за прошедший год [5, 6, 7].

Для составления временных прогнозов активности склоновых процессов, в основном, применяются две группы методов: методы с использованием математического анализа экстраполяции временных рядов основных изменяющихся параметров развития склонового процесса и методы экспертных про-

гнозных оценок активности склоновых процессов на основе сравнительно-геологического анализа закономерностей распространения и условий развития проявлений склоновых процессов.

Методы математического анализа используются для составления долгосрочных прогнозов развития склоновых процессов.

Метод экспертных прогнозных оценок активности склоновых процессов в настоящее время является основным при составлении краткосрочных региональных и локальных прогнозов (на год, сезон).

В соответствии с нормативными требованиями [1, 2, 4, 5, 6, 9] комплексный инструментальный мониторинг склоновых территорий должен включать:

изучение геологических процессов и их изменений при помощи геофизических методов (электропрофилирование, вертикальное электрическое зондирование, сейсморазведка методом преломленных волн);

контроль за поведением массива грунта при помощи поверхностных геодезических марок;

контроль осадок грунтового массива в скважинах при помощи глубинных марок;

контроль величины перемещения массива грунта и направление этого перемещения при помощи инклинометров;

контроль уровня грунтовых вод с помощью уровнемеров и порового давления в режимных скважинах с помощью пьезометров;

контроль за осадками и креном зданий и сооружений, входящих в зону влияния работ с помощью маяков и экстенсометров, установленных на осадочных швах, существующих трещинах.

Наблюдения могут вестись непрерывно или с определенной периодичностью при необходимости слежения за особенностями динамики развития склонового процесса. Единовременно проводимые наблюдения не позволяют описать развитие ситуации во времени [1, 5, 8].

Прогнозирование параметров основано на анализе временного ряда быстроменяющихся факторов, а также на результатах математического моделирования развития склонового процесса.

На основе значений прогнозируемых параметров с учетом их критических значений принимается экспертное решение об опасности возникновения оползневых процессов. Критерием установления критических значений контролируемых параметров является превышение безопасных уровней их фоновых значений и значений, отвечающих принятым моделям развития оползневого процесса.

На основе значений прогнозируемых параметров составляются долгосрочный, среднесрочный или краткосрочный прогнозы.

Долгосрочный прогноз включает районирование территорий: по степени опасности проявления оползневых процессов во времени; по характеру режима быстроменяющихся факторов; по степени геодинамической активности на текущий период; по степени устойчивости склонов к оползневым явлениям. Он включает также интегрированный анализ пространственно-временного распределения аномалий контролируемых параметров на региональном уровне.

Среднесрочный и краткосрочный прогнозы включают: детальное районирование по степени оползневой опасности; детерминированные расчеты устойчивости, объемов и дальности перемещения разрушенных пород; ин-

тегрированный анализ пространственно-временного распределения аномалий контролируемых параметров на локальном уровне и на уровне отдельных форм проявления процесса.

Для прогнозирования развития оползневого процесса во времени используются методы математического моделирования с использованием современных сертифицированных геотехнических программных комплексов.

Оценку устойчивости склонов необходимо вести в соответствии с требованиями Приложения 1 ТСН 12-304-04 «Строительство объектов на склонах» [4].

Учет изменения геологической обстановки и современные методы расчета устойчивости склонов позволяют наиболее рационально использовать неудобные в градостроительном отношении территории.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ Р 22.1.06—99. Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов.
2. ГОСТ 27751—88*. Надежность строительных конструкций и оснований.
3. СНиП 22-01—95*. Геофизика опасных природных воздействий.
4. ТСН 12-304-04 Строительство объектов на склонах. Пермь, 2004.
5. Методика изучения и прогноза экзогенных геологических процессов / под ред. А.И. Шеко, С.Е. Гречищева. М. : Недра, 1988. 215 с.
6. Методические рекомендации по проведению специального инженерно-геологического обследования территории / М.М. Максимов, А.И. Шеко. М. : ВСЕГИНГЕО, 1982. 64 с.
7. Методические рекомендации по составлению и ведению реестра наблюдательной сети мониторинга экзогенных геологических процессов / Госцентр «Геомониторинг». М. : ЗАО «Геоинформмарк», 2000. 30 с.
8. Методические рекомендации по составлению долгосрочных прогнозов экзогенных геологических процессов в системе государственного мониторинга геологической среды / ВСЕГИНГЕО. М., 1999. 78 с.
9. Требования к составу информации для ведения Государственного мониторинга экзогенных геологических процессов. М. : ВСЕГИНГЕО, 1995. 25 с.

© Пономарев А.Б., Сосновских Л.В., Голубев К.В., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.135 : 624.53.1

В.К. Цветков**РАСЧЕТ СИСТЕМЫ ГРУНТ — ПОДПОРНАЯ СТЕНКА
НА ОСНОВЕ АНАЛИЗА ИХ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ**

Предложена методика расчета системы грунт — подпорная стенка посредством решения соответствующих контактных задач плоской теории упругости. Методика позволяет дополнительно учесть влияние размеров поперечного сечения стенки, прочностных характеристик материала, из которого она изготовлена, а также предоставляет широкие возможности учета влияния на устойчивость системы всевозможных поверхностных нагрузок.

Полученные результаты аналитических исследований хорошо сходятся с результатами лабораторных исследований и натурных наблюдений.

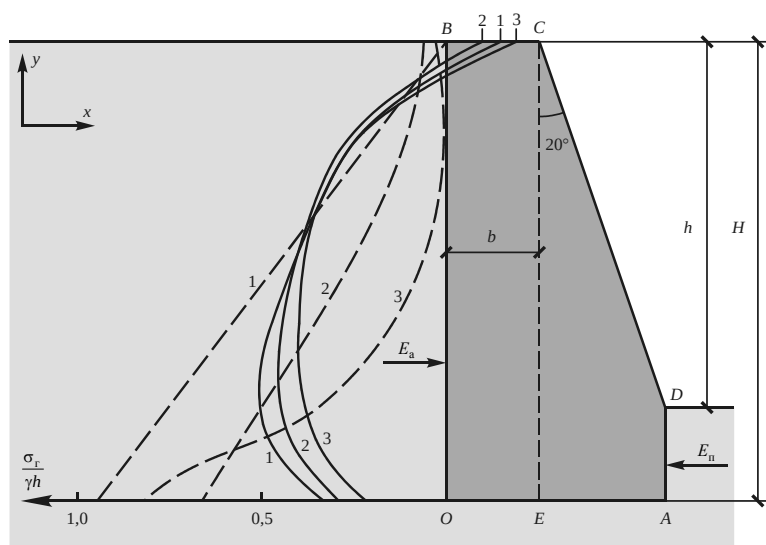
A method is suggested for the analysis of the soil-retaining wall system by means of solving corresponding contact problems of plane elasticity theory. The method allows considering additionally the influence of the dimensions of the wall's cross-section, strength characteristics of the material it is built of. It also provides wide opportunities for considering the influence of various surface loads on the stability of the system.

The obtained results of the analytical research meet the results of the laboratory investigation and field surveys well.

Целью настоящей работы является установление механизма взаимного влияния грунта и подпорной стенки на их устойчивость посредством решения соответствующей контактной задачи теории упругости с учетом прочностных характеристик грунта и стенки, а также формы и размеров ее поперечного сечения. Для этого используется программа для ПК на основе МКЭ, разработанная в ВолгГАСУ и включающая результаты исследований, приведенные в [1—3]. Программа позволяет на основе решения плоских задач теории упругости определять напряжения в различных точках многослойных систем от воздействия собственного веса грунтов и различных поверхностных нагрузок, очертания и размеры пластических областей, наиболее вероятные поверхности разрушения, а также величины коэффициентов устойчивости откосов различных инженерных сооружений и естественных склонов.

При горизонтальной поверхности грунта за стенкой и вертикальной задней ее грани используем изображенную на рис. 1 математико-механическую модель, имитирующую взаимную работу грунта и подпорной стенки. Размеры модели приняты на основании известного положения о том, что граничные условия практически не влияют на распределение напряжений, если границы области удалены от рассматриваемой части области не менее чем на шесть ее наибольших размеров. В рассматриваемом случае вертикальный размер расчетной модели принят равным $9h$, а горизонтальный — $14,6h$, где h — высота вертикального откоса.

Исследуемая область разбита на 17079 треугольных элементов, соединенных в 8726 узлах. Разбивка проведена таким образом, чтобы элементы имели наименьшие размеры в исследуемой части области. При этом вдоль вертикальных границ области отсутствуют перемещения в горизонтальном направлении; вдоль нижней горизонтальной границы отсутствуют вертикальные перемещения; на перемещения других точек ограничения не наложены.

Рис. 1. Эпюры $\sigma_x / \gamma h$ для различных типов грунтов

Исходные данные для решения рассматриваемых задач содержат свойства элементов, имитирующих грунт и материал подпорной стенки, а также поверхностные нагрузки и граничные условия.

При определении давления на подпорную стенку для глинистых и песчаных грунтов и, условно говоря, «прочных» пород приняты соответственно следующие значения физико-механических характеристик: объемный вес $\gamma = 18000, 15000, 22000 \text{ Н/м}^3$; модуль деформации $E = 65, 115, 300 \text{ МПа}$; коэффициент бокового давления $\mu = 0,75; 0,5; 0,33$. Для бетона, из которого изготовлена подпорная стенка, имеем: $\gamma = 25000 \text{ Н/м}^3$; $E = 25000 \text{ МПа}$; $\mu = 0,25$.

Принимая в первом приближении коэффициент трения грунта о стенку равным нулю, активное боковое давление грунта E_a определяем, анализируя распределение горизонтальных составляющих напряжений σ_x , действующих на заднюю грань OB подпорной стенки $AOB CD$. На рис. 1 при высоте стенки $H = 1,25h$ пунктирными линиями обозначены эпюры горизонтальных безразмерных напряжений (отношение напряжений к γh), действующих в глинистом грунтовом массиве вдоль грани OB при отсутствии подпорной стенки. Линия 1 соответствует распределению этих напряжений в весоной полуплоскости с горизонтальной границей. Линия 2 соответствует откосу BCD , а линия 3 — вертикальному откосу $BCEAD$. Следовательно, с появлением в грунтовом массиве откоса, изменением его угла наклона и приближением к вертикальной плоскости OB (будущему контакту грунта с подпорной стенкой) горизонтальные напряжения уменьшаются, а их эпюры все более искривляются. Отсюда следует, что, как это часто имеет место, использование при расчетах устойчивости подпорных стенок эпюры 1, не учитывающей не только влияние стенок, но и наличие в грунтовом массиве откоса, некорректно.

Вычисление горизонтальных напряжений при наличии подпорной стенки $AOBCD$ проводилось с использованием вышеуказанной программы в 11 точках контакта OB с интервалом $0,125h$. Результаты расчетов для глинистых грунтов представлены сплошной линией 1. Кривые 2 и 3 являются эпюрами безразмерных горизонтальных напряжений для песчаных грунтов и «прочных» пород. Как видно, эти зависимости криволинейны и форма эпюр соответствует результатам многочисленных экспериментальных исследований и натурных наблюдений [4].

Анализ результатов расчетов показал, что, как и следовало ожидать, напряжения не зависят от угла внутреннего трения и сцепления грунта и материала подпорной стенки. С увеличением γ и μ грунта давление на подпорную стенку при прочих равных условиях увеличивается; влияние изменения других прочностных характеристик менее значительно.

В рассматриваемом случае по контакту грунта с подпорной стенкой в верхней ее части имеются растягивающие напряжения σ_x , которые на дневной поверхности для песков, глин и «прочных» пород соответственно равны: 0,0958; 0,1423; 0,1796 γh и распространяются на глубину 0,06; 0,07 и 0,09 h .

Поэтому на этих участках грунт не оказывает давления на стенку и при достаточно больших значениях высоты вертикального откоса h возможно появление продольных трещин. Действительно, условием появления трещин в этом случае является неравенство $\sigma_p < \sigma_x$. Известно, что предельное напряжение на растяжение определяется формулой $\sigma_p = 2c \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi / 2)$. Если для песков, глин и «прочных» пород принять сцепление $c = 2, 12, 50$ КПа, а угол внутреннего трения $\varphi = 30, 15, 35^\circ$, то для рассматриваемых грунтов искомое значение высоты откоса $h > 1,6; 7,2; 13,2$ м.

При определении величины активного давления обычно не учитывается ни форма поперечного сечения подпорной стенки, ни ее размеры. Расчеты, выполненные для глинистого грунта, дали следующие результаты. При замене стенки трапецевидного поперечного сечения $AOBCD$ на стенку прямоугольного сечения $OBCE$ (рис. 1) происходит перераспределение горизонтальных напряжений по контакту грунта со стенкой (рис. 2, кривые 1 и 2) и величина E_a уменьшается на 11,1 %. Для стенки прямоугольного сечения при изменении отношения b / H от 0,1 до 0,4 величина E_a увеличивается на 12,3 %.

Следовательно, при изменении формы поперечного сечения подпорной стенки происходит перераспределение контактных горизонтальных напряжений и с увеличением площади поперечного сечения стенки давление грунта возрастает.

При расчете подпорной стенки на опрокидывание необходимо знать точку приложения активного давления. Эту точку определяем, используя величины напряжений σ_x в 11 вышеуказанных точках контакта грунта и стенки и известную формулу для определения координаты y_c центра параллельных сил. Для рассматриваемых грунтов при наличии подпорной стенки трапецевидного поперечного сечения и $H = 1,25h$ с погрешностью менее 4 % точка приложения E_a выше подошвы стенки на 0,5 h ; для глинистых грунтов и

прямоугольного сечения подпорной стенки при $0,1 \leq b/H \leq 0,4$ с погрешностью не более 5 % эта точка выше подошвы на $0,4h$. То есть форма поперечного сечения подпорной стенки влияет на расположение линии действия E_a и это обстоятельство следует учитывать при расчетах.

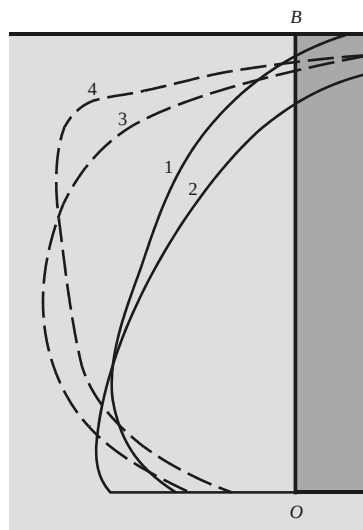


Рис. 2. Влияние формы поперечного сечения подпорной стенки и поверхностной нагрузки на величину активного давления

Говоря о величине активного давления на рассматриваемую подпорную стенку трапециевидного поперечного сечения, отметим, что наименьшее давление оказывает песчаный грунт и $E_a / h^2 = 5,824 \cdot 10^3 \text{ Н/м}^3$. Глинистые грунты и «прочная» порода оказывают большее давление соответственно на 18,1 и 20,4 %.

При расчете нагруженных откосов нагрузку, равномерно распределенную на поверхности грунта и непосредственно примыкающую к подпорной стенке, принято выражать в виде дополнительного слоя того же грунта, который расположен ниже дневной поверхности. Такой подход при расчете устойчивости системы грунт — подпорная стенка неприемлем в случае, когда нагрузка не примыкает к стенке.

Предлагаемая расчетная методика позволяет производить расчеты при различном расположении нагрузки на откосе, различной ее ширине, интенсивности и конфигурации.

На рис. 2. построены эпюры распределения напряжений σ_x вдоль задней вертикальной грани стенки при интенсивности равномерно распределенной нагрузке $q = \gamma h$, ширине h и ее расположении на расстоянии $0,5h$ от подпорной стенки (линия 3) и при непосредственном примыкании к ней (линия 4). Расчеты показали, что данная нагрузка увеличивает активное давление на 28,5 %, точка приложения E_a располагается на высоте $0,53$ и $0,60h$ от подошвы, а максимальное значение σ_x с приближением нагрузки к стенке перемещается вверх, что также соответствует результатам экспериментальных исследований и натурных наблюдений различных авторов.

Отметим, что пассивным давлением грунта E_p на переднюю часть подпорной стенки (см. рис. 1), как правило, пренебрегают. Однако, расчеты, выполненные для стенки рассматриваемого трапециевидного поперечного сечения показали, что наименьшее пассивное давление оказывает песчаный грунт и $E_p / h^2 = 3,454 \cdot 10^3 \text{ Н/м}^3$. Глинистые грунты и «прочная» порода оказывают большее давление соответственно на 19,5 и 6,7 %, т.е. величина E_p составляет около 40 % от активного давления E_a и при расчетах податливых подпорных стенок должна учитываться.

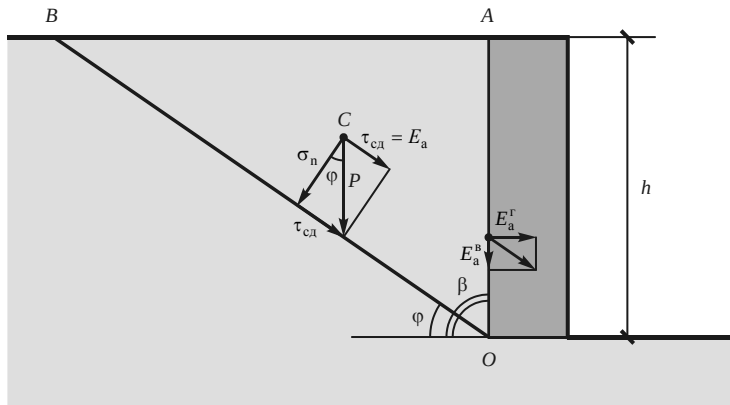


Рис. 3. Расчетная схема для приближенного определения активного давления на подпорную стенку идеально сыпучего грунта

Что касается влияния подпорной стенки на устойчивость откоса, сложенного, например, глинистыми грунтами, то наличие стенки увеличивает коэффициент устойчивости ненагруженного и нагруженного вышеуказанной равномерно распределенной нагрузкой откоса при $H = h$ и $b = 0,25h$ (рис. 1) в среднем в 1,9 раза. Влияние же заглубления стенки на устойчивость откоса незначительно. Так при $h < H \leq 1,5h$ коэффициент устойчивости откоса увеличивается всего на 10 %.

Для выяснения зависимости между сдвигающими силами, возникающими в вертикальном откосе после заполнения грунта пространства между откосом и стенкой, и активным давлением на подпорную стенку, обусловленным их взаимодействием, определим давление идеально сыпучего грунта на подпорную стенку прямоугольного поперечного сечения (рис. 3). Так как в этом случае сцепление грунта равно нулю и поверхности скольжения образуют с горизонталями углы, равные углам внутреннего трения φ , а коэффициент устойчивости, как известно, определяется формулой $K = \text{ctg}\beta \text{tg}\varphi$, где β — угол откоса, то при $\beta = 90^\circ$ $K = 0$. Но коэффициент устойчивости — отношение удерживающих сил к сдвигающим. Поэтому, принимая призму обрушения за абсолютно твердое тело, считаем, что к призме в центре ее тяжести приложена сила $\tau_{cd} = E_a = P \sin \varphi$ (P — вес треугольной призмы), которая является активным давлением грунта на подпорную стенку. В рассматриваемом случае

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \text{ctg}\varphi, \quad E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \cos \varphi. \quad (1)$$

Точка приложения активного давления расположена выше подошвы откоса на расстоянии $h/3$, а ее горизонтальная и вертикальная составляющие определяются формулами:

$$E_a^h = \frac{\gamma h^2}{2} \cos^2 \varphi, \quad E_a^v = \frac{\gamma h^2}{4} \sin 2\varphi. \quad (2)$$

Аналогичные выкладки при определении пассивного давления на подпорную стенку показали, что при заглублении стенки до $0,5h$ величина E_p составляет от E_a около 10 %.

Для определения кинематических параметров движения призмы обрушения ОАВ используем теорему о движении центра масс системы материальных точек

$$M\vec{a}_c = \sum_{k=1}^n \vec{F}_{ek} . \quad (3)$$

Здесь $M = P/g$ — масса системы; $\vec{a}_c$ — вектор ускорения центра масс; $\vec{F}_{ek}$ — внешние силы, действующие на систему, но приложенные в центре масс.

Так как в рассматриваемом случае правая часть выражения (3) равна $E_a = \text{const}$, то движение призмы обрушения будет равномерно ускоренным и, считая, что в начальный момент призма была неподвижной, ускорение, скорость и уравнение движения центра масс с учетом соотношений (1) определяются формулами:

$$a_c = g \sin \varphi ; v_c = gt \sin \varphi ; x_c = \frac{g \sin \varphi}{2} t^2 . \quad (4)$$

Расчеты, выполненные на компьютере для идеально сыпучего грунта при $\varphi = 30^\circ$ и $\mu = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 1/3$, дали следующие результаты. В случае подпорной стенки трапециевидного поперечного сечения при изменении величины b от 0,25 до 0,55 h (рис. 1) величина E_a изменяется от 0,281 до 0,363 γh^2 . На основании первой формулы (2) $E_a^r = 0,375 \gamma h^2$. То есть отличие величины активного давления составляет 25,1...3,3 %. Для подпорной стенки прямоугольного поперечного сечения это отличие еще более увеличивается.

При компьютерном расчете устойчивости подпорных стенок касательную составляющую давления целесообразно, как это принято, определять по формуле $E_a^b = E_a f$, где f — коэффициент трения грунта о стенку.

Выводы. На первом этапе совместной работы грунта и подпорной стенки активное давление максимально и совпадает с равнодействующей сдвигающих сил, действующих в откосе при отсутствии стенки, а пассивное давление — минимально. Если имеет место массивная неподатливая стенка, такое положение сохраняется. В большинстве же случаев для реальных подпорных стенок за счет даже их незначительного смещения и перераспределения напряжений в системе грунт — подпорная стенка величина E_a уменьшается, а E_n — увеличивается. Отметим, что значительное уменьшение активного давления грунта на подпорную стенку в результате ее смещения подтверждается многими авторами на основе результатов лабораторных исследований и натурных наблюдений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград, 1979.
2. Цветков В.К. Расчет рациональных параметров горных выработок. М. : Недра, 1993.
3. Богомолов А.Н. Общее решение задачи об устойчивости основания сооружения при упругопластическом распределении напряжений в грунтовой массе // Труды V Межд. конференции по проблемам свайного фундаментостроения. Т. 1. Тюмень, 1996.
4. Чеботарев Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. М. : Изд. лит. по строительству, 1968.

Поступила в редакцию в марте 2008 г.

© Цветков В.К., 2008

УДК 624.131

Д.В. Волик, С.И. Маций**ОЦЕНКА ПРОСТРАНСТВЕННОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ**

Предложен метод оценки пространственной устойчивости оползневых склонов, основанный на учете характера распределения напряжений в грунте. Использовано разбиение массива на пространственные колонки (призмы). Проведено сравнение результатов расчетов с полученными методом конечных элементов.

The method of an estimation of a three-dimensional stability of the slopes, based on the registration of character of a stress distribution in soil. The partition of an array on 3d columns (prism) is used. Matching outcomes of calculations with gained by a finite element method is spent.

Все перемещения грунта на склонах происходят в трехмерном пространстве. Однако, обычно расчеты устойчивости склонов выполняются с использованием плоских расчетных схем. С середины 1970-х появились исследования, направленные на разработку и применение трехмерных моделей устойчивости. Наиболее популярны и применимы для решения практических задач методы, рассматривающие предельное равновесие колонок (призм) грунта.

Трехмерные методы, предложенные Х.Д. Ховландом [1], О. Хангмом [2] и другими авторами, являются развитием предположений, используемых в обычном двухмерном. Все известные методы пространственных анализов устойчивости склонов могут рассматриваться как в той или иной мере упрощенные. Они или пренебрегают межколонковыми (межпризменными) силами, или основаны на полностью не проверенных предположениях. Их применимость обусловлена опытом двухмерных исследований, а отдельно точность различных трехмерных методов не изучалась.

Л. Лэм и Д.Г. Фредлунд [3] предложили более обобщенную теорию пространственной оценки устойчивости склонов в рамках теории предельного равновесия. Ими проанализированы формы межколонковых силовых функций и их влияние на величину пространственного коэффициента устойчивости. Однако анализ пространственного распределения межколонковых усилий не проводился.

Метод оценки пространственной устойчивости склонов. Обобщенный пространственный метод для определения степени устойчивости склона, использующий колонки (призмы), является развитием двухмерного метода общего предельного равновесия — *General Limit Equilibrium (GLE)*, сформулированного Д.Г. Фредлундом и Д. Краном [4]. Этот подход основан на предположении, что процесс скольжения имеет одно неизменное направление движения. При определении коэффициента устойчивости сдвиговая прочность грунта уменьшается до значений, приводящих массив в состояние предельного равновесия в соответствии с выбранной поверхностью скольжения.

Усилия, приложенные к колонке (призме) грунта, показаны на рис. 1.

Проецируя усилия, действующие в каждой колонке, на ось y , можно определить силу N , действующую перпендикулярно основанию колонки:

$$N = \frac{W - (X_L - X_R) - (V_L - V_R)}{m_\alpha} - \frac{\frac{A c \sin \alpha_x}{F} + \frac{U \operatorname{tg} \phi \sin \alpha_x}{F}}{m_\alpha}, \quad (1)$$

где $m_\alpha = \cos \theta_y + \frac{\operatorname{tg} \phi \sin \alpha_x}{F}$; W — вес колонки грунта; X_L — межколонковые касательные усилия на левой (со стороны низа откоса) плоскости колонки; X_R — межколонковые касательные усилия на правой (со стороны верха откоса) плоскости колонки; V_L — межколонковые касательные усилия на левой боковой плоскости колонки; V_R — межколонковые касательные усилия на правой боковой плоскости колонки; α_x — угол между горизонтом и касательной силой в основании отсека, в направлении перемещения; c — эффективное сцепление грунта; ϕ — эффективный угол внутреннего трения; A — площадь основания колонки; U — силы порового давления в основании колонки.

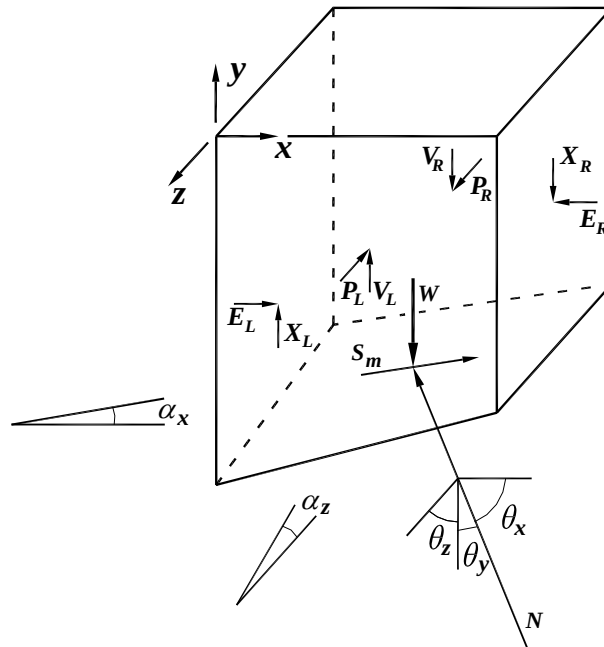


Рис. 1. Усилия, приложенные к колонке грунта

Сила N является функцией коэффициента устойчивости F , который равен F_m , когда определяется из уравнений равновесия моментов и F_f — уравнений равновесия сил.

Коэффициент устойчивости из условия равновесия моментов F_m может быть определен суммированием моментов всех сил относительно оси вращения, коэффициент F_f — проецированием всех сил на ось x для всего оползня. Моментные и силовые коэффициенты устойчивости F_m и F_f можно определить, используя статическое равновесие:

$$F_m = \frac{\sum (A c + N \operatorname{tg} \phi - U \operatorname{tg} \phi) (\cos \alpha_x d_y + \sin \alpha_x d_x)}{\sum (N \cos \theta_x d_y + N \cos \theta_y d_x + W d_x)}, \quad (2)$$

$$F_f = \frac{\sum (Ac + N \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{tg} \varphi) \cos \alpha_x}{\sum N \cos \theta_x}. \quad (3)$$

где d_x — плечо проекций сил на ось x ; d_y — плечо проекций сил на ось y ; θ_x — угол между горизонталью и нормальной силой в основании колонки (в направлении перемещения); θ_y — угол между горизонталью и нормальной силой в основании колонки (в направлении, перпендикулярном перемещению).

Оба уравнения для коэффициентов устойчивости F_m и F_f нелинейны, потому что N является функцией коэффициента устойчивости. Чтобы определить трехмерный F_3 можно использовать итерационную, с обратной заменой, процедуру.

Сумма межколонковых нормальных сил E , отсутствующих в (2) и (3), должна быть равна нулю (для всего оползневого массива). Так как горизонтальные касательные силы на сторонах колонки приняты равными нулю, из этого следует, что каждый ряд колонок в продольном направлении должен быть в равновесии. Поэтому нормальные силы в конечных колонках E_1 и E_n также должны быть равны нулю. Эти граничные условия в формулах (2) и (3) должны быть удовлетворены

После вычисления коэффициента устойчивости необходимо проверять условие, что местоположение линии приложения сил имеет физический смысл, то есть, что нет отрицательных значений нормальных сил по вертикальным граням колонок.

Итерационное решение задачи нахождения пространственного коэффициента устойчивости зависит от формы межколонковых силовых функций. Как правило, эти функции задаются либо постоянными (const), либо полусинусоидальными (half-sine). Нами методом линий скольжения были получены функциональные зависимости распределения межколонковых сил [5]. Для расчета полей линий скольжения в оползневом массиве и определения по ним составляющих напряжений была разработана программа для ЭВМ, на которую получено свидетельство об официальной регистрации [6]. Согласно полученным результатам, форма межколонковых функций значительно различается в разных частях склона: в верховой, где из-за напряжений растяжения могут формироваться трещины отрыва; в средней, где грунты перемещаются, в основном, плоскопараллельно; и в низовой, где преобладают напряжения сжатия, приводящие к выпору грунтов и определяющие значительные давления на удерживающие сооружения.

Решение тестовых задач. Проверка достоверности метода была выполнена на основании сравнения известных решений с предложенным подходом.

Известный пример — однородный глинистый склон со сферической поверхностью скольжения (рис. 2). Замкнутое решение этой задачи, было предложено М.М. Бали и А.С. Азоузом [7], согласно расчетам которых величина трехмерного коэффициента устойчивости составила $F_3 = 1,402$. Численно эту задачу решали О. Хангр и др. [2], а также Л. Лэм и Д.Г. Фредлунд [3]. В первом случае по программе CLARA был получен коэффициент устойчивости, равный $F_3=1,422$. Во втором вычисленный трехмерный коэффициент устойчивости имел значения в диапазоне от 1,386 до 1,472 в зависимости от числа колонок, используемых при дискретизации склона. Уточненное замкнутое решение В. Сильвестри [8] дает результат $F_3=1,377$.

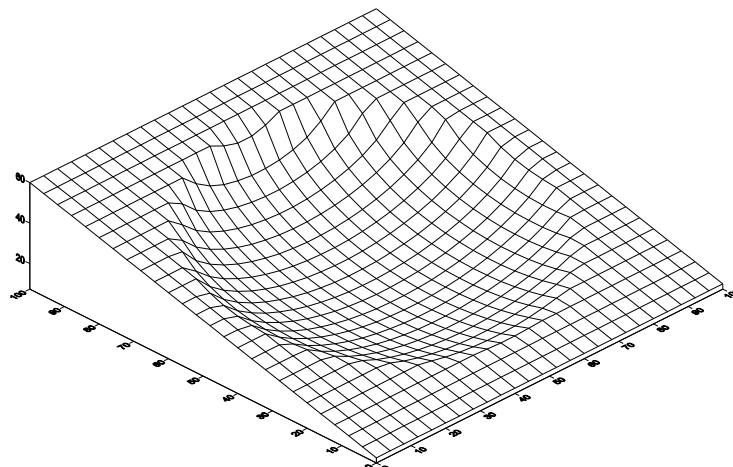


Рис. 2. Шаровая поверхность тестовой задачи. Уклон 1:2, $c/\gamma R = 0,1$; $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi = 0$

Нами были также проведены расчеты с использованием метода конечных элементов. Материал тела оползня моделировался идеально-упругопластической моделью с критерием прочности Друкера — Прагера. Свойства материалов принимались в соответствии с перечисленными выше значениями. Контактная поверхность моделировалась только с учетом удельного сцепления. Основание поверхности скольжения принято недеформируемым.

В качестве нагрузки использовался вес грунта оползня (при постоянной массе). Вес менялся пропорционально изменению величины коэффициента ускорения свободного падения от 0 до 3. Единице соответствует величина ускорения свободного падения $g = 9,81 \text{ м/с}^2$.

Для учета взаимных перемещений, оползневое тело разбивалось на блоки. Были рассчитаны модели оползня, состоящие из 1 и 26 блоков. На рис. 3 приведена эпюра вектора перемещений в теле оползня после срыва.

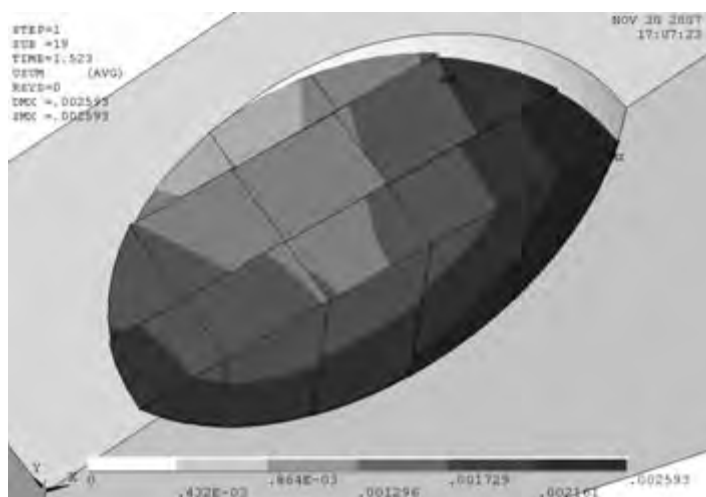


Рис. 3. Эпюра вектора перемещений в теле оползня

На рис. 4 показаны перемещения тела оползня в зависимости от изменения величины ускорения свободного падения. Коэффициент устойчивости в данном подходе численного моделирования вычислялся как отношение величины ускорения свободного падения в момент срыва оползня к $g = 9,81 \text{ м/с}^2$. Срыв тела оползня в модели с удельным сцеплением 1,0 кПа произошел при значении коэффициента устойчивости примерно 1,4, что близко к полученному в замкнутом аналитическом решении [7]. Таким образом, можно сделать вывод о рациональности использования данного конечно-элементного подхода для моделирования пространственных оползневых склонов и откосов.

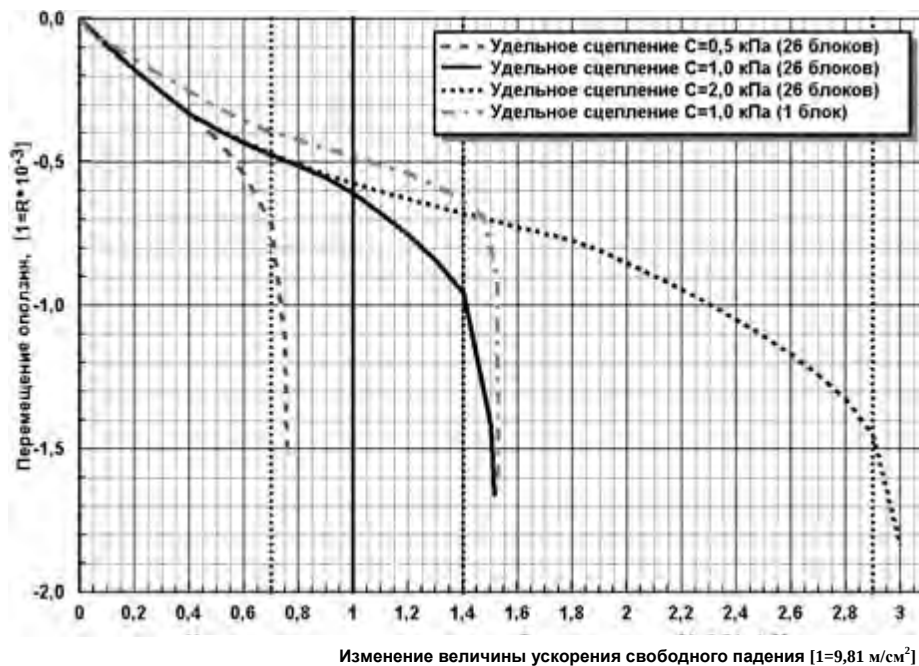


Рис. 4. Графики перемещения тела оползня в зависимости от изменения величины ускорения свободного падения, $R \cdot 10^{-3}$

Разработанный нами метод определения пространственного коэффициента устойчивости был реализован в компьютерной программе SLOPE 3D, на которую получено свидетельство об официальной регистрации [9]. Согласно результатам расчетов получено значение коэффициента устойчивости $F_3=1,385$ при использовании постоянной функции межколонковых сил, $F_3=1,380$ при использовании полусинусоидальной (half-sine) функции, $F_3=1,377$ при использовании закономерностей, полученных нами в рамках теории предельного равновесия. Последний результат совпадает с решением В. Сильвестри [7], полученным в замкнутой форме.

Расчеты по программе SLOPE 3D позволяют получить не только значения пространственного коэффициента устойчивости, но и распределение всех межколонковых усилий в пространстве. Особенно ценными для проектирования противооползневых мероприятий являются нормальные (к сторонам колонки) усилия, позволяющие вычислять оползневые давления на сооружения. Пример таких пространственных эпюр приведен на рис. 5.

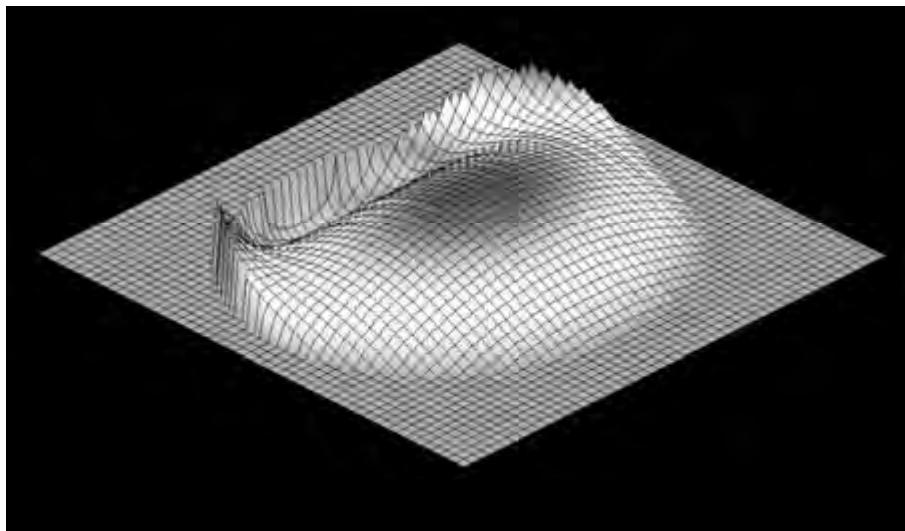


Рис. 5. Пространственные изолинии нормальных межколонковых сил

Выводы. 1. Разработан и проверен на тестовых примерах обобщенный трехмерный метод для анализа устойчивости оползневых склонов. Полученные значения коэффициентов устойчивости удовлетворительно сходятся с результатами известных аналитических и численных решений.

2. Для сложных неоднородных конфигураций грунтовых массивов необходимо выполнять пространственную оценку напряженного состояния, используя реалистические зависимости межколонковых силовых функций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Hovland H.J. Three-dimensional slope stability analysis method // ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1977. 103(GT9). Pp. 971—986.
2. Hungr O. An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions // Geotechnique. 1987. 37. Pp. 113—117.
3. Lam L., Fredlund D.G. A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis // Canadian Geotechnical Journal. 1993. Vol. 30. Pp. 905—919.
4. Fredlund D.G., Krahn J. Comparison of slope stability methods of analysis // Canadian Geotechnical Journal. 1977. Vol. 14, pp.429—439.
5. Мацуй С.И. Исследование напряженного состояния оползневых массивов методом линий скольжения // Труды Кубанского государственного аграрного университета. 2007. Вып. 1(5). С. 174—178.
6. Мацуй С.И. Скольжение. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2007614174 от 1.10.2007 г.
7. Baligh M.M., Azzouz A.S. End effects on the stability of cohesive slopes // ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1975. 101(GT11). P. 1105—1117.
8. Silvestri V. A three-dimensional slope stability problem in clay // Canadian Geotechnical Journal. 2006. Vol. 43. Pp. 224—228.
9. Мацуй С.И. Slope3D. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ №2007614175 от 1.10.2007 г.

© Волик Д.В., Мацуй С.И., 2008

Поступила в редакцию
в марте 2008 г.

УДК 539.31

А.Н. Богомолов, А.Н. Ушаков**РЕШЕНИЕ ОСНОВНОЙ СМЕШАННОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ
ДЛЯ ОДНОГО КЛАССА ПОЛУБЕСКОНЕЧНЫХ ОБЛАСТЕЙ**

Приведено полученное на основе использования методов теории функций комплексного переменного аналитическое решение второй краевой задачи теории упругости для весомой однородной и изотропной полуплоскости с криволинейной границей.

The article presents an analytical solution of the 2nd boundary problem of elasticity theory for ponderable, homogeneous and isotropic semi-plane with a curved boundary, which was obtained on the basis of methods of complex variable functions theory.

Рассмотрим в плоскости z полубесконечную область S .

Функцию, отображающую нижнюю полуплоскость на исследуемую область S , примем в виде [1]

$$z = \omega(\zeta) = A + B\zeta - \sum_{k=0}^n \frac{c_{2k+1}}{(\zeta + a - bi)^{2k+1}}, \quad (1)$$

где $z = x + iy$, $\zeta = \xi + i\eta$, $\eta < 0$, $A, B, c_1, c_3, \dots, c_{2n+1}, a, b > 0$ — действительные числа.

Пусть на части L' границы L области S , занимаемой упругим телом, заданы граничные значения компонент смещения $g_1(t)$ и $g_2(t)$, а на остальной части L'' — граничные значения компонент напряжения $N(t)$ и $T(t)$. Необходимо определить напряженное состояние в S (рис. 1).

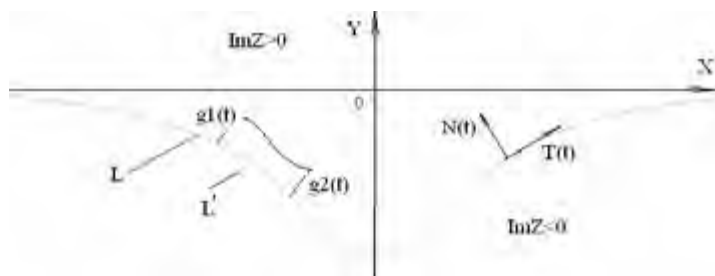


Рис. 1. Расчетная схема смешанной задачи

Наряду с данной задачей будем рассматривать задачу об определении напряженного состояния, предполагая, что заданы главные векторы (X_k, Y_k) , $k = 1, \dots, n$ внешних усилий, приложенных к каждому участку L_k в отдельности.

Сформулированные выше задачи, согласно [2], будем называть задачами A и B соответственно.

Общее решение поставленных задач для отображающей функции (1), основанное на методах, разработанных Н.И. Мусхелишвили [2] и подходе И.Н. Карцивадзе [3], было получено в [4].

Как известно [2], формулы, выражающие компоненты напряжения и смещения через функции $\Phi(\zeta)$ и $\Psi(\zeta)$, голоморфные в нижней полуплоскости, имеют вид

$$Y_{\eta} + X_{\xi} = 2 \left\{ \Phi(\zeta) + \overline{\Phi(\zeta)} \right\} = 4 \operatorname{Re} \Phi(\zeta), \quad (2)$$

$$Y_{\eta} - X_{\xi} + 2iX_{\eta} = \frac{2}{\omega'(\zeta)} \left\{ \overline{\omega(\zeta)} \Phi'(\zeta) + \omega'(\zeta) \Psi(\zeta) \right\}, \quad (3)$$

складывая их и переходя к сопряженным значениям, получим

$$Y_{\eta} - iX_{\eta} = \Phi(\zeta) + \overline{\Phi(\zeta)} + \frac{1}{\omega'(\zeta)} \left\{ \omega(\zeta) \overline{\Phi'(\zeta)} + \overline{\omega'(\zeta)} \overline{\Psi(\zeta)} \right\}. \quad (4)$$

Формула, выражающая компоненты смещения u и v в декартовых координатах, имеет вид

$$2\mu(u + iv) = \aleph \varphi(\zeta) - \omega(\zeta) \overline{\Phi(\zeta)} - \overline{\Psi(\zeta)}, \quad (5)$$

где

$$\varphi'(\zeta) = \Phi(\zeta) \omega'(\zeta), \quad \psi'(\zeta) = \Psi(\zeta) \omega'(\zeta).$$

Если заданы функции $\varphi(\zeta)$ и $\psi(\zeta)$, то функции $\Phi(\zeta)$ и $\Psi(\zeta)$ полностью определены; в случае задания функций $\Phi(\zeta)$ и $\Psi(\zeta)$ функции $\varphi(\zeta)$ и $\psi(\zeta)$ определены с точностью до произвольных постоянных. Поэтому формулу (5) можно переписать в виде

$$2\mu(u + iv) = \aleph \varphi(\zeta) - \omega(\zeta) \overline{\Phi(\zeta)} - \overline{\Psi(\zeta)} + \text{const}. \quad (6)$$

Полагая теперь, что $\omega(\zeta)$ — рациональная функция, распространим определение функции $\Phi(\zeta)$ на область $\operatorname{Im} \zeta > 0$, положив

$$\omega'(\zeta) \Phi(\zeta) = -\overline{\omega'(\zeta)} \overline{\Phi(\zeta)} - \omega(\zeta) \overline{\Phi'(\zeta)} - \overline{\omega'(\zeta)} \overline{\Psi(\zeta)}, \quad (7)$$

где ζ лежит в верхней полуплоскости.

Это распространение необходимо производить так, чтобы значения функции $\Phi(\zeta)$, определенной в верхней полуплоскости функции, аналитически продолжить в нижнюю полуплоскость через незагруженные участки границ (если они имеются).

Из предыдущей формулы, заменив ζ на $\bar{\zeta}$ и перейдя к сопряженным значениям, получим

$$\begin{aligned} \omega'(\zeta) \Psi(\zeta) &= -\overline{\omega'(\zeta)} \overline{\Phi(\zeta)} - \overline{\omega(\zeta)} \Phi'(\zeta) - \overline{\omega'(\zeta)} \Phi(\zeta) = \\ &= -\overline{\omega'(\zeta)} \left\{ \Phi(\zeta) + \overline{\Phi(\zeta)} \right\} - \overline{\omega(\zeta)} \Phi'(\zeta). \end{aligned} \quad (8)$$

Формула (8) выражает значения $\Psi(\zeta)$ для нижней полуплоскости через значения $\Phi(\zeta)$ как для нижней, так и для верхней полуплоскости.

Предполагая, что функция $\omega'(\zeta) \Phi(\zeta)$ может иметь полюсы в точках $\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_l, \infty$ порядков не выше, чем $m_1, m_2, \dots, m_l, m$, и воспользовавшись

результатами решения задачи сопряжения [2, с. 397], для искомой функции имеем [4]

$$\omega'(\zeta)\Phi(\zeta) = \frac{\mu X(\zeta)}{\pi i} \int_{L'} \frac{g'(t)}{X(t)(t-\zeta)} dt + X(\zeta)R(\zeta), \quad (9)$$

где

$$X(\zeta) = \prod_{j=1}^r (\zeta - a_j)^{-\gamma} (\zeta - b_j)^{\gamma-1}, \quad \gamma = \frac{1}{2} - \beta i, \beta = \frac{\ln \kappa}{2\pi}, \quad (10)$$

причем под $X(\zeta)$ подразумевается ветвь, такая что

$$\lim_{\zeta \rightarrow \infty} \zeta^r X(\zeta) = 1$$

и $R(\zeta)$ — рациональная функция вида

$$R(\zeta) = \sum_{j=1}^l \left\{ \frac{C_{j1}}{(\zeta - \zeta_j)} + \frac{C_{j2}}{(\zeta - \zeta_j)^2} + \dots + \frac{C_{jm_j}}{(\zeta - \zeta_j)^{m_j}} \right\} + P(\zeta), \quad (11)$$

где $P(\zeta)$ — полином степени не выше $m + r$.

Коэффициенты, входящие в выражение (11), определяются исходя из дополнительных условий задач A и B .

Рассмотрим пример решения смешанной задачи.

Функция

$$z = \omega(\zeta) = \zeta - \frac{c}{\zeta - i}, \quad (12)$$

где c — действительное число, являющаяся частным случаем отображающей функции (1) и осуществляющая отображение нижней полуплоскости на класс полубесконечных областей, была рассмотрена в работе Д.М. Ахпателова и З.Г. Тер-Мартirosяна [5] для решения задач о напряженно-деформированном состоянии горных массивов в поле гравитации. Однако отображающая функция (12) может быть использована для анализа напряженного состояния грунтовых массивов, например, склонов (рис. 2) и насыпей автомобильных или железных дорог (рис. 3).



Рис. 2

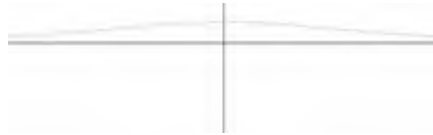


Рис. 3

Пусть над участком $[a, b]$, $a > 0, b > 0$ действительной оси, которая представляет собой границу упругого тела, расположен жесткий штамп. Предположим, что штамп может перемещаться лишь вертикально, так что

$$g'(t) = 0, \quad (13)$$

а на остальной части границы напряжения равны нулю.

Предположим, что внешние силы, действующие на штамп, имеют равнодействующую, направленную вертикально вниз, так что

$$X = 0, \quad Y = -p, \quad (14)$$

где p — заданная положительная постоянная.

Заметим, что образом этого отрезка при отображении функцией (12) будет дуга в плоскости Z .

Формулы (7) и (8) принимают вид

$$\omega'(\zeta)\Phi(\zeta) = -\left(1 + \frac{c}{(\zeta - i)^2}\right)\overline{\Phi}(\zeta) - \left(\zeta - \frac{c}{\zeta - i}\right)\overline{\Phi}'(\zeta) - \left(1 + \frac{c}{(\zeta + i)^2}\right)\overline{\Psi}(\zeta) \quad (15)$$

при $\zeta \in \text{Im } \zeta > 0$,

$$\omega'(\zeta)\Psi(\zeta) = -\left(1 + \frac{c}{(\zeta + i)^2}\right)\overline{\Phi}(\zeta) - \left(\zeta - \frac{c}{\zeta + i}\right)\overline{\Phi}'(\zeta) - \left(1 + \frac{c}{(\zeta + i)^2}\right)\Phi(\zeta) \quad (16)$$

при $\zeta \in \text{Im } \zeta < 0$.

Рациональная функция (12) имеет полюс первого порядка в точке $\zeta = i$ и в бесконечности, а функция $\omega'(\zeta)$ имеет полюс второго порядка в точке $\zeta = i$. Таким образом, функция $\omega'(\zeta)\Phi(\zeta)$ имеет полюсы не выше второго порядка в точке $\zeta = i$. Полагая, что функция $\omega'(\zeta)\Phi(\zeta)$ исчезает на бесконечности, согласно (9) с учетом (11) имеем

$$\omega'(\zeta)\Phi(\zeta) = \left(C_0 + \frac{D_1}{(\zeta - i)} + \frac{D_2}{(\zeta - i)^2}\right)X(\zeta), \quad (17)$$

где C_0, D_1, D_2 подлежат определению.

Функция $X(\zeta)$ имеет вид

$$X(\zeta) = (\zeta - a)^{\frac{1}{2} + i\beta} (\zeta - b)^{\frac{1}{2} - i\beta},$$

причем при больших $|\zeta|$

$$X(\zeta) = \frac{1}{\zeta} + \frac{\alpha}{\zeta^2} + \dots, \quad (18)$$

$$\text{где } \alpha = \frac{a+b}{2} + \beta(b-a)i,$$

а в окрестности точки $\zeta = i$

$$X(\zeta) = X(i)(1 + \alpha_0(\zeta - i) + \dots), \quad (19)$$

$$\text{где } \alpha_0 = \frac{(a+b)(ab+1+2\beta(b-a))}{2(a^2+1)(b^2+1)} + \frac{a^2+b^2+2+2(a-b)(ab-1)\beta}{2(a^2+1)(b^2+1)}i.$$

Функция $\Psi(\zeta)$, соответствующая функции $\Phi(\zeta)$, определенной как в нижней, так и в верхней полуплоскости, должна быть голоморфной в нижней полуплоскости, однако это не так, поскольку, согласно (16), она имеет полюс второго порядка в точке $\zeta = -i$. Поэтому необходимо получить условие голоморфности функции $\Psi(\zeta)$.

Пусть

$$\begin{cases} \Phi(\zeta) = A_0 + A_1(\zeta + i) + A_2(\zeta + i)^2 + \dots & \text{в окрестности точки } \zeta = -i, \\ \Phi(\zeta) = B_0 + B_1(\zeta - i) + B_2(\zeta - i)^2 + \dots & \text{в окрестности точки } \zeta = i. \end{cases}$$

Тогда, полагая, что функция $\Psi(\zeta)$, определяемая формулой (16), голоморфна в точке $\zeta = -i$, получим условия

$$A_0 + \overline{B_0} = 0, \quad B_1 = 0,$$

которые эквивалентны следующим

$$\Phi(-i) + \overline{\Phi(i)} = 0,$$

$$\lim_{\zeta \rightarrow i} \frac{\Phi(\zeta) - \Phi(i)}{\zeta - i} = 0,$$

откуда, учитывая (17) и (19), получим соотношения для определения значений величин D_1 и D_2 .

$$\frac{4}{4-c} X(-i) \left(C_0 - \frac{D_1 i}{2} - \frac{D_2}{4} \right) + \frac{\overline{D_2 X(i)}}{c} = 0,$$

$$D_1 + \alpha_0 D_2 = 0,$$

Для вычисления постоянной C_0 заметим, что при больших $|\zeta|$ из (17) и (18) следует, что

$$\omega'(\zeta)\Phi(\zeta) = \frac{C_0}{\zeta} + o\left(\frac{1}{\zeta}\right). \quad (20)$$

Поскольку главный вектор (X, Y) внешних усилий, приложенных к границе, конечен и напряжения и вращения на бесконечности равны нулю, то при больших $|\zeta|$, согласно [2, с. 404], имеем

$$\omega'(\zeta)\Phi(\zeta) = -\frac{X + iY}{2\pi} \cdot \frac{1}{\zeta} + o\left(\frac{1}{\zeta}\right). \quad (21)$$

Сравнивая (20) и (21), получаем

$$C_0 = -\frac{X + iY}{2\pi},$$

откуда, с учетом (14), имеем

$$C_0 = \frac{i p}{2\pi}.$$

Поскольку все постоянные, входящие в (17) определены, то задача решена.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь : ПГТУ, 1996.
2. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М. : Наука, 1966.
3. Карцивадзе И.Н. Эффективное решение основных задач теории упругости для некоторых областей // Сообщ. АН Грузинской ССР. Т. VII, № 8, 1946, С. 507—513.
4. Аналитическое решение смешанной задачи теории упругости для однородной изотропной полуплоскости с криволинейной границей / А.Н. Богомолов, О.А. Богомолова, А.Н. Ушаков, С.И. Шиян // Тр. Междунар. конф. «Геотехнические проблемы XXI века в строительстве зданий и сооружений». Пермь, 2007. С. 42—50.
5. Ахпателов Д.М. О напряженном состоянии весоных полубесконечных областей / Д.М. Ахпателов, З.Г. Тер-Мартirosян // Изв. АН Арм. ССР. Т. XXIV, № 3. 1971. С. 33—39.

Поступила в редакцию в феврале 2008 г.

© Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., 2008

УДК 624.1

А.А. Дорджиев

МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ЛЕССОВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ЗАМАЧИВАНИИ

Разработана методика определения прочностных характеристик лессовых просадочных грунтов, которая позволит избежать крайностей при выборе расчетных параметров грунта с малой степенью влажности и полном водонасыщении и даст возможность выбирать их наиболее оптимальные величины при соответствующих степенях влажности каждой литологической разновидности грунтов.

The author developed a method for determining strength characteristics of loess subsidence soils, which allows avoiding extremes while choosing design parameters of soil with small moisture content as well as of fully water-saturated ones. The method allows choosing their most optimal values for the corresponding degrees of humidity of each lithologic type of soil.

Сопrotивляемость грунта сдвигу является одной из основных характеристик прочности грунта [1]. От сопротивления грунта сдвигу зависит его предельная несущая способность как в основании мелко заложённых фундаментов зданий и сооружений, так и свайных, а также в земляном полотне.

Сопротивление грунтов сдвигу изучается в условиях предельного напряжённого состояния, при котором по площадкам сдвига соблюдается условие, характеризуемое уравнением Кулона. Для несвязных грунтов (крупнообломочных и песчаных) сдвигающее усилие равно:

$$\tau = P \cdot f, \quad (1)$$

где P — нормальное напряжение, кг/см²; f — коэффициент трения, равный $\operatorname{tg} \varphi$ (углу внутреннего трения).

На сопротивление глинистых грунтов сдвигу влияют коллоиды, цементирующие вещества и ряд других факторов, обуславливающих структурную связность грунта. В этом случае сопротивление сдвигу складывается из трения частиц грунта Pf и сил сцепления C :

$$\tau = P \cdot f + C, \quad (2)$$

или $\tau = P \cdot \operatorname{tg} \varphi + C$.

По действующим строительным нормам и правилам принимается, что для нагрузки, равномерно распределённой по полосе, нормативное давление определяется по формуле:

$$R_H = (A \cdot b + B \cdot h) \cdot \rho_0 + D \cdot C_H, \quad (3)$$

где A, B, D — безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения φ_H ; B — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента, м; h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или планировки срезкой до подошвы фундамента, м; C_H — нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундамента, т/м²; ρ_0 — объёмный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, т/м³.

Существующие методы расчета устойчивости и прочности грунтового основания базируются на положениях теории прочности, согласно которой разрушение грунта происходит вследствие того, что развивающиеся от действия нагрузки касательные напряжения τ превышают прочностные параметры грунта.

Предельная нагрузка на основание R_n — нормативное давление — определяется также, исходя из этих положений.

Следует только заметить, что такой подход несколько упрощен, так как лессовые просадочные грунты в этом случае рассматриваются как однородные и изотропные тела.

Лессовые просадочные грунты, структурно-неустойчивые при замачивании в водонасыщенном состоянии, подчиняются законам теории упругости, где соблюдается прямолинейность зависимости осадка-нагрузка. В замоченном состоянии прочностные характеристики грунта уменьшаются [2].

Следует заметить, что при определении параметров сопротивления сдвигу грунтов в водонасыщенном состоянии по консолидированной схеме производства испытаний практически получаются характеристики грунта, утратившего просадочные свойства, так как условия опыта таковы, что предварительное уплотнение в водонасыщенном состоянии производится под нагрузками 1, 2 и 3 кг/см² и грунты претерпевают просадки под действием этих давлений. Следовательно, замоченный грунт в результате просадочных деформаций доуплотняется, и в нем образуются новые структурные связи. Возможно, для таких структурно-неустойчивых грунтов, как лессовые, необходима несколько другая методика определения параметров сопротивления сдвигу. Вероятно, логичней предварительное уплотнение проводить при какой-то одной нагрузке (соответствующей нагрузке от возводимого здания или сооружения $P = 2$ кг/см²), тогда состояние грунта на всем протяжении опыта будет при всех нагрузках одинаковым.

Сопротивление сдвигу при испытании грунтов в лабораторных условиях определяется тремя основными методами: методом среза (чаще всего одноплоскостного), методом трехосного сжатия и методом одноосного сжатия.

В практике для определения сопротивления сдвигу чаще всего пользуются методом одноплоскостного среза с использованием прибора Маслова — Лурье в модернизации Гидропроекта (прибор ГТП-30).

В зависимости от предполагаемых условий работы грунта применяется несколько схем испытаний на сдвиг методом среза. Из всего разнообразия схем сдвиговых испытаний можно выделить две основные — испытания по схемам неконсолидированного и консолидированного сдвига.

По схеме неконсолидированного сдвига опыт проводится без предварительного уплотнения образцов грунта, с сохранением его естественной влажности и плотности в процессе сдвига.

Консолидированный сдвиг проводится после предварительного уплотнения образцов разными нагрузками до полной стабилизации. Он осуществляется при нагрузках, равных нагрузкам уплотнения. Такая схема определения сдвига позволяет оценить поведение грунтов в основаниях сооружений при их длительной эксплуатации.

В зависимости от скорости приложения усилия различают быстрый сдвиг (в течение 5...7 мин, не более 10), применяемый для неконсолидиро-

ванной схемы испытаний, и медленный (от 30 мин до 1 ч, реже больше) для схемы консолидированного сдвига.

Метод одноосного сжатия является стандартным при определении механической прочности грунтов, характеризующийся их прочностью при раздавливании, т.е. временным сопротивлением сжатию. Этим методом можно также определять сопротивление грунта сдвигу.

Экспериментально определяют предельные значения δ , а расчетом находят значение сцепления C (обычно в предположении $\varphi = 0$), равным половине или трети разрушающего напряжения δ .

Метод этот применим для глинистых грунтов в твердом и тугопластичном состоянии.

Наблюдениями установлено, что один и тот же грунт имеет различное сопротивление сдвигу в зависимости от ряда факторов, важнейшими из которых являются: начальное состояние грунта (структура, плотность, влажность) и условия производства испытаний (конструкция прибора, размеры образца, скорость сдвига и т.п.). Для определения характеристик сопротивления сдвигу грунтов необходимо применять такую методику, которая обеспечивает наибольшее соответствие режима испытаний условиям, имеющим место при строительстве и эксплуатации сооружения.

Исследованиями установлено, что сопротивление сдвигу зависит от ряда показателей; основными из них являются влажность, плотность и число пластичности [3].

Экспериментами выявлено, что параметры сопротивления сдвигу снижаются при увеличении влажности грунта. Она является одним из важнейших и решающих факторов, влияющих на прочностные свойства лессовых грунтов. При увлажнении последних наблюдается падение их прочности, которое объясняется, главным образом, размягчением природного цемента, расклинивающим действием водных пленок и рядом других причин.

Анализ результатов лабораторных исследований показал, что влажность в различной степени влияет на составляющие сдвигающей характеристики. Так, удельное сцепление C с увеличением влажности резко уменьшается, в то время как угол внутреннего трения уменьшается более плавно и количественно незначительно. На рис. 1 и 2 показано изменение удельного сцепления грунта и угла внутреннего трения от степени влажности для выделенных интервалов плотности по каждой литологической разновидности суглинков (легких, средних и тяжелых).

Как видно из графика, удельное сцепление с увеличением влажности резко изменяется в сторону занижения до 8...10 раз, причем характер уменьшения величин сцепления от степени влажности в количественном отношении у всех литологических разновидностей примерно одинаков.

Угол внутреннего трения при увеличении влажности количественно изменяется незначительно, что характеризуется пологими прямыми (рис. 2); при увлажнении до степени влажности 0,9 угол внутреннего трения уменьшается всего лишь в 1,3...1,6 раза.

Следовательно, при водонасыщении лессового грунта его прочность резко падает в основном за счет уменьшения сил сцепления.

Для грунтов маловлажных ($G = 0,2...0,4$) независимо от литологической разновидности суглинков характерны высокие значения удельного сце-

пления; при уменьшении плотности грунта (увеличение E) удельное сцепление заметно уменьшается (рис. 1). При увеличении влажности (в интервалах степени влажности 0,6...0,9) кривые становятся более пологими. Из графиков видна общая закономерность уменьшения величины удельного сцепления с уменьшением плотности лессового грунта в среднем в 2 раза.

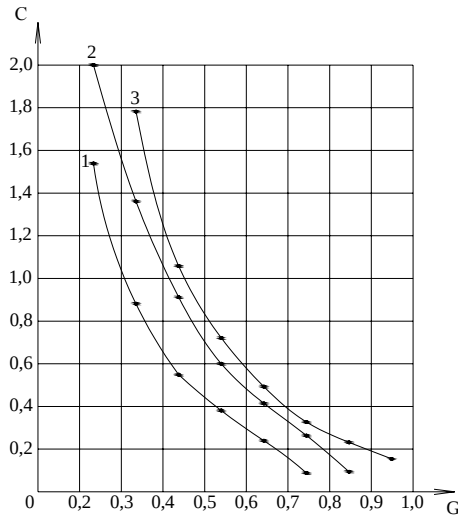


Рис. 1. График изменения удельного сцепления грунта от степени влажности

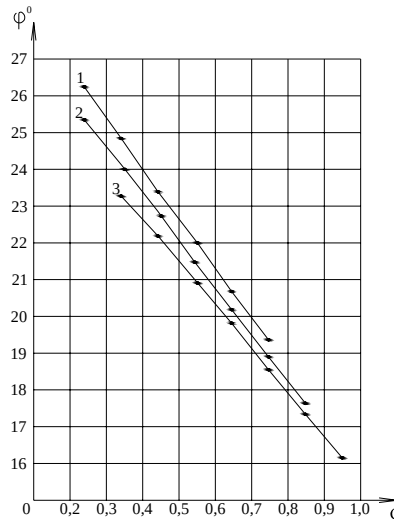


Рис. 2. График изменения угла внутреннего трения от степени влажности

Большое количество определений сопротивления сдвигу грунтов математически обработаны по способу наименьших квадратов. Эмпирические зависимости удельного сцепления грунтов от их влажности и плотности аппроксимированы трансцендентной функцией в общем виде

$$C = C_0 \cdot l - (K' \cdot E + K'' \cdot G), \quad (4)$$

где C_0 — удельное сцепление, в $\text{кг}/\text{см}^2$, при плотности и влажности, близкой к нулю; C_0 для суглинков: легких — 29...31; средних — 46,5...47,5; тяжелых — 54...56; l — основание натурального логарифма; K' — эмпирические коэффициенты, $K'' = 3,9...4,1$ и $K' = 2,9...3,1$.

Среднее квадратическое отклонение величины C составляет 0,08...0,20 $\text{кг}/\text{см}^2$; коэффициент вариации — 22...42 %, а корреляционное отношение — 0,65...0,7.

Эмпирические зависимости угла внутреннего трения грунтов от влажности и плотности аппроксимированы уравнением прямой линии в общем виде:

$$\varphi = \varphi_0 - A \cdot E - B \cdot G; \quad (5)$$

где φ_0 — угол внутреннего трения грунта (в градусах) при степени влажности и плотности, близкой к нулю; $\varphi_0 = 33^\circ$; A и B — параметры прямой: $A=7$; $B=11$.

Среднее квадратическое отклонение величин φ составляет 1,9...3,8°, коэффициент вариации — 9,7...22,0 %, а коэффициент корреляции — 0,7...0,8.

Анализ большого количества лабораторных определений параметров сопротивления сдвигу лессовых грунтов и их статистическая обработка позво-

лили выявить корреляционные связи между параметрами удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта и их основными физическими свойствами: влажностью и плотностью — для различных литологических разновидностей суглинков.

На основании выполненных исследований составлены табл. 1 и 2 нормативных характеристик сцепления C_H и угла внутреннего трения φ_H лессовых просадочных грунтов г. Элиста, позволяющие при проектировании назначать нормативные давления на основания R_H с учетом изменения влажности.

Т а б л и ц а 1

Нормативные характеристики лессовых просадочных грунтов C , кг/см²

G	0,25	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
C_1	1,26	0,85	0,55	0,38	0,25	0,17		
C_2	1,97	1,32	0,88	0,59	0,40	0,26	0,18	
C_3		1,55	1,03	0,7	0,46	0,31	0,21	0,14

Т а б л и ц а 2

Нормативные характеристики лессовых просадочных грунтов φ , град

G	0,25	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
φ_1	26,1	24,7	23,3	22,0	20,6	19,3		
φ_2	25,3	24,0	22,7	21,4	20,2	18,9	17,6	
φ_3		23,2	22,1	20,9	19,7	18,5	17,3	16,1

В этом случае нормативные давления на основания R_H назначаются согласно таблице СНиП, составленной для глинистых непросадочных грунтов различного генезиса.

Для лессовых грунтов региона показательна в большинстве случаев низкая природная влажность (8...12 %) и соответственно высокие параметры сопротивления сдвигу, что приводит при проектировании к использованию завышенных величин нормативных давлений на основания.

Предлагаемые табулированные значения C_H и φ_H лессовых грунтов региона позволят избежать крайностей при выборе расчетных параметров грунта с малой степенью влажности и полном водонасыщении, и даст возможность выбирать их оптимальные величины при соответствующих степенях влажности каждой литологической разновидности грунтов.

Это значительно сократит производство лабораторных испытаний при изысканиях на всех стадиях проектирования, что приведет к снижению стоимости строительства в целом.

Как уже отмечалось выше, на величину сопротивления сдвигу оказывают также влияние и показатели пластичности.

Четкая зависимость удельного сцепления грунта проявляется в зависимости от его литологического состава. На графике (рис. 3) показано закономерное увеличение сцепления с увеличением числа пластичности грунта.

При твердой и полутвердой консистенции суглинков:

для легких ($J_p = 7 - 10 \%$) $C = 0,35 \dots 0,5$ кг/см²;

для средних ($J_p = 11 - 13 \%$) $C = 0,4 \dots 0,6$ кг/см²;

для тяжелых ($J_p = 14 - 18 \%$) $C = 0,7 \dots 0,8$ кг/см².

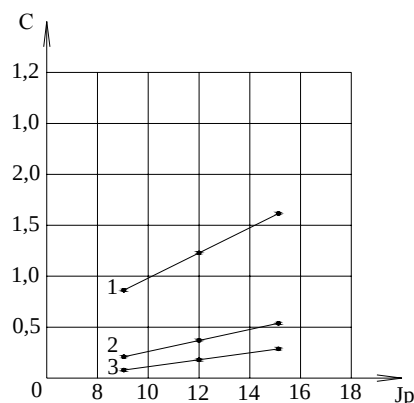


Рис. 3. График зависимости удельного сцепления грунта от числа пластичности: 1 — твердая и полутвердая консистенция; 2 — тугопластичная консистенция; 3 — мягкопластичная консистенция

При пластичной и текуче-пластичной консистенции показатели сцепления соответственно равны 0,08...0,12, 0,14...0,19, 0,24...0,35 кг/см².

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Устройство для компрессионных испытаний грунтов / В.Ф. Сидорчук, Я.А. Кроник, Б.Ж. Унайбаев и др. ; ВНИИГПЭ, а.с. № 1425538. 1987.
2. Дорджиев А.Г. Влияние нагрузки на водонасыщение лессовидных грунтов // Труды республиканской научно-практической конференции, Элиста. 1987.
3. Дорджиев А.Г. Из опыта исследования лессовидных просадочных грунтов Калмыцкой АССР // Труды VI научно-практической конференции молодых ученых и специалистов, Элиста, 1990. С. 267—268.

© Дорджиев А.А., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.131

С.А. Шелестов, С.И. Маций, С.И. Шиян

ВЛИЯНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ НА АКТИВИЗАЦИЮ ОПОЛЗНЕЙ

Приведен анализ существующих методов расчета склонов и откосов на сейсмические нагрузки. Описаны наиболее значимые недостатки данных подходов и предложены пути их исправления.

In article the analysis of existing methods of calculation of slopes on seismic loadings is submitted. The most significant lacks of the given approaches are described and ways of their correction are offered.

Большую угрозу для безопасности автодорог и других сооружений представляют оползневые процессы. Степень устойчивости склонов и откосов оценивается коэффициентом устойчивости (КУ). На устойчивость склонов оказывают существенное влияние характеристики грунтов, слагающих его, подземные и поверхностные воды, наличие нагрузок на склон от зданий и сооружений, растительность, сейсмические воздействия и другие факторы. Важной задачей является определение степени этого влияния.

Совершенно определенно можно сказать, что землетрясения отрицательно сказываются на устойчивости склонов, но оценка сейсмического влияния в числовом выражении остается приближенной.

Псевдостатический метод. Наиболее простой подход к оценке устойчивости склонов при сейсмических воздействиях предполагает так называемый псевдостатический метод. Он основан на методе предельного равновесия (МПР). В расчет по МПР включаются горизонтальная и вертикальная *статические* сейсмические силы, которые моделируют инерционные силы, вызывающие ускорение в основании при землетрясении.

$$Q = k \cdot W . \quad (1)$$

Эти сейсмические силы, как предполагается, пропорциональны весу сползающего массива. Коэффициенты пропорциональности, называемые сейсмическими коэффициентами, k_h (горизонтальный) и k_v (вертикальный), выражаются в единицах g (рис. 1) [1].

$$k_h = \frac{a_h}{g}; \quad (2)$$

$$k_v = \frac{a_v}{g} . \quad (3)$$

Как правило, предполагается, что сейсмическая сила действует только в горизонтальном направлении, то есть $k_v = 0,0$, вызывая инерционную силу $k_h W$ в склоне, где W — вес потенциально сдвигающегося массива. Однако учет вертикальной составляющей, уменьшающей сопротивление сдвигу по поверхности скольжения, может существенно уточнить степень устойчивости.



Рис. 1. Псевдостатический МПР для сейсмической нагрузки

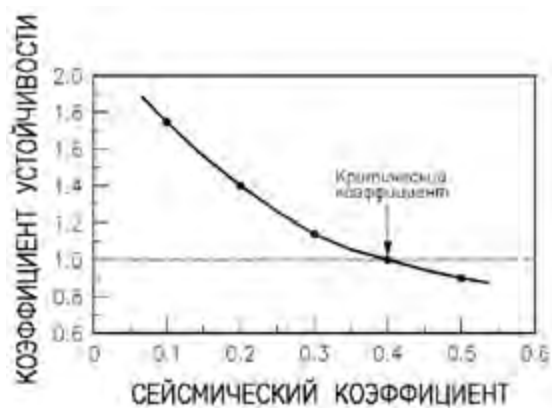
Наибольшую трудность в псевдостатическом подходе вызывает выбор соответствующего сейсмического коэффициента для приемлемого значения КУ [2]. В российской практике проектирования в зависимости от балльности района для естественных склонов применяются сейсмические коэффициенты, приведенные в таблице.

Рекомендуемые сейсмические коэффициенты

Сейсмическая балльность района	1-6	7	8	9	10	11	12
k_h	0,00	0,025	0,050	0,10	0,25	0,50	>0,75

В зарубежных источниках нет общего подхода к данной проблеме. В частности распространенным является выбор сейсмического коэффициента, равного пиковому ускорению основания, ожидаемому в склоне, что в ряде случаев приводит к неэкономной оценке устойчивости склонов.

Результаты псевдостатического анализа могут быть представлены в виде графика (рис. 2). Он показывает изменение КУ как функции горизонтального сейсмического коэффициента для критической поверхности скольжения.

Рис. 2. Изменение коэффициента устойчивости от сейсмического коэффициента k_h

Анализируя рис. 2, можно определить критический сейсмический коэффициент $k_{кр}$, который соответствует КУ, равному единице. Если ожидаемый сейсмический коэффициент на участке меньше этого значения, то склон будет находиться в устойчивом состоянии. И наоборот, склон не устойчив при превышении значения критического сейсмического коэффициента.

Метод перемещений Ньюмарка. В подходе, предложенном Ньюмарком, простой псевдостатический метод расширен. При этом рассматривается непосредственно изменение ускорения во времени (акселерограмма) для сползающего массива в пределах склона [3]. Эта акселерограмма назначается такой, чтобы реалистично смоделировать движение основания, ожидаемое на участке, и затем сравнить с ускорением текучести a_v для определения смещений. Этот подход требует, чтобы величина ускорения текучести или критического сейсмического коэффициента k_v была определена для потенциальной поверхности скольжения обычным методом предельного равновесия.

После выбора акселерограммы вычисляются постоянные смещения путем двойного интегрирования ее участков, на которых превышена величина ускорения текучести (рис. 3). Постоянные смещения представляют собой движение центра тяжести сдвигающегося массива. Как предполагается, они происходят в направлении результирующей сдвигающих и нормальных сил.

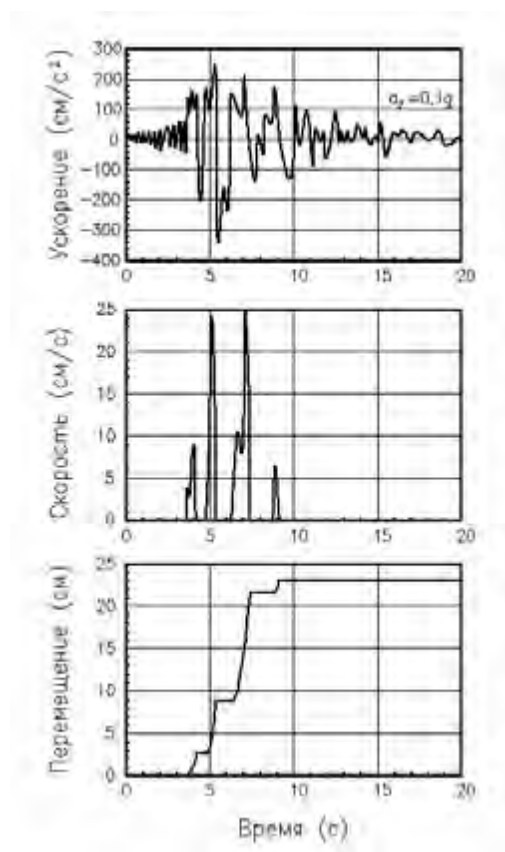


Рис. 3. Двойное интегрирование акселерограммы для определения постоянных смещений

Данный метод имеет ряд допущений, которые ограничивают его применимость. К ним относятся: предположение о существовании четкой поверхности скольжения, абсолютной твердости материала основания, незначительной потери сопротивления сдвигу грунта в процессе колебания. Кроме того, предполагается, что сдвигающийся массив получает перемещения только вниз по склону, т.е. игнорируются вертикальные смещения и в обратном направлении. Также существует необходимость учета переменности ускорения текучести во времени.

Выводы. Существующие методы расчета оползневых склонов на сейсмические нагрузки нуждаются в уточнении и дополнении. Так, выбор сейсмических коэффициентов должен осуществляться в зависимости от магнитуды землетрясения, состава частот, грунтов, слагающих склон и других факторов. Выбор акселерограммы для метода смещений Ньюмарка должен быть осуществлен в результате тщательного анализа. Необходимо рассчитывать коэффициент устойчивости склона с учетом нескольких акселерограмм с различными характеристиками, а проектирование сооружений выполнять по наилучшему из вариантов устойчивости склона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Deepankar Choudhury, T. G. Sitharam and K. S. Subba Rao. Seismic design of earth-retaining structures and foundations // Current science. VOL. 87. No. 10. 25 November 2004.
2. Инструкция по проектированию защиты от оползней населенных пунктов, зданий и сооружений. М., 1976.
3. Newmark NM. Effects of earthquakes on dams and embankments // Geotechnique. 1965.

© Шелестов С.А., Маций С.И., Шиян С.И., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.137.5

Р.В. Подтелков, С.И. Маций, Ф.Н. Деревенец, С.И. Шиян

ЗАЩИТА ТЕРРИТОРИЙ МНОГОЯРУСНЫМИ СВАЙНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

Приведено описание комбинированного метода определения оползневых давлений на ярусы свайных удерживающих сооружений. Данный метод основан на комбинации условий равновесия сил и моментов в рамках теории предельного равновесия. Проведены сравнительные расчеты оползневых давлений на ярусы удерживающих сооружений на примере оползневого участка на железной дороге Туапсе — Адлер КМ 1956.

The combined method of sliding pressure calculation upon multi-stage pile constructions is presented. The given method is based on a combination of the force and moment equilibrium within the limit equilibrium theory. Comparative calculations of sliding pressure upon stages of retaining constructions are executed, based on an example of a sliding site on the railway Tuapse — Adler KM 1956.

В результате освоения новых территорий строительство зачастую ведется на площадях, в различной степени подверженных влиянию опасных геологических процессов. Наиболее распространены среди них оползни. Для предотвращения оползневых деформаций склонов часто применяют свайные удерживающие сооружения. Нередко возникает необходимость укрепления оползневых склонов значительной протяженности. Возможным решением является устройство в теле оползня нескольких ярусов противооползневых конструкций.

При выборе местоположения сооружений необходима точная оценка влияния опасных факторов на предполагаемые защитные мероприятия. Расчетное оползневое давление и возможность безопасной организации работ являются, как правило, определяющими. Ниже приведено исследование оползневого участка, расположенного на 1956 КМ Северо-Кавказской железной дороги.

Описание ситуации. В районе г. Сочи по ул. Ландышевой в микрорайоне Мамайка расположен оползневой участок, окруженный частной застройкой. В подножье склона проложено полотно СКЖД. Оползень, известный с 1911 г., со времени начала строительства железной дороги, постоянно находится в активном состоянии.

Современный активный оползень сформировался в контурах древнего оползня, представляющего собой смещенные блоки коренных пород по плоскостям трещиноватости мощностью до 12 м. Современный оползень можно разделить на два самостоятельных элемента: *верхнюю* и *нижнюю* части. Базисом эрозии *верхней* части являются выходы коренных пород на дневную поверхность. Смещение грунтов происходит постепенно, в виде пластического течения.

Нижняя часть оползневого массива имеет сформировавшийся базис эрозии по верху подпорных стен, возведенных вдоль железнодорожного полотна. Длина оползневого тела порядка 300, ширина — 250 м. В смещении участвуют элювиальные и оползневые накопления нерасчлененного верхнечетвертичного и современного возраста. Скорость движения оползневых масс достигает 30 см в сутки (в период обильных осадков).

В верхней части склона произошло смещение средней части конструкции свайного противооползневого сооружения (рис. 1), в нижней части — постоянно происходит переползание грунтов через верх подпорной стены.



Рис. 1. Разрушение оползнем свайного сооружения в голове оползня

Основными причинами, приводящими к оползневым подвижкам, являются: формирование в трещиноватых раздробленных коренных породах водопритоков, обводнение ложа оползневого массива, увлажнение пород, обусловленное обилием осадков, замачивание грунтов склона при утечках из водонесущих коммуникаций, литолого-тектоническая обстановка массива, склонность пород к выветриванию.

Инженерно-геологические условия. По результатам изысканий на участке выделено несколько инженерно-геологических элементов, расчетные характеристики которых приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Расчетные параметры грунтов и материалов

№№ ИГЭ / Конструкция	Параметр				
	Сцепление c , кН	Угол внутр. трения ϕ , град	Удельный вес γ , кН/м ³	Модуль упругости E , МПа	Коэффициент Пуассона, ν
ИГЭ-2-1 (дресвяные грунты с глин. заполнителем)	7	17	15,6	3	0,3
ИГЭ-2-2 (глины полутвердые)	12	19	17,1	10	0,3
ИГЭ-3-2 (глины полутвердые, смещенные пакеты)	19	17	19,8	30	0,3
ИГЭ-3-3 (аргиллиты и мергели, трещиноватые)	35	13	21,1	55	0,3
ИГЭ-4 (переслаивание аргиллитов, мергеля и песчаника)	—	—	23,0	100	0,2
Свая / железобетон ростверка и стены	—	—	25,0	$3,2 \cdot 10^7$	0,2

Водоносные горизонты выделяются как в коренных породах, так и в четвертичных накоплениях. Выделены три зоны водопритоков, формирующихся в трещиноватых раздробленных коренных породах и являющихся одним из основных факторов активизации оползня. Подземные воды оползневых отложений безнапорны и приурочены к зонам смещения и оползневым трещинам. Режим подземных вод тесно связан с количеством атмосферных осадков.

На изучаемом склоне активно развиты следующие неблагоприятные инженерно-геологические процессы: оползневые, выветривания, абразии, эрозии, переувлажнения пород и аккумулятивных процессов, происходящих при трансгрессиях и регрессиях Черного моря. Сейсмичность участка составляет 9 баллов.

Результаты расчетов устойчивости. Расчеты устойчивости проведены методом общего предельного равновесия (GLE) по разрезу, показанному на рис. 3. Полученный коэффициент устойчивости K_y показывает, что склон находится в состоянии близком к предельному равновесию: $K_y = 1,005$. Согласно СНиП 2.01.15—90 [1] необходимая степень устойчивости склона не обеспечена. При сейсмическом воздействии сдвигающие усилия неизбежно приведут к смещению делювиально-оползневых грунтов: $K_y = 0,790$. Расчеты показывают, что на склоне возможно формирование нескольких оползней (в верхней, средней и нижней частях отдельно). Поэтому для обеспечения устойчивости всего склона необходимо возведение нескольких ярусов удерживающих сооружений. Целесообразно ввести очередность строительства.

Противооползневые мероприятия. Для укрепления склона и предотвращения развития оползневых процессов проектом противооползневой защиты предусматривается: 1) устройство 4 ярусов свайных сооружений; 2) дренажные и водоотводные мероприятия, включая реконструкцию существующих сооружений поверхностного водоотвода; 3) организация рельефа склона посредством уположения отдельных участков для придания склону рациональной формы; 4) мониторинг за состоянием склона.

Определение оползневого давления на сооружения. Оценка оползневого давления (ОД) на ярусы сооружений проведена методами *конечных элементов* (МКЭ) и *комбинированным*.

Метод конечных элементов. Основан на снижении прочностных параметров c и φ . Данный метод заключается в постепенном уменьшении сцепления c и угла внутреннего трения φ с последующей проверкой напряжений по формуле:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi^* + c^* ; \quad (1)$$

$$c^* = \frac{c}{F} , \quad (2)$$

$$\varphi^* = \arctan \left(\frac{\tan \varphi}{F} \right) , \quad (3)$$

где τ , σ — касательное и нормальное напряжения; φ , c — угол внутреннего трения и сцепление; φ^* , c^* — приведенные параметры сопротивления сдвигу; F — коэффициент снижения сопротивления сдвигу.

Пошаговое приращение коэффициента F приводит к снижению параметров c и φ . Это влечет за собой увеличение перемещений и напряжений. Зада-

вая коэффициент запаса, можно определить соответствующее НДС склона. ОД определяется суммированием по высоте (от оголовка до уровня поверхности скольжения) нормальных к оси сваи напряжений σ_{xx} . Из полученных результатов вычитается бытовое давление в расчетном сечении.

Комбинированный метод. Основан на теории предельного равновесия. Большинство методов предельного равновесия удовлетворяют только одному из условий статического равновесия — условию равновесия всех сил (Janbu, 1973, Shakhunyants, 1969) или моментов (Bishop, 1955) по поверхности скольжения. Наиболее точные результаты дают комбинированные методы, в которых учитывается как равновесие сил, так и моментов (Morgenstern — Price, 1965 [2], Spencer, 1967 [3]).

Разработанный авторами метод определения ОД основан на методе Моргенштерна — Прайса с учетом отпора нижележащего грунта. Расчетная схема приведена на рис. 2. Конечные формулы расчета ОД имеют вид:

$$F_f = \frac{\sum_{i=1}^m R_i^f + \sum_{j=1}^n P_{af}^j}{\sum_{i=1}^m T_i^f + \sum_{j=1}^n P_{bf}^j}, \quad (4)$$

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^m R_i^m + \sum_{j=1}^n P_{am}^j y_j}{\sum_{i=1}^m T_i^m + \sum_{j=1}^n P_{bm}^j y_j}; \quad (5)$$

$$P_{af}^j = \left(\sum_{i=a}^b T_i^f + P_{bf}^{j-1} \right) F_j - \sum_{i=a}^b R_i^f; \quad (6)$$

$$P_{bf}^{j-1} = \left(\sum_{i=a}^b R_i^f + P_{af}^j \right) \frac{1}{F_j} - \sum_{i=a}^b T_i^f; \quad (7)$$

$$P_{am}^j = \left[\left(\sum_{i=a}^b T_i^m + P_{bm}^{j-1} y_{j-1} \right) F_j - \sum_{i=a}^b R_i^m \right] \frac{1}{y_j}; \quad (8)$$

$$P_{bm}^{j-1} = \left[\left(\sum_{i=a}^b R_i^m + P_{am}^j y_j \right) \frac{1}{F_j} - \sum_{i=a}^b T_i^m \right] \frac{1}{y_{j-1}}, \quad (9)$$

где i — номер отсека модели оползня; m — общее количество отсеков расчетной схемы; j — номер сечения расположения ярусов удерживающих сооружений; a и b — номера первого и последнего отсеков j части оползневого тела — между $j-1$ -м и j -м ярусами сооружений; $F_{f(m)}$ — коэффициент устойчивости склона; F_j — коэффициент запаса для j части оползневого тела; $\sum R_i^{f(m)}$ — сумма удерживающих сил (моментов) вдоль поверхности скольжения для i -го номера отсека модели оползня; $\sum T_i^{f(m)}$ — сумма сдвигающих

сил (моментов); $P_{af(m)}^j, P_{bf(m)}^{j-1}$ — составляющие оползневого давления; y — плечо составляющей оползневого давления в расчетном сечении (расстояние от точки приложения силы $P_{a(b)}$ до точки вращения).

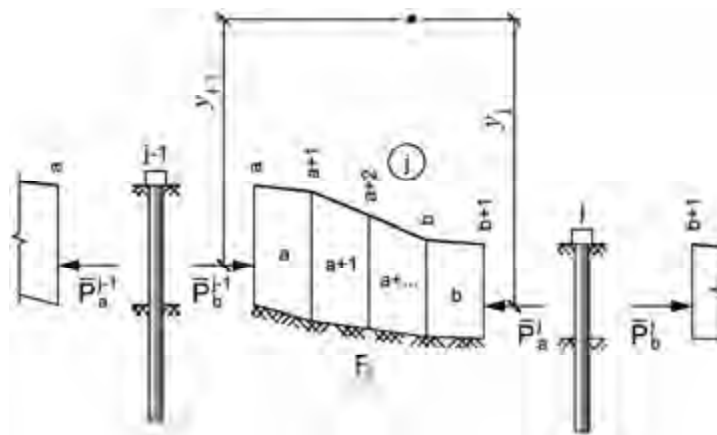


Рис. 2. Расчетная схема отсекового метода для вычисления оползневых давлений на многоярусные свайные сооружения

Расчеты ОД проведены по разрезу, показанному на рис. 3. Результаты расчетов, полученные по описанным методикам, приведены в табл. 2.

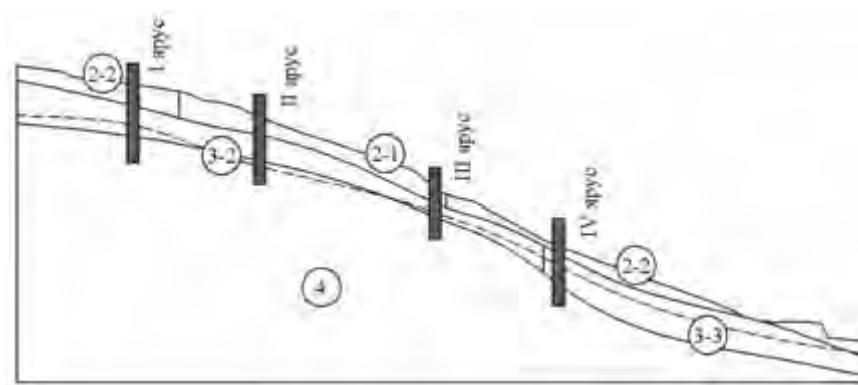


Рис. 3. Инженерно-геологический разрез

Т а б л и ц а 2

Расчетные величины оползневых давлений, действующих на погонный метр ширины склона

Метод расчета ОД	№ яруса сооружений			
	I	II	III	IV
МКЭ	350	300	380	400
Комбинированный	300	280	400	360

Величины ОД, полученные комбинированным методом, в основном меньше полученных МКЭ. Это позволяет спроектировать менее дорогостоящие сооружения. Однако эти данные необходимо уточнить дополнительными расчетами ОД, основанными на результатах мониторинга.

Концепция мониторинга. Геологическая среда — это активно развивающийся и постоянно изменяющийся природный объект. Поэтому принятые проектом решения следует рассматривать как предварительные. Это обусловлено рядом факторов:

1) необходимостью проведения дополнительных инженерно-геологических изысканий, включающих:

уточнение данных о площади проявления, объеме захваченных пород, скорости смещения и повторяемости оползневых процессов на участке;

построение дополнительных инженерно-геологических разрезов;

получение уточненных расчетных значений прочностных показателей грунтов;

детальное изучение гидрогеологических условий, разработка прогноза их изменения при хозяйственном освоении;

2) необходимостью проведения расчетов оползневых давлений по дополнительным разрезам;

3) проектные решения могут быть откорректированы в результате изменения геологической ситуации в процессе строительства или обнаружения новых данных.

В связи с вышеизложенным проектом предусмотрено проведение мониторинга по специально программе. Программа включает в себя геодезический контроль над системой реперов, установку датчиков давлений и перемещений на опытных сваях, измерение уровня грунтовых вод и т.д. Мониторинг осуществляется как в процессе строительства, так и в эксплуатационный период. Предлагаемая программа мониторинга позволит зафиксировать фактические оползневые давления в месте установления датчиков перемещений, а также изменения, происходящие в теле оползня.

Выводы. Устройство нескольких ярусов противооползневых конструкций является одним из вариантов защиты протяженных склонов от оползневых подвижек. Одной из проблем является определение оползневой нагрузки на сооружения. Авторами разработан *комбинированный* метод расчета оползневых давлений. Полученные *комбинированным* методом значения в основном меньше полученных методом *конечных элементов*.

В процессе проектирования ярусов противооползневых сооружений необходимо: 1) проведение детальных инженерно-геологических изысканий; 2) проведение сравнительных расчетов оползневых давлений по различным методам; 3) осуществление мониторинга в процессе строительства и в эксплуатации, в том числе установка датчиков давлений и перемещений на опытных конструкциях; 4) выполнение своевременной корректировки (в случае необходимости) проектных решений по результатам мониторинга.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.01.15-90. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования / Госстрой России. М. : ЦИТП, 1991. 32 с.
2. Morgenstern N.R. The analysis of the stability of general slip surfaces / N.R. Morgenstern and V.E. Price // Geotechnique. 1965. 15 (1). Pp. 79—93.
3. Spencer E. A method of analysis of embankments assuming parallel inter-slice forces / Geotechnique. 1967. 17(1). Pp. 11—26.

Поступила в ред. 27.02.08. © Подтелков Р.В., Маций С.И., Деревенец Ф.Н., Шиян С.И., 2008

УДК 624.131.543

О.А. Богомолова, А.Н. Богомолов, А.Н. Ушаков, С.И. Шиян

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ, ВЕЛИЧИНЫ КОЭФФИЦИЕНТА УСТОЙЧИВОСТИ И СИЛ ОПОЛЗНЕВОГО ДАВЛЕНИЯ В ОДНОРОДНОМ ИЗОТРОПНОМ ОТКОСЕ С ЦЕЛЬЮ УПРАВЛЕНИЯ ОПОЛЗНЕВЫМИ ПРОЦЕССАМИ

Изложен подход к решению задачи по определению величины оползневого давления на основе анализа напряженно-деформированного состояния грунтового массива при помощи методов теории функций комплексного переменного. На этой же теоретической базе получено решение, позволяющее оценить величину коэффициента устойчивости объекта, которое будет сформировано после завершения предполагаемого оползневого процесса.

The article gives an approach to the solution of the problem of determining the landslide pressure value on the basis of the soil body's stress-strained state analysis applying the methods of complex variable functions theory. On the same theoretic base the solution was obtained that allows evaluating object's stability factor value, and which will be formed after the end of the assumed landslide process.

Определение напряжений в исследуемой области. Известен метод [1], позволяющий отыскивать решение первой основной задачи теории упругости для случая, когда упругая изотропная среда заполняет в плоскости $z = x + iy$ односвязную область S , ограниченную простым контуром L , если имеется функция $z = \omega(\zeta)$, осуществляющая конформное отображение круга $|\zeta| < 1$ или полуплоскости $\text{Im}Z < 0$ на исследуемую область. Наиболее просто решение строится, когда функция $z = \omega(\zeta)$ — полином [2].

Предложена функция [3]

$$z = \omega(\zeta) = C_0 + C\zeta - \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(\zeta + a - bi)^{2k+1}}, \quad (1)$$

где $z = x + iy$; $\zeta = \xi + i\eta$; C_0 ; C ; C_{2k+1} — любые, в том числе и комплексные, коэффициенты, a и b — действительные числа, $b > 0$, которая совершает конформное отображение нижней полуплоскости $\text{Im}Z < 0$ на полуплоскость с криволинейной границей, имитирующей контуры откосов, склонов, выемок и насыпей различной конфигурации с различными геометрическими параметрами

С использованием отображающей функции (1) методом [1] получено аналитическое решение первой основной задачи теории упругости для весомой полуплоскости с криволинейной границей, находящейся под действием внешних нагрузок [3]. Причем, величина коэффициента бокового давления грунта ξ_0 при этом может принимать любое значение, встречающееся в природе.

Функции, входящие в известные соотношения [1] и определяющие численные значения напряжений в точках исследуемой области, получены в виде [3]

$$\Phi(\zeta) = \frac{1}{\left[C + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta + a - bi)^{2k+2}} \right]} \left\{ J_1 + \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(2k)!} \left[\sum_{s=0}^{m=2k+1} \frac{A_m^s \Phi(-a - bi)^{(m-s)}}{(\zeta + a - bi)^{s+1}} - \right. \right.$$

$$\left. - \sum_{s=0}^{m=2k+1} \frac{A_m^s \Phi(-a-bi)^{(m-s)}}{(\zeta+a-bi)^{s+1}} - \sum_{s=0}^{m=2k} \frac{A_m^s \Phi'(-a-bi)^{(m-s)}}{(\zeta+a-bi)^{s+1}} \right\}, \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \Psi(\zeta) = & \frac{1}{\left[C + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+2}} \right]} \left\{ J_2 + \left[C + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+2}} \right] \Phi(\zeta) + \right. \\ & + \left[C_0 + C\zeta - \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(\zeta+a-bi)^{2k+1}} \right] \Phi'(\zeta) - \\ & \left. - \sum_{k=0}^n \frac{C_{2k+1}}{(2k)!} \left[\sum_{s=0}^{m=2k+1} \frac{A_m^s \Phi^{(m-s)}(-a-bi)}{(\zeta+a-bi)^{s+1}} - \sum_{s=0}^{m=2k} \frac{A_m^s \Phi^{(m+1-s)}(-a-bi)}{(\zeta+a-bi)^{s+1}} \right] \right\}. \quad (3) \end{aligned}$$

Если исследуемая область неоднородна или границу грунтового массива невозможно описать при помощи конформного отображения, то для анализа его напряженно-деформированного состояния можно использовать методы конечных или граничных элементов, например, [4, 5].

Таким образом, считаем, что поля напряжений σ_z , σ_x и τ_{zx} для условий рассматриваемой задачи нам известны.

Определение величины коэффициента устойчивости откоса. Запишем условие прочности Кулона в виде, предложенном Како, дополнительно введя некоторую функцию K

$$K\tau_n = (\sigma_n + \sigma_{cb}) \operatorname{tg} \varphi, \quad (4)$$

где τ_n и σ_n — безразмерные (в долях ρgh) касательное и нормальное напряжения, действующие по некоторой наклонной площадке; K — некоторая функция напряженного состояния в точке грунтового массива, называемая коэффициентом устойчивости в точке; $\sigma_{cb} = C(\rho gh_3 \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$ — приведенное давление связности; C ; φ ; ρ ; g и h_3 — соответственно сцепление, угол внутреннего трения, плотность грунта, ускорение свободного падения и глубина заложения фундамента.

При $K=1$ выражение (4) совпадает с условием прочности Мора.

Выразим напряжения τ_n и σ_n через их компоненты σ_z ; σ_x ; τ_{xz} , угол наклона площадки α и подставим полученные выражения в формулу (4), тогда

$$K = \frac{\left[\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\alpha + \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) + \tau_{xz} \sin 2\alpha + \sigma_{cb} \right] \operatorname{tg} \varphi}{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha + \tau_{xz} \cos 2\alpha}, \quad (5)$$

Угол наклона площадки сдвига, при котором значение K принимает минимальное значение, определяется из условий (6) по формуле (7) [6]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial K}{\partial \alpha} &= 0; \\ \frac{\partial^2 K}{\partial \alpha^2} &> 0, \end{aligned} \right\}, \quad (6)$$

$$\sin 2\alpha_{1;2} = -\frac{2\tau_{xz}}{B} \pm (\sigma_z - \sigma_x) \sqrt{\frac{B^2 - D}{B^2 D}}, \quad (7)$$

где $B = (\sigma_z + \sigma_x + 2\sigma_{св})$; $D = 4\tau_{xz}^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2$.

Глобальный коэффициент устойчивости откоса по наиболее вероятной линии разрушения (НВЛР) или, что одно и то же, наиболее вероятной линии скольжения (НВЛС), определяется по формуле

$$K = \frac{\int_0^l F_{уд}(S) ds}{\int_0^l F_{сд}(S) ds}, \quad (8)$$

где $F_{уд}$ и $F_{сд}$ — удерживающие и сдвигающие силы в точках НВЛР, определяемые, соответственно, числителем и знаменателем формулы (5); S — дуговая координата точки НВЛР [6].

Отметим, что эта методика построения наиболее вероятных линий разрушения позволяет сразу, без проведения дополнительных расчетов и построений, отыскать такую из них, которая заведомо будет обладать минимальным значением величины коэффициента устойчивости, если его вычисление проводить на основе формул (5)—(8).

Определение сил оползневого давления. Если напряжения в исследуемом грунтовом массиве, например, в однородном откосе, определены, и при этом отсутствуют области пластических деформаций, то определение величины оползневого давления сводится к выполнению следующей последовательности операций:

а) с использованием методики [6] и формул (5)—(8) в откосе строится наиболее вероятная линия разрушения, отвечающая реальными физико-механическими свойствами грунта (C ; φ ; γ ; ξ_0) и геометрическим размерам исследуемой области;

б) задается положение вертикального сечения, которое совпадает, например, с осью свайного удерживающего элемента, и в котором предполагается определить величину сил оползневого давления;

в) на оси удерживающего элемента выбирается несколько точек (включая точку пересечения этой оси и НВЛР) на одинаковых расстояниях друг от друга, из которых строят по той же методике локальные восходящие гипотетические линии разрушения (ЛВГЛР) (рис. 1), вычисляют величины локальных коэффициентов устойчивости $K_{л}^r$ и соответствующие суммы удерживающих и сдвигающих сил $F_{уд}^{лг}$ и $F_{сд}^{лг}$;

г) задаются проектной величиной локального коэффициента устойчивости $K_{пр}$, соответствующего той части НВЛР, которая расположена выше (на рис. 1 выше и правее) намеченного сечения;

д) вычисляются «фиктивные» удерживающие $F_{уд}^{\Phi}$, а затем «фиктивные» сдвигающие силы $F_{сд}^{\Phi}$. для каждой локальной восходящей гипотетической линии разрушения; «фиктивная» удерживающая сила равна по величине сумме удерживающих сил при условии, что величина коэффициента устойчивости по этой линии равна проектной величине, т.е. $K_{л}^{\Gamma} = K_{пр}$ (это вытекает из условия, что призма разрушения сползает по линии разрушения как единое целое), величина «фиктивной» сдвигающей силы равна разности между величиной «фиктивной» удерживающей силы и суммой удерживающих сил, действующих по этой линии в действительности;

е) учитывая, что каждая ЛВГЛР наклонена под некоторым углом α к выбранной оси, строят эпюры распределения горизонтальных и вертикальных составляющих $F_{сд}^{\Phi}$, действующих на ось удерживающего элемента; эпюра горизонтальных составляющих «фиктивных» сдвигающих сил представляет собой эпюру оползневое давления в рассматриваемом сечении; эпюра вертикальных составляющих «фиктивных» сдвигающих сил — есть не что иное, как эпюра «отрицательных сил трения», которые будут оказывать влияние на осадку свайного удерживающего элемента.

Поясним сказанное выше, рассмотрев конкретный пример.

Пусть однородный криволинейный откос с углом $\beta = 38^\circ$; сложен грунтом со следующими физико-механическими свойствами: угол внутреннего трения $\varphi = 12^\circ$; удельное сцепление $C = 0,039$ Мпа; плотность $\rho = 1,81$ т/м³; коэффициент бокового давления для глинистого грунта принят равным $\xi_0 = 0,75$ [7]. Необходимо построить эпюру сил оползневое давления в сечении А-А при условии, что величина проектного локального коэффициента устойчивости $K_{пр} = 3$.

Разработанный в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете пакет прикладных компьютерных программ ASV32 [8] позволяет выполнить все процедуры, описанные выше, и провести необходимые расчеты.

На рис. 1 приведена расчетная схема метода теории функций комплексного переменного, на которой показаны наиболее вероятная линия разрушения, локальные восходящие гипотетические линии разрушения и положение оси А-А удерживающего элемента.

Считается, что призма разрушения сползает по поверхности разрушения как единое целое, следовательно, должно выполняться условие равенства всех локальных коэффициентов устойчивости величине проектного коэффициента устойчивости

Результаты расчетов, проведенных с использованием программы ASV32, сведены для удобства анализа в таблицу.

Если «фиктивные» сдвигающие силы отрицательны, это значит, что на самом деле они играют роль удерживающих сил, следовательно, они не учитываются при подсчете величины оползневое давления.

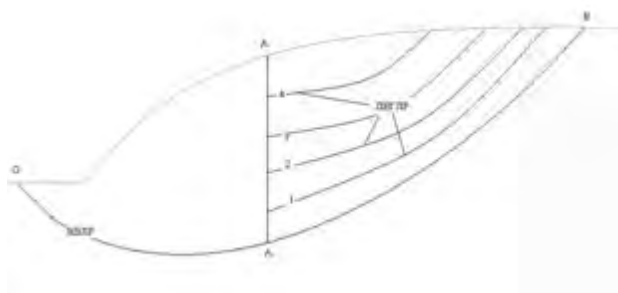


Рис. 1. Расчетная схема метода теории функций комплексного переменного

Результаты расчета сил оползневого давления

Линия разрушения	Расчетное значение суммы удерживающих сил $F_{уд}$, ρgh	Расчетное значение суммы сдвигающих сил $F_{сд}$, ρgh	Расчетное значение коэффициента устойчивости $K_{л}^r$	Проектное значение коэффициента устойчивости $K_{пр}$	«Фиктивная» удерживающая сила $F_{уд}^{\phi}$, ρgh	«Фиктивная» сдвигающая сила $F_{сд}^{\phi}$, ρgh	α^0	$E_{ог}$, ρgh	$E_{ов}$, ρgh
AB	13,565	6,874	1,973	3	20,622	6,966	17,5	6,644	2,15
1	12,646	6,31	2,004	3	17,946	5,3	18,2	5,159	1,65
2	8,424	3,083	2,73	3	9,257	0,833	19,7	0,784	0,28
3	7,172	1,986	3,56	3	5,961	-1,113	17,7	-1,06	-0,338
4	7,074	1,207	5,94	3	3,622	-3,55	7,7	-3,52	-0,475

«Фиктивные» удерживающие и сдвигающие силы определяются по формулам

$$F_{уд}^{\phi} = \frac{K_{пр}}{K_{л}^r} F_{уд}^{лг}, \quad (9)$$

$$F_{сд}^{\phi} = F_{уд}^{\phi} - F_{уд}^{лг}. \quad (10)$$

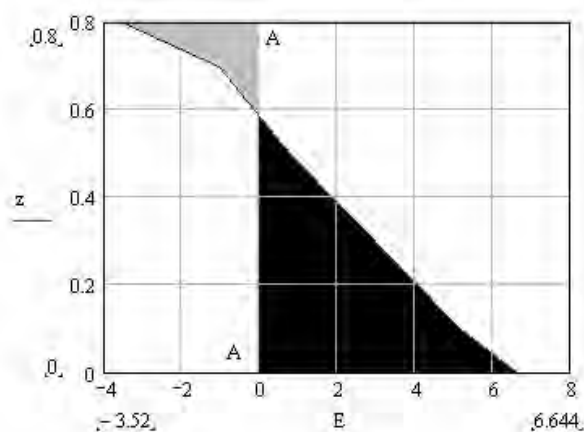


Рис. 2. Эпюра оползневого давления для рассмотренного примера

На рис. 2 приведена построенная в оболочке MahtCad по данным, приведенным в таблице, эпюра оползневой нагрузки для рассмотренного выше примера. Как видно из рисунка, она знакопеременна и состоит из двух криволинейных треугольников. Черным цветом обозначена собственно эпюра оползневой нагрузки, которая будет выступать в роли нагрузки при расчете, например, свайного удерживающего элемента противооползневой конструкции.

Серым цветом обозначена «отрицательная» часть эпюры, которая не включается в нагрузку при расчете удерживающего элемента. Зная размеры и форму эпюры легко подсчитать величину ее равнодействующей и определить точку приложения последней. Отметим, что вертикальные координаты на рис. 2 имеют размерность долей h — высоты откоса, а горизонтальные измеряются в долях $rho h$.

Прогноз трансформации напряженно-деформированного состояния склона. Если внешняя граница некоторого вертикального сечения исследуемого склона, может быть описана отображающей функцией (1) и можно с достаточной точностью определить численные значения граничных смещений $g_2(t)$ и $g_1(t)$ той ее части, которая изменит свою форму в связи с протеканием склонового процесса, то функции, через которые компоненты напряжений σ_z ; σ_x и τ_{xz} в исследуемой области, возникшие в результате процесса формоизменения ее границы, могут быть определены по известным соотношениям [1]:

$$\begin{aligned} \Re \varphi(\zeta) = & -\frac{\mu}{\pi i} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{g_1(t) + i g_2(t)}{t - \zeta} dt + \frac{1}{(2n)!} \sum_{k=0}^{2n} C_{2n}^k \left(\sum_{s=0}^{2n-k} A_{2n-k}^s \frac{(\overline{\varphi'(-a-bi)})^{(2n-k-s)}}{(\zeta + a - bi)^{s+1}} \right) \times \\ & \times \left(\sum_{q=0}^{\left[\frac{k}{2} \right]} C_k^{k-2q} (2q)! c_{2n+1-2q} \right) \left(\frac{1}{B + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)c_{2k+1}}{(z+a+bi)^{2k+2}}} \right)_{z=-a+bi}^{(k-2q)} - \mu G, \end{aligned} \quad (11)$$

где $\frac{1}{2} \bar{c} = -\mu G$.

$$\begin{aligned} \Psi(\zeta) = & \left[\frac{\mu}{\pi i} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{g_1 - i g_2}{t - \zeta} \left(B + \sum_{k=0}^n \frac{(2k+1)c_{2k+1}}{(t+a-bi)^{2k+2}} \right) dt + \right. \\ & + \Re \sum_{k=0}^n \frac{c_{2k+1}}{(2k)!} \sum_{s=0}^{m=2k+1} A_m^s \frac{(\overline{\varphi'(-a-bi)})^{(m-s)}}{(\zeta + a - bi)^{s+1}} - \\ & - (A + B\zeta)\varphi'(\zeta) + \sum_{k=0}^n \frac{c_{2k+1}}{(\zeta + a + bi)^{2k+1}} \varphi'(\zeta) - \\ & \left. - \sum_{k=0}^n - \sum_{k=0}^n \frac{c_{2k+1}}{(2k)!} \sum_{s=0}^{m=2k} A_m^s \frac{\varphi^{(m+1-s)}(-a-bi)}{(\zeta + a + bi)^{s+1}} - \frac{\mu \bar{G} B}{2B-1} \right] / D \end{aligned} \quad (12)$$

Эти функции получены в результате аналитического решения второй основной задачи теории упругости методами теории функций комплексного переменного.

Выводы. 1. Предложен новый метод определения величины сил оползневых давлений, основанный на анализе напряженно-деформированного состояния грунтового массива с использованием методов теории функций комплексного переменного.

2. Результаты проведенных нами многочисленных расчетов по определению величины оползневых давлений говорят о том, что эпюра $E_{оп}$ может быть однозначной или знакопеременной, как в рассмотренном примере, может иметь форму криволинейных треугольников или криволинейных трапеций. Форма эпюры оползневых давлений зависит от геометрии склона, его напряженно-деформированного состояния и численных значений физико-механических свойств грунтов, его слагающих.

3. Получено аналитическое решение второй основной задачи теории упругости для весомой однородной полуплоскости с криволинейной границей, позволяющее прогнозировать изменение напряженно-деформированного состояния исследуемого массива, происходящее в результате процесса формоизменения его границ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М. : Наука, 1966.
2. Угодчиков А.Г. Построение конформно отображающих функций. Киев : Наукова думка, 1966.
3. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь : ПГТУ, 1996 .
4. Угодчиков А.Г. Метод граничных элементов в механике деформируемого твердого тела / А.Г. Угодчиков, Н.М. Хуторянский. Казань : КГУ, 1986.
5. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. М. : Мир, 1979.
6. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград : Нижне-Волж. кн. изд-во, 1979.
7. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М. : ВШ, 1978.
8. Богомолов А.Н. Пакет прикладных компьютерных программ для исследования устойчивости грунтовых массивов / А.Н. Богомолов, О.А. Вихарева, А.В. Редин // Материалы Международной научно-практической конференции «Город, экология, строительство», Каир. Волгоград, 1999.

© Богомолова О.А., Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Шиян С.И., 2008

Поступила в редакцию
в марте 2008 г.

УДК 624.131

А.А. Пономарев, К.Г. Самаркин-Джарский

ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА ГОРНОГО УЧАСТКА ТРАССЫ ТРУБОПРОВОДОВ ПРОЕКТА «САХАЛИН-2»

Приведены результаты инженерно-геологических изысканий и проектирования инженерной защиты на участке нефтегазопровода «Сахалин-2». Описаны все этапы работы, включая мониторинг.

In paper outcomes of engineering-geological researches and projections of an engineering guard on a lot of an oil and gas pipeline "Sakhalin-2" are presented. Stages of operation, including monitoring are presented all.

Проект «Сахалин-2» является крупнейшим нефтегазовым проектом, реализуемым в настоящее время на территории Российской Федерации. Оператором (заказчиком) проекта является «Сахалин Энерджи инвестмент компани». Работы по второму этапу проекта предусматривают, в том числе строительство берегового магистрального нефтепровода (диаметром 610 мм) и газопровода (диаметром 1219 мм) на участке протяженностью около 800 км. Генеральный подрядчик по строительству береговых трубопроводов — ООО «Старстрой», г. Москва.

В 1998 г. по трассе были выполнены инженерно-геологические изыскания и проектные работы на стадии технико-экономического обоснования (ТЭО). В 2003—2004 гг. силами ФГУП «Росстройизыскания», г. Москва, и ООО «Инжзащита», г. Сочи, были проведены дополнительные инженерно-строительные изыскания на участках развития опасных геологических процессов третьего и четвертого строительного потоков проекта «Сахалин-2» с детальностью, необходимой и достаточной для проектирования объектов инженерной защиты.

При этом мобилизация субподрядных строительных организаций была произведена в 2003 г, строительные работы начаты в январе 2004 г. Ввод в эксплуатацию береговых трубопроводов и сопутствующей инфраструктуры предусмотрен в ноябре 2008 г.

Сегмент трассы от км 340 до км 510 на территории Макаровского и Долинского районов Сахалинской области проходит по резко пересеченной низкорной местности с уклонами рельефа от 15 до 50 град.

В дополнение к данным, приведенным в ТЭО и в других материалах проекта, было установлено, что современное состояние геологической среды в районе строительства трассы магистральных трубопроводов «Сахалин-2» характеризуется уникальным сочетанием сложных геолого-геоморфологических условий, широким развитием опасных геологических процессов в сочетании с высокой сейсмической активностью.

Инженерно-геологические условия исследованного отрезка трассы магистральных нефте- и газопровода были отнесены к сложным и очень сложным.

На изученной части трассы магистральных трубопроводов развит комплекс опасных экзогенных и эндогенных геологических процессов (ОГП):

заболачивание;

подтопление грунтовыми водами;
суффозия;
плоскостная и линейная эрозия на оголенных склонах;
донная и боковая эрозия русел постоянных и временных водотоков;
солифлюкция;
осыпные, обвальные и оползневые процессы;
сели и лавины;
активные неотектонические разломы.

Необходимо отметить, что проблема пересечения неотектонических разломов решалась отдельным блоком изыскательских, проектных и строительных решений и в дальнейшем не рассматривается в данной статье.

В результате работы было выделено 183 участка проявлений опасных геологических процессов различного генезиса, масштаба проявления и соответственно категорий инженерно-геологического и строительного риска.

На участках с интенсивным развитием ОГП по результатам изысканий были предложены и приняты перетрассировки на 38 % длины первоначальной трассы ТЭО 1998 года на рассматриваемом сегменте.

По результатам детального изучения участков развития ОГП была рекомендована схема инженерной защиты территории, в каждом конкретном случае исходя из особенностей строения участка, типа и масштаба, развивающихся здесь процессов и учитывающая возможность и степень его дальнейшего развития.

При назначении способа и масштаба инженерной защиты учитывалось, что приведенные в отчете по изысканиям данные характеризуют естественное, не затронутое техногенным воздействием состояние природной среды. Строительство нефтегазопровода неизбежно вызвало в той либо иной степени активизацию ОГП с вовлечением в них новых, не затронутых на момент изысканий участков.

Для технически и экономически обоснованной разработки проектных решений, проявления опасных геологических процессов были типизированы по следующим категориям инженерного риска:

I (низкая) — мало активные эрозионные процессы (возможна активизация при строительстве), солифлюкция, оползни-оплывины мощностью до 1,5...2,5 м. Инженерная защита производится сразу после окончания основного строительства;

II (средняя) — эрозионные процессы активны в естественном состоянии, оползни течения и блоковые оползни мощностью до 4,0 м. Инженерная защита производится параллельно с основным строительством;

III (высокая) — оползни течения и блоковые оползни мощностью свыше 4,0 м, оползни-потоки, потенциально оползневые склоны значительной протяженности и крутизны. Инженерная защита производится на стадии подготовки основного строительства.

Рабочее проектирование сооружений инженерной защиты выполнялось с целью защиты трассы магистрального нефтегазопровода высокого давления от боковой эрозии, размыва и подтопления при прохождении паводков и половодья на постоянных и временных водотоках, а также от проявлений эрозионных, селевых, лавинных и оползневых процессов в процессе строительства и эксплуатации.

Данная работа включала в себя несколько взаимосвязанных этапов.

Этап 1. Проведен попикетный анализ инженерно-геологических условий и проявлений опасных геологических процессов по трассе с определением участков проектирования, принципиальных проектных решений для каждого участка.

Всего было выделено 472 участка, требующих принятия тех или иных дополнительных инженерных решений, кроме того, из общего числа выделено 20 участков III и II категории инженерного риска, требующих разработки индивидуальных рабочих проектов инженерной защиты.

Указанные участки вынесены на топографический план М 1:1000 на 67 листах и внесены в реестр в табличном виде с пикетной привязкой и привязкой к совмещенным планам — профилям по линейной части трубопроводов, с описанием характеристик ОГП и проектных решений.

Этап 2. Разработка типовых чертежей сооружений и мероприятий по инженерной защите трассы от проявлений опасных геологических процессов. Типовые чертежи, разработанные специалистами ООО «Старстрой» и ООО «Инжзащита» включают в себя на текущий момент 24 комплекта.

Необходимо отметить, что указанные типовые чертежи разработаны и применимы для всей трассы магистральных береговых трубопроводов проекта «Сахалин-2».

Этап 3. Перед проектированием работ по инженерной защите технические специалисты «Сахалин Энерджи», «Старстрой» и «Инжзащиты» выполнили дополнительное полевое обследование и экскавацию траншей, чтобы проверить и при необходимости уточнить фактические инженерно-геологические условия после открытия полосы отвода трассы, а также активность и направленность проявлений опасных геологических процессов.

Этап 4. Попикетная привязка типовых чертежей на совмещенные планы — профили по нефте- и газопроводу с определением объемов строительных работ по данным чертежам. При реализации принятых технических решений особое значение имеют обоснованная привязка типовых чертежей, последовательность и качество выполнения строительно-монтажных работ.

Этап 5. Разработка рабочих проектов на особо сложные участки III и II категорий инженерного риска, определенные в ходе работ этапов 1 и 3. При разработке рабочих проектов максимально использовались технические решения, разработанные в типовых чертежах с их привязкой на конкретные площадки проектирования.

Основным принятым техническим решением, направленным на стабилизацию склоновых процессов в пределах полосы отвода трассы нефтегазопровода, является организация рельефа, поверхностного и грунтового стока с сопутствующими противоэрозионными мероприятиями. Основная цель проекта — заглубление трубопроводов в грунты, не подвергаемые критическим смещениям на расчетный период эксплуатации с учетом сейсмических, гидрогеологических и гидрометеорологических факторов.

При проектировании особое внимание уделялось:

расчетам устойчивости склонов и откосов, выполненных силами ООО «Геопроект» г. Краснодар, с учетом данных уточненной исходной сейсмичности, полученных институтом Морской геологии и геофизики ДВО РАН;

вопросам пересечения селе- и лавиноопасных участков, с учетом данных, полученных Сахалинским филиалом Дальневосточного геологического инсти-

туда ДВО РАН. При этом запроектировано заглубление трубопроводов ниже уровня максимального теоретического селевого размыва и зоны динамического воздействия лавин. Анализ откорректированного, с учетом исследований местоположения постоянных надземных сооружений (узлы запорной арматуры, вертолетные площадки, постоянные подъездные дороги и пр.), показал, что они не попадают в зону воздействия селевых и лавинных процессов;

вопросам пересечения заброшенных разработок каменного угля 1930—1940-х гг., с учетом данных, полученных при георадарной съемке, выполненной ООО «Геотех» г. Москва;

инженерным мероприятиям по недопущению донных и боковых размывов на участках пересечения водотоков в пределах полосы отвода. Запроектированные сооружения из сетчатых конструкций (габионов) привязаны к конкретной площадке, их геометрические параметры определены исходя из гидрологических и гидравлических расчетов проведенных по каждому участку.

Проектные решения в условиях пересеченного рельефа и неблагоприятных для строительства физико-механических грунтовых условиях привели к перемещениям значительных объемов грунтов (до 1800 тыс. м³), что может повлечь за собой следующие негативные геотехнические и экологические последствия:

изменение напряженного состояния грунтов на склонах с дальнейшей активизацией оползневых процессов;

изменение условий стока поверхностных и грунтовых вод с развитием процессов линейной и плоскостной эрозии, суффозии в насыпных неуплотненных грунтах, селевых проявлений;

воздействие на экосистемы, выражающееся в значительном превышении норм поверхностного и влекомого твердого стока временных и постоянных водотоков вследствие развития эрозионных процессов.

Для недопущения либо минимизации указанных негативных последствий запроектировано проведение следующего комплекса инженерных мероприятий:

1) определение постоянных мест отвала и складирования грунтов, не попадающих:

на оползневые и потенциально оползневые склоны;

отвершки эрозионных врезов;

участки, подверженные затоплению либо подтоплению;

участки проявления селевых и лавинных процессов;

места естественной разгрузки грунтовых вод (родники);

участки, имеющие особую ландшафтную и экологическую ценность.

2) проведение первоначальной подготовки площадки складирования грунта путем лесорасчистки, устройства временных подъездных дорог, удаления и складирования для дальнейшего использования плодородного почвенно-растительного слоя;

3) при продольных уклонах склонов более 10 градусов подготовка основания под отвалы грунта путем террасирования склона;

4) при устройстве отвала в понижениях рельефа производить устройство дренажей по тальвегам временных водотоков;

5) послойное уплотнение грунтов отсыпки с достижением не менее 80 % от естественной плотности отсыпаемого грунта;

6) заложение откосов насыпи принимать не более 1:1.5, при горизонтальном проложении длины откоса более 11 м предусматривать его террасирование с шириной бермы не менее 4,0 м;

7) организация поверхностного стока путем устройства открытых лотков по типовым чертежам;

8) противозерозионная защита образующихся откосов по типовым чертежам с восстановлением плодородного почвенно-растительного слоя из резерва и агролесомелиорацией.

Этап 6. В соответствии с календарным графиком строительства проводится освидетельствование траншей и полосы отвода перед укладкой трубопроводов и после завершения основного строительства..

Полученные результаты приводятся в технических отчетах по полевому геологическому обследованию трассы: анализ сложившейся ситуации на конкретной площадке, описание траншей и шурфов в текстовом и графическом виде, фотографии, карта фактического материала, дается геотехническая оценка эффективности выполненных строительных работ по инженерной защите с необходимыми выводами и рекомендациями.

Работы по этапу 6 продолжаются и в настоящее время.

Этап 7. Мониторинг опасных геологических процессов в период строительства и эксплуатации, в настоящее время реализованный на 54 участках наблюдений. Процедуры, спецификации, технические условия, технология и методика производства работ по мониторингу ОГП разработаны ООО «Старстрой» при участии компании «Сахалин Энерджи». Полевые и камеральные работы выполняются силами ООО «Инжзащита» и ООО «Аверс-1», г. Елизово.

Основной целью работ по мониторингу на участках развития ОГП является предупреждение возможных аварий и деформаций магистральных трубопроводов и сопутствующих сооружений.

Мониторинг в процессе строительства включает в себя проведение непрерывного геологического контроля путем маршрутных наблюдений, описания выработок и обнажений, образующихся в результате строительства, сравнение материалов изысканий и фактических данных. Кроме того, в состав работ включается закладка геодезической реперной сети и наблюдательной сети (деформационные марки, скважины с установкой инклинометров и пьезометров компании «СисГео», Милан, Италия) на действующих оползнях и потенциально оползневого склонах, и проведения цикла наблюдений за развитием эрозионной деятельности.

Мониторинг геологической среды в процессе эксплуатации включает в себя периодический визуальный контроль геологической ситуации на трассе трубопроводов (периодичностью 1 раз в месяц, а также после значительных землетрясений и прохождения обильных осадков), цикл режимных наблюдений за сетью наблюдательных устройств и грунтовых реперов на действующих оползнях, и наблюдений за развитием эрозионной сети, периодичность наблюдений совпадает с периодичностью визуальных наблюдений.

Материалы наблюдений сводятся в специальную базу данных, на основании которых ежемесячно выпускается отчет о состоянии геологической среды, в котором указываются возможные участки активизации ОГП и выдаются необходимые рекомендации службе эксплуатации.

При оценке и выборе участков мониторинга принимались во внимание масштабность, интенсивность и направленность инженерно-геологических процессов как в естественных условиях, так и в процессе строительства, а также прогноз развития ОГП по окончании строительства при условии проведения комплекса инженерных мероприятий.

Основной особенностью реализации данного проекта является успешная адаптация принятых в США и Европейском Союзе геотехнических стандартов к действующим в Российской Федерации нормативно-техническим документам, а также успешная работа большой международной группы специалистов в области инженерной защиты особо значимого и ответственного транспортного сооружения.

© Пономарев А.А., Самаркин-Джарский К.Г., 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 624.15

Я.А. Пронозин, Ю.В. Зазуля, Р.В. Мельников

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КРУГЛОГО ЖЕСТКОГО ШТАМПА НА СЛАБОМ ГЛИНИСТОМ ОСНОВАНИИ

Обсуждается проблема правильного прогноза осадок и более адекватного представления о взаимодействии фундаментов со слабым водонасыщенным грунтовым основанием. Приведены результаты полевых испытаний для исследования напряженно-деформированного состояния слабого глинистого грунта естественной структуры, загруженного жестким круглым штампом.

The authors consider the issue of correct settlement prognostication and of more adequate conception of the interrelation of foundations with weak water-saturated soil bed. The paper gives the results of the field testing aimed at investigating the stress-strained state of weak clay soil of natural structure loaded with stiff round stamp.

Для гражданского строительства в Тюмени характерен, как правило, выбор варианта устройства фундаментов в виде забивных свай или сплошной фундаментной плиты. В последнее время проектировщики активно применяют комбинированный вариант свайно-плитных фундаментов, зачастую достаточно сомнительной конструкции, в которой применяются сваи длиной 6...8 м при толще слабых водонасыщенных грунтов в пределах 12...20 м от поверхности земли. При строительстве в плотной городской застройке предпочтение, как правило, отдается монолитным железобетонным плитам, технология устройства которых не сопровождается действием ударных и вибрационных нагрузок. При проектировании зданий на плитных фундаментах важным вопросом является прогноз осадки в период строительства и эксплуатации объекта, так как отказ системы основание — фундамент в условиях слабых глинистых грунтов наступает, как правило, по второй группе предельных состояний из-за недопустимых значений абсолютных осадок и относительных деформаций.

Несмотря на многочисленные экспериментально-теоретические исследования в области деформируемости грунтов, вопрос об адекватном назначении в расчетах основной деформационной характеристики — модуля деформации E — остается не до конца изученным. Особенно это касается слабых сильно сжимаемых пылевато-глинистых грунтов. Причиной сложности назначения расчетного модуля деформации для прогноза осадок является, как известно, зависимость сжимаемости грунта от вида напряженного состояния, лабораторных или полевых условий определения характеристик сжимаемости, масштабов штампа, при полевых испытаниях [1] — вида грунта, его водонасыщенности и т.д. Кроме этого в водонасыщенных слабых глинистых грунтах процессы деформации основания под нагрузкой протекают весьма длительное время. Таким образом, несмотря на требования ГОСТ по стабилизации осадок в пределах 0,1 мм за последние 2 часа наблюдений [2], осадка реального сооружения за длительный период его эксплуатации может существенно увеличиться.

Для исследования напряженно деформированного состояния слабого глинистого грунта естественной структуры, загруженного жестким круглым штампом, авторы выполнили полевые испытания. Для изучения НДС основания на

глубину до 2,4 м были внедрены грунтовые марки, фиксирующие вертикальную компоненту перемещений w_z . Осадка штампа измерялись с помощью трех прогибомеров 6ПАО, установленных под углом 120° относительно центра штампа. Перемещения грунтовых марок измерялись прогибомерами, выполненными на базе индикаторов часового типа ИЧ-10 (рис. 1). Нагружение штампа велось гидравлическим домкратом. Упором служили пригрузки из фундаментных блоков. Штамповые испытания проводились согласно ГОСТ [2].



Рис. 1. Общий вид круглого штампа и измерительных устройств



Рис. 2. Нагружающая система из фундаментных блоков

Экспериментальные исследования проводились на площадке строительства многоэтажного жилого дома (рис. 2), в котловане глубиной 1,5 м. Основание на глубину до 5 м сложено суглинком мягкопластичной и текучепластичной консистенции. На глубине от 5 до 7 м залегает песок серый, пылеватый; на глубине 7...9 м — супесь пластичная с прослойками суглинка и песка (табл.). Установившийся уровень грунтовых вод на отметке 3,0 м.

Физико-механические свойства грунтов

Вид грунта	Глубина, м	W_e , д. ед	I_L , д. ед	e , д. ед	ϕ , град	C , МПа	E_k , МПа
Суглинок мягкопластичный	0...3	0,27	0,75	0,82	9	0,013	2,51
Суглинок текучепластичный	3...5	0,30	0,92	0,85	19	0,024	2,46
Песок пылеватый	5...7	0,17		0,47	36	0,005	20,48
Супесь пластичная	7...9	0,22	1,00	0,59	29	0,016	9,48

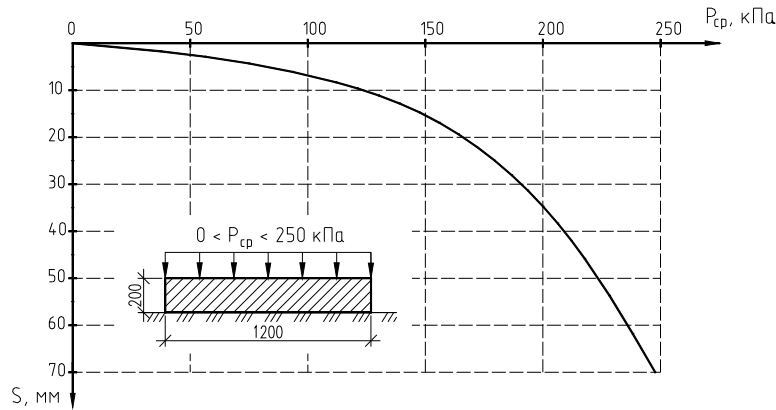
Нагрузка прикладывалась ступенями по 0,05 МПа. График осадки штампа приведен на рис. 3.

Согласно методике ГОСТа [2], модуль деформации грунта определяется по формуле

$$E = (1 - \nu^2) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (1)$$

где в нашем случае $\nu = 0,35$, $K_p = 1$, $K_1 = 0,79$, $D = 120$ см; соотношение $\frac{\Delta p}{\Delta S}$ принимается по осредняющей прямой, полученной методом наименьших квадратов из кривой осадки.

Согласно формуле (1) осредненный модуль деформации грунта $E = 5,1$ МПа, в диапазоне средних давлений от 0 до 0,2 МПа.

Рис. 3. График зависимости нагрузка — осадка $s = f(p_{cp})$

Согласно европейским нормам, в частности DIN [3], модуль деформации определяется по секущей наклонной в интервале средних давлений от $0,3$ до $0,7 \sigma_{max}$, где σ_{max} — среднее максимальное давление при нагружении штампа. Значение модуля деформации, МПа, определяется по формуле

$$E_v = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} = 7,5. \quad (2)$$

В случае проведения лишь компрессионных испытаний при проектировании зачастую принимают штамповый модуль деформации грунта, определяемый по формуле:

$$E_{шт} = m \cdot E_k, \quad (3)$$

где m — коэффициент перехода от компрессионного к штамповому модулю [1]. С учетом вовлечения в работу толщи грунта, ограниченной для круглого штампа двойной шириной $h_{акт} = 2B$, коэффициент m принимается для мягкопластичного суглинка с коэффициентом пористости $0,82$. Таким образом, $m = 3,2$ и, соответственно, $E_{шт} = 3,2 \cdot E_k = 8,0$ МПа.

При условии уравнивания фактической и расчетной осадки $s_{ф} = s_p = 35,8$ мм, определяемой по методу линейно-деформируемого полупространства, формула СНиП [4]

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (4)$$

дает значение модуля деформации $E = 4,4$ МПа.

Отсюда следует, что различные методики определения основной деформационной характеристики — модуля деформации E , дают существенно отличающиеся результаты.

Проведенное экспериментальное исследование напряженно деформированного состояния основания при нагружении его жестким штампом позволило построить эпюры вертикальных перемещений (рис. 4) под центром штампа и сопоставить их с принимаемым в СНиП [4] распределением вертикальных деформаций в упругом полупространстве и результатами расчета, выполненными в программе Plaxis 8x в упруго-пластической постановке.

На рис. 3 видно, что согласно результатам испытаний 85 % общей осадки штампа локализуется в приповерхностном слое глубиной 0,6 м, равной половине диаметра штампа. По [4] деформации в данном слое составляют 47 % общей осадки, по упругопластическому расчету — 33 %.

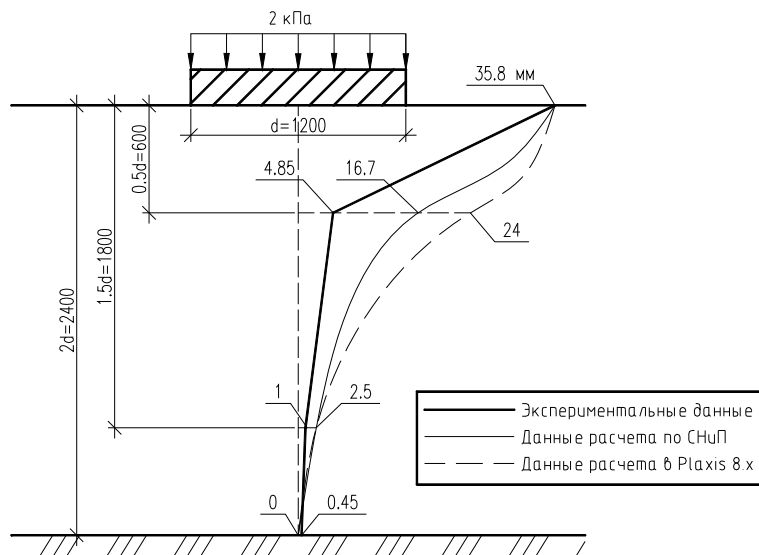


Рис. 4. Эпюры вертикальных перемещений точек основания под центром круглого штампа

Фактическая осадка точки на глубине 0,6 м, при $p_{cp} = 200$ кПа, составила 4,85 мм. Расчетная осадка данной точки по [4], при условии принятия модуля деформации $E = 4,4$ МПа (4), составляет 16,7 мм, по решению упругопластической задачи — 24 мм. Фактическая осадка точки на глубине 1,8 м, составила 1 мм. Расчетная осадка данной точки по [4] составляет 2,5 мм, по решению упругопластической задачи — также 2,5 мм. Фактическая осадка точки на глубине 2,4 м составила 0,45 мм. Расчетные осадки данной точки равны нулю, так как данная глубина является границей сжимаемой толщи.

Таким образом, проведенные исследования показали значительные различия между фактическим взаимодействием штампа со слабым основанием, сложенным водонасыщенным суглинком, и теоретическими представлениями, заложенными в нормативные документы. Для правильного прогноза осадок и более адекватного представления о взаимодействии фундаментов со слабым водонасыщенным грунтовым основанием необходимы дальнейшие экспериментально-теоретические исследования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании. Изд 2-е, перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1973.
2. ГОСТ 20276—99. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
3. DIN 18134 (September 2001): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte — Plattendruckversuch.
4. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

Поступила в редакцию в феврале 2008 г. © Пронозин Я.А., Зазуля Ю.В., Мельников Р.В., 2008

УДК 624.131

В.В. Ревенко**ОСОБЕННОСТИ ОБРАЗОВАНИЯ ЛОКАЛЬНЫХ ОБЛАСТЕЙ РАЗРУШЕНИЯ
В ОСНОВАНИИ ПОД ШТАМПОМ**

Изложена методика применения дискретно-континуальной модели на примере и предложено описание механизма деформирования основания.

The paper shows a method for the use of discrete-continuous model by an example and suggests a description of foundation bed's deformation mechanism.

Одной из центральных задач механики грунтов является изучение степени распространения в основании под нагрузкой областей разрушения грунта. Термин «области разрушения» использовал Н.Н. Маслов [1] как более точный по сравнению с термином «пластические области».

Для изучения напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых оснований была разработана дискретно-континуальная модель (ДКМ) [2]. Особенности ДКМ как механической модели являются, во-первых, сочетание дискретной (конечной) и континуальной (бесконечной) частей, во-вторых, представление наиболее деформируемых областей основания дискретной частью. В свою очередь, дискретная часть подразделяется на области больших деформаций уплотнения (под штампом) и области больших локальных сдвигов (в краевой области). Реализация этих больших деформаций в рамках теории упругости возможна ввиду использования метода граничных элементов (МГЭ) в форме разрывных смещений [3]. Граничные элементы разрывных смещений допускают большие перемещения дискретных блоков без больших деформаций внутри них.

В качестве иллюстрации применения ДКМ решена задача в условиях плоской деформации по нагружению основания со следующими характеристиками: удельный вес $\gamma = 16,7 \text{ кН/м}^3$, модуль деформации $E = 40000 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\mu = 0,25$, угол внутреннего трения $\varphi = 43^\circ$ и сцепление $c = 0 \text{ кПа}$. Деформационные характеристики E и μ определялись путем проведения вычислительного эксперимента с пористыми образцами. Нагружение основания выполнялось с помощью штампа шириной $b = 0,5 \text{ м}$ и высотой $h = 0,3 \text{ м}$, по контакту которого с основанием приняты граничные элементы в виде разрезов с заполнителем, материал которого имеет параметры жесткости в касательном и нормальном направлениях $K_s = K_n = 10^8 \text{ кПа/м}$. К штампу прикладывалась равномерно распределенная нормальная нагрузка p .

Для последующих вычислений использовался программный комплекс DCM [4]. При начальном нагружении $p_1 = 5 \text{ кПа}$ получена потенциальная область разрушения, граница которой очерчивается изолинией $\Theta = \varphi$ (где Θ — угол наклона огибающей кругов Мора), внутри этой области $\Theta > \varphi$ (рис. 1).

Согласно методике [1], в пределах ограниченной полосы (внутри области разрушения) выставались площадки предельного равновесия. Для их выставления использовались граничные элементы длиной от $0,0005 \text{ м}$ до $0,002 \text{ м}$. При

следующем шаге нагружения p_2 эти площадки работают как разрезы скольжения в соответствии с принятым законом Кулона — Мора (рис. 2).

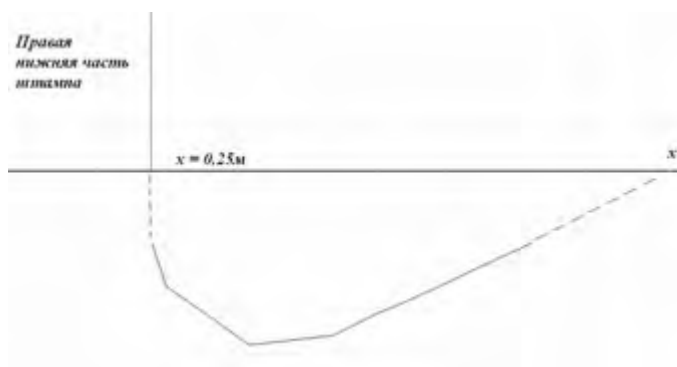


Рис. 1. Пример потенциальной области разрушения

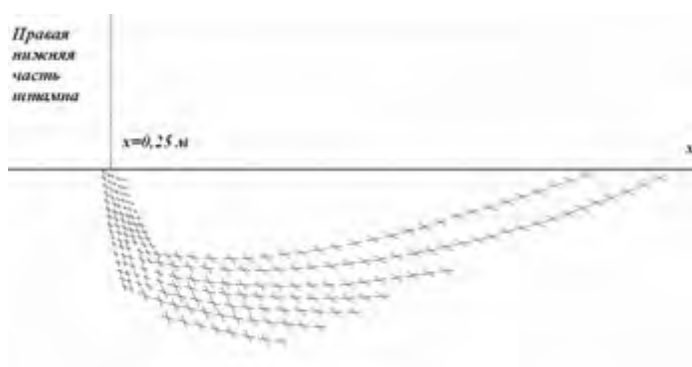


Рис. 2. Пример системы разрезов скольжения в области разрушения

Получаемая при этом новая полоса (граница которой — $\Theta = \varphi$) определяет следующую потенциальную область разрушения, в которой выставляются площадки предельного равновесия, и т.д. Таким образом, все последующие действия выполняются аналогично описанному для шага нагрузки p_1 .

В соответствии с этой методикой были получены решения для нескольких шагов нагружения. Полученный массив результирующих характеристик НДС включает в себя значения нормальных и касательных напряжений и перемещений, их главных значений и направлений для всех граничных элементов, а так же для точек сплошной среды.

Анализ полученных результатов позволяет представить предварительно в упрощенном виде картину развития НДС основания.

При нагрузке № 1 — образование локальной полосы скольжения, которая выделяет локальную призму выпора. В пределах этой призмы ввиду ее скольжения как единого целого, прекращаются предельные деформации сдвига. Образование этой призмы не приводит к общей потере устойчивости (рис. 3).

При нагрузке № 2 — образование следующей локальной полосы скольжения, которая выделяет следующую локальную призму выпора. Внутри этой призмы прекращаются все виды скольжения. Образование этой призмы также не приводит к общей потере устойчивости (рис. 4).

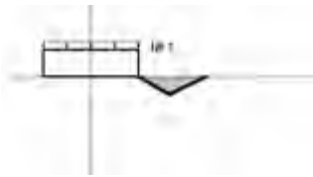


Рис. 3. Локальные призма выпора и полоса скольжения при нагрузке № 1

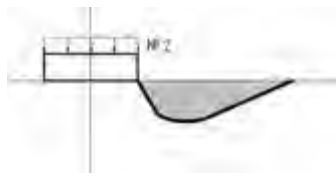


Рис. 4. Локальные призма выпора и полоса скольжения при нагрузке № 2

При нагрузках № 3 и 4 — образование аналогичным путем локальных полос скольжения и призм выпора (рис. 5 и 6), однако нагрузка № 4 является завершающей. При этой нагрузке образуются тотальные полоса скольжения и призма выпора, которые приводят к общей потере устойчивости основания.

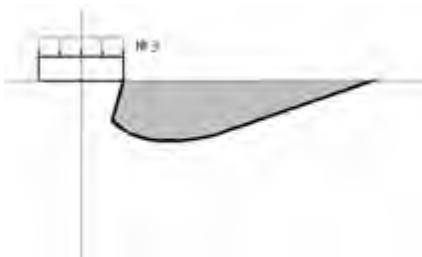


Рис. 5. Локальные призма выпора и полоса скольжения при нагрузке № 3



Рис. 6. Тотальные призма выпора и полоса скольжения при нагрузке № 4

По мере продвижения локальных призм выпора происходит формирование ядра под штампом, которое получает свою окончательную форму после смыкания призм выпора на центральной оси.

Изложенный механизм деформирования основания имеет непосредственное соответствие с экспериментальными данными [5], [6] и [7].

Полученные результаты с помощью дискретно-континуальной модели отражают наиболее характерные особенности напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Маслов Н.Н. Прикладная механика грунтов. М. : Машстройиздат, 1949. 328 с.
2. Ревенко В.В. Моделирование грунтовых оснований сооружений дискретно-континуальной средой // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Спец. выпуск к 100-летию ЮРГТУ (НПИ). Техн. науки. 2007. С. 119—122.
3. Крауч С. Методы граничных элементов в механике твердого тела / С. Крауч, А. Старфилд. М. : Мир, 1987. 328 с.
4. Ревенко В.В. Разработка программы ПЭВМ расчета грунтового основания по дискретно — континуальной модели / В.В. Ревенко, А.П. Савин // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Спец. выпуск «Актуальные проблемы строительства и архитектуры». Техн. науки. 2005. С. 118—123.
5. Ревенко В.В. Экспериментальные данные о напряженном состоянии песчаного основания в зонах сдвигов // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. Новочеркасск : НПИ, 1979. С. 148—152.
6. Болдырев Г.Г. Деформации песка в основании полосового штампа / Г.Г. Болдырев, Е.В. Никитин // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1987. № 1. С. 26—28.
7. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта. Минск : Наука и техника, 1994. 232 с.

Поступила в редакцию в марте 2008 г.

© Ревенко В.В., 2008

УДК 551.435.627(479.24-25)

**Ф.Ш. Мамедов, Ф.Г. Габиев, А.Т. Амрахов, К.С. Махмудов,
Н.А. Мусаев, Д. Гамбаров**

РЕТРОСПЕКТИВНЫЙ АНАЛИЗ КАТАСТРОФИЧЕСКОГО ОПОЛЗНЯ В РАЙОНЕ БАЙЛОВСКОЙ «ШИШКИ» В БАКУ

Проведен ретроспективный анализ катастрофического оползня в районе Байловской «шишки» в г. Баку, произошедшего в январе 1990 г. В результате оползня были разрушены различные сооружения, погиб 21 человек. Рассмотрена история развития оползневых процессов в районе Байловской «шишки». Выявлены технические, естественные и социальные причины катастрофического оползня.

The authors carried out the retrospective analysis of the disastrous landslide in the district of Bailovskaya "Shishka" in Baku which happened in January, 1990. As a result of the landslide various buildings were destroyed and 21 people died. The history of the landslide processes' development in the district of Bailovskaya "Shishka" was analyzed. The technical, natural, and social reasons of the disastrous landslide were revealed.

15 января 1990 г. в 6 ч 57 мин в Баку на возвышенном участке Байловской «шишки» произошел оползень северо-восточной части склона. В результате катастрофического оползня полностью уничтожены объекты воинской части Каспийской флотилии: здание МИС и ОКС; комплексное здание в составе столовой, клуба и управления связи; здание базовой гидрометеорологической станции; здание трансформаторной подстанции ТП-4; здание котельной при МИС. Полностью разрушены автодорога и инженерные коммуникации (водопровод, теплотрасса, кабели связи и энергоснабжения), проходящие через оползневой участок.

Два корпуса штаба, расположенные в верхней части оползня, получили значительные повреждения и находились под угрозой обрушения. Снесено около половины здания типографии и киновоза, разрушена торцевая часть здания финчасти. Частичное повреждение получило трехэтажное здание учебных классов и медсанчасти.

Обломками здания столовой было завалено 28 человек, из них 21 человек погиб.

Головной срыв оползня произошел в зоне здания штаба, где помимо отрыва выступающего по склону торца создавалась реальная угроза обрушения двух корпусов. Ниже сформировался оползневой цирк, площадью около 20000 м² и объемом оползневой грунтовой массы приблизительно 250000 м³. Язык оползня ограничивается краем проезжей части дороги ниже разрушенного здания МИС (схема (рис. 1) и фото (рис. 2)). В плане оползень имеет вид неравнобокой трапеции высотой 125 м и длиной основания 180 м.

На рис. 3 приведено фото верхней части оползня с восточной стороны, на рис. 4 — с северо-восточной. Здесь четко видна стена срыва оползня по верхней бровке и крупная трещина в массиве оползня. На рис. 5 показана сохранившаяся торцевая часть разрушенного здания столовой.

Первые оползневые проявления на территории Байловской «шишки» были зафиксированы в июле 1952 г. Тогда под западным порталом галереи в грунтах образовалась глубокая трещина, с годами увеличиваясь, она вы-

звала смещение и в дальнейшем обрушение склона. Со временем это оползневое смещение превратилось в оползневой цирк. В сентябре 1952 г. аналогичный процесс был зафиксирован и в восточной части склона. Оползень 1952 г. имел ширину до 150 м при глубине захвата 5...8 м и охватывал лишь подножья Баиловской «шишки». Особого вреда гражданским сооружениям, расположенным в этой зоне, этот оползень не нанес.

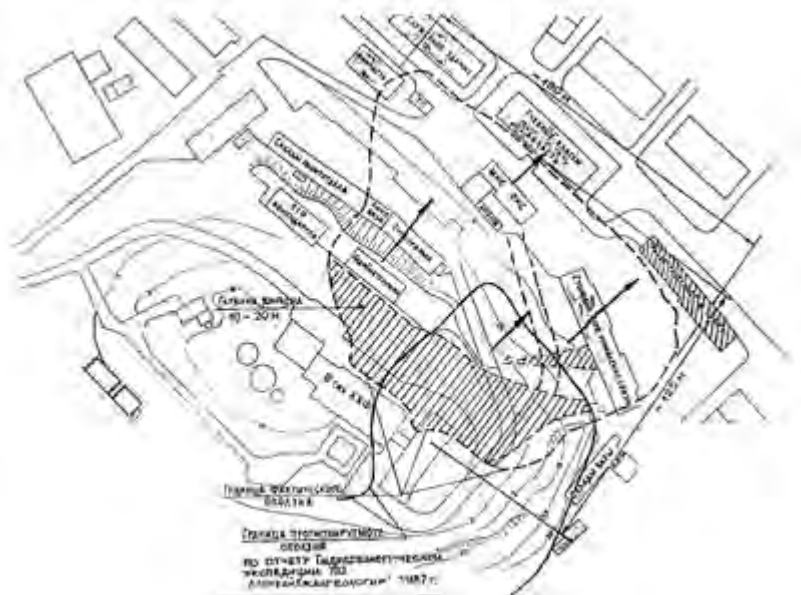


Рис. 1. Общая схема катастрофического оползня в районе Баиловской «шишки»



Рис. 2. Общий вид оползня с северо-восточной стороны



Рис. 3. Вид на верхнюю часть оползня с восточной стороны



Рис. 4. Вид на стену срыва и трещину в массиве оползня с северо-восточной стороны



Рис. 5. Сохранившаяся часть здания столовой

В 1953 г. по заданию командования Каспийской флотилии Азгеолог-управлением были проведены геологоразведочные работы по выявлению причин оползневых явлений на территории Баиловской «шишки». В результате проведенных изысканий было выявлено, что основной причиной оползня явилось постоянное увлажнение грунтов склона за счет утечек воды из водопроводной линии и переливов из резервуара.

Вторая активизация оползня произошла в 1986 г., выразившись в значительных повреждениях и деформациях административных зданий флотилии, асфальтового покрытия дорог, разрушениях лестничных площадок.

В 1987 г. по просьбе руководства Каспийской флотилии Азгеолог-управление провело инженерно-геологические изыскания по уточнению и определению причин оползневого процесса. Специалисты пришли к выводу, что в оползнепроявлениях на территории Баиловской «шишки» имеются определенные постоянные причины. После временной стабилизации с 1953 по 1984 г., началась новая активизация оползневых процессов на глубинах 5...10 м. При этом в 1986 г. оползень с подножья склонов расширился до привершинной части Баиловской «шишки».

К основным причинам, вызвавшим активизацию оползня в 1986 г., отнесли:

- 1) значительные утечки воды из водопроводно-канализационной сети и линий теплотрассы непосредственно в оползневое тело;
- 2) полив растений без учета норм;

3) утечки из крупного водного резервуара, расположенного гипсометрически выше крайней северо-западной границы участка;

4) отсутствие дренажа;

5) наличие оврагов, аккумулирующих воду природных осадков;

6) подрезку склонов.

Противооползневые мероприятия, рекомендованные специалистами были выполнены в минимальной степени, замочка склона продолжалась. К тому же продолжались строительные работы с применением взрывов. Деформации сооружений на склоне после 1987 г. продолжались, развивались от волосяных односторонних 1 мм до сквозных до 50 мм и длиной более 3 м. На рапорты инженерных служб воинской части об аварийной опасности руководство реагировало очень пассивно.

Катастрофа не заставила долго себя ждать. Головной срыв оползня 1990 г. имел вертикальную крутизну и примерно на 20 м рассекал, залегающую с поверхности и наклоненную к юго-востоку слоистую толщу мелкодетритовых известняков. Оползень сформировал каньон шириной 35 м.

Фактически оползень развился только на северном склоне и оказался значительно мощнее и масштабнее прогнозируемого в 1987 г. Азгеолог-управлением. В оползень были вовлечены элювиально-делювиальные отложения, среднеапшеронские известняки, пески и глинистые грунты, причем глинистые грунты преобладают. Оползневые подвижки происходили на контакте верхнего слоя водопроницаемых светло- и серо-желтовато-бурых известняков, песков, переслаивающихся с глинами и глин с прослойками песка, с нижним слоем водоупорных пластичных глин темно-серого цвета.

Следует отметить, что плоскость скольжения оползня совпадала с зеркалом первого водоопасного горизонта.

Глубина захвата оползня в верхней части достигает 15...20 м, в середине — 12 м. По механизму смещения оползень можно отнести к оползню вращательного скольжения.

Испытания на сдвиговую прочность показали достаточную прочность суглинков и глин ($c = 0,13...0,98 \text{ кг/см}^2$; $\phi = 20...32^\circ$), но надо отметить, что из-за трещинообразования при техногенноприродных динамических воздействиях (взрывы, землетрясение в сентябре 1989 г., с силой толчков 4-5 баллов) прочностные свойства суглинков и глин значительно уменьшилась. Это и вызвало катастрофический оползень.

©Мамедов Ф.Ш., Габитов Ф.Г., Амрахов А.Т.,
Махмудов К.С., Мусаев Н.А., Гамбаров Д., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 69.035.4:725.1(470.53)

**К.А. Брызгалова, О.А. Маковецкий, С.Ф. Селетков,
К.А. Репина, К.О. Маковецкая**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖИЛОГО КОМПЛЕКСА С БИЗНЕС-ЦЕНТРОМ И ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКОЙ В г. ПЕРМИ

Приведено описание основных проектных решений по строительству здания с развитой подземной частью в пределах плотной существующей застройки и сложных инженерно-геологических условиях.

The paper presents a description of the main design solutions for the construction of a building with developed subsystem within existing densely populated built-up area and under complicated engineering-and-geological conditions.

Инженерно-геологические условия площадки. В геоморфологическом отношении площадка строительства находится на III левобережной надпойменной террасе р. Кама. Рельеф участка ровный, с общим уклоном на север. Высотные отметки площадки составляют 125,10...129,8 м (система высот г. Перми).

Геологическое строение участка до глубины 22,0 м представлено верхнепермскими породами, перекрытыми четвертичными аллювиальными отложениями и насыпными грунтами. Аллювиальные отложения представлены песками мелкими, суглинками мягко-текуче-пластичными, текучими, местами в подошве слоя с прослойками песка, супесями, гравийным грунтом с супесчаным заполнителем. Коренные породы вскрыты на глубинах 15,3...20,2 м от поверхности на отметках 108,6...110,6.

Гидрогеологические условия площадки строительства характеризуются развитием грунтовых вод аллювиальных отложений и трещинно-грунтовых вод верхнепермских пород. Подземные воды гидравлически связаны между собой.

Установившийся уровень грунтовых вод зафиксирован на отм. 122,6...127,8 м, на глубинах 1,5...3,5 м от поверхности.

Грунтовые воды обладают сульфатной и общекислотной агрессией к бетону нормальной проницаемости (W_4) и не агрессивны к арматуре железобетонных конструкций при периодическом смачивании.

На площадке выделены следующие инженерно-геологические элементы:

ИГЭ-1. Песок мелкий (aQ);

ИГЭ-1а. Песок мелкий, плотный aQ ;

ИГЭ-2. Суглинок мягко-текуче-пластичный, текучий aQ ;

ИГЭ-3. Супесь пластичная aQ ;

ИГЭ-4. Гравийный грунт, с супесчаным заполнителем aQ ;

ИГЭ-5. Аргиллит сильновыветрелый P_2 ;

ИГЭ-6. Песчаник сильновыветрелый P_2 .

Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице.

Наименование ИГЭ	Плотность, г/см ³	Удельное сцепле- ние, КПа	Угол внутрен. трения, град	Модуль дефор- мации, МПа	Предел проч- ности, МПа
Песок мелкий	2,01	1	35	21	
Суглинок	1,94	7	15	3,4	
Супесь	2,05	13	26	20	
Гравийный грунт	2,2	—	—	—	0,4
Аргиллит	2,01	—	—	—	1
Песчанник	2,05	—	—	—	1

Основные проектные решения. В соответствии с заданием на проектирование проектом предусматривается: устройство железобетонного монолитного ограждения подземной части здания, выполняемой методом «стена в грунте». Устройство монолитной железобетонной фундаментной плиты, устройство под фундаментной плитой горизонтальной противофильтрационной завесы, выполняемой из буросекущих грунтоцементных свай.

Вертикальная планировка площадки на период производства работ по устройству ограждения котлована определена в соответствии с технологическими требованиями по производству работ по технологии «стена в грунте».

Технические решения по устройству конструкций ограждения и фундаментной плиты определены объемно-планировочным решением подземной части здания и инженерно-геологическими условиями площадки строительства.

Габаритные размеры подземной части здания составляют 110,0×68,5 м, глубина экскавации подземной части 6,0...9,0 м от поверхности рельефа.

В проекте предусмотрено устройство противофильтрационной завесы (ПФЗ) из грунтобетонных свай ССТ. Конструктивно противофильтрационная завеса выполняется в двух уровнях:

для ликвидации напора грунтовых вод внутри котлована — один ряд свай диаметром 1700 мм, шагом 1500 мм, на всю высоту фильтрующего слоя, от дна котлована до водоупора. Сваи располагаются по периметру котлована;

для предотвращения поступления воды через дно котлована — сплошное поле из грунтобетонных свай, на 700 мм ниже дна, длина 1,5 м. Диаметр свай 1700 мм, шаг по сетке 1600×1400 мм.

Грунтобетонные сваи выполняются по двухкомпонентной технологии струйной цементации грунтов «JET-2». Технология основана на использовании энергии струи цементного раствора, подаваемого в воздушном потоке, для перемешивания природного грунта с частичным его замещением цементным раствором.

В качестве ограждающей конструкции подземной части здания принята монолитная железобетонная стена, выполняемая по технологии «стена в грунте» с применением базового оборудования BAUER, гидрофреза BS-32. Ширина сечения стены — 600 мм.

В качестве основной фундаментной конструкции принята монолитная железобетонная фундаментная плита толщиной 800 мм.

Горизонтальная противofильтрационная завеса. Горизонтальная противofильтрационная завеса выполняется на 700 мм ниже дна котлована. Расположение противofильтрационной завесы определено конструкцией прямков под лифтовые шахты и водосборники. Низ прямков лифтовых шахт располагается на глубине до 500 мм ниже плоскости фундаментной плиты. Над противofильтрационной завесой в котловане, выше дна, под фундаментной плитой устраивается подушка из укатанного щебня фракции 20...50 мм, толщиной 300 мм, бетонная подготовка толщиной 150 мм, рулонная гидроизоляция, бетонная защита толщиной 90 мм. В местах устройства прямков выполняется локальное понижение конструкции гидроизоляции.

Ограждающая конструкция. Ограждающая стена подземной части запроектирована как конструкция, воспринимающая горизонтальное давление грунта, гидростатическое давление подземных вод и часть вертикальных нагрузок от несущих конструкций здания. Стена используется также как вертикальная противofильтрационная завеса.

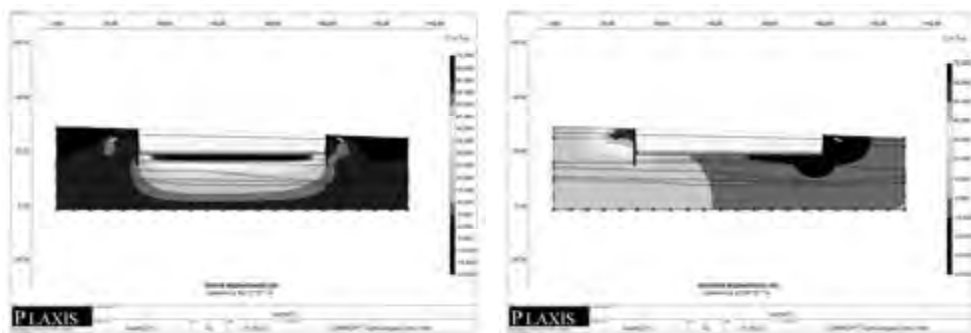
Моделирование напряженно-деформированного состояния подземной части здания выполнялось в программном пакете Plaxis 8.0. Были рассмотрены различные варианты расчетной схемы подземной части, определены необходимые глубины погружения (анкеровки) конструкции ниже дна котлована, назначены места расстановки грунтовых анкеров. На основе вариантного моделирования была принята наиболее оптимальная расчетно-конструктивная схема ограждающей стены:

неразрезная балка, упруго-податливо заделанная в грунт и раскрепленная по высоте одним-двумя ярусами опор (грунтовых анкеров);

заделка (анкеровка) конструкции стены ниже дна котлована составляет 4,0 м по всему периметру;

первый ярус грунтовых анкеров, расположенный на высоте 1,0 м от верха конструкции, выполняется по всему периметру;

второй ярус грунтовых анкеров, расположенный на высоте 5,0 м от верха конструкции, выполняется в осях А/1-14; Н/1-7; 1/А-Н.



Статический расчет конструкции стены выполнялся в программном комплексе WALL-3. Были рассчитаны варианты с высотой стены от 6,0 до 9,0 м. По результатам этих расчетов были определены сочетания внутренних усилий в сечении стены для выполнения конструктивных расчетов.

Конструктивный расчет стены выполнен в программном комплексе SCAD 7.31R5.

В качестве основных материалов конструкции стены применены:

бетон: на мелком заполнителе (фракция до 20 мм). Класс прочности В25, марка по водонепроницаемости W8; литой консистенции с осадкой конуса по ОНК 16...18 см;

арматура: Класс АIII (A400), марка стали 25Г2С и класс АI.

Проектирование конфигурации стены было выполнено с учетом особенностей технологического оборудования. Стена разделена на вертикальные захватки: типовые — шириной 7,40 м и доборные — шириной 2,8...5,6 м. Бетонирование одной захватки выполняется непрерывно на всю высоту. Между захватками выполняется холодный рабочий шов.

Армирование захватки выполняется сборными пространственными арматурными каркасами. Каркасы запроектированы цельными, на всю высоту захватки.

В конструкции стены предусмотрены гильзы из труб ПНД диаметром 140 мм для устройства буровых грунтовых анкеров. Гильзы при бетонировании закрываются пластинами из экструдированного пенопласта (пеноплекс, стиропен).

Грунтовые анкера выполняются по оригинальной технологии, аналогичной устройству струецементных свай. Якорь анкера выполнен из грунтобетона класса прочности В3,5. Диаметр якоря — 500 мм, длина 3000...4000 мм. Тяга анкера — стальная труба Тр76×5. Для устройства предварительного натяжения анкера в замковой части выполняется упорная резьба, устанавливается передаточная шайба и натяжная центрирующая гайка. Величина предварительного напряжения анкера — 70 кН, контролируется по моменту затяжки гайки динамометрическим ключом. Предварительное натяжение анкеров создается для выбора перемещений в конструкции стены и предварительного обжатия грунта.

Узлы пропуска трубопроводов инженерных систем здания в данном проекте не разрабатывались (в связи с отсутствием исходных данных для проектирования).

Фундаментная плита запроектирована на восприятие нагрузок от вышележащих конструкций здания. Нагрузки на плиту заданы генеральным проектировщиком.

Конструктивно плита решена в виде двух элементов: первый участок в осях А-Н/1-9, второй участок А-Н/9'-21, разделенных деформационным швом.

Расчет деформаций фундаментной плиты выполнялся с учетом слоя модифицированного грунта в зоне горизонтальной противофильтрационной завесы. Модуль общих деформаций модифицированного грунта составляет 18...22 МПа.

Общий уровень напряжений под фундаментной плитой находится в диапазоне 110...125 МПа, в отдельных участках достигая 150 МПа. Расчет осадок фундаментной плиты в двух независимых программах (Plaxis 8.0, Осадка) показал, что общий уровень деформаций основания фундаментной плиты находится в пределах 2,5...3,5 см и не превышает предельно допустимого значения для данного типа сооружения $S_{пр} = 8,0$ см. Относительная разность осадок между различными участками плиты (с разными интенсивностями загрузки) составляет $i = 0,0008...0,0014$, при предельно допустимой величине 0,002.

Разность осадок фундаментной плиты и ограждающей конструкции находится в пределах 0,0012...0,0015.

Требования по равномерности вертикальных деформаций всех участков подземных конструкций являются выполненными.

Конструктивный расчет плиты выполнялся в двух независимых программах (Лира 9.0, SCAD). В качестве модели основания была использована усовершенствованная модель Фусса — Винклера. Коэффициент упругого отпора основания (коэффициент постели) задавался в пределах 200...250 т/м³.

Фундаментная плита выполняется из бетона класса В30. Армирование выполняется арматурой класса АIII (А400), марка стали 25Г2С.

Армирование плиты выполняется сетками, расположенными в верхней и нижней зонах. Сетки выполняются на строительной площадке из отдельных стержней, связанных между собой проволокой. Укрепление стержней выполняется устройством перепуска одного стержня на другой. В пределах одной линии допускается выполнять не более 50 % укрупнительных стыков арматуры. Анкеровка стержней выполняется устройством отгибов на их концах.

На участках опирания колонн выполняется дополнительное армирование поперечными и отогнутыми стержнями для восприятия продавливающих усилий.

В местах устройства отверстий в фундаментной плите выполняется дополнительное армирование по контуру.

© Брызгалова К.А., Маковецкий О.А., Селетков С.Ф.,
Репина К.А., Маковецкая К.О., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.153.523:624.131.29(470.1/.2)

В. Ф. Бай, С. А. Еренчинов**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
РАБОТЫ РАМНО-КОЗЛОВЫХ ФУНДАМЕНТОВ
В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ ЗАПАДНО-СИБИРСКОГО РЕГИОНА**

Приведены результаты исследований, обосновывающих эффективность использования в условиях слоистых грунтов Западно-Сибирского региона рамнокозловых фундаментов с высоким ростверком, конструктивной особенностью которых является применение клиновидных свай, внедренных под углом по отношению к вертикали в разные стороны, и жестко защемленным оголовком в теле объединяющего ростверка.

The paper presents the results of the investigations justifying the efficiency of frame trestle foundations with high foundation cap, which use, as one of their specific structural features, wedge piles inserted on angle to the vertical, directed to various sides and invariably fixed by the cap within the joining foundation cap, designed for stratified soils of the West-Siberian region.

Геологическое строение грунтов в Западно-Сибирском регионе имеет ярко выраженную слоистую структуру, верхние слои, это около 6-7 м, имеют физико-механические характеристики грунтов, достаточные для устройства на них малонагруженных сооружений на мелкозаглубленных фундаментах, а при глубинах более 7-8 м физико-механические характеристики грунтов резко ухудшаются, и, как правило, это водонасыщенные глины и суглинки. При строительстве высотных зданий этажностью более 5 этажей приходится устраивать свайный фундамент для передачи усилий на более прочные грунты или плитный фундамент для рассеивания напряжений на больших площадях, что не всегда является оптимальным по стоимости вариантом.

В качестве исследуемых конструкций используются рамнокозловые фундаменты с высоким ростверком, конструктивной особенностью которых является применение 2-х клиновидных свай, внедренных под углом по отношению к вертикали в разные стороны, и жестко защемленным оголовком в теле объединяющего ростверка. Особенностью работы такой конструкции фундаментов заключается во включении в работу большого массива грунта находящегося в межсвайном пространстве.

Для проведения натурных исследований использовалась типичная по составу грунтов площадка для рассматриваемого региона. Физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице.

Физико-механические свойства грунтов

Вид грунта	Глубина, м	W_e , д. ед	I_L , д. ед	e , д. ед	φ , град	C , МПа	E_k , МПа
Суглинок мягкопластичный	0...3	0,27	0,75	0,82	9	0,013	2,51
Суглинок текучепластичный	3...5	0,30	0,92	0,85	19	0,024	2,46
Супесь пластичная	5...9	0,22	1,00	0,59	29	0,016	9,48

На оснований прошлых исследований [1, 2, 3], оптимальным углом свай по отношению к вертикали является угол 30 гр. И шаг рам $5d$, что составляет 1,5 м. На рис. 1, *а* показана экспериментальная установка под полной нагрузкой (840 кН). Вид общей конструктивной схемы показан на рис. 1, *б*.

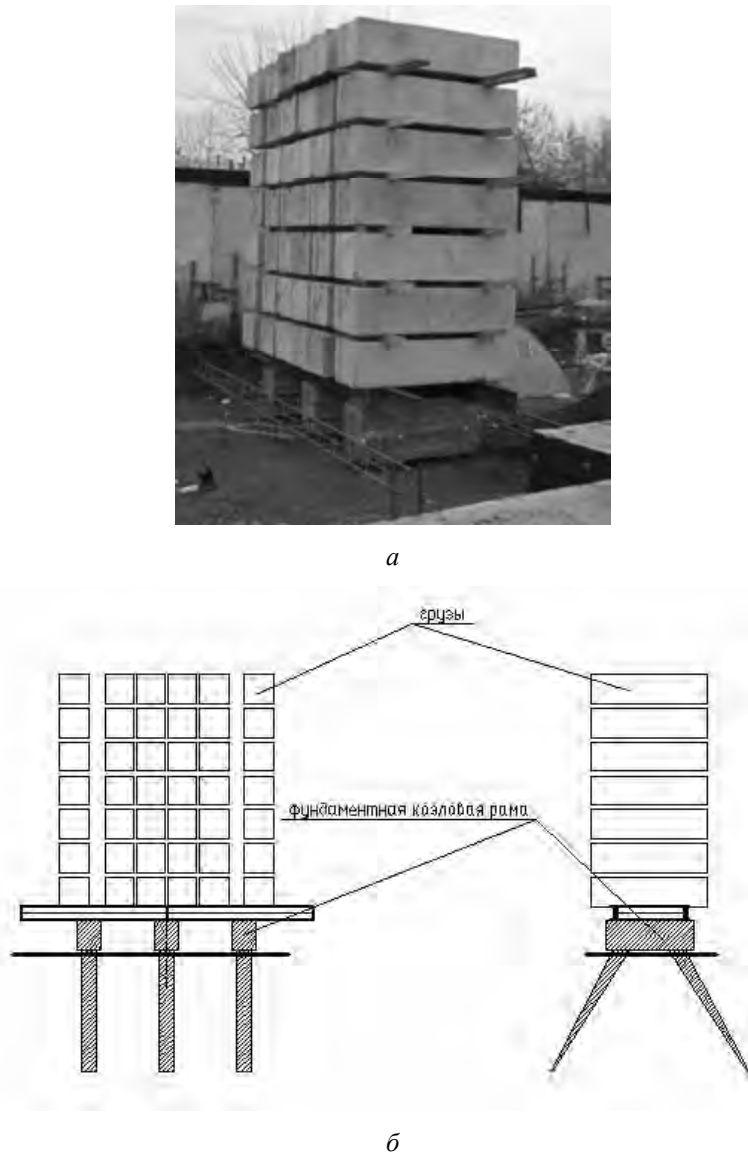
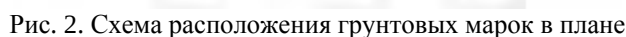
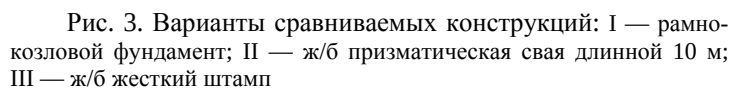


Рис. 1. Экспериментальная конструкция под полной нагрузкой 840 кН (*а*) и ее конструктивная схема (*б*)

На рис. 1, *а* показана схема расположения рам и схема раскладки грузов. Ввиду особенности распределительной рамы раскладку грузов вели следующим образом, строилась линия влияния реакции опор, и по ней определялось положение каждого груза. Загружение велось по ступеням, величина ступени составила $1/7$ от полной нагрузки, т.е. 120 кН (один ряд блоков).



Для сравнения характера работы рамно-козловых фундаментов были проведены дополнительные испытания ж/б призматической сваи длиной 10 м и ж/б жесткого штампа. Конструктивные схемы их представлены на рис. 3.



Анализируя полученные результаты, можно определить характер работы исследуемой конструкции фундамента при данных геологических условиях. При ступенчатом нагружении видно, что рамно-козловой фундамент при на-

грузке до 25 % от полной величины, работает аналогично жесткому свайному фундаменту. При большей величине нагрузки характер кривой «нагрузка — осадка» начинает копировать кривизну графика испытаний жесткого штампа.

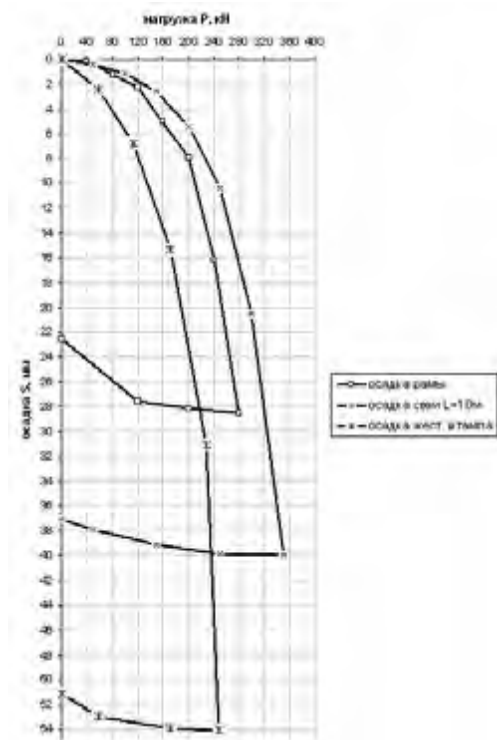


Рис. 4. График зависимости «нагрузка — осадка»

Упругий отпор при разгрузке дает наиболее высокий результат по сравнению с другими рассматриваемыми конструкциями, что в свою очередь показывает упругую работу грунтового массива в пределах активной зоны.

По результатам обработанных данных, полученных с показаний грунтовых марок, были построены изолинии перемещений в рассматриваемом грунтовым массиве, представленные на рис. 5.

Наряду с этим также были построены теоретические изолинии перемещений, представленные на рис. 6.

Анализируя полученные данные экспериментальных и теоретических изолиний перемещений видно, что характер деформации активной зоны фундамента имеет некоторую сходимость в качественном отношении. В количественном же отношении деформации грунта находящегося на расстоянии не более 0,4...0,7 м имеется сходимость результатов на 80 %, а при отдалении от контактных поверхностей наблюдается отличие в 6...8 раз, что можно объяснить большой распределительной способностью грунта по сравнению с расчетной моделью.

На рис. 7 показано, что характер распределения контактных давлений по стволу сваи соответствует картине деформации грунта околосвайного пространства (см. рис. 5, а). Наибольшие давления в грунте формируются в начале свай, в зоне максимального сечения, это, в свою очередь, подтверждает

необходимость использования клиновидного контура свай и жесткости заделки свай в теле ростверка. Жесткое соединение клиновидных свай с ростверком позволяет максимально использовать несущую способность такого фундамента по материалу.

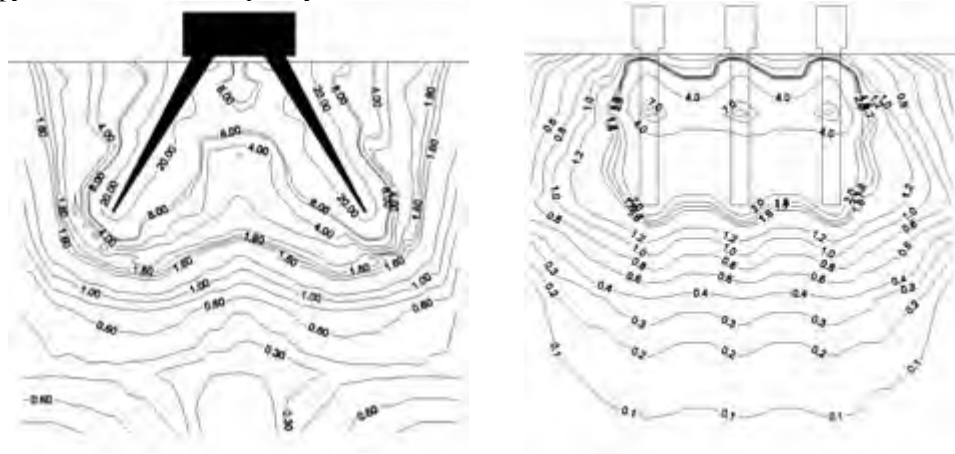


Рис. 5. Экспериментальные изолинии перемещений грунта в поперечном (а) и продольном (б) направлении

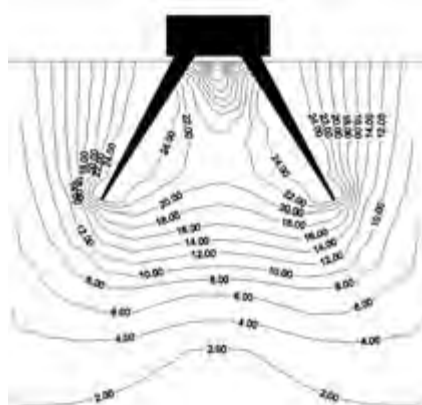


Рис. 6. Теоретические изолинии перемещений грунта в поперечном направлении

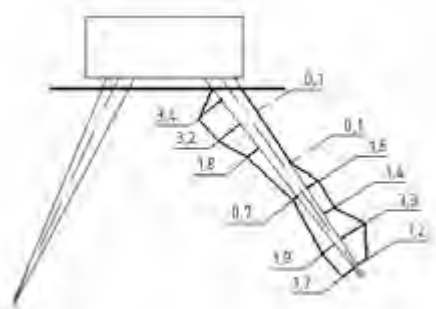


Рис. 7. Эпюры контактных давлений средней рамы

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бай В.Ф. Исследование работы фундамента в виде клиновидных свайных рам / В.Ф. Бай, С.А. Еренчинов, М.А. Баев // Сборник материалов IV конференции ТюмГАСУ. Тюмень, 2004.
2. Бай В.Ф. Определение оптимальных геометрических параметров рамно-козловых свайных фундаментов / В.Ф. Бай, С.А. Еренчинов, М.А. Баев // Сборник материалов V конференции ТюмГАСУ. Тюмень, 2005.
3. Бай В.Ф. Экспериментальные исследования рамнокозловых свай / В.Ф. Бай, С.А. Еренчинов, М.А. Баев // Сборник материалов VI конференции ТюмГАСУ. Тюмень, 2006.
4. Плехотный Г.Н. Работа козловых свай уплотнения в различных инженерно-геологических условиях : дис. ...канд. техн. наук. Одесса, 1986.

© В.Ф. Бай, С.А. Еренчинов

Поступила в редакцию в феврале 2008

УДК 624.131

**Л.А. Бартоломей, И.В. Глушков, М.С. Цидвинцева, А.Г. Кузнецов,
С.Ф. Селетков, К.А. Брызгалова**

ПРОГНОЗ РАЗВИТИЯ АВАРИЙНОЙ СИТУАЦИИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНОЙ АВТОСТОЯНКИ В г. ПЕРМИ

Приведены результаты проведенной сотрудниками кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета экспертизы проекта и обследования строящегося комплекса жилых зданий и подпорной стены для прогноза развития аварийной ситуации.

The authors give the results of a project expertise carried out by the staff of the Department of Foundation Engineering and Bridges at Perm State Technical University as well as of survey of a complex of residential buildings under construction and retaining wall, aimed at prognostication of emergency situation development.

Территория г. Перми осложнена многочисленными склонами и оврагами, которые активно застраиваются. На стадии проектирования сооружений необходимо оценивать устойчивость склонов с учетом совместной работы системы «основание — фундамент — здание». Невыполнение таких расчетов приводит к возникновению аварийных ситуаций.

Одним из подобных примеров является строительство жилого комплекса, состоящего из двух 11-этажных панельных зданий и 3-уровневой подземной автостоянки с каркасом сборно-монолитной системы БелНИИС (рис. 1).



Фото 1. Комплекс жилых зданий с подземной автостоянкой

В геологическом строении площадки принимают участие отложения четвертичного и верхнепермского возраста. Четвертичные отложения представлены техногенными отложениями мощностью до 14,0 м; аллювиально-делювиальными суглинками с линзами глин, суглинками гравелистыми; элювиальными суглинками и глинами с дресвой и щебнем аргиллита и песчаника. Отложения верхнепермского возраста представлены аргиллитами и пес-

чаниками выветрелыми, трещиноватыми, вскрыты на глубине 12,6...14,5 м на склонах лога. По материалам изысканий горизонт подземных вод был установлен на глубине 8,0...9,2 м.

Фундаменты зданий и подземной автостоянки — свайные с монолитными железобетонными ростверками. Сваи сечением 30×30 см, длиной 15...22 м. Для разработки котлована глубиной 10,0 м под подземную автостоянку была запроектирована и сооружена подпорная стена из свай с шагом 3*d*, объединенных монолитным железобетонным ростверком (рис. 2). После окончания строительства жилых зданий началась разработка котлована. При глубине котлована 5,0 м произошло смещение верха подпорной стены на 200 мм. Строительство жилого комплекса было приостановлено.



Рис. 2. Фрагмент подпорной стены и здания

Сотрудниками кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета была проведена экспертиза проекта и обследование строящегося комплекса жилых зданий и подпорной стены для прогноза развития аварийной ситуации. По результатам обследования конструкций, анализа проектной и исполнительной документации была разработана пространственная расчетная схема системы «основание — фундамент — здания» (рис. 3).

Для численного моделирования этапов строительства жилого комплекса с учётом совместной работы грунтового основания, фундаментов зданий, подпорной стены и надземных конструкций были проведены расчеты в программном комплексе *Plaxis*.

Грунты, слагающие основание, представлялись упругопластической моделью изотропно упрочняющегося грунта *Hardening soil model*. Расчетная область основания позволяла учесть неоднородность грунтовой среды, возможность проведения расчета одновременно по двум предельным состояниям, образование зон предельного равновесия в основании.

Выполненные расчеты позволили установить напряженно-деформированное состояние грунтового массива на всех этапах строительства зданий и подземной автостоянки (рис. 3—6).

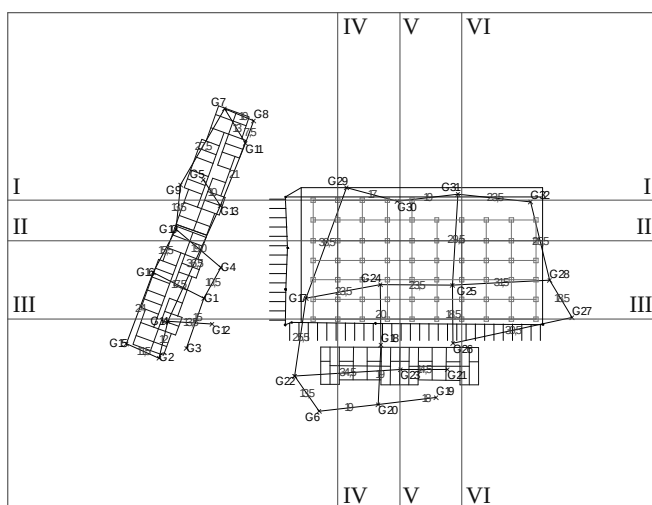


Рис. 3. Расчетная схема жилого комплекса в плане

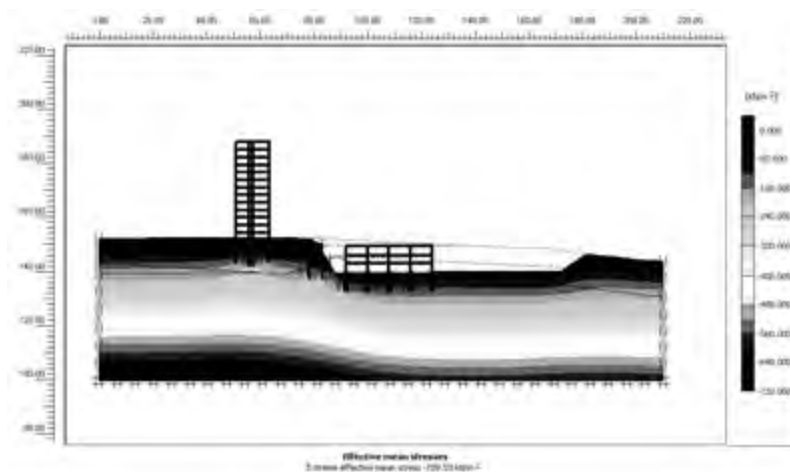


Рис. 4. Главные эффективные напряжения в основании после разработки котлована (сечение II-II)

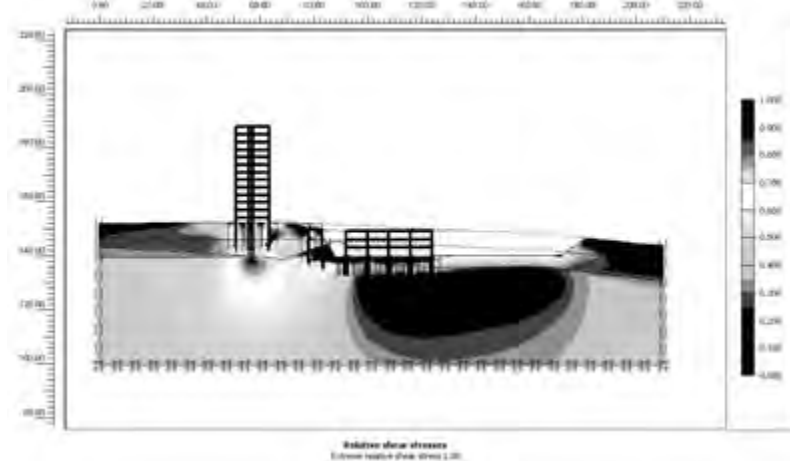


Рис. 5. Сдвиговые эффективные напряжения в основании после разработки котлована (сечение II-II)

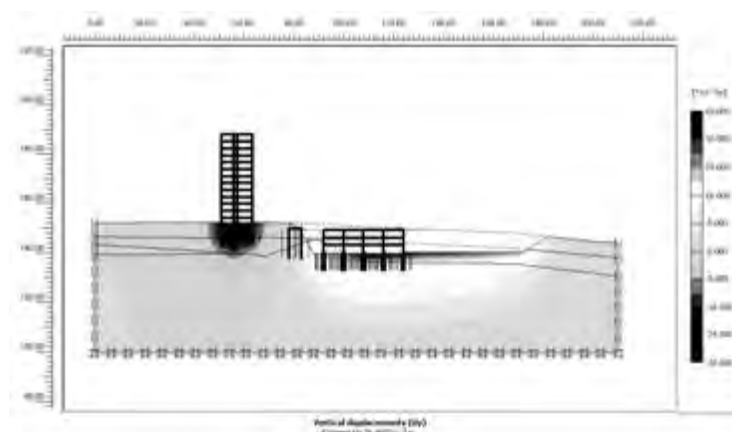


Рис. 6. Вертикальные перемещения в основании после разработки котлована (сечение II-II)

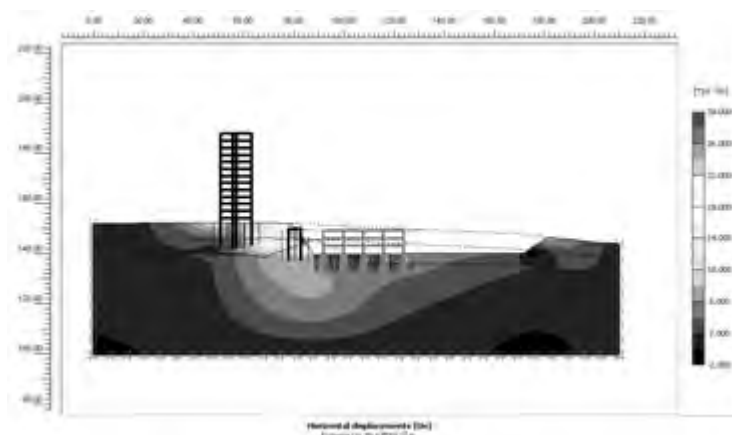


Рис. 7. Горизонтальные перемещения в основании после разработки котлована (сечение II-II)

Результаты расчетов показали, что после разработки котлована под фундаментами зданий и в области подпорной стены образуются области предельного равновесия. Это приводит к развитию необратимых пластических деформаций грунтов, возникновению неравномерных деформаций и кренов зданий. Сделанные выводы подтверждаются зафиксированными при обследовании характерными трещинами в ростверках и стеновых панелях зданий, а также разрушением отдельных элементов подпорной стены.

Прогноз развития сложной геотехнической ситуации позволил разработать необходимые мероприятия по устранению аварийной ситуации и сформулировать рекомендации для безопасного завершения строительства подземной автостоянки.

На сегодняшний день строительство жилого комплекса закончено, ведутся наблюдения за деформациями и состоянием зданий. Результаты численного моделирования полностью совпали с натурными наблюдениями.

© Бартоломей Л.А., Глушков И.В., Цидвинцева М.С.,
Кузнецов А.Г., Селетков С.Ф., Брызгалова К.А., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г

УДК 624.131

**И.В. Глушков, Л.А. Бартоломей, М.С. Цидвинцева, А.Г. Кузнецов,
С.Ф. Селетков, К.А. Брызгалова**

УСИЛЕНИЕ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА НА ПРИМЕРЕ АДМИНИСТРАТИВНОГО ЗДАНИЯ В г. ПЕРМИ

Рассмотрена схема усиления ленточного свайного фундамента для стабилизации неравномерных осадок административного здания в г. Перми.

The paper considers a scheme for strengthening a continuous pile footing, aimed at stabilizing the non-uniform settlement of administration building in the city of Perm.

Семиэтажное кирпичное здание банка с подвалом, высотой 28,500 м, имеет сложную конфигурацию в плане. Размеры здания в осях 37,4×14,4 м. Фундаменты выполнены ленточные свайные из забивных призматических железобетонных свай С10.30. Расчетная нагрузка на сваю принята $N = 40,0$ т. Здание построено в 1992—1995 гг. (рис. 1).



Рис. 1. Главный фасад здания

В геоморфологическом отношении характеризующаяся площадка расположена на III левобережной надпойменной террасе р. Камы, осложненной долиной р. Пермь.

В геологическом строении территории на изученную глубину до 20 м участвуют коренные верхнепермские породы (в основании аргиллиты), перекрытые толщей четвертичных элювиальных и аллювиальных отложений. С поверхности широкое развитие имеют техногенные насыпные грунты. Непосредственно в пределах характеризующейся площадки коренные породы до глубины 17,0 м не встречены.

На основании проведенного анализа и обобщения результатов инженерно-геологических изысканий в грунтовой разрезе площадки выделено пять инженерно-геологических элементов:

- ИГЭ-1 — песок мелкий средней плотности и плотный от маловлажного до насыщенного водой. $W = 16,9$; $\rho = 1,99 \text{ г/см}^3$; $\rho_s = 2,63 \text{ г/см}^3$; $\rho_d = 1,72 \text{ г/см}^3$; $n = 34,8 \%$; $e = 0,54$; $S_r = 0,83$; $c = 10 \text{ кПа}$; $\phi = 33^\circ$; $E_0 = 29,0 \text{ МПа}$;
- ИГЭ-2 — суглинок текучепластичный, текучий, с прослоями мягкопластичного. $W = 23,7$; $J_p = 9,3$; $\rho = 2,00 \text{ г/см}^3$; $\rho_s = 2,67 \text{ г/см}^3$; $\rho_d = 1,62 \text{ г/см}^3$; $n = 39,4 \%$; $e = 0,65$; $S_r = 0,96$; $c = 15 \text{ кПа}$; $\phi = 23^\circ$; $E_0 = 5,0 \text{ МПа}$;
- ИГЭ-3 — супесь текучая;
- ИГЭ-4 — суглинок мягкопластичный с включениями гравия;
- ИГЭ-5 — суглинок элювиальный тугопластичный с дресвой и щебнем аргиллита и алевролита до 20 %.

При обследовании здания обнаружены дефекты надземных конструкций, свидетельствующие о неравномерных деформациях грунтового основания.

Анализ проектной и исполнительной документации нулевого цикла, а также инженерно-геологических условий площадки строительства показал, что ленточные свайные фундаменты торцов здания опираются на глинистые грунты мягко- и текучепластичной консистенции, а в центральной части здания — на прослойку песка мелкого плотного. Сложившаяся ситуация привела к значительной разности осадок центральной части и торцов здания, а также раскрытию трещин в стенах.

Расчеты системы «основание — фундамент — здание» выполнялись в двух программных комплексах *Plaxis* и *Lira* (рис. 2, 3).

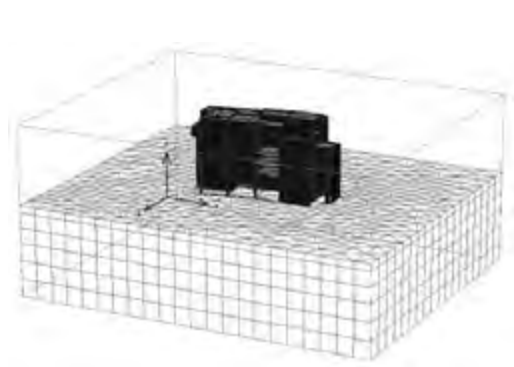


Рис. 2. Расчетная схема здания в ПК *Plaxis*

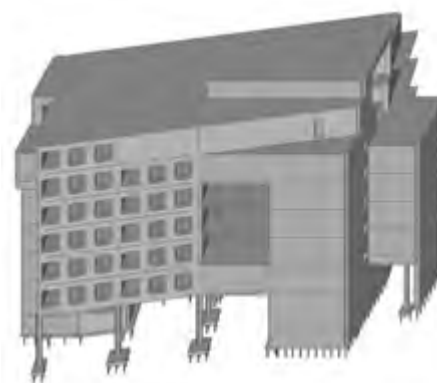


Рис. 3. Расчетная схема здания в ПК *Lira*

Граничные условия для программы *Plaxis* выбраны следующие: отсутствие горизонтальных перемещений по боковым граням рассматриваемой области и полное ограничение перемещений по нижней границе. Расчетные свойства грунтов принимались согласно лабораторным данным и данным статического зондирования. Грунты, слагающие основание, представлялись упругопластической моделью с изотропным упрочнением *Hardening soil model*.

В качестве условия предельного равновесия принято условие прочности Кулона — Мора. Расчетная область основания позволяла учесть неоднородность грунтовой среды, возможность произведения одновременного расчета по двум предельным состояниям с учетом совместной работы системы основание — фундамент, образование зон предельного равновесия в основании.

Для моделирования действительной работы грунтового основания совместно с фундаментами и надземными конструкциями использовалась процедура поэтапного строительства:

- 1) моделирование начального напряженного состояния грунтового массива;
- 2) разработка котлована;
- 3) возведение нулевого цикла;
- 4) моделирование возведения здания;
- 5) моделирование вариантов усиления фундаментов здания.

Полученные результаты геотехнических расчетов использовались в расчетах несущих конструкций здания в ПК *Lira*.

Результаты пространственных расчетов здания совместно с грунтовым основанием подтвердили сделанные выводы и позволили выявить участки фундаментов и стен, требующих усиления. Результаты расчётов показали хорошую сходимость с результатами проведенного технического обследования здания.

Технико-экономическое сравнение вариантов усиления свайных фундаментов показало, что наиболее оптимальным решением для выравнивания осадок фундаментов является преобразование существующей схемы работы ленточного свайного фундамента в схему комбинированного плитно-свайного фундамента.

В результате выполненных работ был предложен проект усиления фундаментов, который заключается в подводке под существующие ленточные ростверки торцов здания сплошной монолитной железобетонной плиты (рис. 4).

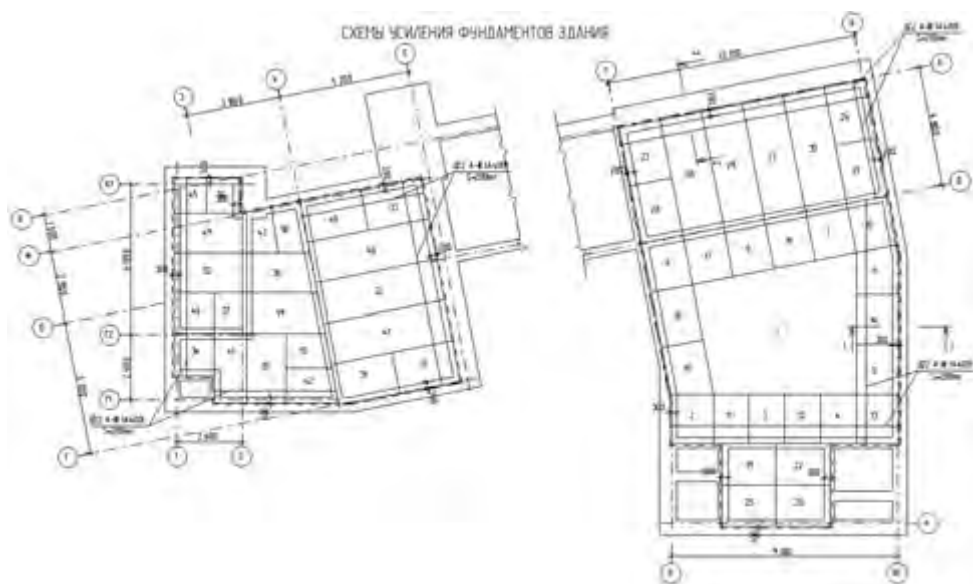


Рис. 4. Схемы усиления фундаментов здания

В настоящее время на объекте идут подготовительные работы по устройству фундаментной плиты, проводятся наблюдения за осадками здания.

© Глушков И.В., Бартоломей Л.А., Цидвинцева М.С.,
Кузнецов А.Г., Селетков С.Ф., Брызгалова К.А., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 656.347

В.С. Казанцев

**СТРОИТЕЛЬСТВО ТОННЕЛЯ МЕТРОПОЛИТЕНА В ЗОНЕ ТЕКТОНИЧЕСКОГО
РАЗЛОМА ПОД ТРАНСИБИРСКОЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ МАГИСТРАЛЬЮ
В ГОРОДЕ ЧЕЛЯБИНСКЕ**

Рассматриваются вопросы строительства тоннеля метро в сложных инженерно-геологических условиях г. Челябинска. Приведено описание впервые примененной при проходке тоннеля технологии чугунной тюбинговой обделки с замыканием ключевого тюбинга в горизонтальной плоскости. Изложен ход предварительных испытаний тюбинга в лабораторных условиях.

The paper considers the issues of underground railway tunnel construction in complicated engineering-and-geological conditions in the city of Chelyabinsk. The description of the technology of cast-iron tubing support with the key tubing locked in horizontal plane, which was used for tunneling for the first time, is presented. The author states the course of preliminary testing of the tubing in laboratory conditions.

Проектом строительства метрополитена в городе Челябинске было предусмотрено сооружение электродепо в районе Сибирского проезда. Соединительная ветка метрополитена в депо проходит под железнодорожными путями Транссибирской магистрали (рис. 1).



Рис. 1. Схема железнодорожных путей и трассы метрополитена

Ветка в электродепо проходит в зоне тектонического разлома, который представлен порфиритами, гранитами, песчаниками и продуктами их выветривания от крупнообломочных до глинистых грунтов, характеризующихся высокой изменчивостью состава и физико-механических свойств. Необходимо отметить, что в забое одновременно находятся все разновидности грунтов: скальные, крупнообломочные, глинистые.

Сооружение ветки в электродепо начинается из открытого котлована (рис. 2), где залегают водоносные, слабоустойчивые элювиальные суглинки по порфиритам и песчаникам с прослойками дресвяными и щебенистыми грунтами по порфиритам и песчаникам.

Гидрогеологические условия отличаются наличием высокого уровня грунтовых вод.

Инженерно-геологический разрез приведен на рис. 3.



Рис. 2. Старт тоннелепроходческого комплекса марки RME 222 SE из открытого котлована

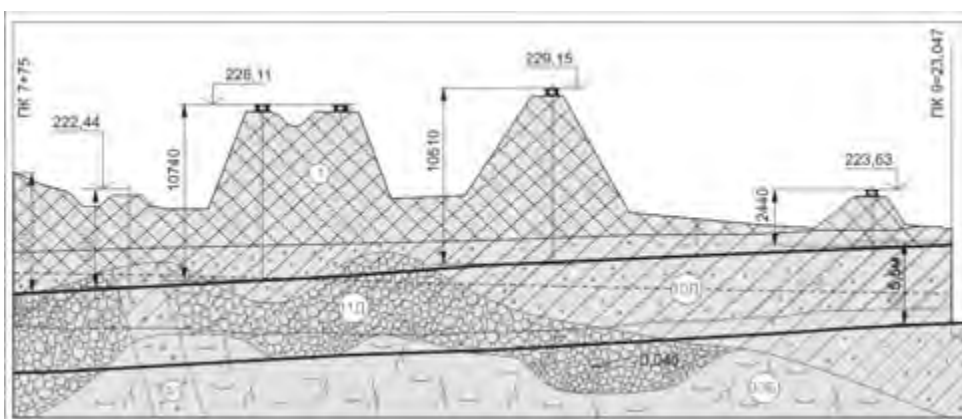


Рис. 3. Пересечения тоннеля метрополитена с Транссибирской железной дорогой в зоне тектонического разлома

Первоначально, на стадии «проект», проходка тоннеля метро предусматривалась немеханизированным тоннелепроходческим комплексом ЩН-1С с сооружением защитных металлических инвентарных пролетных строений на железнодорожных путях.

После приобретения тоннелепроходческого комплекса фирмы «Ловат» марки RME 222 SE и совместных действий между Южно-Уральской железной дорогой и ОАО «Челябметротрансстрой» было принято решение заменить защитные металлические инвентарные пролетные строения на железнодорожных путях разгрузочными пакетами. Эта замена позволила значительно сократить время установки защитных сооружений, простои железной дороги во время представляемых «окон» и стоимость выполненных работ.

При проходке тоннеля была предусмотрена облегченная чугунная тубинговая обделка из чугуна повышенной прочности СЧ-30. Конструкции обделки снабжены упругими уплотнительными прокладками и являются образцами новой техники. Данные тубинги с прокладками разработаны и запроектированы НИЦ ТМ ОАО ЦНИИС.

При сооружении ветки в электродепо под железнодорожными путями впервые применена чугунная тубинговая обделка с замыканием ключевого тубинга в горизонтальной плоскости. Резиновые уплотнительные прокладки размещаются в специальных трапециидальных пазах-выточках сечением 23×4 мм, выфрезированных по кругу на фланцах тубинга вблизи наружной поверхности кольца. Прокладка в виде рамок вклеена в пазах-выточках.

На данном участке тоннелепроходческий комплекс марки RME 222 SE обеспечил практически безударную проходку тоннеля (осадка поверхности достигала не более 10 мм).



Рис. 4. Общий вид тубинговой обделки

При строительстве метро в г. Челябинске возникла необходимость испытания чугунных тубингов.

Испытание проводилось в лаборатории кафедры строительных конструкций и инженерных сооружений Южно-Уральского государственного университета.

Испытание тюбинга проведено с целью:

- 1) проверки прочности ребер тюбингов при воздействии щитового домкрата через распределительную подушку-башмак ТПК «Ловат»;
- 2) определения нагрузок, при которых в наиболее неблагоприятных сечениях напряжения достигают расчетных значений для чугуна марки СЧ30 ($R_t = 1000 \text{ кг/см}^2$ — расчетное напряжение растяжению и $R_c = 2500 \text{ кг/см}^2$ — расчетное сопротивление сжатию);
- 3) определения нагрузок, при которых в наиболее неблагоприятных сечениях напряжения достигают значений временного сопротивления для чугуна марки СЧ30 ($\sigma_{вт} = 3000 \text{ кг/см}^2$ — временное сопротивление растяжению и $\sigma_{вс} = 7000 \text{ кг/см}^2$ — временное сопротивление сжатию);
- 4) определения значений разрушающих нагрузок.

Испытание проводилось по двум схемам загрузки с использованием гидравлического испытательного пресса ИПС-200 (рис. 5).

Нагрузка на борт тюбинга прикладывалась ступенями через распределительную стальную полосу толщиной 40 мм, резиновую прокладку толщиной 30 мм и резинометаллическую прокладку толщиной 10 мм. На первых двух ступенях — 16 и 32 т, на последующих (вплоть до разрушения) дополнительно на каждом этапе по 8 т.

Целью испытания по первой схеме загрузки было определение прочности ребер жесткости и борта тюбинга в зоне действия испытательной нагрузки. Для определения фибровых напряжений были использованы рычажные тензометры Гугенбергера с базой 20 мм и проволоочные датчики сопротивления в комплекте с измерительной тензометрической системой СИИТ-3.



Рис. 5. Общий вид установки

В результате испытания по первой схеме загрузки была получена зависимость фибровых напряжений в точке Т-3 от испытательной нагрузки (рис. 6).

На графике хорошо видна граница начала появления пластических деформаций и микротрещин в материале тюбинга, что соответствует напряжениям в материале в диапазоне от 1400 до 1650 кг/см^2 .

Разрушение тубинга произошло при испытательной нагрузке в 119,4 т.

На рис. 7 приведена зависимость прогиба среднего сечения борта тубинга от испытательной нагрузки.

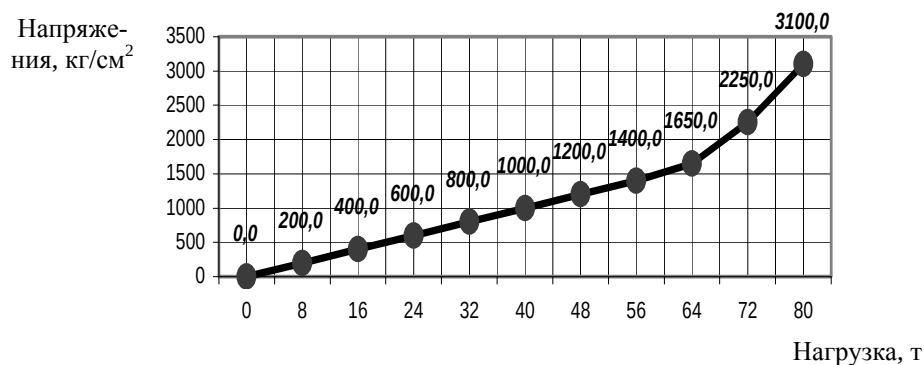


Рис. 6. График зависимости напряжений в точке Т-З от испытательной нагрузки

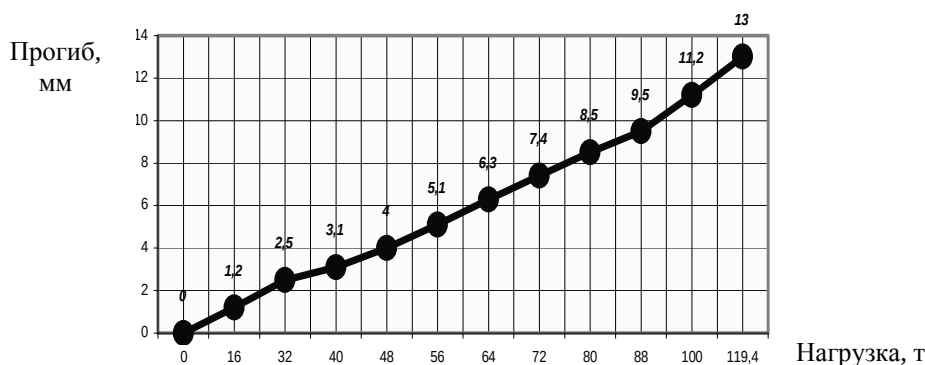


Рис. 7. График прогиба борта тубинга от испытательной нагрузки

На графике достаточно хорошо видна граница нарушения пропорциональной зависимости прогиба от испытательной нагрузки, что соответствует нагрузке 88 т и прогибу 9,5 мм.

На основании результатов вычислений были сделаны следующие выводы по первой схеме загрузки:

1) нагрузки, при которых в наиболее неблагоприятных сечениях напряжения достигают расчетных значений для чугуна марки СЧ30 ($R_t = 1000 \text{ кг/см}^2$ — расчетное напряжение растяжению) составляют 40 т;

2) нагрузки, при которых в наиболее неблагоприятных сечениях напряжения достигают временного сопротивления для чугуна марки СЧ30 ($\sigma_{в\text{т}} = 3000 \text{ кг/см}^2$ — временное сопротивление растяжению) составляют 80 т;

3) разрушающая нагрузка тубинга по первой схеме загрузки составляет 119,4 т.

Целью испытания тубинга по второй схеме загрузки было определение прочности ребра жесткости, величины и характера распределения главных напряжений в стенке тубинга в зоне ребра жесткости.

Для определения главных деформаций и главных напряжений тензорезисторы были установлены в виде прямоугольных розеток, наклеенных симметрично относительно ребра жесткости на двух поверхностях тьюбинга. На рис. 8 показана графическая зависимость фибровых напряжений в точках № 2, 3 и 14 от величины испытательной нагрузки.

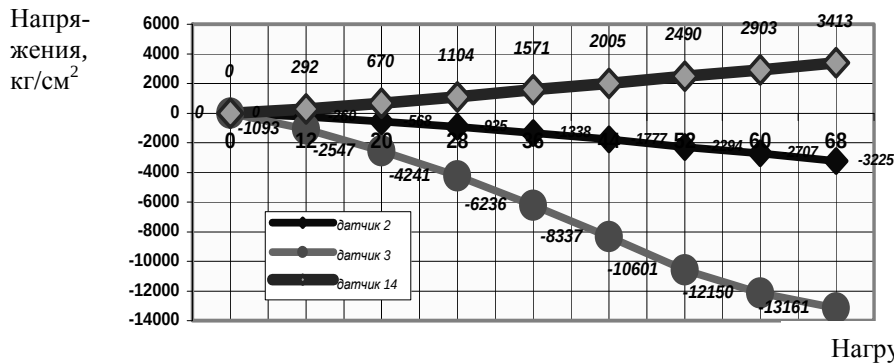


Рис. 8. Зависимость фибровых напряжений в точке № 3, № 2 и № 14 от величины испытательной нагрузки

Графики подтверждают пропорциональную зависимость нагрузки и деформации до $P = 68$ т. Максимальная скорость наращивания напряжений наблюдается на ребре тьюбинга (тензодатчик № 3), где при испытательной нагрузке в 44 т сжимающие фибровые напряжения достигли величины 8337 кг/см^2 .

На основании результатов вычислений были сделаны следующие выводы по второй схеме загрузки:

1) нагрузки, при которых в наиболее неблагоприятных сечениях напряжения достигают расчетных значений для чугуна марки СЧ30 ($R_t=1000 \text{ кг/см}^2$ — расчетное напряжение растяжению) составляет 28 т;

2) нагрузки, при которых в наиболее неблагоприятных сечениях напряжения достигают значений временного сопротивления для чугуна марки СЧ30 ($\sigma_{в\tau}= 3000 \text{ кг/см}^2$ — временное сопротивление растяжению) составляет 52 т.

© Казанцев В.С., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 69.021.15

С.И. Евтушенко, Т.А. Крахмальний

**РАЗРАБОТКА НОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОТЯЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ,
ЭФФЕКТИВНО ИСПОЛЬЗУЮЩИХ НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ ОСНОВАНИЯ**

Приведены результаты экспериментальных исследований работы крупномасштабных моделей протяженных фундаментов с ломаным очертанием краевой зоны на песчаном основании.

The article presents the experimental investigation results of the work of large-scale models of spread footings with broken edge zone line on sand foundation beds.

В настоящее время актуальным направлением развития фундаментостроения является разработка новых конструкций подпорных сооружений в виде протяженных в плане фундаментов. Целями разработки новых типов фундаментов являются снижение их стоимости, увеличение несущей способности на основе экспериментального изучения их работы на моделях и внедрение новых проектных решений в практику строительства.

Среди инновационных типов фундаментов перспективными с точки зрения экономии материала являются ленточные фундаменты с ломаным очертанием опорных плит, фундаменты из сборных квадратных плит, плитные фундаменты под сетку колонн с ломаным очертанием краеугольной зоны, протяженные в плане подпорные стены.

Большая эффективность этих конструкций обусловлена увеличением отношения периметра фундамента к его площади (это приводит к увеличению коэффициента постели); изменением контура краевой зоны, что приводит к появлению в основании «арочного эффекта» и более полному использованию несущей способности основания фундаментов; кроме того, зоны пластических деформаций оснований под фундаментами с ломаным очертанием опорных плит меньше, чем под эквивалентными сплошными фундаментами. Положения нормативной литературы позволяют при расчетах таких фундаментов увеличивать величину расчетного сопротивления грунта на 20...30 %.

Экспериментальные исследования по изучению работы протяженных фундаментов с ломаным очертанием опорной плиты проводились в лаборатории оснований и фундаментов кафедры САПР ОСФ ЮРГТУ (НПИ) на испытательной машине МФ-1 конструкции Ю.Н. Мурзенко, которая является центральным звеном автоматизированной системы научных исследований (АСНИ) оснований и фундаментов на моделях [1].

В состав АСНИ входят следующие устройства: испытательная машина МФ-1, система дистанционных преобразователей, информационно-измерительная система СИИТ-3 и персональный компьютер. Программно-техническое обеспечение АСНИ дает возможность выполнения экспериментов на моделях в реальном масштабе времени.

Напряжения в массиве основания измерялись тензометрическими преобразователями напряжений — мессдозами конструкции Ю.Н. Мурзенко (МК-26, МК-37, МК-54) и мессдозами конструкции Г.Е. Лазебника (М-96).

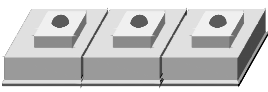
Деформации в массиве основания измерялись преобразователями деформаций — деформометрами конструкции Ю.В. Галашева и Ю.Н. Мурзенко (Д-2).

Первоначально в качестве моделей фундамента были выбраны три квадратных металлических штампа размерами 354×354 мм. Рассмотрено влияние поворота штампов на угол 45° на несущую способность и осадку песчаного основания и рассмотрено влияние раздвижки штампов с созданием «арочного эффекта» [2].

Нагрузка на элементы фундамента прикладывалась ступенчато без эксцентриситета по 30 кН и выдерживалась 3 минуты для стабилизации осадок и напряженно-деформированного состояния основания, после чего проводилось снятие отчетов. Опыт продолжался до момента исчерпания несущей способности песчаного основания, что сопровождалось выпором грунта из под модели фундамента, скачкообразным незатухающим возрастанием показаний прогибомера Аистова и падением нагрузки на силоизмерителе машины МФ-1. Результаты трех серий проведенных опытов приведены в табл. 1. Графики зависимости осадки моделей фундаментов от нагрузки показаны на рис. 1.

Т а б л и ц а 1

Результаты проведенных опытов

№ опыта	Постановка штампов	$P_{пр}$, кН	$S_{пр}$, мм	$\sigma_{пр}$, кПа	Примеч.
1.1		342,8	9,31	912	Схема 1
1.2		357,0	7,95	950	-//-
2.1		391,0	7,63	1040	Схема 2
2.2		394,0	8,18	1042	-//-
2.3		457,6	9,10	1217	-//-
3.1		467,4	9,50	1243	Схема 3
3.2		467,4	8,60	1243	-//-

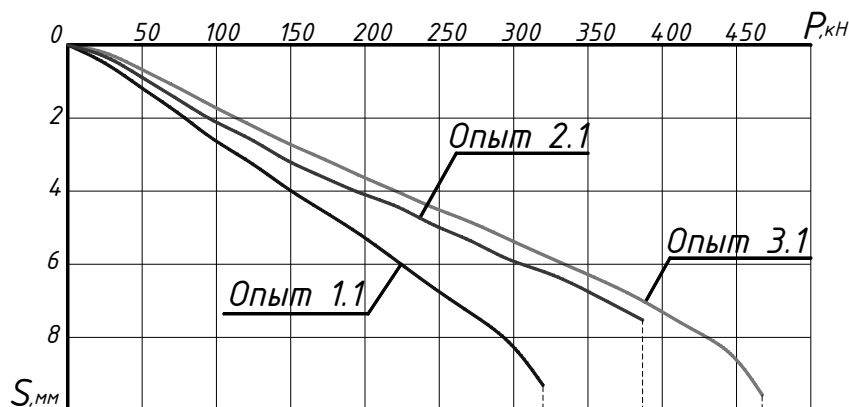


Рис. 1. Графики зависимости осадки от нагрузки

Как видно из анализа графиков, при увеличении краевой зоны фундамента не только увеличивается несущая способность основания, но и снижается осадка при одних и тех же нагрузках. Увеличение несущей способности основания протяженного фундамента с краевой зоной ломаного очертания объясняется тем, что за счет распределительной способности в работу включается грунт за пределами штампов между выступающими углами. Зоны пластических деформаций отдельных элементов модели пересекаются, включая в работу большую массу грунта основания, чем при расположении штампов по схеме 1 (табл. 1). Так как направления движения грунта из-под штампов в этих зонах перпендикулярны кромке краевой зоны, траектории грунта в массиве пересекаются, и образуются криволинейные зоны выпора.

Увеличение несущей способности основания в опытах с раздвижкой обусловлено возникновением в грунте «арочного эффекта», который вовлекает в работу грунт, расположенный между штампами. Рабочая площадь основания за счет этого увеличивается, что приводит к уменьшению осадки. Более подробно «арочный эффект» исследовали М.И. Фидаров и Е.А. Сорочан.

В ряде случаев раздвижка не возможна, а ломаное очертание краевой зоны возможно. Увеличение предельной нагрузки при повороте моделей стало объектом дальнейших исследований, и вторая серия опытов была проведена на моделях ленточных фундаментов с ломаным очертанием опорной плиты.

Ломаное очертание опорной плиты моделировалось двумя гибкими моделями из многослойной фанеры толщиной 20 мм (рис. 2, а и б).

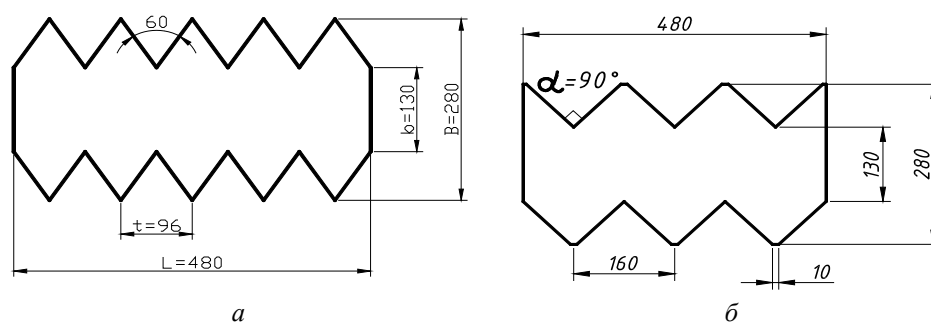


Рис. 2. Размеры модели с «зубьями» с внутренним углом 60° (а) и 90° (б)

Длина моделей 480 мм соответствует масштабу 1:5 по отношению к типовому размеру фундаментной плиты серии 1.122-5. Пять таких плит, уложенные друг за другом, моделируют фрагмент ленточного фундамента длиной 12 м, края которого имеют ломаное очертание опорной плиты [3].

Благодаря распределительной способности грунта основания, в работу включается грунт между «зубьями», и несущая способность такой плиты становится больше на 20...25 %, чем у равновеликой по площади прямоугольной плиты. Результаты исследований представлены в табл. 2 и на рис. 3.

На графиках показано увеличение несущей способности фундамента в четвертой серии опытов, а также уменьшение деформаций на одинаковых ступенях загрузки. Замечено, что выпор грунта, происходивший в опытах на моделях с внутренним углом 60°, больший по площади, чем характерный выпор для модели 90°. Это объясняется тем, что в работу включается больший объем грунта основания под моделью, отсюда и увеличение несущей способности данной модели.

Т а б л и ц а 2

№ опы-та	Внутр. угол α	Значение осадки, мм, при следующих значениях нагрузки, кН					$P_{пр}$, кН	$S_{пр}$, мм	$\sigma_{пр}$, кПа
		100	200	300	400	500			
4.3	60°	2,10	3,53	4,70	6,07	7,99	541,2	9,10	1100
4.4	60°	2,35	4,21	5,82	7,31	9,11	534,0	9,62	1085
4.5	60°	1,47	3,03	4,32	5,6	6,92	558,4	8,41	1135
5.1	90°	2,05	4,02	5,85	7,69	—	510,0	9,96	1037
5.2	90°	2,56	4,82	6,72	8,73	—	471,0	9,99	957,3

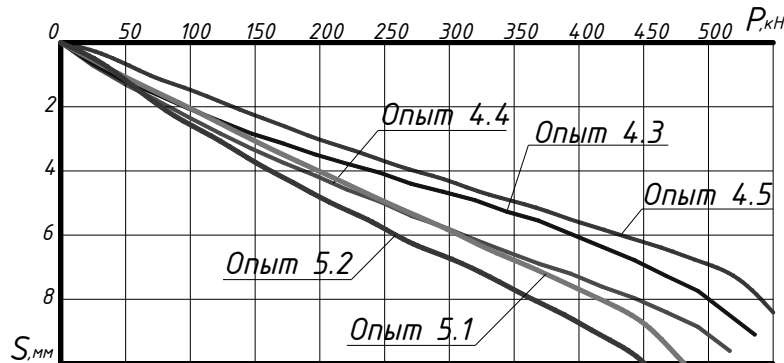


Рис. 3. Графики зависимости осадки от нагрузки

Данные серии опытов позволили получить оптимальный внутренний угол для фундаментной плиты с ломаным очертанием краевой зоны. Наибольшая несущая способность оказалась у фундамента с внутренним углом 60°.

На этом этапе теоретических исследований проведено численное моделирование ленточного фундамента с ломаным очертанием опорной плиты (моделирование отдельной фундаментной блок-подушки) в программном комплексе Structure CAD, как показано на рис. 4. По результатам расчета получены значения полей напряжений, возникающих в плите, что позволяет рассчитать и выполнить армирование данных блоков-подушек (рис. 5 и 6).

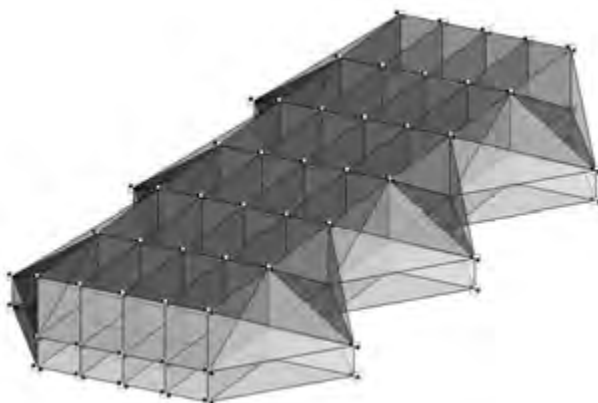


Рис. 4. Конструктивная схема фундаментного блока-подушки для расчета в ПК Structure CAD

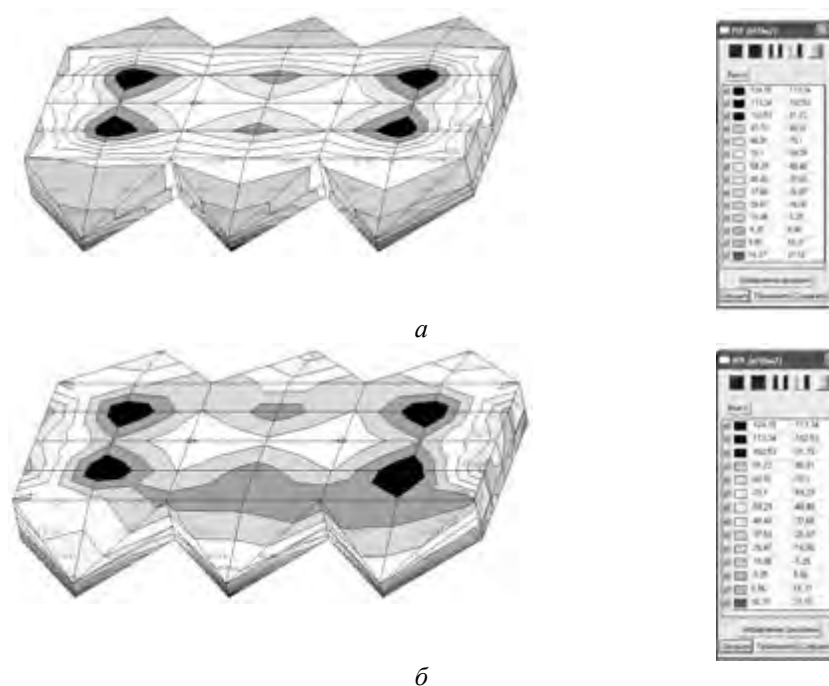


Рис. 6. Поля напряжений NX (а) и NY(б), возникающие в плите

В настоящее время проводятся опыты на крупномасштабных (1:5) железобетонных моделях фундаментных плит. Исследуется работа ленточного фундамента, выполненного из сборных железобетонных плит, но уложенных с поворотом на угол 45° относительно продольной оси фундамента.

Данные конструктивные решения протяженных и ленточных фундаментов закреплены патентами на полезные модели [4, 5, 6, 7].

Все вышеизложенные результаты исследований могут послужить основанием для разработки новых инновационных конструкций фундаментов со сложной краевой зоной.

Обзор и анализ экспериментальных и теоретических исследований работы основания протяженных фундаментов выявил недостатки проведенных ранее исследований и позволил уточнить задачи дальнейших исследований.

Разработка новых конструкций сборных протяженных фундаментов с ломаным очертанием опорной плиты, более полно использующих несущую способность основания началась с проведения качественных экспериментальных исследований работы основания под жесткими штампами. Эти опыты позволили провести планирование экспериментальных исследований на крупномасштабных железобетонных моделях с целью изучения НДС основания, трещинообразования и разрушения железобетонных моделей.

Предложения по расчету новых конструкций сборных протяженных фундаментов с ломаным очертанием опорной плиты на ЭВМ с использованием программно-вычислительного комплекса SCAD позволяют рекомендовать внедрение новых конструкций в строительной практике.

В настоящее время завершены экспериментальные исследования на крупномасштабных железобетонных моделях, ведется обработка полученных данных и уточняются рекомендации по их расчету и проектированию.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Евтушенко С.И.* Модель ленточного фундамента с ломаным очертанием опорной плиты / С.И. Евтушенко, Т.А. Крахмальный // Актуальные проблемы строительства : материалы 53-й научно-технической конференции профессорско-преподавательского состава, научных работников, аспирантов и студентов ЮРГТУ (НПИ), г. Новочеркасск, апр. 2004 г. Новочеркасск : ЮРГТУ, 2004. С. 57—59.
2. Исследование работы основания в краевой зоне под фундаментами протяженных сооружений / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, А.Ю. Мурзенко, Т.А. Крахмальный // Городские агломерации на оползневых территориях : матер. III Междунар. научн. конф., 14—16 декабря 2005 г., Волгоград / ВолгГАСУ. Волгоград, 2005. Ч. 1. С. 148—150.
3. *Евтушенко С.И.* Экспериментальные исследования ленточного фундамента с ломаным очертанием опорной плиты / С.И. Евтушенко, Т.А. Крахмальный, Ю.В. Галашев // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов : материалы IV Междунар. науч.-техн. конференции (12—14 мая 2005 г.). Ч. III. Волгоград, 2005. С. 57—61.
4. Ленточный фундамент / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, Г.М. Скибин, Е.Ю. Анищенко, Д.Н. Архипов : пат. на полезную модель № 32139 от 10.09.2003 г.
5. Ленточный фундамент / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, Е.Ю. Анищенко, Д.Н. Архипов, Т.А. Крахмальный : пат. на полезную модель U1 50552 RU 7 E 02 D 27/01. №2005119951/22; заявл. 27.06.2005; опубл. 20.01.2006, Бюл. № 02.
6. Подпорная стена / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, А.Ю. Мурзенко, Т.А. Крахмальный : пат. на полезную модель № 49543 от 11 июля 2005 г.
7. Ленточный фундамент / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко, А.Ю. Мурзенко, Т.А. Крахмальный : пат. на полезную модель № 49543 от 12 декабря 2005 г.

© *Евтушенко С.И., Крахмальный Т.А., 2008*

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 624.15

Р.В. Цветков, И.Н. Шардаков

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА ИЗМЕРЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ОСАДОК СООРУЖЕНИЯ*

Приведено описание практической реализации системы измерения неравномерности осадок сооружения на принципе гидростатического уровня с использованием датчика перемещения Micro-Epsilon LVP-100. Произведена оценка основных факторов, которые влияют на точность измерения. Приведены результаты по осадкам фундаментов реального здания за несколько месяцев наблюдения.

In this study is described practical realization of differential vertical settlements system. This System is based on the principle of hydrostatic level using float and displacement sensor Micro-Epsilon LVP-100. Evaluation of basic factors of precision is made. Results of foundation settlements of real building are presented over several month.

Одним из основополагающих параметров, определяющих деформационное поведение здания, является величина неоднородности осадок фундаментов. В нормативных документах [1] регламентируются предельные значения этой величины для различных типов зданий. Следует отметить, что для зданий, расположенных в карстово-опасных зонах, эта величина имеет первостепенное значение. Неоднородность осадок фундаментов играет роль внешнего воздействия и в этом смысле является причиной разрушения здания. Имея информацию об эволюции процесса осадок, можно осуществлять прогноз деформационного поведения здания. Этот прогноз позволяет предупредить возникновение критических ситуаций и осуществить необходимые инженерные мероприятия. Для формулировки такой информации необходимы современные подходы и методы, обеспечивающие автоматизацию процесса измерения осадок фундаментов практически в онлайн-режиме.

Следует сказать, что измерения данного параметра можно проводить различными методами и системами:

- глобального спутникового позиционирования GPS или ГЛОНАС;
- оптического и лазерного нивелирования;
- гидронивелирования;
- геодезическим способом с помощью тахеометров и теодолитов.

Но следует заметить, что не все вышеперечисленные методы удастся конструктивно внедрить в автоматизированную систему, в частности геодезические. Система должна обеспечивать измерения величин в автоматическом режиме, на ее работу не должны оказывать влияние другие системы и механизмы, как и ее эксплуатация не должна влиять на них. Кроме того, необходимо обеспечить защиту от несанкционированного доступа к системе. Поэтому одним из конструктивных вариантов измерения осадок фундаментов является организация измерений внутри подвального помещения.

В данной работе для регистрации неоднородности осадок фундаментов был выбран метод гидронивелировки. На основе закона Паскаля уровни

* Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований (грант РФФИ № 06-08-00696-а и 07-01-97621-р_офи).

столбов жидкости в местах измерения будут определять поверхность равного уровня относительно земной поверхности. Отклонения по высоте от этой поверхности будут определять поднятие или оседание отдельных частей фундаментов здания. Этот метод не дает возможность измерить абсолютное значение величин осадок, но, к счастью, постоянная составляющая не значима в оценке деформационного состояния конструкции.

В предлагаемой системе контролируются отклонения от уровня жидкости с помощью системы поплавков — датчик. Датчик располагается на измерительном модуле, жестко закрепленном на фундаменте здания. Внутри модуля находится сосуд с жидкостью и поплавок (рис. 1). Верхняя часть поплавка жестко соединена с измерительным штоком датчика. Общий ход поплавка со штоком составляет 105 мм, что обеспечивает возможность измерения относительных осадок в интервале ± 50 мм, если в первоначальном положении все датчики выставлены на одинаковый уровень. Использование измерительной системы на данный диапазон было обусловлено предполагаемыми значительными осадками сооружения.

На систему поплавков — шток в жидкости действуют сила тяжести, подъемная сила Архимеда и сила трения. Знание этой системы сил позволяет подобрать геометрические размеры, обеспечивающие гарантируемую точность измерения уровня жидкости.

Для измерения смещения поплавка был использован датчик линейных перемещений LVP-100 GA-2-SR7-I фирмы Micro-Epsilon [2]. Действие этого датчика основано на принципе линейного дифференциального трансформатора. Этот принцип обеспечивает стабильность и точность показаний. Перед установкой датчиков перемещения в систему была выполнена их тарировка. Были сняты экспериментальные зависимости выходного сигнала (силы тока) от перемещения штока. Для каждого датчика на основе этих данных был выбран рабочий диапазон, в котором показания линейны, и получены соответствующие коэффициенты преобразования из тока в перемещения в рабочем диапазоне.

Необходимо отметить, что точность измерения методом гидронивелировки зависит от ряда факторов. Погрешность системы на базе гидронивелира можно условно поделить на две части:

1) *погрешность самого метода*, описана в [3]:

погрешность от неоднородности распределения температуры жидкости в различных частях системы;

от различного давления газа и пара над поверхностью жидкости в разных сосудах измерительных блоков;

наличия в жидкости пузырьков воздуха;

явлений поверхностного натяжения и появления менисков;

2) погрешность измерительной системы:

погрешность самого датчика;

системы регистрации аналогового сигнала;

от геометрического положения поплавка;

вследствие трения.

Погрешности первой группы могут вносить существенный вклад, и их необходимо уменьшать путем выбора схемы эксперимента, качественного подбора жидкости. Поскольку плотность жидкости величина не постоянная,

зависящая от ряда факторов, то целесообразнее минимизировать ее влияние. Поэтому при реализации данной измерительной схемы было решено по возможности уменьшить высоту столба жидкости. Она составляет в среднем около 20 см. При таких параметрах системы и при 10-градусном перепаде температур искажение высот столбов жидкости (вода дистиллированная) составляет 0,3...0,4 мм. Измерительная система содержит также датчики температуры, что позволяет производить коррекцию по плотности жидкости и высоте столба в каждой конкретной точке.

Погрешность от явлений поверхностного натяжения можно оценить следующим образом: поверхностное натяжение σ для воды при изменении температуры окружающего воздуха с 10 до 20 °С изменяется с 0,0726 Н/м до 0,0741 Н/м [4]. Это значит, что изменение силы поверхностного натяжения ΔF составит

$$\Delta F = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \Delta \sigma,$$

где R — радиус поплавка; $\Delta \sigma$ — изменение коэффициента поверхностного натяжения. При $R = 20$ мм и изменении t на 10 °С сила поверхностного натяжения изменится на 0,0002 Н. Подбор массы поплавка и штока позволяет минимизировать изменение этой силы от температуры. Необходимо отметить, что сама сила поверхностного натяжения при данных условиях весьма весома и составляет порядка 0,01 Н. Попадание в воду примесей может изменить эту силу сильнее, чем температура. Поэтому необходимо обеспечить необходимую чистоту жидкости в течение всего периода эксплуатации или контролируемую дозировку добавления поверхностно-активных веществ (ПАВ) с целью уменьшения поверхностного натяжения.

Разность давлений в местах установки измерительных модулей в подвальном помещении может быть обусловлена различной температурой воздуха. Приблизительный расчет показывает, что при перепаде температур на 10 °С, изменение плотности воздуха составляет 0,05 кг/м³. При средней высоте от измерительного модуля до потолка в 1 метр разность давлений сухого воздушного столба составляет

$$\Delta P = g \cdot h \cdot \Delta \rho.$$

Из этого следует, что величина разность высот водяных столбов составит 0,05 мм.

Влажный воздух при 30 °С содержит в 1 м³ 30 г воды [4], если предположить в самом худшем случае, что воздух над одним из модулей имеет влажность 100 %, а другой 0 %, то это может дать изменение давления всего на 0,03 Па. Данный фактор вносит еще меньшую погрешность в измерения, чем разность давления газа над измерительными колбами.

На погрешность метода измерения уровня жидкости влияет выбор датчика перемещения и способ его использования. Выбранный датчик LVP-100 обеспечивал точность измерения не хуже 0,2 мм. Отклонения поплавка от центра до стенки сосуда приводили к изменению длины в худшем случае на 0,15 мм.

На рис. 1 показана схема расположения поплавка, штока и датчика в измерительном модуле. На поплавок, плавающий в жидкости, действуют не-

сколько сил. Трение скольжения возникает в 2 местах касания штока ($F_{тр1}$ и $F_{тр2}$) в теле датчика, практически во всем диапазоне его движения. Сила трения будет определяться наклоном системы шток-поплавок по отношению к датчику (см. рис. 2). Решение статической задачи о трении штока в теле датчика показала, что максимальная величина этой силы трения составляет порядка 0,001Н, с учетом геометрии задачи и коэффициента трения для пары сталь — сталь равного 0,2 [4]. Для преодоления такой силы трения потребуется изменение подъемной силы на аналогичную величину. С учетом диаметра поплавка и плотности жидкости это составит не более 0,1 мм при максимальной силе трения. Необходимо заметить, что на величину силы трения и, соответственно, на погрешность влияет качество изготовления сенсора. При определенных изъянах штока эта сила может возрастать на порядок. Для устранения этих изъянов каждый сенсор должен быть протестирован на взаимодействие штока с телом датчика.

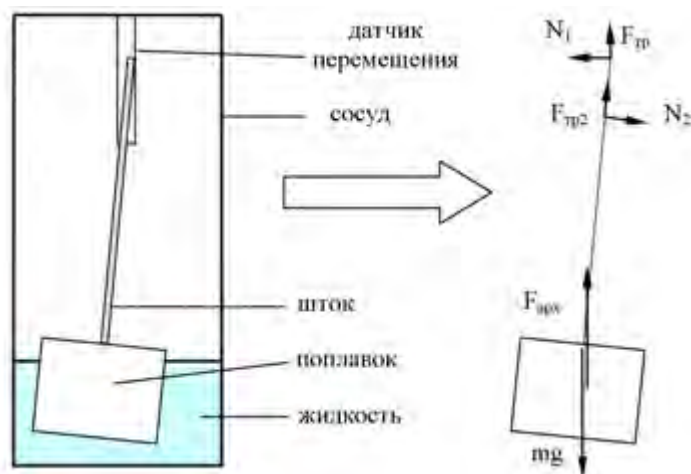


Рис. 1. Трение штока в теле датчика

Погрешность аппаратуры измерения определяется рядом факторов, одним из которых является нестабильность регистрации младших разрядов аналого-цифровых преобразователей. Минимизация этой погрешности осуществляется путем усреднения по 100 точкам, которое позволяет получить величину погрешности измерения в пересчете на длину не хуже 0,05 мм.

Суммарная погрешность системы измерения уровня жидкости будет определяться погрешностью всех ее составных частей. В наихудшем случае на каждое измерение без учета компенсаций эта погрешность составит 0,7 мм, с учетом — 0,4 мм. При измерении неравномерности осадок методом разности уровней погрешность составит 0,7...0,8 мм.

Очень часто мероприятия по снижению погрешности метода могут привести к неоправданному усложнению элементов системы измерения. Это может привести к удорожанию системы, а также снизить ее надежность. Например, перемешивание жидкости непосредственно перед каждым измерением с целью выравнивания температур, плотностей жидкости и других параметров позволяет достигать точности до 30 мкм по абсолютному значе-

нию при длине нивелира порядка 20м [5]. Но техническая реализация этих мероприятий сильно усложняет и удорожает систему и эксплуатация этих систем в условиях подвальных помещений может оказаться ненадежной. Как показывает опыт наших исследований на большинстве типовых сооружений вполне достаточно точности в 0,5...1 мм при определении неравномерности осадок фундаментов. Безусловно, существуют сооружения, особенно высотные с относительно небольшой шириной, где требуется более высокая точность. Однако, уменьшение размеров нивелира и применение датчиков с меньшим диапазоном, снизит влияние многих факторов на погрешность измерения и повысит точность. Использование подобных систем в современных зданиях с благоприятными условиями эксплуатации, позволит применить более сложные инженерные решения, которые и повысят точность.

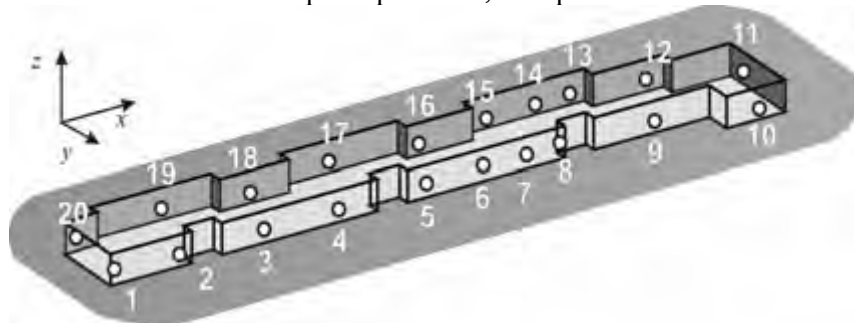


Рис. 2 Расположение датчиков, измеряющих неоднородность осадок фундаментов здания

На рис. 2 представлена схема расположения датчиков уровня в подвале дома. 20 датчиков-уровнемеров располагаются по периметру дома на ростверке фундаментов.

Система измерения неравномерности осадок является составной частью автоматизированной системы мониторинга деформационного поведения здания. Для функционального взаимодействия ее с общей структурой автоматизированной системы на измерительный модуль устанавливается электронный блок системы сбора информации. Данный блок обеспечивает питание датчика, измерение сигнала с датчика, температуры и других параметров и передачу информации на центральный блок системы сбора информации и далее через Интернет в базу данных.

Программное средство сначала проверяет корректность измеряемых данных: соответствие диапазону измеряемой величины датчиком, температуры окружающей среды в месте установки датчика. Затем производится обработка данных: осуществляется переход от измеренных электрических величин к величинам расстояний, характеризующих взаимное положение датчиков относительно друг друга по вертикальной оси на момент времени проводимого измерения. Далее определяется уровень осадок фундаментов.

Для представления текущего состояния здания, а также для оперативного принятия решений обеспечен круглосуточный доступ ко всей получаемой информации. Разработан web-интерфейс с авторизованным доступом к получаемой информации для ограничения доступа посторонних лиц к конфиденциальным данным. Динамическое построение страниц с необходимыми гра-

фиками и схемами реализовано средствами языка Java. Возможно построение графиков за любую дату, начиная с момента запуска системы.

На рис. 4 представлен график осадок фундаментов дворовой и фасадной части здания в зависимости от длины дома за полгода наблюдения. Красным цветом обозначена осадка дворовой части здания, а синим — фасадной.

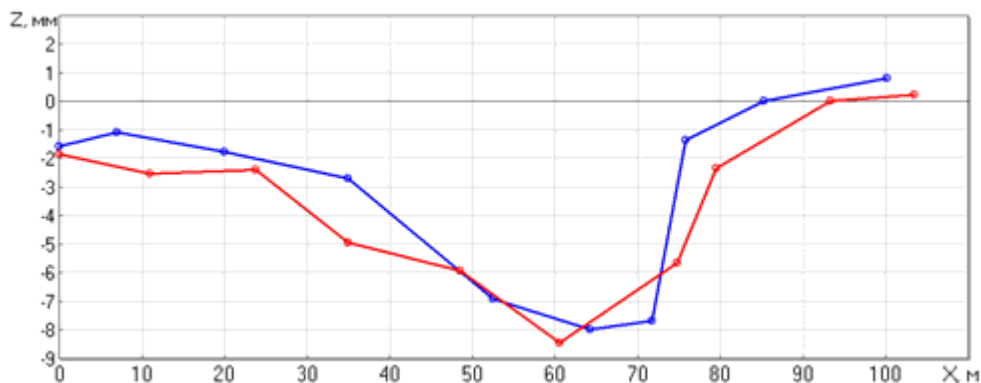


Рис. 4. Осадка фундаментов здания за 8 месяцев наблюдения

Из рис. 4 видно, что «правая» часть дома стабильна, а середина испытывает осадки, которые уменьшаются к «левой» части дома. Наиболее резкий перепад в осадках, как раз приходится на среднюю часть здания между точками 7 и 8.

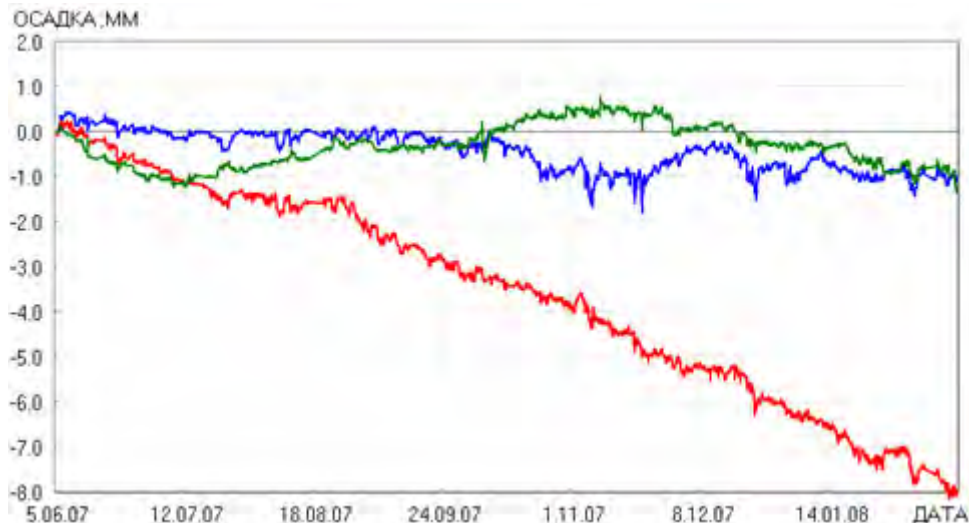


Рис. 5. Эволюции осадок отдельных точек фундаментов здания

На рис. 5 изображены эволюции осадок трех характерных точек фундаментов здания во времени относительно стабильной точки № 9. Точка № 2 (на рис. 5 — синим цветом) относится к левой части здания, № 6 (на рис. 5 красным цветом) — к средней части и № 8 (на рис. 5 зеленым цветом) — к

правой части. Как видно из графика в наиболее активной зоне осадка фундаментов идет с практически постоянной скоростью 0,9...1 мм в месяц.

Выводы. 1. Концептуально разработан и изготовлен элемент автоматизированной системы мониторинга технического состояния здания, позволяющий с необходимой степенью точности осуществлять измерение неоднородности осадков фундаментов здания.

2. Разработанный вариант системы измерения неоднородности осадков фундаментов здания применен в реальной автоматизированной системе мониторинга для конкретного здания жилого дома.

3. Полугодовой период эксплуатации системы подтвердил ее надежность.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.02.01-83. Основание зданий и сооружений М. : Стройиздат, 1995.
2. Micro-Epsilon. Linear inductive displacement sensor. http://www.micro-epsilon.com/staticcontent/PDF/Prod_EN/induSENSOR-data-sheet-LVP-series--en.pdf.
3. *Pierre F. Pellissier* Hydrostatic Leveling Systems // Nuclear Science, IEEE Transactions on Volume 12, Issue 3, June 1965.
4. Таблицы физических величин : справочник / ред. И.К. Кикоин. М. : Атомиздат, 1976.
5. *Imfeld H.L.* Pellissier H5 Hydrostatic Level / H.L. Imfeld, D. Plouffe, R. Ruland // Proceedings of the 5 International Workshop on Accelerator Alignment, 1997.

© Цветков Р.В., 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 624.15

Ю.В. Зазуля

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ, ПОДКРЕПЛЕННЫХ МИКРОСВАЯМИ

Приведены результаты исследований, подтверждающие экономическую эффективность, низкую материалоемкость, высокую технологичность, низкую трудоемкость применения в грунтовых условиях Тюменской области ленточных фундаментов, подкрепленных микросваями.

The author gives the investigation results which justify the cost-effectiveness, low materials consumption, high fabricability, low labor intensiveness of applying continuous footings supported by micropiles in the soil conditions of Tyumen region.

В рамках национального проекта «Доступное и комфортное жилье гражданам России» в Тюменской области по периметру городской черты идет строительство зданий малой этажности, образуются целые микрорайоны из 1...2-этажных блокированных домов, а также 3...5-этажных строений. Стоимость фундаментов таких зданий достигает 30 % от стоимости всего здания. При проектировании стоит вопрос о выборе вида фундамента для малоэтажных зданий при условии, что нагрузка на обрез фундамента не превышает 300...350 кН/м, однако СНиП рекомендует заглублять фундаменты ниже глубины промерзания грунтов, что для фундаментов зданий малой этажности не рационально с точки зрения общих затрат. Особенностью сложившегося основания юга Тюменской области являются достаточно прочные глины, суглинки и супеси с модулем деформации $E=5...25$ МПа и мощностью от 0 до 2,5...3 м, следующий слой — это глины мягкопластичной или текучей консистенции с модулем деформации $E<5$ МПа. Прочные подстилающие слои песка расположены на глубине 13 ÷ 15 м. Согласно [1] и [2] для данных грунтовых условий рациональным видом является ленточный фундамент, подкрепленный вдавливаемыми микросваями.

Для изучения работы данных фундаментов автором в июле — сентябре 2007 г. проводились комплексные полевые испытания в г. Тюмени. Физико-механические свойства грунтов опытной площадки приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Физико-механические свойства грунтов

Вид грунта	Глубина, м	W_e , д. ед	I_L , д. ед	e , д. ед	φ , град	C , МПа	E_k , МПа
Суглинок мягкопла- стичный	0...3	0,27	0,75	0,82	9	0,013	2,51
Суглинок те- кучепластич- ный	3...5	0,30	0,92	0,85	19	0,024	2,46
Песок пыле- ватый	5...7	0,17		0,47	36	0,005	20,48
Супесь пла- стичная	7...9	0,22	1,00	0,59	29	0,016	9,48

Программой эксперимента предусматривалось:
определение усилия вдавливания микросвай;
проведение статических испытаний микросвай;
проведение статических испытаний ленточного фундамента;
проведение статического испытания ленточного фундамента подкрепленного микросваями с шагом $6d$;
определение НДС основания микросвай;
определение НДС основания ленточного фундамента, подкрепленного микросваями с шагом $6d$.

При экспериментальных исследованиях в качестве микросвай были применены асбестоцементные трубы [3], $d = 200$ мм и длиной $L = 1,8$ м. Вдавливание свай производилось экскаватором КАТО через гидравлический домкрат для определения усилия вдавливания (рис. 1).



Рис. 1. Процесс вдавливания свай: 1 — гидравлический домкрат; 2 — вдавливаемая микросвая

Сваи погружались в грунтовый массив на 1,5 м, среднее усилие вдавливания составило около 80 кН. Измерение осадок микросвай и ленточных фундаментов, перемещение грунтовых марок осуществлялось прогибомерами 6ПАО. Измерение контактных напряжений, давлений в грунте (общего и порового) выполнялось мессдозами мембранного типа [4], [5].

Микросвай испытывались статическими вдавливающими нагрузками согласно [6]. За ступень нагружения была принята нагрузка 5 кН. Перед началом испытания сваям давался отдых в течение 30 дней. Зависимость нагрузка — осадка представлена на рис. 2, послойные деформации грунта — на рис. 3.

Удельная несущая способность микросвай составляет 60...65 кН, которая на 20 % меньше требуемого усилия вдавливания.

Следующим этапом проведения эксперимента было статическое испытание ленточного фундамента, подкрепленного микросваями с шагом $6d$, шириной 300 мм и длиной 3 м, а также статическое испытание ленточного фундамента шириной 300 мм, длиной 2 м согласно [7]. На рис. 5 приведена зави-

симость нагрузка — осадка для двух типов фундаментов. Послойные деформации грунта активной зоны свайного ленточного фундамента с шагом свай $6d$ изображены на рис. 6.

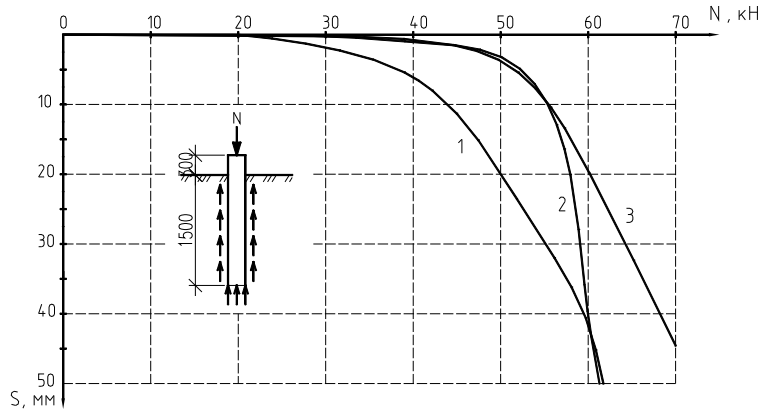


Рис. 2. График зависимости $s = f(N)$: 1, 2, 3 — номера микропай $L = 1500$ мм

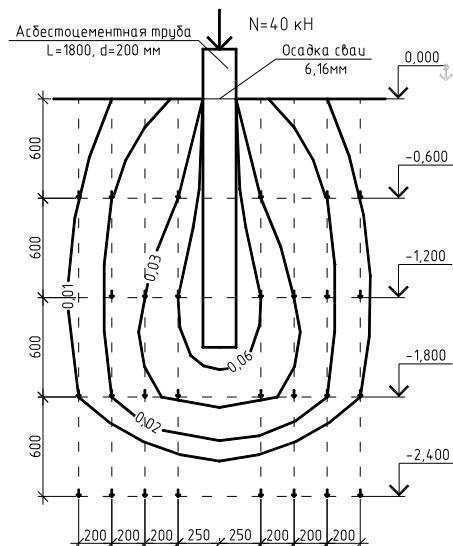


Рис. 3. Послойные вертикальные деформации грунта, мм



Рис. 4. Статическое испытание микропай

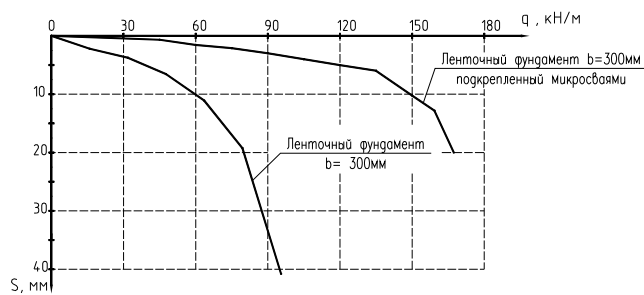


Рис. 5. График зависимости $s = f(q)$

Ленточный фундамент, подкрепленный микросваями, имеет существенно большую несущую способность и работает на меньших осадках. При сравнении удельной несущей способности ленточного фундамента, подкрепленного микросваями, по сравнению с совместной работой ленточного фундамента и микросвай в отдельности, при определенной осадке, выявлено, что несущая способность ленточного фундамента подкрепленного микросваями больше на 36 %.

При погонной нагрузке 150 кН/м на ленточный свайный фундамент с шагом свай 6d, найдены теоретические осадки по СНиП [8], а также по методике предложенной А.А. Бартоломеем [9]. СНиП предполагает расчет для условного фундамента на естественном основании. Ширина условного фундамента составила 318мм. Полученное значение осадки 85,55 мм в 8,36 раз превышает экспериментальную осадку. По методике А.А. Бартоломея осадка фундамента составила 6,6 мм, которая меньше на 45 % экспериментальной, равной 10,28 мм. Можно сделать вывод о применимости последней методики расчета к исследуемым фундаментам.

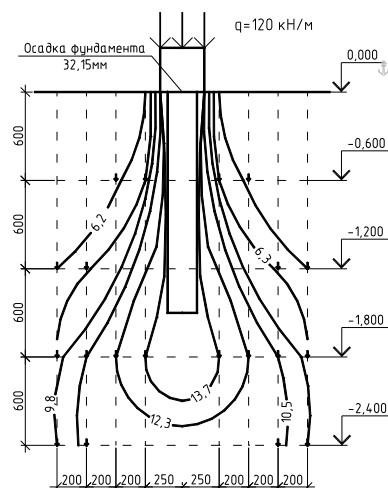


Рис. 6. Послойные вертикальные деформации грунта, мм



Рис. 7. Испытание ленточного фундамента подкрепленного микросваями

Для оценки экономической эффективности были запроектированы два варианта фундаментов (рис 8) для секции 5-этажного жилого дома с максимальной нагрузкой на обрез фундамента, равной 350 кН/м, в грунтовых условиях данной экспериментальной площадки. Несущая способность свай была принята согласно статическим испытаниям 63 кН.

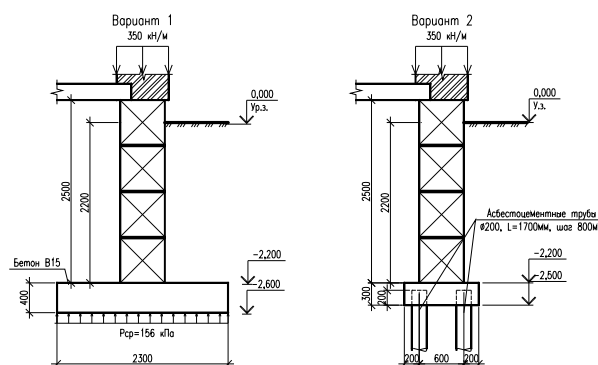


Рис. 8. Запроектированные типы фундаментов

Основные технико-экономические показатели по рассматриваемым вариантам приведены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

Основные технико-экономические показатели

Показатель	Вариант 1	Вариант 2
Сметная стоимость, р.	1240768,71	804607,31
в том числе:		
Стоимость материальных ресурсов, тыс. р.	704,84	414,79
Стоимость эксплуатации машин, тыс. р.	49,127	72,74
Заработная плата, тыс. р.	53,85	42,52
Продолжительность возведения, дн.	9	6
Затраты труда, чел.-ч	539,77	350,38
Сметная стоимость 1 м.п., р.	9988,47	6477,28

Выводы. 1) усилие вдавливания в суглинистых грунтах мягкопластичной консистенции больше конечной несущей способности микросвай на 20 %;

2) при погружении свай в грунтовый массив образуются преимущественно в нижней трети длины и под концом микросвай зона уплотнения грунта с измененными физико-механическими характеристиками;

3) дополнительным преимуществом таких фундаментов является несущая способность ленточных фундаментов, подкрепленных микросваями, выше суммы несущей способности ленты и свай;

4) методика СНиП [8] не отражает взаимодействия ленточного фундамента, подкрепленного микросваями, с грунтовым основанием.

Таким образом, ленточные фундаменты, подкрепленные микросваями, в грунтовых условиях Тюменского региона экономически эффективны, имеют низкую материалоемкость, высокую технологичность, незначительные сроки возведения, низкую трудоемкость.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пронозин Я.А. Фундаменты для малоэтажных зданий на микросваях / Я.А. Пронозин, А.С. Форосевич // Труды третьей научной конференции молодых ученых, аспирантов и соискателей ТюмГАСА. Тюмень, 2003. С. 63—69.
2. Использование асбестоцементных труб в качестве микросвай / Я.А. Пронозин, М.А. Басев, С.А. Еренчинов, Ю.В. Зазуля // Городские агломерации на оползневых территориях : материалы III Международной научной конференции, посвященной 75-летию высшего строительного образования г. Волгограда / ВолгАСУ. Волгоград, 2005. Ч. 1. С. 23—27.
3. ГОСТ 53-80. Трубы и муфты асбестоцементные напорные. Технические условия / Минпром СССР. М., 1997. 14 с.
4. Пронозин Я.А. Исследование работы площадных фундаментов в виде вогнутых полых оболочек : дис. ...канд. техн. наук / ТюмГАСА. Тюмень, 2001. 142 с.
5. Есипов А.В. Взаимодействие микросвай с грунтовым основанием при усилении фундаментов : дис. ...канд. техн. наук / ТюмГАСА. Тюмень, 2002. 156 с.
6. ГОСТ 5686—94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. М. : Минстрой, 1996.
7. ГОСТ 20276—99. Методы полевого определения характеристик деформируемости грунтов. М. : Минстрой, 1984.
8. СНиП 2.02.03—85. Свайные фундаменты / Минстрой России. М. : ГП ЦПП, 1995.
9. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков ; под ред. А.А. Бартоломея. М. : Стройиздат, 1994. 384 с.

© Зазуля Ю.В., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.131.37:624.131.43

И.М. Омельчак, И.Н. Шардаков, Г.Н. Гусев

МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ НА ПОВЕДЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЕ — ФУНДАМЕНТ — ГРУНТОВЫЙ МАССИВ*

Исследовано влияние физико-механических параметров грунтов на НДС в здании и фундаменте. С помощью программного комплекса ANSYS разработана методика определения НДС и осадок фундаментов зданий и сооружений, одиночных свай и свайных кустов.

The authors investigated the influence of the physical-and-mechanical parameters of soils on the stressed-strained state of the building and foundation. With the help of ANSYS program complex a method was developed aimed at determining the stressed-strained state and settlements of buildings' and constructions' foundations as well as of single piles and pile clusters.

Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении неразрывно связано с разработкой новых расчетных методов, которые позволяют более достоверно описывать взаимодействие фундаментных конструкций и грунтов основания, при передаче нагрузок от зданий, сооружений и технологического оборудования. Широкое внедрение свайных фундаментов обусловлено их надежной работой в различных инженерно-геологических и климатических условиях, повышением этажности и высотности зданий, увеличением масс технологического оборудования, использованием неблагоприятных строительных площадок.

В то же время в нормативных рекомендациях в качестве основной задачи продолжает рассматриваться максимально нагруженная одиночная свая, предельное сопротивление которой определяется опытным или расчетным путем, а переход к несущей способности фундамента производится простым суммированием несущей способности свай в составе фундамента [1]. Этот подход не всегда соответствует повышению надежности и экономичности проектных решений свайных фундаментов. Принятый в нормах метод расчета осадок свайных фундаментов основан на решении задач теории упругости, ограниченной рамками гипотезы об обратимости процесса деформирования и не позволяет с необходимой достоверностью рассчитывать несущую способность и осадки свайных фундаментов.

Осадка фундаментов достоверно может быть рассчитана при учете сложных физических процессов, которые возникают при передаче нагрузок на грунты с пластическими свойствами [2]. Численная реализация этих моделей может быть осуществлена методом конечных элементов (МКЭ), методом конечных разностей (МКР) или методом граничных интегральных уравнений (МГИУ, МГЭ). В данной работе использован конечно-элементный комплекс ANSYS [3].

При формировании расчетной схемы здания следует максимально точно соответствовать его конструктивной схеме, схеме действующих нагрузок и условиям стыковки конструктивных элементов по передаче усилий и моментов. Пример каркасной модели здания, состоящей из плит перекрытий, колонн и диафрагм, показан на рис. 1.

* Работа выполнена при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований, гранты РФФИ № 07-01-97621, РФФИ № 07-08-97626, РФФИ № 07-08-97628.

В расчетной схеме здания использовались стержневые конечные элементы, моделирующие колонны здания; пластинчатые элементы, моделирующие плиты перекрытий; диафрагмы и стены, объемные конечные элементы, моделирующие грунтовый массив.

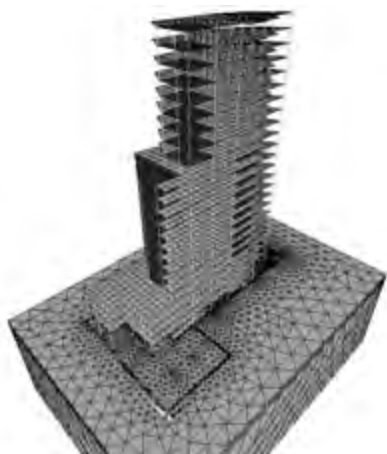


Рис. 1. Конечно-элементная модель системы здание — фундамент — грунтовый массив

Подземные части зданий, фундаменты и свайные поля могут иметь различные конструктивные решения, которые необходимо учитывать в расчетной схеме, поскольку они могут различным образом передавать усилия от здания на грунтовый массив. Пример приведен на рис. 2. На рис. 3 показан вариант ленточного свайного фундамента.

Нами проводились расчеты различных типов безригельных каркасных зданий с различными конструктивными схемами фундаментов. В расчетах использовались упругая и упругопластическая модели поведения грунтов.

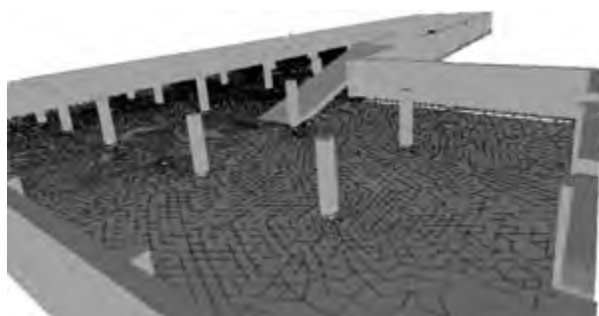


Рис. 2. Подземная часть здания



Рис. 3. Свайное поле с ростверком

В ходе исследований было выявлено, что упругопластическая модель дает большие величины осадок фундаментов, а также их большую неравномерность по подошве здания. Пример результатов одного из расчетов приведен на рис.4.

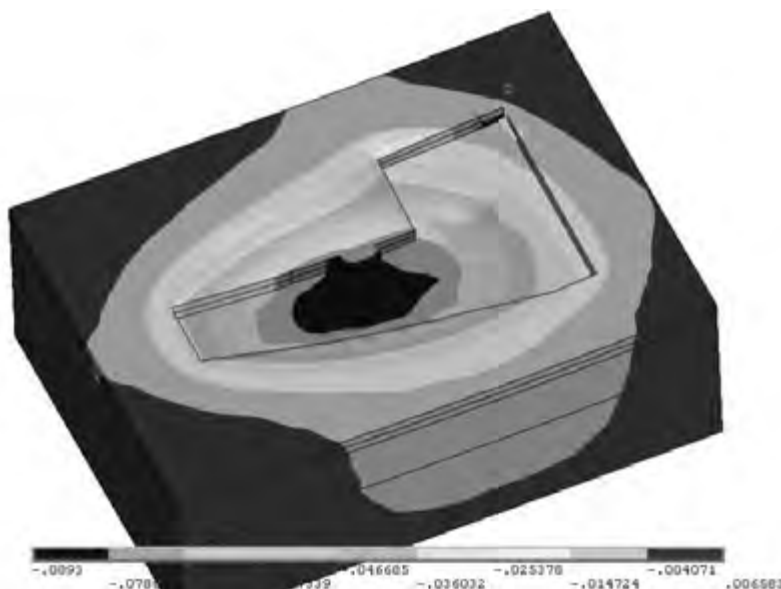


Рис. 4. Поле вертикальных перемещений на подошве фундамента и в грунтовом массиве

Таким образом, в работе проведено исследование системы здание — фундамент — грунтовый массив. Основное внимание было уделено влиянию физико-механических параметров грунтов на НДС в здании и фундаменте.

Проведен анализ влияния различных физических соотношений грунтов на НДС и осадки фундаментов. С помощью программного комплекса ANSYS разработана методика определения напряженно деформированного состояния и осадок фундаментов зданий и сооружений, одиночных свай и свайных кустов. Проведен расчет для различных моделей поведения грунтов: упругое поведение; упругопластическое (модель Друккера — Прагера); упругое и упругопластическое с учетом массовых сил в фундаменте и грунтовом массиве. Получены оценки влияния физических соотношений на величины осадок при заданных конструктивных схемах и уровнях нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. М. : Стройиздат. 1994. 380 с.
2. Разработка моделей и программных средств для проектирования и прогнозирования поведения зданий и сооружений в период строительства и эксплуатации / В.А. Годовалов, О.А. Шадрин, И.Н. Шардаков, А.В. Фонарев // Тезисы докладов 15-й Зимней школы по механике сплошных сред : сб. ст. : в 3-х ч. Ч. 1. Екатеринбург : УрО РАН, 2007. С. 263—266.
3. ANSYS Basic Analysis Procedures Guide. ANSYS Release 10.0 / ANSYS Inc.

© Омельчак И.М., Шардаков И.Н., Гусев Г.Н., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 69.035.4:725.1(470.53)

О.А. Маковецкий, М.С. Цидвинцева, К.О. Маковецкая

УСТРОЙСТВО КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ АДМИНИСТРАТИВНОГО ЗДАНИЯ г. ПЕРМИ

Приведено описание современных технологий, примененных при строительстве здания с развитой подземной частью в пределах плотной застройки и в сложных инженерно-геологических условиях.

The paper describes the experience constructing a building with developed subsystem within densely built-up area and under complicated engineering and geologic conditions.

В настоящее время в деловой части города наибольшим спросом пользуются административные здания, имеющие собственную подземную парковку. Но строительство зданий и сооружений с развитой подземной частью в пределах плотной существующей застройки и сложных инженерно-геологических условиях является достаточно сложной инженерно-технической задачей, как на стадии проектирования, так и при выполнении строительно-монтажных работ. Для выполнения таких работ требуется использование современных технологий, позволяющих сохранить геотехническую обстановку района строительства. Опыт строительства одного из таких зданий в Ленинском районе г. Перми приведен в данной статье.

Административное здание имеет три очереди строительства, высотой четыре, семь и одиннадцать этажей. Под зданием располагается двухуровневая подземная парковка.

В соответствии с заданием на проектирование проектом предусматривалось: устройство ограждающей конструкции и устройство искусственно улучшенного основания, из грунтобетонных свай, устраиваемых по технологии струйной цементации грунтов (ССТ).

Геологические условия площадки. В геоморфологическом отношении рассматриваемая площадка приурочена к делювиальному склону IV левобережной надпойменной террасы р. Камы. Высотные отметки площадки 136,95...1351 м. В геологическом строении площадки принимают участие четвертичные аллювиально-делювиальные отложения, представленные супесью песчанистой и суглинком легким, пылеватым.

Литологическое строение площадки сверху вниз:

насыпной грунт: песок мелкий, суглинок туго- и текучепластичной консистенции, с включением гравия до 35 %, строительного мусора до 10 %. Отсыпан сухим способом, возраст более 10 лет. Мощность 0,8...1,6 м;

супесь песчанистая пластичной и текучей консистенции, участками с тонкими линзами песка пылеватого. Мощность 0,5...2,0 м;

суглинок легкий пылеватый, текучепластичной и текучей, реже мягкопластичной консистенции, в нижней части слоя — с тонкими линзами песка пылеватого. Вскрытая мощность слоя — 2,3...15,7 м;

аргиллит сильновыветрелый (P_2).

Основные нормативные физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице.

Наименование ИГЭ	Плот- ность, г/см ³	Удельное сцепление, КПа	Угол внут- рен. трения, град	Модуль деформа- ции, МПа	Предел прочно- сти, МПа
Насыпной грунт	1,99	—	—	15,3	120
Суглинок те- кучепластич- ный	1,94	11,0	14	3,0...7,4	
Суглинок мяг- копластичный и текучепла- стичный	2,02	7,0	30	9,4	
Супесь с гра- вием и галькой	2,10	—	—	—	300
Аргиллит	2,06	22	27	16,10	

По результатам дополнительного заключения по испытаниям грунтов винтовым штампом модуль деформации E грунта ИГЭ-3 составил: на глубине 10,50 м — 5,7; на глубине 13,70 м — 8,0; на глубине 16,5 м — 9,3 МПа.

Гидрогеологические условия площадки. В период изысканий (октябрь 2000 г.) грунтовые воды встречены на отметках 2,0...3,6 от поверхности земли (абсолютные отметки 132,1...130,35 м). Архивные данные изысканий (февраль 1994 г.) фиксируют уровень грунтовых вод на абсолютной отметке 129,75 м.

Устройство ограждающей конструкции. Расположение ограждающей конструкции на участке строительства определено контуром строящегося здания и подземной частью. Для обеспечения устойчивости бортов котлована глубиной 5,2...8,4 м, сохранности существующих зданий и предотвращения поступления грунтовой воды в котлован данным проектом предусмотрено устройство ограждающей стенки. Вдоль оси A проектируемого здания ограждающая конструкция котлована также служит и разделительной стенкой, предотвращающей влияние деформаций основания на существующее здание.



Расчеты ограждающей конструкции котлована произведены с использованием программного комплекса PLAXIS (расчет ведется методом конечных элементов). При расчете выполнено моделирование грунтового основания с использованием упругопластической модели Кулона — Мора. Расчетные нагрузки определены с учетом последовательности разработки котлована и наиболее неблагоприятного сочетания внешних нагрузок.

Ограждающая стенка запроектирована из грунтобетонных секущих вертикальных свай ССТ $\varnothing$ 600 мм. Расположение секущих вертикальных свай ССТ: двух рядное с межосевым расстоянием 550 мм, шаг свай в рядах 600 мм. Сваи заглублены на 4,3...5,3 м ниже дна котлована в суглинок мягкопластичный (ИГЭ-3).

Такая конструкция стенки обеспечивает устойчивость бортов котлована и одновременно является вертикальной противофильтрационной завесой.

По центру сваи ССТ армируются металлическими трубами $\varnothing$ 89×6,0 мм.

Антикоррозийная защита армирующего элемента анкерных свай — стандартная (простая), осуществляется за счет оболочки грунтобетона толщиной не менее 150 мм.

Расчетная прочность грунтобетона, получаемого в насыпных грунтах, принята $R_{сж\ 28} = 3,0$ МПа, модуль деформации $E = 860$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,35$.

После устройства вертикальных свай выполняется монолитная железобетонная обвязочная балка. Балка армируется плоскими каркасами с рабочей арматурой $\varnothing 25$ А400 и поперечной арматурой $\varnothing 12$ А400. Плоские каркасы объединяются в пространственные каркасы распределительными стержнями $\varnothing 14$ А400 с шагом 500 мм.

Используется бетон В15, марка по морозостойкости F200, водонепроницаемость W6.

Устройство искусственно улучшенного основания. Конструктивная схема проектируемого здания — полный каркас, в железобетонном монолитном исполнении. Предельные значения абсолютных осадок для таких сооружений — 8,0 см, относительной разности осадок — 0,002.

Для достижения таких значений неравномерности развития осадок по пятну застройки здания предусмотрено устройство сплошной фундаментной плиты для перераспределения давлений на грунты основания. Величина действующих давлений под плитой 170...190 КПа.

Наиболее значительная часть деформаций уплотнения (осадок) развивается в зоне непосредственно под фундаментной плитой, на глубинах 4...6 м. Исходя из этого, было выполнено улучшение физико-механических характеристик грунта по методу устройства геомассива с устройством в основании плиты грунтоцементных элементов. При устройстве грунтоцементных элементов диаметром 1,1...1,3 м с шагом осей 2,5...2,8 м деформативные характеристики такого геомассива становятся значительно более высокими, и модуль общих деформаций E достигает значений 18,0...20,0 МПа (по сравнению с природными значениями 3,5...4,5 МПа).

Грунтобетонные сваи выполняются по двухкомпонентной технологии струйной цементации грунтов «Jet-2». Технология основана на использовании энергии струи цементного раствора, подаваемого в воздушном потоке, для перемешивания природного грунта с частичным его замещением цементным раствором. Раствор для приготовления свай ССТ — цементный состав с В/Ц=1 (по массе). Расход сухого цемента — 900 кг на 1 п.м.

Полученный материал армоэлементов имеет следующие характеристики: расчетное сопротивление на одноосное сжатие $R_{сж} = 3,0$ МПа, модуль деформации $E = 540$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,35$, коэффициент фильтрации $1,4...1,9 \times 10^{-6}$ см/с.

В данном случае грунтоцементные элементы работают в едином массиве с окружающим грунтом под всей поверхностью плиты (геомассив) и не рассматриваются как свайный элемент, передающий острием нагрузку на нижележащие слои.

Для передачи давления на искусственное основание необходимо устройство уплотненной подушки из щебня марки М-800 фракции 20...70 между подошвой фундамента и верхом армозлементов, толщиной 300...400 мм. Модуль деформации уплотненной подушки — $E = 30$ МПа.

Технология производства работ по струйной цементации грунта позволяет контролировать зоны уплотнения основания и модифицировать его свойства на оптимальную глубину.

В связи с тем что значительная часть развития осадок в водонасыщенных грунтах происходит со скоростью фильтрации поровой воды и захватывает верхнюю часть зоны уплотнения (зону активной фильтрации), устройство геомассива до глубин 4,8...5,0 м от подошвы фундаментной плиты предполагается наиболее целесообразным.

При этом расчетные осадки плиты составят величину 6,5...7,5 см.

Опыт использования этой технологии показывает, что распределение напряжений в массиве грунта при этом происходит более равномерно, по сравнению с применением точечных забивных свай.

Контрольные работы по устройству грунтоцементных свай осуществляются на рабочем участке объекта, после набора прочности грунтобетона через 14 дней со дня окончания работ. Для определения сплошности и прочности конструкции определяют места бурения контрольных скважин в количестве 6 шт. переменной глубиной и с отбором монолитов. Контрольное бурение осуществляется колонковым способом, диаметр скважины не менее 120 мм.

Извлекаемые при бурении керны описывают, одновременно визуально оценивая качество закрепления. Отобранные образцы в количестве не менее 12 шт. заворачивают во влажную марлю, герметично упаковывают в полиэтиленовый пакет и отправляют в строительную лабораторию. Образцы испытывают на прочность при одноосном сжатии.

Цель выполнения контрольных работ — подтверждение соответствия расчетных характеристик грунтоцементных свай, принятых при проектировании с фактическими характеристиками.

Расчетные параметры грунтобетона в возрасте 14 дней: расчетное сопротивление на одноосное сжатие $R_{сж} = 2,5$ МПа; модуль деформации $E = 340$ МПа.

Выводы. Конечно, приведенный набор мероприятий значительно отличается от традиционных методов разработки котлованов, он сложнее и безусловно недешев. Но применение данной технологии устройства подземной части здания обеспечило комфортные условия работы в котловане, пройденном значительно ниже уровня грунтовых вод, высокую эксплуатационную надежность здания за счет модификации характеристик основания и сохранность геотехнической обстановки зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости от строительной площадки.

© Маковецкий О.А., Цидвинцева М.С., Маковецкая К.О., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.15: 69.059.32

А.В. Савинов, А.А. Пасецкий**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ
СЛАБОГО ВОДОНАСЫЩЕННОГО ОСНОВАНИЯ
ДЛЯ ОЦЕНКИ УСИЛИЙ ПОГРУЖЕНИЯ ВДАВЛИВАЕМЫХ СВАЙ**

Проведен анализ результатов натурных экспериментальных исследований взаимодействия стальных трубчатых свай с основанием при погружении вдавливанием в однородный массив водонасыщенных слабых суглинков и данных статического зондирования в тех же грунтовых условиях. Предложен приближенный метод определения минимально необходимых усилий вдавливания свай для подбора оборудования и расчета строительных конструкций реконструируемых зданий по результатам статического зондирования.

The analysis of the results for the life experimental investigations of interaction of the steel pipe piles submerged by underpinning with the soil foundations and the data from static penetrometers is being carried out. The method to determine marginally sufficient effort for underpinning of piles for selection of equipment and performing calculations on building units of objects under reconstruction according to the results of static penetrometers is being introduced.

При применении свай, погружаемых вдавливанием, важен правильный выбор сваевдавливающего оборудования для каждой площадки строительства. Для этого необходимо до начала производственного погружения свай определить минимально необходимое усилие F , кН, для вдавливания свай в конкретных грунтовых условиях. Это касается, в первую очередь, усиления оснований аварийных и реконструируемых зданий, когда от усилия погружения свай зависит трудоемкость, стоимость и зачастую сама целесообразность выполнения всего комплекса работ по укреплению строительных конструкций и фундаментов объекта. Рекомендации пп. 7.5.7 и 15.2.23 СП 50-102—2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов» могут служить лишь приблизительным ориентиром на стадии проектирования, так как реальные экспериментальные значения несущей способности свай и связанного с ней усилия погружения могут значительно отличаться от расчетных.

Вместе с тем, в соответствии с требованиями тех же СП 50-102—2003, при изысканиях для свайных фундаментов обязательным видом полевых испытаний грунтов, независимо от уровня ответственности объекта, становится статическое зондирование (СЗ). Сходство процессов погружения зондов и вдавливания свай в грунтовый массив, особенно при применении стальных трубчатых свай малых поперечных сечений (близкие скорости погружения, параметры трения стали по грунту, углы заострения нижних концов свай и зондов и т.д.), позволяет рассчитывать на возможность достоверного определения усилия погружения свай по данным СЗ.

При проведении работ по реконструкции здания — памятника истории и культуры федерального значения начала XX в. Императорской Алексеевской Консерватории (ныне — главный учебный корпус Саратовской государственной консерватории им. Л.В. Собинова) выполнены комплексные исследования грунтов основания лабораторными и полевыми (статическое зондирование, прессиометрия и др.) методами, а также осуществлена непрерывная фиксация усилий вдавливания свай.

Площадка представлена характерной для центральной части города мощной толщей (до 30 м) ранее структурно-неустойчивых (просадочных), а в настоящее время слабых обводненных аллювиальных суглинков. Приведем основные характеристики несущего слоя, полученные непосредственно на экспериментальной площадке и принятые нами в расчетах: $\gamma = 18,25 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{sb} = 8,81 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,77$; $S_r = 0,91$; $I_p = 0,16$; $I_L = 0,51$; НВ: $\phi = 15^\circ$; $C = 10 \text{ кПа}$; КВ: $\phi = 13^\circ$; $C = 39 \text{ кПа}$; $E_s = E_p = 12,8 \text{ МПа}$.

При зондировании использовались комплексы аппаратуры ПИКА-9 и 2Н конструкции НИИОСП с тензометрическими зондами III типа. По результатам обработки 158 частных значений параметров СЗ, зарегистрированных ниже уровня подземных вод в диапазоне глубин от 7,5 до 15,5 м от поверхности планировки (соответственно, от 5,0 до 13,0 м от низа силовой плиты), получены следующие нормативные величины: $q_c = 971,64 \text{ кПа}$; $f_s = 53,12 \text{ кПа}$.

Исследованиям подвергались 32 многосекционные стальные сваи диаметром 168 мм с глубиной погружения от 7,0 до 14,0 м и углом заострения нижнего конца 60° . В качестве упорного элемента при вдавливании использовалась предварительно изготовленная сплошная монолитная железобетонная плита, заведенная по периметру в кладку ленточных кирпичных фундаментов несущих стен и выполняющая в последующем роль свайного ростверка. Реактивное усилие от домкратов передавалось на плиту с помощью предварительно забетонированных анкерных болтов. Кроме того, плита устраняла возможность выпора на поверхность и разуплотнения грунта при погружении, обеспечивая высокое сопротивление по всей боковой поверхности свай.

Расстояния между сваями назначались с таким расчетом, чтобы полностью исключить взаимное влияние, считать их одиночными и использовать работу по грунту с максимальной эффективностью. Погружение выполнялось посекционно гидравлическими домкратами через технологические отверстия в железобетонной силовой плите с последующим соединением секций свай на сварке до достижения проектного усилия вдавливания 150 кН. В таблице представлены усилия вдавливания, зафиксированные в журнале производства работ в конце погружения каждой секции экспериментальных свай.

При производстве работ технологические перерывы, кроме потерь времени на сварку секций, исключались, поэтому процесс вдавливания свай считался непрерывным. После включения в работу путем обварки в плите под расчетной нагрузкой 125 кН, в сваю устанавливался арматурный каркас и внутренняя полость бетонировалась.

Ниже для наиболее характерных диапазонов глубин погружения, представлены корреляционные уравнения вида $F = aL + b$, где параметром a является сопротивление грунта на боковой поверхности метра сваи, кН, а параметром b — сопротивление под ее нижним концом, кН:

диапазон глубин 1,5...6,0 м:	$F = 13,96L + 12,66$;	$R^2 = 0,9896$;	$R = 0,9948$;
диапазон глубин 1,5...9,6 м:	$F = 12,60L + 17,38$;	$R^2 = 0,9911$;	$R = 0,9955$;
диапазон глубин 1,5...10,5 м:	$F = 11,54L + 21,87$;	$R^2 = 0,9674$;	$R = 0,9836$;
диапазон глубин 1,5...11,4 м:	$F = 10,85L + 24,95$;	$R^2 = 0,9592$;	$R = 0,9794$.

Усилия погружения F , кН, стальных свай диаметром 168 мм

Номер свай	Длина свай в грунте L , м							
	1,5	6,0	6,9	7,8	8,7	9,6	10,5	11,4
1	40,92	81,83						
2	52,61	116,90	151,97					
3	46,76	128,59	146,13					
4	35,07	140,28	157,82					
5	46,76	140,28	157,82					
6	29,23	134,44	146,13					
7	46,76	105,21	134,44					
8	40,92	128,59	157,82					
9	35,07	75,98	75,98	81,83	87,68	99,37	105,21	
10	29,23	87,68	93,52	93,52	105,21			
11	35,07	58,45	70,14	75,98	81,83	93,52	99,37	99,37
12	29,23	87,68	93,52	111,06	151,97			
13	35,07	81,83	58,45	105,21	116,90	116,90	128,59	175,35
14	23,38	81,83	105,21	128,59	151,97			
15	35,07	81,83	87,68	93,52	116,90	134,44	157,82	
16	29,23	87,68	99,37	105,21	116,90	128,59	140,28	163,66
17	35,07	75,98	87,68	93,52	105,21	128,59	151,97	
18	23,38	70,14	81,83	151,97				
19	29,23	75,98	75,98	81,83	87,68	93,52	93,52	111,06
20	23,38	87,68	99,37	111,06	128,59	151,97		
21	35,07	93,52	99,37	116,90	134,44	151,97		
22	23,38	99,37	105,21	128,59	157,82			
23	35,07	75,98	81,83	93,52	116,90	134,44	151,97	
24	35,07	81,83	140,28	163,66				
25	35,07	116,90	105,21	116,90	134,44	157,82		
26	46,76	81,83	99,37	111,06	134,44	151,97		
27	40,92	99,37	111,06	122,75	140,28	157,82		
28	35,07	93,52	105,21	122,75	134,44	151,97		
29	35,07	105,21	116,90	134,44	151,97			
30	40,92	93,52	99,37	111,06	128,59	157,82		
31	46,76	99,37	111,06	116,90	128,59	151,97		
32	40,92	111,06	122,75	140,28	163,66			
Средние значения	35,99	96,26	108,98	113,00	126,20	135,17	128,59	137,36

Из обработки исключен начальный участок погружения свай (до 1,5 м), дающий наименее достоверные данные вследствие влияния целого ряда факторов: различных плотности и обводненности основания в зоне колебаний уровня подземных вод; активных процессов вытеснения грунта при формировании грунтового ядра под нижним концом сваи и т.д.

Соответствующие удельные сопротивления грунта под нижним концом q и на боковой поверхности f погружаемых свай составили:

диапазон глубин 1,5...6,0 м:	$q = 571,02$ кПа;	$f = 26,44$ кПа;
диапазон глубин 1,5...9,6 м:	$q = 784,23$ кПа;	$f = 23,88$ кПа;
диапазон глубин 1,5...10,5 м:	$q = 986,42$ кПа;	$f = 21,86$ кПа;
диапазон глубин 1,5...11,4 м:	$q = 1125,41$ кПа;	$f = 20,56$ кПа.

Полученные результаты демонстрируют незначительное, но устойчивое изменение параметров при увеличении длины свай L : рост сопротивления q с 571,02 до 1125,41 кПа и снижение трения f с 26,44 до 20,56 кПа. При этом средние значения сопротивлений под нижним концом свай q и под конусом зонда ($q_c = 971,64$ кПа) показывают хорошую сходимость величин.

Ранее нами неоднократно отмечалась тесная взаимосвязь давлений, формирующих сопротивления при зондировании q_c и f_s [1]. Оценим сопротивление на муфте трения зонда и нижней секции вдавливаемой сваи по формуле

$$f_s = P \operatorname{tg} \psi + C_o, \quad (1)$$

в которой коэффициент трения грунта по металлу $\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} 10^\circ = 0,177$ [2]; C_o - остаточное удельное сцепление расструктурированного суглинка $C_o = \delta C = 4,5$ кПа [3], а P определяется по сопротивлению q_c или q из уравнения

$$P = n_1 q - n_2 C, \quad (2)$$

где C — удельное сцепление грунта природного сложения при неконсолидированном сдвиге; n_1 и n_2 — коэффициенты, зависящие от углов заострения сваи или зонда α и внутреннего трения грунта φ [1, 3]. При $\varphi = 15^\circ$ и $\alpha = 60^\circ$ значения коэффициентов составят: $n_1 = 0,2887$, $n_2 = 0,7887$.

Вычислим искомые величины по формулам (1) и (2):

диапазон глубин 1,5...9,6 м:	$q = 784,23$ кПа;	$P = 218,50$ кПа;	$f = 43,18$ кПа;
диапазон глубин 1,5...10,5 м:	$q = 986,42$ кПа;	$P = 276,87$ кПа;	$f = 53,51$ кПа;
диапазон глубин 1,5...11,4 м:	$q = 1125,41$ кПа;	$P = 316,99$ кПа;	$f = 60,61$ кПа;
диапазон глубин 5,0...13,0 м:	$q_c = 971,64$ кПа;	$P_c = 272,42$ кПа;	$f_s = 52,72$ кПа.

Вычисленные значения сопротивлений f очень близки к зарегистрированным при зондировании ($f_s = 53,12$ кПа), что подтверждает правильность принятых расчетных схем и полученных на их основе уравнений.

Реальные осредненные сопротивления на боковой поверхности свай (по приведенным выше корреляционным уравнениям) в 2...2,5 раза меньше, чем полученные по СЗ или вычисленные по формуле (1). Такое значительное падение сопротивления f_s отмечается, в частности, в работе [4]: до 50 % при удалении муфты трения от конуса зонда всего на 30...40 см при стандартном (скоростном) режиме зондирования. Это объясняется, на наш взгляд, резким падением радиального давления, необходимого для вытеснения грунта в объ-

еме свай, при дальнейшем движении острия вниз от рассматриваемого уровня (завершение фазы активных пластических деформаций и «разгрузка» грунта), и не связано непосредственно с процессами снижения порового давления или релаксацией напряжений, регистрируемых, например, при «стабилизации» зондов в состоянии предельного равновесия.

Дальнейшее снижение радиальных давлений после «разгрузки» основания и связанного с ним сопротивления на боковой поверхности свай зависит от физико-механических характеристик и особенностей строения конкретных грунтов, технологии, скорости погружения, длины и конструкции свай и многих других факторов и требует отдельного изучения. Однако уже на основе анализа полученных экспериментальных результатов могут быть сделаны следующие предварительные *выводы*:

при погружении вдавливанием на площадке, представленной мощной толщей однородных слабых водонасыщенных суглинков, зарегистрировано незначительное, но устойчивое изменение удельных сопротивлений при увеличении длины свай: под нижним концом — рост q с 571,02 до 1125,41 кПа, на боковой поверхности — снижение трения f с 26,44 до 20,56 кПа;

оптимальным методом оценки усилий вдавливания стальных свай могут служить зонды I типа, снятые, к сожалению, с производства и в настоящее время редко встречающиеся в практике инженерных изысканий;

по данным СЗ зондами II и III типов достоверно определяются сопротивления под нижним концом и на боковой поверхности нижней секции свай;

точность оценки усилия погружения непосредственно по результатам зондирования постепенно снижается при росте длины свай за счет завышенного сопротивления на муфте трения, регистрируемого зондами II и III типов;

средние удельные сопротивления на боковой поверхности вдавливаемых свай в 2...2,5 раза меньше, чем фиксируемые на муфте трения зонда;

максимальное усилие вдавливания F , полученное по данным СЗ зондами II и III типов для всех типоразмеров и длин свай в пределах конкретной площадки, может успешно использоваться при подборе оборудования и расчете строительных конструкций усиления реконструируемых зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Савинов А.В. Применение свай, погружаемых вдавливанием, для усиления и устройства фундаментов в условиях реконструкции исторической застройки г. Саратова. Саратов : СГТУ, 2000. 124 с.
2. Зоценко Н.Л. К вопросу о влиянии сил трения грунта по боковой поверхности конических наконечников на результаты пенетрации и зондирования / Н.Л. Зоценко, М.М. Вагидов // Основания и фундаменты : сб. тр. Вып. II. Киев : Будивельник, 1978. С. 44—47.
3. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. Саратов : СГУ, 1979. 152 с.
4. Еникеев В.М. О сопротивлении грунта по боковой поверхности зонда с удалением от его острия / В.М. Еникеев, И.Б. Рыжков // Свайные фундаменты : сб. тр. / НИИпромстрой. Уфа, 1983. С. 87—90.

© Савинов А.В., Пасецкий А.А., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.155.1

А.Н. Левин, Л.М. Тимофеева, Д.Д. Тимофеев

О НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОРОТКИХ ЗАБИВНЫХ СВАЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Рассмотрены результаты экспериментально-теоретического исследования несущей способности коротких забивных свай при действии горизонтальных нагрузок, забитых на пойменном участке р. Миасс в г. Челябинске.

The authors considered the results of experimental-and-theoretical investigation of the load-bearing capacity of short driven piles exposed to horizontal loading, driven in the floodplain area of the Miass river in the city of Chelyabinsk.

Ранее нами были рассмотрены случаи возникновения локальных оползней в местах расположения береговых опор моста через р. Данилиху в г. Перми по проекту ОАО «Институт Гипростроймост». Массивные устои обсыпного типа возводились на многорядных свайных фундаментах с высоким ростверком П-образной формы на коротких забивных железобетонных сваях-стойках сечением 35×35 см с длиной вертикальных свай — 5 м, наклонных — 7 м. Сваи опирались на твёрдые глинистые грунты. В пределах боковой поверхности располагались слабые водонасыщенные суглинки и супеси. В связи с подвижками опор и грунта за устоями для уменьшения бокового давления были выполнены удерживающие свайные конструкции. В связи с этим возник вопрос о несущей способности коротких забивных свай на горизонтальные нагрузки.

В настоящей работе рассмотрены результаты экспериментально-теоретического исследования несущей способности коротких забивных свай при действии горизонтальных нагрузок, забитых на пойменном участке р. Миасс в г. Челябинске.

При действии горизонтальной нагрузки на голову сваи сопротивление ее изгибу и кривая изгиба зависят от плотности, физической нелинейности деформаций сжатия и сдвига окружающего сваю грунта, его прочностных параметров, величины и особенностей загрузки сваи (одностороннее, двустороннее, знакопеременное и т.д.), ее общей длины, глубины ее заделки в грунт и относительной изгибной жесткости, характеризуемой коэффициентом деформации α_6 . Следовательно, при анализе инженерно-геологических условий, в которых будут работать свайные фундаменты, необходимо учесть трансверсальную анизотропию и неоднородность физических и механических свойств грунтов в естественном залегании с учетом нарушения структуры грунтов в процессе забивки свай.

Инженерно-геологические условия на рассматриваемом участке характеризуются сильной неоднородностью строения грунтовой толщи, переслаиванием покровных грунтов, представляющих собой аллювиально-делювиальные четвертичные отложения, залегающие под толщей насыпных несележавшихся грунтов и подстилаемые коренными трещиноватыми гранодиоритами и продуктами их выветривания (гравийными и дресвяными грунтами с песчаным заполнителем). Литологический состав грунтовой толщи сверху вниз в месте расположения опытных свай представлен описанными ниже грунтами.

Верхний слой (ИГЭ-1) состоит из несележавшихся насыпных грунтов различной мощности (1,5...5,0 м) в виде неоднородной смеси из строительного мусора, крупнообломочных грунтов и суглинистых заполнителей, водонасыщенных в нижней части слоя. В соответствии с гл. 8 СНиП 2.02.01—83* [1] не рекомендуется в качестве несущих грунтов использовать отвалы из промышленных отходов без специальных мероприятий. При этом значения прочностных и деформативных характеристик грунтов отвалов определяют при штамповых испытаниях или зондированием. На данном объекте исследование физико-механических свойств насыпных грунтов не проводилось. По табл. 5 [1] расчетные сопротивления R_0 мало-влажных грунтов, уложенных без уплотнения в отвалы, составляют $R_0=98$ кПа, водонасыщенных — $R_0=80$ кПа. Такие грунты относят к слабым и сильносжимаемым. Сопротивление их вертикальным и горизонтальным нагрузкам определяют для неконсолидированного состояния. В случае глинистых заполнителей нарушенной структуры несележавшихся отложений модуль деформации E можно на основании опытных данных [2] принять для сухих грунтов равным $E_c=7,0...10,0$ МПа, водонасыщенных — $E=2,0...5,0$ МПа (соответствующих недоуплотненным супесям и суглинкам в неконсолидированном состоянии). При этом крупнообломочные включения повышают значения прочностных и деформативных характеристик, однако их величины имеют большой разброс в связи с неоднородностью гранулометрического состава и текстуры отложений (наличия гнезд и линз органических и слабых грунтов).

В табл. 1 приведены расчетные значения прочностных и деформативных параметров насыпных грунтов по таблицам СНиП [1] и данным опытного зондирования (для возможности определения бокового отпора грунта при действии горизонтальных нагрузок). Здесь даны значения параметров для сухих и водонасыщенных насыпных грунтов выше (ИГЭ-1а) и ниже (ИГЭ-1б) горизонта грунтовых вод. Для замоченных грунтов сопротивление горизонтальным нагрузкам с учетом возможного уплотнения грунта при забивке было принято соответствующим мягкопластичным суглинкам.

Подстилающие глинистые слои: ИГЭ-3а и ИГЭ-3б — представляют собой тугопластичные слабозаторфованные суглинки (ИГЭ-3а), расположенные в Северо-Западном углу площадки мощностью до 1,0 м, и мягко-, тугопластичные суглинки с небольшими примесями органических веществ, линзами и гнездами мелкозернистого песка и глины (ИГЭ-3б). Мощность ИГЭ-3б на рассматриваемом участке составляет от 0,8 до 1,5 м. Физико-механические характеристики этих грунтов, полученные при лабораторных испытаниях, а также коэффициенты пропорциональности увеличения коэффициента постели с глубиной K_z , определенные по табл. 1 прил. 1 СНиП 2.02.03—85 [3], приведены в табл. 1.

На севере опытной площадки под насыпным грунтом расположен слой торфа, сильноразложившегося ($D_{pd}=77,6$), мощностью 1,6 м — ИГЭ-3г. По лабораторным данным [4] плотность грунта $\rho_e=1,05$ г/см³, плотность частиц $\rho_s=1,85$ г/см³, плотность сухого грунта $\rho_d=0,32$ г/см³, коэффициент пористости $e=5,33$, природная влажность $W_e=239$ %. Механические параметры приняты на основе имеющихся данных испытаний разложившихся торфов при аналогичных значениях физических характеристик [4].

Т а б л и ц а 1

Деформативные и прочностные параметры грунтов

№ ИГЭ	Наименование грунта по ГОСТ 25100-95	Плотн. грунта ρ_e , г/см ³	Прочност- ные пара- метры		Деформативные па- раметры			Расчетное со- противление	
			Угол вн. трения φ , град	Удельн. сцепление C , кПа	Модуль деформ. E , МПа	Коэфф. пропорц. K , кН/м ⁴	Вертик. сжатия R_c , МПа	Статич. зондир. q , МПа	Недрен. сопрот. сдвигу C_b , кПа
1а	Насыпной грунт при сте- пени влажн. $S_r \leq 0,5$	1,77	—	—	5,0	4000	0,080	1,4	25
1б	Насыпной грунт при сте- пени влажн. $S_r \geq 0,85$	—	—	—	2,0	4000	0,100	—	—
3а	Суглинок тя- желый, слабо- зоторфо- ванный туго- пластичн.	1,98	12	22	11,0	4000	0,2	0,1	5
3б	Суглинок лег- кий, мягко-, тугопластич.	2,01	10	31	18,0	7000	0,2	1,6	80
3г	Торф сильно- разло- жившийся	1,05	5	0,01	0,385	1000	—	—	—
3	Песок ср. крупн., ср. плотности, водонасыщ.	1,99	35	1,0	50,0	12000	400	13,0	650
4	Дресвяный грунт с сугл. заполнителем	2,30	23	25	30,0	50000	350	—	—
5	Гранодиорит сильновыветр. плотный, низ- кой прочности	2,50	—	—	180		1400	—	—

Всего на различных участках стройплощадки было испытано десять свай С90.30-8. По данным забивки кровля опорного слоя располагалась на глубинах 3,5...6,5 м. Для испытаний на горизонтальные нагрузки были выбраны три сваи с разной глубиной забивки с заглублением подошвы в водонасыщенные песчаные (ИГЭ-3) и дресвяные (ИГЭ-4) грунты с глинистым заполнителем. Ниже изложены результаты этих испытаний, проведенных ООО «ЮжУралТИСИЗ».

Нагружение свай осуществлялось ступенями по 10 кН (1,0 тс) до полной стабилизации перемещений на каждой ступени. Испытания производились без разгрузки, поэтому определить упругие и пластические составляющие пере-

мещений в процессе нагружения не представлялось возможным. Для определения нагрузки, вызывающей появление поверхностей сдвига в грунте, окружающем сваю, на графике зависимости горизонтальных перемещений Δ_V от горизонтальной нагрузки P_V , приложенной к голове сваи, были проведены касательные к начальному участку графика и участку, на котором значение приращения Δ_V от следующей ступени вдвое превышало приращение от предыдущей ступени. Точка их пересечения соответствует началу наступления предельного состояния в верхнем слое окружающего сваю грунта.

Рассмотрим результаты испытаний трех свай, забитых в слабые неустойчивые грунты на разную глубину, подошва которых расположена в песчаных и дресвяных грунтах.

Свая №1 с глубиной забивки $\ell_3=6,3$ м была погружена на 1,16 м в дресвяный водонасыщенный грунт с глинистым заполнителем. В пределах ℓ_3 залегают насыпного несслежавшегося грунта составляет 2,94 м, торфа — 1,6 м, песка — 0,6 м, дресвяного грунта с глинистым заполнителем, низкой прочности (несущего слоя) — 1,16 м. Отказ после добивки сваи через 14 дней составил $s_a=0,3$ мм. График зависимости $\Delta_V = f(P_V)$ имел на всем протяжении нелинейный характер с постепенным возрастанием перемещений от каждой ступени. Точка пересечения касательных, соответствующая перелому графика и началу образования сдвигов на поверхности грунта, была получена при давлении $P_V = 40$ кН (4,0 тс) и перемещении $\Delta_V=3,2$ мм. Таким образом, для сваи с глубиной погружения $\ell_3 = 6,3$ м в качестве предельной горизонтальной нагрузки было принято давление $P_V = 40$ кН (4,0 тс).

Свая № 2 была забита на глубину $\ell_3=3,8$ м. В пределах этой глубины залегают следующие грунты: насыпной несслежавшийся грунт (ИГЭ-1) толщиной 2,12 м, прослойка 0,8 м водонасыщенного суглинка (ИГЭ-3б) и слой среднезернистого водонасыщенного песка средней плотности мощностью 0,88 м, являющийся основанием сваи. Отказ после добивки составил $s_a = 0,3$ мм. Испытания сваи также проводились без промежуточной разгрузки. Тем не менее по изменению перемещений во времени можно определить, что пластические деформации стали развиваться при $P_{vu} \geq 20$ кН (2 тс). При давлении $P_V = 90$ кН (9,0 тс) начался непрерывный рост перемещений, что говорит о наступлении предельного состояния в пределах всей зоны деформирования в окружающем сваю грунте. Такое деформирование грунта соответствует потере устойчивости положения сваи.

График зависимости $\Delta_V = f(P_V)$ показывает, что, начиная со второй ступени нагрузки $P_V = 20$ кН (2,0 тс), перемещения стали возрастать вдвое от каждой ступени. Это означает, что в активной зоне деформирования бокового грунта стали появляться области сдвиговых деформаций. Это видно и по графикам стабилизации перемещений во времени. Предельной в данном случае является нагрузка, равная $P_{vu} = 12$ кН (1,2 тс) при $\Delta_V = 2$ мм.

Свая № 3 была погружена на глубину $\ell_3 = 4,5$ м, в пределах которой расположены два слоя: насыпной несслежавшийся грунт (ИГЭ-1) мощностью 1,81 м и водонасыщенный суглинок (ИГЭ-3б) мощностью 2,4 м. В несущий подстилающий слой, представляющий собой дресвяный водонасыщенный грунт с глинистым заполнителем, подошва сваи была заглублена на 0,29 м. Отказ сваи $s_a = 0,6$ мм. Как видно, в пределах всей боковой поверхности сваи находятся слабые сильносжимаемые грунты, что отразилось на результатах испытаний.

Линейный характер роста горизонтальных перемещений Δ_v наблюдался при возрастании нагрузки до $P_{vu} = 30$ кН (3,0 тс). При давлении $P_{vu} = 40$ кН (4,0 тс) произошел некоторый рост перемещений, а при дальнейшем возрастании нагрузки прирост перемещений увеличился вдвое. Таким образом, для сваи № 3 с глубиной забивки $\ell_z = 4,5$ м в качестве предельного было принято давление $P_v = 30$ кН (3,0 тс).

Проведенные испытания показали, что с увеличением глубины расположения кровли несущего грунта, на который опираются сваи, и увеличением мощности окружающего сваю слабого грунта возрастает величина сопротивления свай горизонтальным нагрузкам. При этом следует учитывать, что испытания проводились для ненагруженных вертикальной нагрузкой отдельных стоящих свай. При центрально приложенных вертикальных давлениях сопротивление свай горизонтальным нагрузкам возрастает, при внецентренном — уменьшается и вызывает дополнительный крен свай в слабых грунтах, что может привести к разрушению околосвайного грунта и условному «опрокидыванию» свай.

Для того чтобы избежать больших кренов и горизонтальных смещений коротких свай при давлениях, превышающих предельные, необходимо обеспечить их совместную работу путем жесткой заделки в ростверке. При этом значительно возрастет сопротивление свай горизонтальным нагрузкам.

Расчеты несущей способности свай при действии горизонтальных нагрузок и допустимых горизонтальных перемещений были выполнены в соответствии с прил. 1 [3] по условиям:

$$H \leq F_d / \gamma_k; u_p \leq u_u$$

Здесь H — расчетное значение поперечной силы, действующей на одну сваю; F_d — несущая способность сваи на горизонтальную нагрузку, зависящая от условий заделки сваи в ростверк; $\gamma_k = 1,4$ — коэффициент надежности; u_p — расчетное значение горизонтального перемещения головы сваи в уровне подошвы ростверка (в данном случае — в уровне поверхности грунта); u_u — предельное значение перемещения, устанавливаемое для здания.

Для сваи, не имеющей жесткой заделки в ростверк, несущая способность F_d определялась по формуле (24) прил.:

$$F_d = \eta_1 \eta_2 a b_p z_z^2 / 2,$$

где η_1, η_2 — коэффициенты, равные в случае постоянных нагрузок и безраспорных систем 1,0; a — прочностный коэффициент пропорциональности, определяемый как среднее значение в пределах длины изгиба сваи; b_p — условная ширина сваи, равная $b_p = 1,5d + 0,5 = 0,95$ м; z_z — глубина расположения заделки сваи при изгибе, зависящая от относительной жесткости сваи. Расстояние от поверхности грунта до заделки сваи в грунте представляет собой длину изгиба сваи ℓ_M , которая по данным многочисленных испытаний составляет $6 \dots 10d$ (d — диаметр сваи) или $\ell_M = 2,5/\alpha_e$, где α_e коэффициент деформации, равный $\alpha_e = (Kb_p/EI)^{1/5}$, K — осредненный коэффициент пропорциональности в пределах глубины $\ell_K = 3,5d + 1,5 = 2,55$ м, EI — изгибная жесткость сваи. Для испытываемых свай, изготовленных из бетона В30, $EI = 2,2 \cdot 10^4$ кНм².

В пределах $\ell_k=2,55$ м у опытных свай расположены слои с одинаковыми коэффициентами пропорциональности $K=4000$ кН/м⁴ и прочностными коэффициентами $a = 26$ кН/м³ (табл. 1).

Коэффициент деформации $\alpha_e=0,11$. Соответствующая приведенная безразмерная глубина заложения свай $\hat{h}=0,63; 0,42; 0,49 < 2,5$. В этом случае несущая способность свай рассчитывается для $z = \ell_3/3$, т.е. для $z = 2,13; 1,27; 1,5$ м для свай №№ 1, 2, 3 соответственно.

Полученные расчетные F_d и опытные $F_u=P_v$ значения несущей способности свай на горизонтальные нагрузки и предельные значения горизонтальных нагрузок H на сваи с учетом коэффициента надежности $\gamma_k = 1,4$ приведены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

*Расчетные и опытные значения несущей способности свай
на горизонтальные нагрузки*

Номер опытной сваи	Глубина забивки ℓ_3 , м	Расчетное значение несущей способности сваи F_d , кН	Расчетное значение предельной нагрузки на сваю $H=F_d/\gamma_k$, кН	Опытное значение предельной горизонтальной нагрузки на сваю F_u , кН
8	6,3	26,31	18,79	40
9	3,8	15,68	11,2	12
10	4,5	18,52	13,23	30

Данные испытаний показывают, что боковой отпор грунта (сопротивление горизонтальным нагрузкам) для коротких свай в однородных по сжимаемости грунтах зависит от глубины расположения кровли опорного слоя. Значения, близкие к опытным, получены расчётом по формулам СНиП [3], в которых несущая способность грунта при действии горизонтальных нагрузок также зависит от глубины забивки свай. Расхождение в величинах F_d и F_u связано с точностью принятых в расчете деформативных характеристик грунтов.

Проведенный анализ показал, что при отсутствии заделки свай в ростверке несущая способность их на горизонтальную нагрузку явно недостаточна. Необходимо обеспечить совместную работу кустов свай с ростверков путем жесткой заделки в них голов свай (тем более, что кровля опорных грунтов расположена в пределах наиболее напряженной зоны основания, а сами опорные слои по данным изысканий нельзя отнести к малосжимаемым).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. М. : ГУП ЦПП, 1999.
2. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. М. : Стройиздат, 1988. 224 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой России. М. : ГУП ЦПП, 2000.
4. Сорокина Г.В. Строительные свойства слабых грунтов в основании сооружений. М. : Стройиздат, 1996. 224 с.

Левин А.Н., Тимофеева Л.М., Тимофеев Д.Д., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 69.059.22:728.51(479.24-25)

Ф.Г. Габиров, Ф.Ш. Мамедов, К.С. Махмудов, Н.А. Мусеев

ИССЛЕДОВАНИЕ И ВЫЯВЛЕНИЕ ПРИЧИН ДЕФОРМАЦИЙ И ПОВРЕЖДЕНИЙ ЗДАНИЯ ГОСТИНИЦЫ «ИНТУРИСТ» В БАКУ

Исследованы трещины и повреждения здания гостиницы «Интурист», расположенной рядом с территорией Баилковского оползневого склона в г. Баку. Инженерно-геологические исследования показали, что трещины и повреждения здания вызваны неравномерной деформацией грунтов основания. Неравномерную деформацию вызвало сжатие линзы водонасыщенного суглинка под воздействием 6-балльного землетрясения.

The fractures and damaged parts of the "Inturist" Hotel building located close to the area of Bailovsky landslide slope in the city of Baku were analyzed. The engineering-and-geological surveying showed that the fractures and damage were caused by uneven deformation of the bed's soils. The uneven deformation was the result of the water-saturated clay loam's streak compression under the load of grade-6 earthquake.

В 2006 г. по заказу компании «Global Invest Kompani Ltd» были проведены исследования деформаций и повреждений здания гостиницы «Интурист» в г. Баку, расположенной на проспекте Нефтяников. Гостиница «Интурист» была построена в начале 30-х гг. XX в. по проекту архитекторов А. Щусева и И. Француза. Это здание являлось одним из памятников конструктивизма с рациональностью планировочных решений и лаконичностью геометрически четких объемов.

Здание гостиницы «Интурист» находится в непосредственной близости Баилковского оползневого склона. Самый крупный оползень здесь произошел в марте 2000 г. Объем оползня составил приблизительно 10 млн. м³ грунтовой массы. В результате оползня полностью были разрушены 17, пришли в негодное состояние 26, повреждены и деформированы более 100 жилых домов, расположенных на склоне Баиловской балки. Основной причиной оползня явилось длительное техногенное глубинное увлажнение апшеронских глин (ориентировочно линия скольжения оползня формируется в пределах 55...70 м глубины).

Территория Баилковского оползня имеет в перспективе тенденцию к развитию. В связи с этим на основе имеющейся (до настоящих исследований) инженерно-геологической информации территория расположения гостиницы «Интурист» была отнесена к зоне повышенного риска геотехнической опасности. Надо отметить, что на склоне по линии дворец «Гюлистан» — гостиница «Интурист» были пробурены инженерно-геологические скважины при проектировании дворца «Гюлистан», ниже по склону объективной инженерно-геологической информации не было, в особенности в части определения глубины начала и развития апшеронских глин. В этой связи в более ранних исследованиях [1] по прогнозу активизации Баилковского оползня территория расположения и само здание гостиницы были оценены как аварийноопасные. Предполагалось, что при перспективном развитии оползня здание гостиницы «Интурист» имеет большую вероятность попасть в зону языкового выпора оползня, что приводит к полному разрушению.

В период после оползня 2000 г. здание гостиницы «Интурист» было подвергнуто воздействию землетрясения силой 6 баллов и частичному пожару. На рис. 1 показан общий вид гостиницы «Интурист» со стороны проспекта Нефтяников (фото 1989 г. — период нормальной эксплуатации).



Рис. 1. Общий вид гостиницы «Интурист» со стороны проспекта Нефтяников



Рис. 2. Горизонтальная трещина в стене со стороны внутреннего фасада

Состояние здания гостиницы «Интурист» на момент исследования (2006 г.) было следующим: 1) отдельные деревянные конструкции (паркетный пол первого этажа, перекрытие между первым и вторым этажами) были уничтожены пожаром, несущие железобетонные конструкции и конструкции из каменной кладки от пожара не пострадали; 2) со стороны двора (внутреннего фасада) в корпусе здания имеются горизонтальные (рис. 2) и косые трещины (рис. 3 и 4) на несущих стеновых конструкциях; 3) в нижней части торца здания имеется повреждение в виде крупного углового откола (рис. 5); 4) в целом здание гостиницы было в аварийном состоянии и не эксплуатировалось.

Исследование характера повреждений в конструкциях здания позволило установить, что они вызваны не пожаром. Эти повреждения также не являются реакцией конструкций здания гостиницы на катастрофический оползень, описанный выше, т.к. рядом расположенные более ветхие конструкции забора и стен других сооружений из каменной кладки даже не имеют мелких трещин. К тому же в документах, составленных при обследовании здания гостиницы после оползня 2000 г., не зафиксированы приведенные в данной работе повреждения, отмечено только затопление подвалов и выпучивание деревянного пола первого этажа. Характер трещин, приведенных на рис. 2—5 в большей степени соответствует трещинам, вызванным неравномерной деформацией грунтов основания здания.

Для выявления причин деформаций и повреждений здания были вскрыты шурфы со стороны фасада и пробурены инженерно-геологические скважины.

С помощью шурфа был вскрыт фундамент здания. Выяснилось (рис. 6), что в 1,2 м от поверхности несущая стена здания опирается на твердый песчаник. Таким образом, в начале 30-х гг. XX в. строители логично использовали встретившийся в верхней части основания скальный массив как фундаментный элемент. При этом на контакте стены с песчаником было произведено гидроизоляционное покрытие.

Результаты исследований по 10 инженерно-геологическим скважинам показали, что в зоне расположения здания в толще скальных песчаников и известняков обнаружена линза водонасыщенных тугопластичных суглинков, мощностью от 3,6 до 4,9 м. Проведя ретроспективный анализ полученных результатов и информации, полученной от персонала, эксплуатирующего здание гостиницы, мы пришли к выводу, что неравномерная деформация здания и полученные вследствие этого повреждения, вызваны сжатием водонасыщенных суглинистых грунтов от воздействия 6-балльного землетрясения, произошедшего в Баку в ноябре 2000 г.

Было рекомендовано при строительстве нового здания на указанной территории полностью пройти сваями слой суглинистой линзы с опиранием их в нижней части известняка.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Габиров Ф.Г.* Прогноз активизации Баилковского оползня на ближайшую перспективу и предварительные рекомендации по инженерным мероприятиям / Ф.Г. Габиров, А.Т. Амрахов, Ф.И. Мамедов // *Proceedings III International Simpozium "Prognostication, Prevention and Liquidation of Disastrous and the Place of the Terrorism in Extreme Situations"*. Baku, 2005. С. 41—45.



Рис. 3. Косые трещины в несущих элементах со стороны внутреннего фасада



Рис. 5. Угловой откол в торцевой части здания



Рис. 4. Косая трещина в нижней части стены со стороны внутреннего фасада

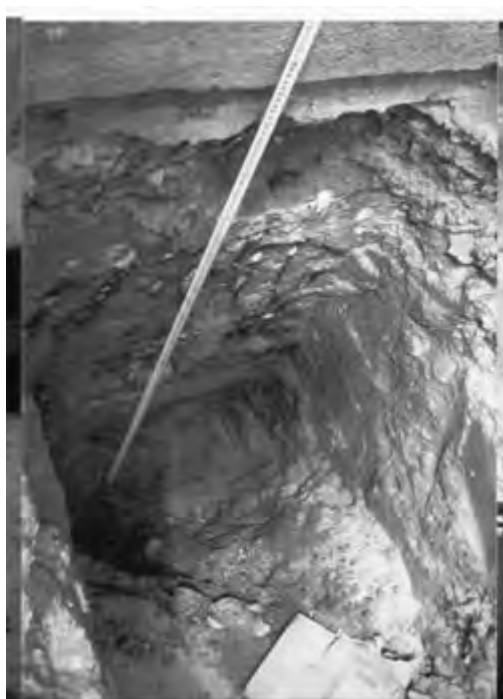


Рис. 6. Вскрытие фундамента с помощью шурфа

© Габиров Ф.Г., Мамедов Ф.Ш.,
Махмудов К.С., Мусаев Н.А., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.137.5

Ф.Н. Деревенец

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГРУНТА ОПОЛЗНЯ СО СВАЯМИ УДЕРЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ В ТРЕХМЕРНОЙ ПОСТАНОВКЕ

Предложена расчетная модель взаимодействия оползневого грунта со сваями удерживающих сооружений, реализованная в трехмерной постановке с применением метода конечных разностей. Приведен анализ напряженно-деформированного состояния оползневого грунта при взаимодействии со сваями двухрядной удерживающей конструкции. Результаты расчета сопоставлены с решением плоской задачи.

A design model of landslide soil interaction with the piles of the retaining constructions has been suggested. It is implemented in the three-dimensional statement with the use of a finite difference method. An analysis of the stressed-strained state of the landslide soil with the interaction with the piles of the double-row retaining structure has been given. The computation results have been compared with a solution of the plane problem.

Предотвращение оползневых деформаций откосов и склонов часто производится с помощью буронабивных свай, заглубленных в несмещаемые породы. Нередко применяются многорядные, в том числе и двухрядные, свайные конструкции.

Вопросами исследования взаимодействия оползневого грунта с контрфорсными, в частности свайными, элементами одnorядных удерживающих сооружений занимались К.Ш. Шадунц [1], Л.К. Гинзбург [2], С.И. Маций [3], В.Г. Федоровский [4] и др. Ряд источников [5, 6] содержит результаты исследований работы двухрядных свайных сооружений. Однако, принятые в них допущения (замена арочной формы зоны пластических деформаций на трапециевидную, жесткопластическая модель процесса продавливания, неучет трения грунта по свае, собственного веса грунта и взаимовлияния рядов свай и т.п.) в настоящее время определяют значительные погрешности при проектировании свайных удерживающих сооружений.

Расчетная схема и методика исследования. Исследование взаимодействия оползневого грунта со сваями удерживающей конструкции в трехмерной постановке проводилось с применением метода конечных разностей, реализованного в программе FLAC3D. Рассматривался пространственный фрагмент двухрядного противооползневого сооружения с шахматным расположением свай в плане (рис. 1).

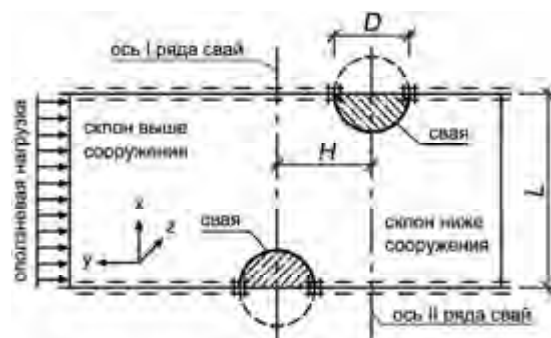


Рис. 1. Расчетная схема модели продавливания грунта между сваями

Вертикальные перемещения грунта ограничивались нижней плоскостью модели в уровне поверхности скольжения, боковые перемещения — плоскостями симметрии сооружения по сваям первого и второго ряда. Закрепление свай принято жестким. Поведение грунта описывалось моделью Кулона — Мора.

Сваи в расчетной модели представлены одной из симметричных половин вертикальных цилиндрических элементов сплошного сечения. Поведение материала свай описывалось упругой моделью с достаточно низкими деформационными характеристиками железобетона нормальной прочности. Для моделирования работы грунта на контакте со свайей с возможностью проскальзывания или отрыва грунта, в расчетную схему на границе со сваями введены контактные поверхности («интерфейсы»).

Вся расчетная область разбивалась на объемные элементы «brick» с образованием полностью структурированной сетки с максимальным сгущением в области влияния сооружения. Дополнительное измельчение сетки производилось в непосредственной близости от свай.

Расчеты напряженно-деформированного состояния грунта при продавливании между сваями проведены при следующих геометрических параметрах модели и свойствах материалов:

диаметр свай D	1,0 м
относительный шаг свай в ряду L/D	1,5
относительное расстояние между рядами H/D	2,0
мощность оползня z	5,0 м
удельное сцепление в грунте c	20 кПа
угол внутреннего трения грунта ϕ	10°
модуль деформации грунта E	20 МПа
коэффициент прочности грунта на контакте со свайей η	0,6

Поскольку численные исследования выполнены для оползневых глинистых грунтов, угол дилатансии принят равным нулю.

Начальные напряжения в модели от собственного веса грунта и материала свай назначались исходя из их плотности с последующим уточнением методом гравитационного нагружения. При этом производилось ограничение боковых перемещений грунта со стороны верхового и низового склона, перемещения на дневной поверхности модели не ограничивались. Полученные в результате фиктивные перемещения в дальнейших расчетах не учитывались.

Моделирование оползневого давления производилось пространственной распределенной нагрузкой по левой границе расчетной схемы. Расчеты проведены с учетом равномерного характера распределения оползневого давления по глубине модели.

В процессе приложения оползневой нагрузки, ограничения на перемещения грунта со стороны верхового и низового склона заменялись соответствующими реакциями на боковое давление грунта в природном (начальном) состоянии. С целью исключения эффекта переползания грунта через свайное сооружение в плоскости дневной поверхности модели производилось ограничение вертикальных перемещений грунта.

Нагружение производилось ступенями до начала пластического течения грунта между сваями. К этому моменту при малых приращениях нагрузки на модель перемещения грунта достигают значительных величин.

Анализ напряженно-деформированного состояния. Для изучения напряженно-деформированного состояния грунтов при продавлировании между сваями исследовались поля продольных и поперечных перемещений грунта, а также зон пластических деформаций по критерию прочности Кулона — Мора. Перемещения грунта приняты *продольными* и *поперечными* относительно направления оползневого давления. Анализ проведен в среднем сечении массива на глубине 2,5 м от дневной поверхности.

В начале процесса нагружения на полях поперечных перемещений (рис. 2, стадия I) четко выделяется зона влияния свайного сооружения. Здесь наблюдается изменение направления смещения грунта по форме «обтекания» сваи первого ряда. Размеры зоны влияния ограничиваются $(2...2,5)D$ перед сваями первого ряда и $(1...1,5)D$ за сваями второго ряда.

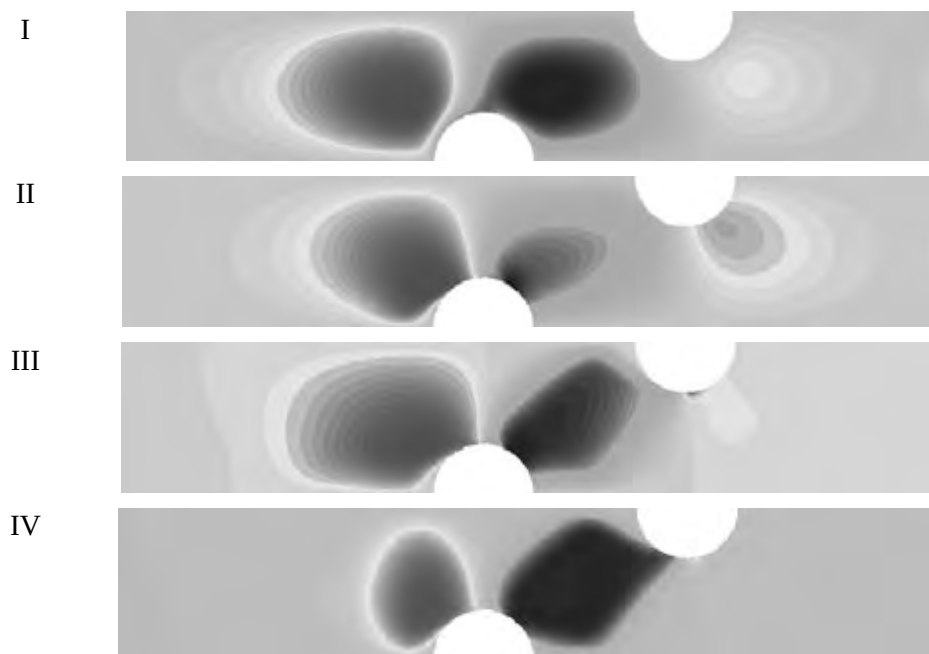


Рис. 2. Поперечные перемещения грунта на глубине 2,5 м

Максимальная интенсивность поперечных смещений грунта отмечается перед свайей первого ряда и в пространстве между сваями первого и второго ряда. Перед свайным сооружением, по мере приближения к нему, величины продольных смещений равномерно убывают (процесс уплотнения). Наибольшие напряжения наблюдаются на контакте грунта со свайей первого ряда. Пластические деформации грунта практически отсутствуют (рис. 3, стадия I). В целом характер деформаций грунта аналогичен описанному ранее при взаимодействии с одним рядом свай [7].

В процессе нагружения характер деформаций грунта постепенно изменяется. Зона влияния перед сооружением уменьшается до $(1...1,75)D$. Перед свайей первого ряда формируется клин уплотненного грунта (рис. 2, 3, стадия

II). Область поперечных смещений грунта концентрируется перед свайей первого ряда и в межсвайном пространстве — позади свай. Увеличение нагрузки приводит к образованию уплотненного клина перед свайей второго ряда и смыканию областей пластических деформаций между сваями первого и второго ряда (рис. 3, стадии II—III). Поверхности сдвига развиваются от вершины клина у свай второго ряда к боковой поверхности свай первого ряда.

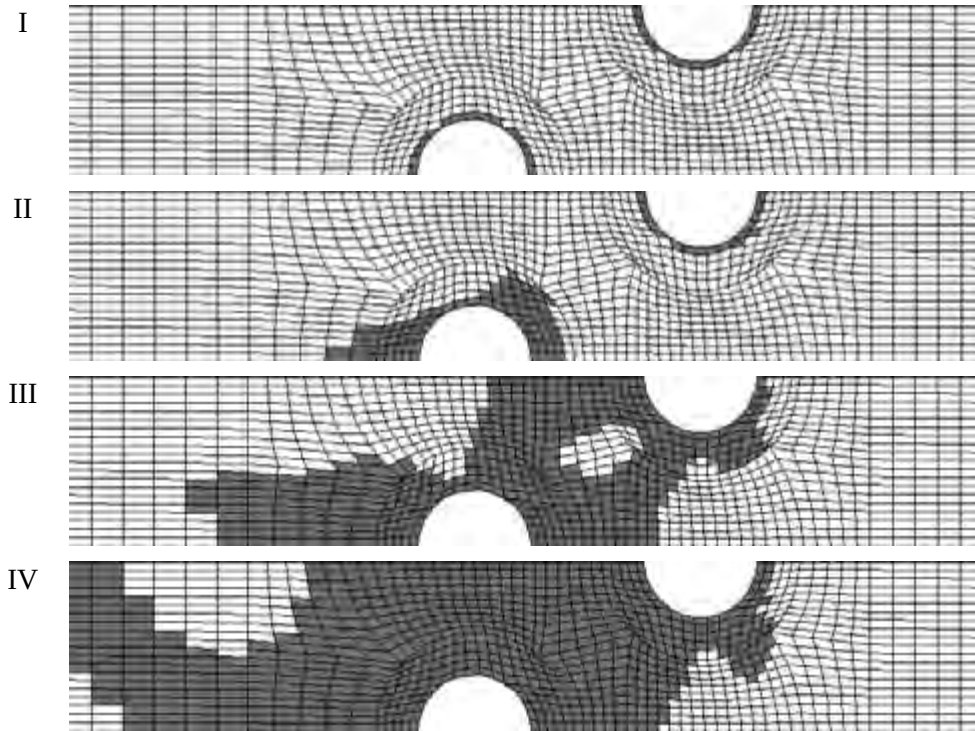


Рис. 3. Области пластических деформаций грунта на глубине 2,5 м: I — начальная стадия нагружения; II — формирование уплотненного клина перед сваями первого ряда; III — формирование четырехугольной зоны пластических деформаций рядами свай; IV — сформированная «лепестковая» зона пластических деформаций перед сваями первого ряда

По мере увеличения оползневой нагрузки грунт деформируется, «обтекающая» и продавливаясь между сваями первого ряда, затем между рядами. Размеры уплотненного клина перед свайей второго ряда (рис. 2, стадия III) значительно больше. Поверхности сдвиговых деформаций развиваются от боковой поверхности свай второго ряда к вершине клина позади свай первого ряда (рис. 3, стадия III). Формируется характерная область в форме четырехугольника [8], после появления которой развиваются «лепестки» пластических деформаций перед сваями первого ряда (рис. 2, стадия IV). Вдоль задней грани свай первого и второго ряда развиваются трещины отрыва грунта.

Характер пластических деформаций грунта по глубине оползня (рис. 4—5) практически не меняется. По всей видимости, это объясняется допущением относительно равномерного распределения оползневых давлений. Для оценки влияния этого фактора на процесс продавливания грунта между сваями плани-

руется провести серию численных экспериментов с иным распределением давлений по глубине.



Рис. 4. Поперечные перемещения грунта в массиве (IV стадия)

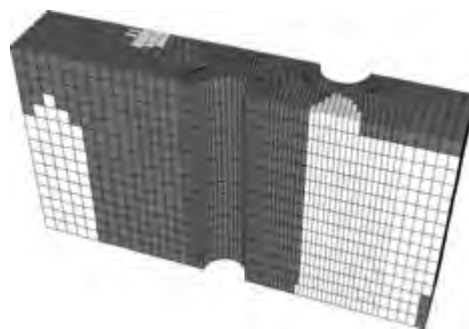


Рис. 5. Области пластических деформаций в массиве (IV стадия)

Выводы. В результате исследования взаимодействия оползневого грунта со сваями двухрядного удерживающего сооружения в пространственной постановке установлено следующее:

- 1) характер деформаций грунта околосвайного пространства имеет значительное сходство с результатами плоского решения, а именно:
 - развитие зон пластических деформаций в процессе нагружения;
 - появление четырехугольной области пластических деформаций между сваями первого и второго ряда;
 - образование «лепестковой» области пластических деформаций между сваями первого ряда;
- 2) равномерное распределение оползневых давлений по глубине оползня обуславливает и одинаковый характер взаимодействия грунта со сваями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Шадунц К.Ш. К расчету контрфорсных сооружений // Вопросы геотехники : тр. ДИИТа, 1962. Вып. № 5. С. 24—42.
2. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. М. : Стройиздат, 1979. 81 с.
3. Маций С.И. Взаимодействие свайных рядов с грунтом оползней : автореф. дис. СПб., 1991.
4. Федоровский В.Г. Предельное давление на ряд ленточных штампов и эффект «непродавливания» // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. № 3. С. 9—13.
5. Распределение усилий между рядами свай противооползневой конструкции / Л.К. Гинзбург, В.Е. Коваль, В.Б. Лапкин, В.С. Васковская // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1990. № 2. С. 7—11.
6. Руководство по проектированию и устройству заглубленных инженерных сооружений / НИИСК Госстроя СССР. М. : Стройиздат, 1986. 120 с.
7. Маций С.И. Применение метода конечных элементов для исследования взаимодействия грунтов оползня со сваями / С.И. Маций, Ф.Н. Деревенец // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. № 4. С. 8—12.
8. Маций С.И. Взаимодействие оползневого грунта со сваями с учетом конфигурации удерживающего сооружения / С.И. Маций, Ф.Н. Деревенец // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. № 2. С. 8—12.

© Деревенец Ф.Н., 2008

Поступила в редакцию в феврале 2008 г.

УДК 624.131

А.П. Савин**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОРИСТОЙ СРЕДЫ
В ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОМ ЭКСПЕРИМЕНТЕ**

Изложена последовательность проведения вычислительного эксперимента для определения деформационных характеристик пористой среды с помощью метода граничных элементов и программного комплекса DCM.

The paper states the procedure of the computational experiment aimed at determining the deformation characteristics of porous medium with the help of boundary element method and DCM software complex.

С усложнением моделей грунтовых оснований возрастает роль деформационных характеристик, определяемых на натурных образцах. При этом особую роль получают характеристики для задач плоской деформации, т.к. создание соответствующих условий испытаний для натурных образцов является технически сложным и трудоемким процессом.

Получение деформационных характеристик пористой среды в условиях плоской деформации может быть выполнено по методике [1] с использованием метода граничных элементов [2] с помощью программного комплекса DCM [3].

В качестве исходного образца применен бесконечно протяженный параллелепипед, имеющий квадратное сечение (рис. 1).

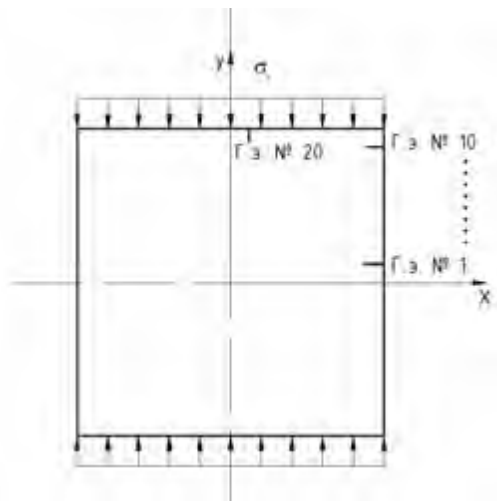


Рис. 1. Схема испытаний сплошного образца

В прим. 1, который имеет тестовый характер, приняты следующие исходные данные: размеры сечения 2×2 м, материал песчаник с модулем Юнга $E = 18000$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu = 0,2$ [4], нагружение вертикальной нагрузкой σ_y . В расчетной схеме использовалась $1/4$ образца с размерами

сечения 1×1 м (на рис. 1 — квадрат справа сверху) ввиду симметрии относительно координатных осей. Грани этой части образца были представлены 20 граничными элементами (г.э.) разрывных смещений. По верхней грани задавались нормальные напряжения и нулевые касательные напряжения, по боковой грани — отсутствие напряжений.

При нагружении образца пошаговой нагрузкой $\sigma_y = 10, 20$ и 30 МПа по программному комплексу DCM получены перемещения верхней U_y (г.э. от 11 до 20) и боковой U_x (г.э. от 1 до 10) граней, которые приведены в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

№ г.э.	$\sigma_y = -10$ МПа		$\sigma_y = -20$ МПа		$\sigma_y = -30$ МПа	
	$U_x(+)$, м	$U_y(+)$, м	$U_x(+)$, м	$U_y(+)$, м	$U_x(+)$, м	$U_y(+)$, м
1	0,000132	-2,9E-05	0,000265	-5,7E-05	0,000397	-8,6E-05
2	0,000132	-8,6E-05	0,000265	-0,00017	0,000397	-0,00026
3	0,000132	-0,00014	0,000264	-0,00029	0,000397	-0,00043
4	0,000132	-0,0002	0,000264	-0,0004	0,000396	-0,0006
5	0,000132	-0,00026	0,000264	-0,00052	0,000396	-0,00078
6	0,000132	-0,00032	0,000264	-0,00064	0,000396	-0,00096
7	0,000133	-0,00038	0,000265	-0,00076	0,000398	-0,00114
8	0,000134	-0,00044	0,000268	-0,00089	0,000402	-0,00133
9	0,000137	-0,00051	0,000275	-0,00103	0,000412	-0,00154
10	0,000149	-0,0006	0,000298	-0,0012	0,000447	-0,00179
11	0,000155	-0,00061	0,000311	-0,00121	0,000466	-0,00182
12	0,000137	-0,00057	0,000273	-0,00115	0,00041	-0,00172
13	0,000118	-0,00056	0,000236	-0,00112	0,000354	-0,00168
14	0,000101	-0,00055	0,000202	-0,0011	0,000302	-0,00166
15	0,000084	-0,00055	0,000169	-0,00109	0,000253	-0,00164
16	0,000069	-0,00054	0,000137	-0,00108	0,000206	-0,00163
17	0,000053	-0,00054	0,000106	-0,00108	0,000159	-0,00162
18	0,000038	-0,00054	0,000075	-0,00107	0,000113	-0,00161
19	0,000023	-0,00054	0,000045	-0,00107	0,000068	-0,00161
20	0,000008	-0,00054	0,000015	-0,00107	0,000023	-0,00161

Вычисленные значения перемещений сторон образца имеют достаточно равномерный характер.

По полученным перемещениям вычислялись вертикальные ($\varepsilon_x^* = U_x/l$) и горизонтальные ($\varepsilon_y^* = U_y/l$) деформации образца (где $l = 1$ м), затем

$$\mu^* = \frac{\varepsilon_x^*}{\varepsilon_x^* - \varepsilon_y^*} \text{ и } E^* = \frac{1 - (\mu^*)^2}{\varepsilon_y^*} \sigma_y. \text{ Практически совпадение в этом примере вы-}$$

численных значений E^* и μ^* с исходными E и μ свидетельствует о правильной методике вычислительного эксперимента и возможности ее использования для различных видов пористой среды.

В прим. 2 использован образец с теми же исходными данными, как и в прим. 1. Однако здесь сформирована пористая среда за счет треугольных включений (структурных элементов) [1], имитирующих поры (рис. 2).

Стороны каждого включения представляют собой граничные элементы с нулевыми касательными и нулевыми нормальными напряжениями. В данном примере конфигурация и повороты этих включений приняты регулярными.

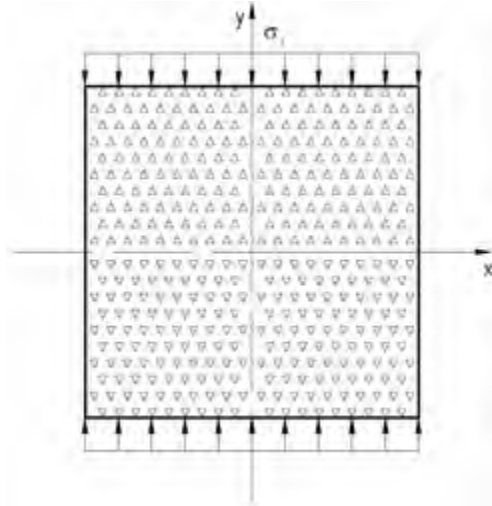


Рис. 2. Схема испытаний пористого образца

Вычисления были проведены также с использованием программного комплекса DCM, результаты приведены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

№ г.э.	$\sigma_y = -10$ МПа		$\sigma_y = -20$ МПа		$\sigma_y = -30$ МПа	
	$Ux(+)$, м	$Uy(+)$, м	$Ux(+)$, м	$Uy(+)$, м	$Ux(+)$, м	$Uy(+)$, м
1	0,001513	-0,00001	0,003026	-0,00002	0,004538	-2,9E-05
2	-0,00335	-0,00163	-0,00671	-0,00326	-0,01006	-0,00488
3	-0,00562	-0,00197	-0,01124	-0,00394	-0,01686	-0,00592
4	-0,01967	-0,00481	-0,03934	-0,00961	-0,05901	-0,01442
5	-0,02135	-0,00602	-0,0427	-0,01204	-0,06405	-0,01807
6	-0,03355	-0,00848	-0,06709	-0,01695	-0,10064	-0,02543
7	-0,02412	-0,01141	-0,04824	-0,02282	-0,07236	-0,03423
8	-0,03385	-0,01741	-0,0677	-0,03481	-0,10155	-0,05222
9	-0,00902	-0,01622	-0,01804	-0,03243	-0,02706	-0,04864
10	0,003769	-0,00849	0,007539	-0,01698	0,011308	-0,02547
11	-0,00567	-0,02147	-0,01133	-0,04295	-0,017	-0,06442
12	-0,00408	-0,00446	-0,00817	-0,00892	-0,01225	-0,01338
13	0,002758	-0,00294	0,005516	-0,00587	0,008273	-0,00881
14	0,008686	-0,01203	0,017372	-0,02405	0,026057	-0,03608
15	0,0128	-0,0097	0,0256	-0,0194	0,0384	-0,0291
16	-0,00682	-0,01532	-0,01364	-0,03064	-0,02046	-0,04596
17	-0,01496	-0,01335	-0,02992	-0,02669	-0,04488	-0,04004
18	-0,00571	-0,01213	-0,01142	-0,02426	-0,01713	-0,03639
19	-0,01043	-0,0122	-0,02086	-0,0244	-0,03128	-0,0366
20	-0,00493	-0,01267	-0,00987	-0,02533	-0,0148	-0,038

Вычисленные значения перемещений сторон образца имеют неравномерный характер (особенно горизонтальные перемещения), что можно объяснить влиянием принятой регулярной конфигурации пор. Ввиду этого для вычислений деформаций использовались только перемещения середин сторон образца.

Аналогично предыдущему примеру были вычислены ε_x^* , ε_y^* , μ^* и E^* . Например, для $\sigma_y = -20$ МПа получены $\varepsilon_y^* = -0,02533$, $\varepsilon_x^* = 0,003026$, тогда $\mu^* \approx 0,11$, $E^* \approx 780$ МПа. Таким образом, здесь имеет место уменьшение модуля Юнга по сравнению с сплошным образцом в 23 раза.

На графике (рис. 3) показана зависимость вертикальных деформаций от нагружения на каждом шаге для образца без пор (1) и образца с порами (2).

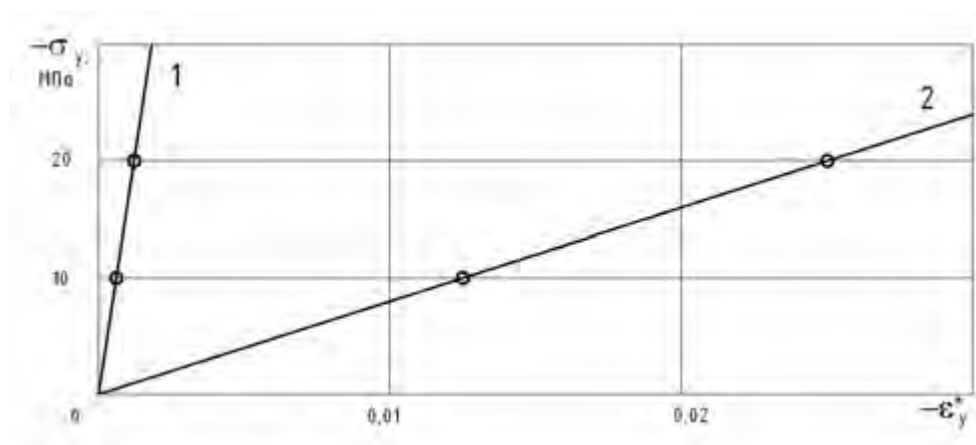


Рис. 3. График $\varepsilon_y^* = f(\sigma_y)$ для образцов без пор (1) и с порами (2)

Из графика видно влияние пористости среды на деформации и, в конечном итоге, на деформационные характеристики.

Проведенный вычислительный эксперимент указывает на возможность определения деформационных характеристик различных пористых сред в условиях плоской деформации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.

1. Ревенко В.В. Моделирование грунтовых оснований сооружений дискретно-континуальной средой // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Спец. выпуск к 100-летию ЮРГТУ (НПИ). Техн. науки. 2007. С. 119—122.
2. Крауч С. Методы граничных элементов в механике твердого тела / С. Крауч, А. Старфилд. М. : Мир, 1987. 328 с.
3. Ревенко В.В. Разработка программы ПЭВМ расчета грунтового основания по дискретно – континуальной модели / В.В. Ревенко, А.П. Савин // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Спец. выпуск «Актуальные проблемы строительства и архитектуры». Техн. науки. 2005. С. 118—123.
4. Справочник по сопротивлению материалов / Е.Ф. Винокуров и др. Минск : Наука и техника, 1988. 464 с.

© А.П. Савин, 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.154

А.А. Богомолов, Я.В. Качурин, А.В. Соловьев, Д.П. Торшин**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВЯЗНЫХ ОСНОВАНИЙ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ**

Приведены результаты экспериментальных исследований несущей способности связных оснований ленточных фундаментов мелкого заложения, которые сопоставляются с данными теоретических расчетов.

The article gives the experimental investigations' results of the load-bearing capacity of connected beds of shallow continuous footings, which are compared to the theoretical computations data.

Обобщение и анализ результатов компьютерного моделирования процесса образования и развития областей пластических деформаций в связном основании ленточного фундамента мелкого заложения позволили получить графические зависимости для определения величины предельно допустимой нагрузки на основание для достаточно широкого диапазона физико-механических свойств грунтов и геометрических параметров фундамента [1].

Для опытной проверки полученных результатов нами при содействии кандидата технических наук О.В. Евдокимцева проведены экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания в лаборатории механики грунтов Тамбовского государственного технического университета.

Во время проведения опытов определялась величина интенсивности равномерно распределенной нагрузки, передаваемой моделью фундамента на основание, при достижении которой происходит выпор грунта основания. В нашей трактовке в момент этого события происходит смыкание областей пластических деформаций, образовавшихся под краями фундамента, а величина коэффициента устойчивости основания численно равна $K=1$. Эксперименты с моделями заглубленных фундаментов проводились в металлических лотках-установках размерами $2 \times 2 \times 1,8$ м, заполненных песком и оборудованных приспособлениями для передачи нагрузки (рис. 1).

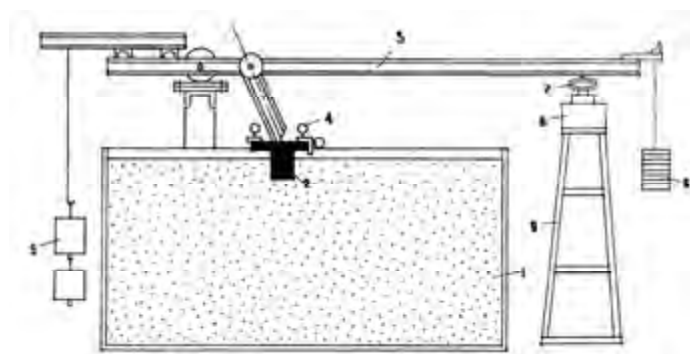


Рис. 1. Схема экспериментальной установки: 1 — металлический лоток, заполненный песком; 2 — модель заглубленного фундамента; 3 — рычаг; 4 — прогибомеры; 5 — противовес; 6 — грузы; 7 — динамометр; 8 — домкрат; 9 — подставка

Нагрузку в установках создавали с помощью грузов, укладываемых на подвеску рычагов с передаточным числом 1:10 и 1:6. Схема экспериментальной установки изображена на рис. 1.

Модели фундаментов имели размеры 55×5 см (имитация условий плоской задачи) и заглублялись в грунт основания таким образом, что отношение $2b/h_3=1$; 2; 3. Всего было проведено 12 опытов по 4 для каждого отношения $2b/h_3$.

Грунт в экспериментальном лотке имел следующие физико-механические свойства: плотность $\rho = 1,67 \text{ т/м}^3$; удельное сцепление $C = 5 \text{ кПа}$; угол внутреннего трения $\varphi = 31^\circ$.

В качестве основания использовался песок из карьеров города Тамбова, его гранулометрический состав приведен в табл. 1, а параметры однородности — в табл. 2.

Т а б л и ц а 1

Гранулометрический состав песка

Размеры частиц, мм	10...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	Менее 0,1
Зерновой состав, %	Установка № 1					
	0	0,1	0,3	24,7	68,2	6,7
	Установка № 2					
	0,1	2,6	3,4	39,8	50,6	3,5

Т а б л и ц а 2

Параметры однородности песка

Установки	Степень неоднородности по Хазену, C_u	Коэффициент сортировки по Фадееву, S_p	Параметр неоднородности по Мелентьеву, Π
1	1,9	3,6	0,64
2; 4	2,3	4,2	0,95

Просеянный песок укладывался слоями по 5...10 см и уплотнялся металлической трамбовкой. Требуемая плотность основания достигалась определенным числом ударов трамбовки по одному следу и равнялась для воздушно-сухого основания $\rho=1,59\pm0,1 \text{ г/см}^3$, для маловлажного ($w=0,05$) $\rho=1,62 \text{ г/см}^3$. Начальная плотность контролировалась режущими кольцами и микропенетрометром. После каждого эксперимента песок убирали на глубину, равную 5—6-кратной ширине модели ниже подошвы, и укладывали заново.

Результаты лабораторных испытаний помещены в табл. 3.

В третьем столбце табл. 3 приведены значения величины интенсивности внешней нагрузки, при которой произошел выпор грунта. В четвертом столбце приведены численные значения величины коэффициента устойчивости основания, вычисленные при помощи компьютерной программы [2], разработанной на основе решения, изложенного в [3]. В пятом столбце показаны численные значения величины интенсивности внешнего воздействия, полученные при помощи расчетов, и соответствующие значению величины коэффициента устойчивости основания $K=1$.

Сравнивая данные, приведенные в таблице, видим, что максимальное отличие значений интенсивностей предельно допустимых нагрузок на основание фундамента, полученных экспериментально и на основе компьютерного моделирования, составляет 23 % ($2b/h_3=1$).

Численные значения величины интенсивности разрушающей нагрузки, полученные теоретически, отличаются от соответствующих величин, полученных экспериментально, на 7...26 %.

Т а б л и ц а 3

*Результаты моделирования процесса разрушения основания
заглубленного фундамента*

№ опыта	$2b/h_3$	Q_p^3 , МПа	$K_{\text{теор.}}$	Q_p^m , МПа
1	1	0,262	0,83	0,225
2		0,273	0,8	
3		0,262	0,83	
4		0,284	0,77	
5	2	0,227	1,04	0,243
6		0,239	1,02	
7		0,227	1,04	
8		0,239	1,02	
9	3	0,262	0,96	0,251
10		0,273	0,90	
11		0,258	0,97	
12		0,284	0,87	

На рис. 2 приведена фотография, где изображены границы призмы выпора грунта, зафиксированные во время одного из экспериментов. Отметим, что ширина призмы выпора грунта, образовавшейся в момент потери основанием устойчивости, лишь на 10...15 % отличается от соответствующей величины, полученной при компьютерном моделировании этого процесса.

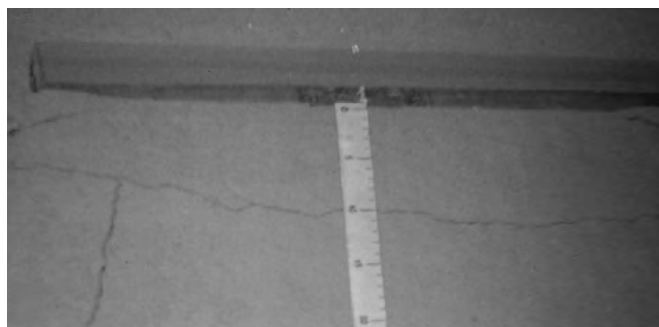


Рис. 2. Экспериментально полученная граница призмы выпора грунта

В [4] приведены результаты экспериментов по определению предельно допустимой нагрузки на песчаное основание круглого фундамента (условия осе симметричной задачи) диаметром $d = 0,16$ м.

Основанием для моделей фундамента служит влажный песок с плотностью $\rho = 1,911$ т/м³, удельным сцеплением $C = 2,35$ кПа, углом внутреннего трения $\varphi = 40^\circ$ и коэффициентом пористости $e = 0,6$.

Величина отношения ширины (диаметра) фундамента $2b$ к глубине его заложения h_3 принимала значения 1,185; 2,13 и 4,0. Здесь же приведены результаты вычисления предельно допустимых нагрузок на основание по формуле, предложенной автором этой работы. Все результаты экспериментов и вычислений сведены в таблицу.

Мы прекрасно понимаем, что условия плоской задачи и осесимметричной достаточно сильно отличаются, однако дополнили эту таблицу результа-

тами определения соответствующих предельно допустимых нагрузок по графическим зависимостям, приведенным нами в работе [1], и результатами вычисления тех же величин по методике проф. А.Н. Богомолова [3].

Т а б л и ц а 4

*Сопоставление величин предельно допустимых нагрузок
на основания моделей фундаментов, полученных опытным путем
и на основе теоретических расчетов*

$2b/h_3$	Величина интенсивности предельно допустимой нагрузки (q/pgh_3)			
	Опытные данные работы [4]	Вычисленная по формуле проф. В.Г. Березанцева [5]	Вычисленная на основе методики проф. А.Н. Богомолова [3]	Определенная по графическим зависимостям, приведенным в [1]
1,185	38,76	31,78 (18%)	42,55 (8,9%)	44,28 (14%)
2,13	48,84	42,42 (13%)	48,2 (0,6%)	51,13 (5,5%)
4	65,41	63,58 (2,8%)	65,6 (0,3%)	67,0 (2,4%)

Анализ данных, приведенных в табл. 4 (в скобках дано отличие соответствующего значения от экспериментально полученного), показывает, что при величине отношения $2b/h_3=1,185$ численное значение предельно допустимой нагрузки, найденное опытным путем, отличается от вычисленного по методике [3] на 8,91 %, а от вычисленного по формуле В.Г. Березанцева [5] — на 18 %.

При $2b/h_3=2,13$ эта разница составляет соответственно 1,3 и 13,1 %, а при $2b/h_3=4$ — 0,3 и 2,8 %.

Если сравнивать величины предельно допустимых нагрузок, вычисленных на основе методики, разработанной проф. А.Н. Богомоловым [3], и найденным по графическим зависимостям, приведенным в работе [1], то разница соответствующих численных значений составляет 3,9, 5,7 и 2,1 %.

Это позволяет утверждать, результаты определения величины предельно допустимой нагрузки при помощи предложенных графических зависимостей [1], практически совпадают с опытными данными, полученными не независимо от нас другими исследователями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богомолов А.А. Результаты компьютерного моделирования процесса развития областей пластических деформаций в однородном основании ленточного фундамента мелкого заложения и определение критических нагрузок / А.А.Богомолов и др. // Материалы научно-практической конференции «Инженерные проблемы современного материаловедения и дорожного строительства». Волгоград, 2007. С. 68—73.
2. Богомолов А.Н. Программа «Несущая способность» для ПЭВМ / А.Н.Богомолов, А.Н. Ушаков, А.В. Редин // Информационный лист № 312-96 / ЦНТИ. Волгоград, 1996. 4 с.
3. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов сложного рельефа в упругопластической постановке. Пермь : ПГТУ, 1996. 150 с.
4. Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. М. : Госстройиздат, 1956. 252 с.
5. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений (Пособие по проектированию). Л. : Стройиздат, 1970. 207 с.

© Богомолов А.А., Качурин Я.В., Соловьев А.В., Торшин Д.П., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.138

Л.В. Нуждин, В.В. Теслицкий

К РАСЧЕТУ КОНТУРНОГО АРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Рассмотрены предложения по определению основных параметров армирования грунтового основания жесткими вертикальными элементами по контуру ленточных фундаментов.

The article considers suggestions for determining the main parameters of reinforcing a soil foundation bed applying rigid vertical elements spaced along continuous footings' contour.

Контурное армирование грунтового основания жесткими вертикальными стержнями является одним из эффективных способов повышения несущей способности основания и снижения осадок фундаментов. Его целесообразно применять для усиления существующих фундаментов при недостаточной прочности грунтов основания под подошвой, наличии слоя слабых грунтов в пределах сжимаемой толщи, а также для уменьшения степени влияния на существующие фундаменты дополнительных напряжений от пристраиваемых зданий и сооружений. Контурное армирование получило достаточно надежную проверку на практике в Сибирском регионе при усилении оснований фундаментов аварийных и реконструируемых зданий.

Работа вертикальных армоэлементов обеспечивается боковым обжатием грунтов за счет давления, передающегося от подошвы фундамента. Армоэлемент через контактную поверхность с грунтом воспринимает нагрузку своей верхней частью и передает ее на нижележащие слои своей нижней частью. В отличие от других случаев устройства армирования грунтов, вертикальные армоэлементы служат для восприятия не растягивающих, а в основном сжимающих напряжений. При контурном армировании основания армоэлементы работают также на изгиб, способствуя созданию условий компрессионного сжатия грунтов под фундаментом.

В качестве армоэлементов могут быть использованы погружаемые в грунт или изготовленные в скважинах элементы малого диаметра (как правило, до 200 мм). При этом, исходя из характера работы армоэлементов, наиболее экономически целесообразным является устройство бетонных или железобетонных буронабивных свай в пробуренных или вытрамбованных скважинах.

В настоящей работе рассматриваются результаты комплексных исследований работы грунтовых оснований, армированных жесткими вертикальными стержнями, которые выполняются совместно Управлением НИЭПВ НГАСУ (Сибстрин), СГУПС и ОАО «Стройизыскания» [1]. В них принимали участие В.П. Писаненко, А.М. Караулов, А.А. Кузнецов и другие.

Проведенные экспериментальные исследования показали, что необходимым условием эффективного вертикального армирования, является создание в деформируемом грунтовом основании компрессионных условий. Предполагая абсолютную жесткость армоэлементов, в том числе, и по перемещениям в горизонтальном направлении, расчетную модель уплотнения слоя армиро-

ванного грунта в условиях компрессионного сжатия можно представить в виде элементарного объема толщиной dz , показанного на рис. 1. В условиях плоской задачи на этот объем действуют следующие усилия:

$$\begin{aligned} N_z &= (\sigma_z + \gamma \cdot z) B \cdot \Delta, \\ N_{z+dz} &= (\sigma_z + \gamma(z + dz) + (\partial \sigma_z / \partial z) dz) B \cdot \Delta, \\ T &= [(\sigma_z + \gamma \cdot z) \xi \cdot \operatorname{tg} \varphi + c] \Delta \cdot dz, \end{aligned} \quad (1)$$

где γ — плотность грунта; ξ — коэффициент бокового давления грунта; σ_z — вертикальное напряжение, действующее в грунте.

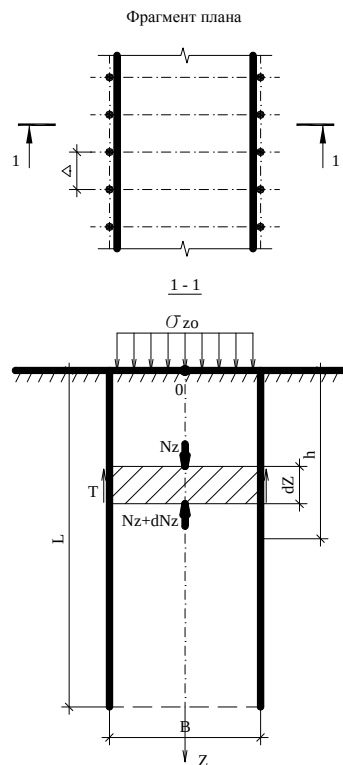


Рис. 1. Расчетная схема контурного армирования основания ленточного фундамента

Используя выражение (4), можно вычислить средние вертикальные напряжения, действующие в грунте, в интервале глубин, где $\sigma_{zo} \geq \sigma_z \geq 0$. Внутренние усилия в армоэлементе на глубине h от подошвы фундамента определяются как

$$P_h = \left(\frac{\Delta \cdot B}{2} \right) (\sigma_{zo} - \sigma_h), \quad (5)$$

где σ_h — напряжения в грунте на глубине $z = h$.

Проецируя действующие усилия на ось Z , можно получить условие равновесия

$$N_z - 2T - N_{z+dz} = 0. \quad (2)$$

С учетом выражений (1) и после соответствующих преобразований, условие (2) сводится к обыкновенному дифференциальному уравнению первой степени относительно σ_z :

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + t \cdot \sigma_z = - \left(\gamma \cdot t \cdot z + \gamma + \frac{2c}{B} \right), \quad (3)$$

где $t = \frac{2 \cdot \xi \cdot \operatorname{tg} \varphi}{B}$; c — удельное сцепление грунта; φ — угол внутреннего трения грунта.

Уравнение (3) имеет замкнутое решение, которое после введения граничных условий запишется в виде

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_{zo} e^{-t \cdot z} - \gamma \cdot z - \\ &- \left(\frac{2c}{t \cdot B} - \frac{\gamma}{t} \right) (1 - e^{-t \cdot z}). \end{aligned} \quad (4)$$

Максимального значения усилие P_z достигает на глубине $z=h_{\max}$, где напряжения $\sigma_z=0$. Ниже этой глубины армоэлемент работает как свая, причем длину этого участка следует определять из условия вертикальной неподвижности всего армоэлемента в целом или, что тоже самое, из условия совпадения внутреннего усилия в армоэлементе на глубине $z=h_{\max}$ и несущей способности участка армоэлемента, расположенного на глубине $h_{\max} < z < l$.

Определяющим условием при проектировании параметра армирования Δ (предельного шага армоэлементов) является недопущение горизонтального выпора грунта из под фундамента между армоэлементами. Полагаем, что при продавливании грунта между армоэлементами в случае правильно выбранного шага элементов Δ в грунте будут самопроизвольно возникать арочные своды, опирающиеся на предположительно жесткие армоэлементы, и горизонтального смещения грунта между армоэлементами не произойдет. Расчетная схема такой арки показана на рис. 2.

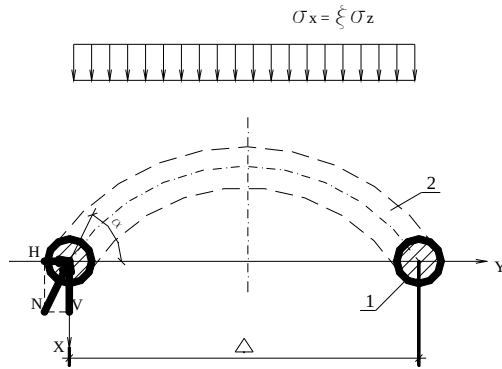


Рис. 2. Расчетная схема арочного свода, возникающего в грунте между армоэлементами: 1 — армоэлементы; 2 — грунтовый свод

Дифференциальное уравнение рациональной оси безмоментной арки в наших обозначениях имеет вид

$$\frac{dx^2}{d^2y} = \frac{\xi \cdot \sigma_z}{H}, \quad (6)$$

где H — горизонтальный распор в опорной части арки.

Уравнение оси арки, являющееся решением выражения (6) при граничных условиях, определенных выше, запишется как

$$x = \left(\frac{\xi \cdot \sigma_z \cdot y}{2 \cdot H} \right) (y - \Delta). \quad (7)$$

Исходя из очевидных соотношений закона Кулона — Мора, выражение для проверки прочности арочного свода на продольное усилие примет вид

$$N_z = \frac{[2c \cdot \cos \varphi + \xi \cdot \sigma_z (1 + \sin \varphi)] D}{1 - \sin \varphi}. \quad (8)$$

На основании уравнения оси арки (7) можно сделать вывод, что наибольшей величины продольное усилие в своде арки достигает в зоне ее опорной части. Поэтому это усилие не должно превышать значение N_z , вычисленное по (8).

Остальные опорные параметры арки можно определить из геометрических соображений

$$\alpha_z = \arcsin \left(\frac{\xi \cdot \sigma_z \cdot \Delta}{2N_z} \right),$$

$$H_z = N_z \cos \alpha, \quad (9)$$

$$V_z = N_z \sin \alpha.$$

Используя выражения (9), найдем зависимость для определения критического шага $\Delta_{кр}$ между армозементами, при котором не будет происходить перемещение грунта за плоскость элементов усиления:

$$\Delta_{кр} = \frac{2N_z}{\xi \cdot \sigma_z}. \quad (10)$$

Наиболее неблагоприятным сечением по возможности образования арок, исчерпанию несущей способности грунтов от действия реакций V_z и для определения армирования тела самого армоземента является уровень подошвы фундамента.

Осадки армированного слоя предлагается определять методом послойного суммирования с использованием вертикальных напряжений σ_z , действующих в грунте. При этом модуль деформации грунтов следует принимать по результатам лабораторных компрессионных испытаний грунтов без применения понижающего коэффициента β .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию вертикально армированных оснований ленточных, отдельно стоящих и плитных фундаментов мелкого заложения. Новосибирск : Стройизыскания ; СГУПС ; НГАСУ, 1999.

© Нуждин Л.В., Теслицкий В.В., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.042.7

В.А. Пшеничкина, А.С. Белоусов, С.С. Гичкун**МЕТОДИКА ОЦЕНКИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАДЕЖНОСТИ СООРУЖЕНИЙ,
ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ СО СЛУЧАЙНО-НЕОДНОРОДНЫМ ОСНОВАНИЕМ**

Приведены методика вероятностного расчета и оценки надежности (риска) сооружений под действием сейсмических нагрузок с учетом статической изменчивости физико-механических и прочностных показателей грунтового основания. Расчет ведется в корреляционном приближении, сейсмическая нагрузка моделируется в виде квазистационарного случайного процесса, заданного спектральной плотностью. Приведена оценка полного риска системы по критериям несущей способности материалы конструкций и потери устойчивости основания с учетом сейсмической опасности территории.

The authors present a method for probabilistic analysis and reliability (risk) evaluation of constructions under seismic loads taking into consideration the static variability of physical-and mechanical and strength characteristics of soil foundation bed. The analysis is carried out in correlative approximation; the seismic load is modeled in the form of quasi-stationary random process set by spectral density. The paper gives the evaluation of the full risk of the system according to the criteria of load-bearing resistance, structural materials and the foundation bed instability in view of the territory's seismic hazard.

Задача оценки сейсмической надежности зданий и сооружений включает в себя схематизацию сейсмического воздействия, решение вероятностной задачи колебаний системы сооружение — основание и построение функции надежности (риска) для заданного критерия отказа. Вероятностный подход к оценке надежности позволяет установить количественную связь между характеристиками изменчивости сейсмических нагрузок, свойств грунтов, материалов конструкций и расчетным уровнем надежности.

Сейсмические движения грунтового основания представляют собой нестационарное пространственно-временное случайное поле, характеристики которого зависят от большого числа факторов (эпицентрального расстояния, структуры и свойств пород на пути распространения волн, спектрального состава и продолжительности землетрясения, отражения и интерференции сейсмической волны и др.). Учесть их в единой модели невозможно. Вместе с тем исследования показывают, грунтовый массив обладает сглаживающими свойствами, и параметры волны в основном определяются статистическими характеристиками пород в зоне застройки. Для моделирования сейсмической нагрузки в виде нестационарного случайного поля имеющейся сейсмологической информации недостаточно. Поэтому в настоящее время в большинстве исследований сейсмическое ускорение грунтового основания представляется в виде стационарных или квазистационарных случайных процессов

$$f(t) = A(t) \tilde{X}(t), \quad (1)$$

где $\tilde{X}(t)$ — стационарный случайный процесс с математическим ожиданием равным нулю; $A(t)$ — детерминированная огибающая, а для пространственных систем — в виде стационарных случайных векторных процессов.

Статистические характеристики нагрузки задаются в корреляционном приближении при помощи матриц корреляционных функций или спектральных плотностей. При таком подходе вероятностные характеристики напряжений и усилий в конструкциях и основаниях находятся прямым вероятностным расчетом сооружения и основания.

Решение задачи сейсмостойкости прямым методом вероятностного расчета предполагает получение вероятностных характеристик и функций распределения деформаций или силового фактора (изгибающего момента, поперечной или продольной силы, напряжения) для каждого k -го сечения рассматриваемой конструкции N_k . При этом обычно используется метод дискретных или интегральных канонических разложений (спектральный метод). Достижение параметром N_k своего допустимого предельного значения R_k^* будет означать наступление отказа рассматриваемой системы, а условная вероятность превышения силовым фактором N_k уровня R_k^* за время землетрясения $0 \leq \tau \leq t$ хотя бы один раз (условный риск)

$$H_{Rk} = P(N_k > R_k^* | t) \quad (2)$$

определяет степень уязвимости сооружения и его элементов при условии реализации землетрясения расчетной интенсивности. Величина условного риска определяется статистической изменчивостью параметров сейсмической нагрузки, а также прочностных и физико-механических параметров конструкций и оснований. Для расчета долговечности сооружения вычисляется сейсмическая опасность района строительства как вероятность превышения расчетного землетрясения в течение времени T хотя бы один раз:

$$H(t) = 1 - \exp(-\Lambda t), \quad (3)$$

где Λ — параметр повторяемости землетрясения.

Тогда полный сейсмический риск равен произведению вероятностей (2) и (3)

$$H_{\text{seism}}(R_k^*, T) = H_{Rk} H(T) \quad (4)$$

и представляет собой вероятность наступления предельного состояния конструкций сооружений в течение срока эксплуатации T в случае реализации проектного землетрясения. Эта вероятность сопоставляется с некоторой целесообразной вероятностью H^* , которую принимают за расчетную.

Однако прямой метод оценки надежности сейсмостойких зданий не нашел широкого применения в инженерной практике, что связано прежде всего с отсутствием достаточно разработанных методик вероятностного расчета и сложностью вычислительного характера, особенно для пространственных моделей зданий и сооружений.

Поэтому в настоящее время вероятностная методика расчета сейсмостойких зданий сводится к определению расчетного максимального ускорения грунта основания

$$a_* = \omega_0^2 \sigma_u \sqrt{2 \ln \left(\frac{\omega_0 \tau_E \Lambda T}{\pi H^*} \right)}, \quad (5)$$

зависящего от собственной частоты колебаний системы ω_0 , стандарта перемещения системы σ_u , продолжительности интенсивной фазы τ_E землетрясения, срока службы T , заданного показателя риска H^* . Формула (5) была получена В.В. Болотиным [1] для одномассовых систем. Величина сейсмической надежности при таком подходе определяется величиной риска H^* превышения фактической нагрузкой расчетного уровня a^* . При этом не учитывается разброс прочностных, деформационных и физико-механических характеристик материалов конструкций и грунтов оснований.

Для линейных систем, зная σ_u и решение квазистатической задачи на действие единичных ускорений, можно вычислить стандарт σ_{Nk} силового фактора N_k

$$\sigma_{Nk} = \sigma_u L\{a=1\}, \quad (6)$$

где L — оператор системы.

Эту задачу можно решить с применением стандартных вычислительных программных комплексов с учетом или без учета податливости основания на уровне математических ожиданий параметров материалов конструкций и грунтов. Получив дисперсию, определяем условный риск (2) для рассматриваемого нагрузочного эффекта. Например, задача оценки условного риска для высотного сооружения при изгибе под действием сейсмической нагрузки представляет собой вычисление вероятности выполнения неравенства

$$H = P(M > M_*) = 1 - \frac{1}{\pi} \int_0^{M_*} \exp p \left(-\frac{M^2}{2\sigma_M^2} \right) dM, \quad (7)$$

где M_* — предельное значение изгибающего момента; σ_M^2 — величина дисперсии нагрузочного эффекта.

Влияние податливости основания на сейсмическую надежность сооружения еще недостаточно изучено. Эта задача относится к классу нелинейных стохастических задач. В [2] рассмотрено ее аналитическое решение для простейшей модели высотного здания в виде консольного стержня. Для пространственных моделей зданий и сооружений решение вероятностной задачи можно получить методом статистических испытаний или методом линеаризации дисперсии. Так, в [3] приведены исследования влияния статистической изменчивости коэффициентов жесткости основания при горизонтальных поступательных колебаниях и при вращении в горизонтальной плоскости на динамические характеристики здания повышенной этажности на основе аналитической пространственной модели тонкостенного составного стержня. Оценка надежности сооружения проводится по условию (2).

Рассмотрим потерю сейсмостойкости высотного сооружения, обусловленную взаимодействием фундаментов со случайно-неоднородным основанием. В качестве критерия надежности принята возможная потеря устойчивости сооружения на недеформируемом фундаменте в результате землетрясения. Решение задачи ищем с позиций вероятностной инженерной теории надежности [4], использующей детерминистические расчетные схемы механики грунтов и формулы проектирования оснований по предельным состояниям.

Условный риск превышения вертикальной составляющей расчетной внецентрированной нагрузки N_a на величину предельного сопротивления основания при сейсмических нагрузках $N_{u,eq}$ равен [5]

$$H = P(N_a > \gamma_{c,eq} N_{u,eq} | t), \quad (8)$$

где $\gamma_{c,eq}$ — сейсмический коэффициент условий работы.

Эксцентриситет расчетной нагрузки e_a и эксцентриситет эпюры предельного давления e_n вычисляются по формулам

$$e_a = M_a / N_a; \quad e_n = \frac{b}{6} \frac{p_b - p_0}{p_b + p_0}, \quad (9)$$

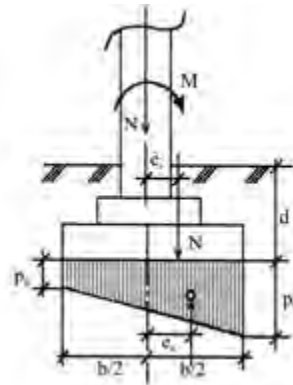
где параметры M_a и N_a — расчетный момент инерционных сил и вертикальная составляющая расчетной нагрузки; b — ширина фундамента.

Ординаты эпюры предельного давления (рис.):

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma'_1 d + \xi_c (F_1 - 1) \frac{c_1}{\operatorname{tg} \varphi_1} \lim_{x \rightarrow \infty}, \quad (10)$$

$$p_b = p_0 + \xi_v \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3). \quad (11)$$

Обозначения величин в формулах (10) и (11) приняты согласно [5].



Расчетная схема при потере устойчивости основания

Принимаем случайными следующие показатели свойств грунта: угол внутреннего трения c_1 , удельное сцепление φ_1 , удельный вес слоев грунта выше γ'_1 и ниже γ_1 подошвы фундамента. Коэффициенты F_1 , F_2 , F_3 , как функции случайной величины φ_1 , также случайны. Числовые характеристики случайной величины предельного сопротивления основания — математическое ожидание m_{Nu} и дисперсию D_{Nu} — вычисляем на основе формул [5]

$$N_{u,eq} = \left. \begin{aligned} &0,5bl(p_0 + p_b) && \text{при } e_a \leq e_n \\ &\frac{blp_b}{1 + 6e_a/b}, && \text{при } e_a > e_n \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

методом статистических испытаний. Таким образом, параметр обобщенной прочности определяется с учетом статистической изменчивости свойств грунтов.

Вероятность того, что в течение времени T случайная нагрузка N_a хотя бы один раз превысит случайный уровень $N_{u,eq}$, равна

$$H = 1 - \exp\left[-\bar{U}(N_{u,eq})T\right], \quad (13)$$

где $\bar{U}(N_{u,eq}) = \frac{1}{T_e} \exp\left(-\frac{(m_{Nu} - m_{Na})^2}{2(D_{Nu} + D_{Na})}\right)$ — среднее число выбросов случайной

функции обобщенной нагрузки N_a за уровень $N_{u,eq}$; $T_e = 2\pi \sqrt{\frac{D_{Nu} + D_{Na}}{D_{Na}}}$ —

эффективный период процесса.

Статистические характеристики функции $N_a = N_a(t)$: математическое ожидание m_{Na} , дисперсию D_{Na} , спектральную плотность $S_{Na}(\omega)$ — находим на этапе вероятностного расчета системы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Болотин В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. М. : Машиностроение, 1984. 312 с.
2. Бегимов М.Н. Вероятностные методы расчета конструкций на упругом основании / М.Н. Бегимов, Д.Н. Соболев. М. : Изд-во БСС, 2002. 472 с.
3. Чураков А.А. Оценка влияния статистической изменчивости жесткостных параметров системы «тонкостенных составной стержень–основание» на ее динамические характеристики / А.А. Чураков, В.А. Пшеничкина // Вестник Адыгейского государственного университета. 2007. С. 7—92.
4. Ермолаев Н.Н. Надежность оснований сооружений / Н.Н. Ермолаев, В.В. Михеев. Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1976. 152 с.
5. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.02—83). М. : Стройиздат, 1986. 415 с.

© Пшеничкина В.А., Белоусов А.С., Гичкун С.С., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 621.644.2:624.131.55

Л.В. Муравьева

РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ, ПРОЛОЖЕННЫХ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

Приведена методика расчета линейного участка подземного газопровода высокого давления, рассматриваемого в виде балочной и объемной моделей взаимодействия трубопровода с окружающим грунтом и действующей на них сейсмической нагрузкой. Для подземных трубопроводов описаны разрушения или повреждения от движения (деформаций) грунта при распространении сейсмической волны.

The design procedure of linear buried gas main of the high pressure considered in the form of beam and volumetric models of interaction of the pipeline with surrounding ground and seismic loading acting on them is considered. Buried pipelines can be damaged either by permanent movement of ground or by transient seismic wave propagation. Seismic impact on constructions is accidental. To estimate the real picture of the stress-strain state of the constructions and their damages we have to use many-dimensional models of design.

Подземные трубопроводы, проложенные в сейсмических районах, при землетрясениях силой более 8 баллов по сейсмической шкале MSK-64 подвергаются воздействию значительных динамических нагрузок.

Методика проверки подземных трубопроводов на сейсмостойкость существенно отличается, поскольку для них основную опасность представляют не инерционные нагрузки, а напряжения из-за взаимных перемещений сечений вследствие прохождения через грунт сейсмических волн, сдвига конструкции вместе с грунтом. Для трубопроводных конструкций опасны не только колебания грунта, но и сопутствующие землетрясению явления: взаимный сдвиг частей основания по линии разлома, разжижение грунта с потерей им несущей способности, оползни, осадки.

Наибольшие повреждения трубопроводы получают, когда трасса сонаправлена вектору сейсмической деформации. Напряжения в трубопроводах от действия сейсмических сил, направленных вдоль продольной оси трубопровода, регламентируются нормативными документами [1].

Учитывая это, дифференциальное уравнение для линейного участка подземного трубопровода, когда распространение сейсмической волны происходит вдоль продольной оси конструкции, может иметь следующий вид:

$$\frac{\partial^2 u_T}{\partial x^2} + \lambda_{\text{пр}}^2 (u - u_T) = 0, \quad (1)$$

где u — смещение в толще грунтового массива вдоль продольной оси трубопровода; u_T — смещение трубопровода вдоль продольной оси; $\lambda_{\text{пр}}$ — коэффициент, определяемый по формуле $\lambda_{\text{пр}} = k_{\text{пр}} / EF$; $k_{\text{пр}}$ — коэффициент, учитывающий связь трубопровода с грунтовым массивом.

Анализ поведения трубопроводной конструкции при учете сейсмического воздействия может выполняться по двум моделям: квазистатической (СНиП 2.05.06—85) и вероятностной.

Исходя из условий эксплуатации трубопровода определяем два варианта воздействий динамического характера: сейсмическое воздействие в соответствии со СНиП II-7—81 и по акселерограмме землетрясения. Длина сейсмической волны обычно значительно превышает длину линейного участка трубопроводной конструкции между технологическими узлами, и поэтому затуханием волны на рассматриваемом участке пренебрегают.

Нагрузки — внутреннее давление и температурный режим — представляются в виде некоторого в среднем устанавливаемого по условиям режима работы газопроводной магистрали значения.

Условиями работоспособности конструкции в этой задаче являются ограничения прогибов и напряжений при определенном уровне нагружения.

Рассмотрим методику определения форм деформирования и внутренних реакций системы.

При моделировании поведения трубопровода используются два варианта расчетной схемы конструкции:

оболочечная модель трубопровода, моделирование сопротивления грунта деформациям трубопровода задается заданием нелинейных связей;

объемная модель трубопровода с окружающим грунтом, где трубопровод моделируется протяженной пространственной цилиндрической оболочкой с закреплениями на концах, обеспечивающими неподвижность сечений, где грунт, окружающий трубопровод, рассматривается как сплошная среда и моделируется с помощью объемных конечных элементов.

При этом продольные значения сопротивления поперечным перемещениям трубопровода с учетом сейсмических воздействий определяются по следующим зависимостям [2]:

при перемещении трубопровода вертикально вверх

$$q_B = (1 + k_c) [hD - 0,892D^2 - h^2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)] + 2c_{\text{гр}} h + q_{\text{тр}}; \quad (2)$$

при перемещении трубопровода в горизонтальной плоскости

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma D (1 + k_c) [(h - D) \operatorname{tg} \varphi + (2h - D) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) + 2(h - 0,892D) \operatorname{tg} \varphi] + q_{\text{тр}} \operatorname{tg} \varphi, \quad (3)$$

где γ — объемный вес грунта; h — глубина траншеи; $q_{\text{тр}}$ — вес единицы длины трубопровода; k_c — коэффициент сейсмичности, равный отношению сейсмического ускорения к ускорению силы тяжести; $c_{\text{гр}}$ — сцепление грунта и φ — угол внутреннего трения грунта.

При расчете напряжений сейсмические напряжения суммируются с напряжениями, вычисленными от давления и температуры транспортируемого продукта. При расчете перемещений учитывается, что на момент начала сейсмического воздействия трубопровод находится в стабилизированном состоянии с грунтом по отношению ко всем остальным видам воздействий.

Максимальные допустимые продольные напряжения от действия продольной силы $\sigma_{\text{пр},N}$ в трубопроводе определяются по требованиям СНиП 2.05.06—85 в зависимости от сейсмического ускорения площадки a_c , см/с², преобладающего периода колебаний T_0 , с, скорости распространения сейсмической волны вдоль продольной оси трубопровода c_p , км/с.

Необходимо отметить, что ввиду сложности нелинейной деформации грунта при перемещениях подземного газопровода, все полуэмпирические зависимости (2), (3) являются достаточно приближенными. Они могут быть использованы для проектных расчетов на прочность.

На втором этапе расчета с использованием объемной модели трубопровод — грунт для задания упругопластических свойств среды используются уравнения состояния грунтов, данные об их свойствах, полученные экспериментальным путем. В существующих пакетах программ разработаны модели упругопластических материалов, поведение которых подобно грунтам. В данном случае была использована нелинейная модель грунта.

Вид объемной расчетной КЭ-модели подземного участка трубопровода показан на рис. 1.

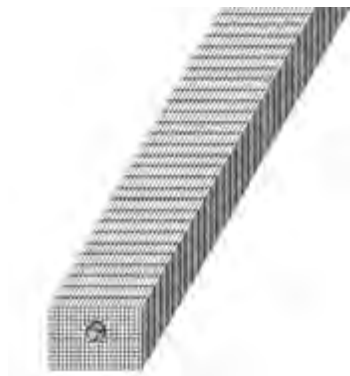


Рис. 1. Объемная конечно-элементная модель трубопровода с окружающим грунтом

мимо продольных и поперечных волн могут также иметь значение поверхностные волны (волны Релея). Тогда при прохождении сейсмической волны, распространяется волна сдвига, при которой направление колебаний частиц грунта перпендикулярно направлению движения фронта волны. Максимальная деформация грунта в направлении действия волны определяется по соотношению

$$\varepsilon_a = \frac{V_m}{\alpha C} \quad (4)$$

где V_m — пиковое значение скорости грунта при землетрясении; C — максимальная горизонтальная скорость распространения сейсмической волны; α — коэффициент для расчета протяженных конструкций в грунте [3].

При прохождении через грунт сейсмических волн для трубопроводных конструкций опасны не только колебания грунта, но и сопутствующие землетрясению явления — оползни. Можно выполнить моделирование развития деформаций в грунте от воздействия волны сдвига. Ширина зоны сдвига определяется в зависимости от глубины заложения трубопровода и характеристик обводненного грунта.

Деформации грунта в зоне горизонтального движения грунта задается зависимостью

$$y(x) = \frac{\varepsilon_a}{2} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{W} \right). \quad (4)$$

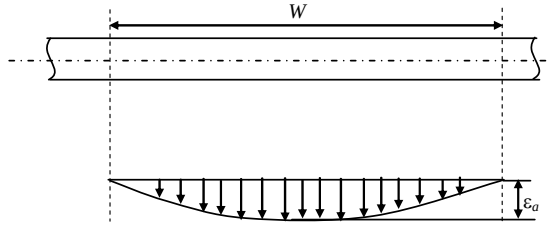


Рис. 2. Схема деформаций грунта

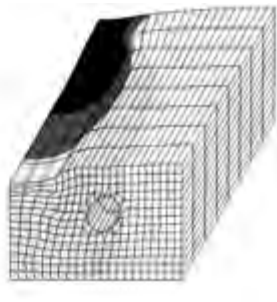


Рис. 3. Деформации грунта при развитии оползня

Ограничение для продольных смещений трубопровода в грунтовом массиве определяется по соотношению

$$\max u_T = \frac{u_0}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_{пр} T c_p} \right)^2} \quad (5)$$

где u_0 — максимальная амплитуда смещения частиц грунта в массиве; $\lambda_{пр}$ — длина волны, соответствующего типа; c_p — скорости распространения сейсмической волны вдоль продольной оси трубопровода; T — период колебаний частиц грунта.

По результатам проведенного исследования рекомендуется выполнять расчеты с использованием синтезированных, а не реальных акселерограмм движения грунта при землетрясениях. Поскольку трубопроводы имеют относительно небольшую глубину заложения, для мелко заглубленных конструкций помимо продольных и поперечных волн могут также иметь значение поверхностные волны (волны Релея).

При прокладке трубопроводов в сейсмических районах не рекомендуется жестко заземлять концы участков трубопроводов, не предусмотрев устройства компенсаторов вблизи жестких узлов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНИП 2.05.06-85. Магистральные трубопроводы. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. 52 с.
2. Бородавкин П.П. Механика грунтов в трубопроводном строительстве. М. : Недра, 1986. 224 с.
3. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. СПб. : Наука, 1998. 255 с.

Поступила в редакцию 15.04.08

© Муравьева Л.В., 2008

СТРОИТЕЛЬНАЯ ИНФОРМАТИКА

УДК 624.046:519.87

Н.Х. Кятов

МОДЕЛИРОВАНИЕ КАК ЭЛЕМЕНТ МОНИТОРИНГА ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Описаны этапы разработки математической модели процесса изменения физического состояния строительного объекта. Приведено неоднородное линейное дифференциальное уравнение второго порядка с переменными коэффициентами, системно описывающее физическое состояние объекта.

The article describes the stages of mathematical model development for the process of changes in building object's physical condition. The author presents non-uniform linear differential equation of 2-order with variable coefficients, which provides a systemic description of the object's physical condition.

С достаточно общих позиций математическое моделирование можно рассматривать как один из методов исследования и прогнозирования реальных процессов, связанных с поддержанием работоспособности и безопасности зданий и сооружений в течение всего жизненного цикла: на стадии принятия проектных решений; стадии оптимизации и анализа надежности его отдельных конструктивных элементов; стадии прогнозирования отказов и аварийных ситуаций, связанных с оползневыми процессами, а также при оценке возможностей модернизации, перепрофилировании и реконструкции.

Возможность вмешательства в процесс моделирования в любой момент времени приобретает решающее значение и позволяет на основе текущих результатов моделирования проанализировать различные варианты развития физического состояния и на этой основе сформировать достаточный для реализации поставленных целей управления план действий, выявив в процессе анализа те элементы управления, которые необходимо задействовать для его осуществления.

Надежность функционирования любого объекта в течение всего жизненного цикла непосредственно связана с его физическим состоянием. И закладывается в период инженерно-геологических изысканий и принятия проектных и конструктивных решений, в процессе производства строительно-монтажных, инженерно-технических и отделочных работ непосредственно на строительной площадке и при заводском изготовлении материалов, изделий, конструкций, деталей и других элементов объекта. В процессе проектирования и конструирования закладывается нормативное теоретическое значение физического состояния объекта. В процессе изготовления деталей и возведе-

ния объекта обеспечивается фактическое начальное физическое состояние конкретного элемента и объекта в целом.

Ухудшение физического состояния в течение жизненного цикла в первую очередь происходит в результате изменения характеристик материалов, из которых изготовлены конструктивные элементы. Этот процесс носит, как правило, закономерный и случайный характер с малой интенсивностью, постепенный. Другой важной причиной ухудшения физического состояния является разрушение и другие виды утрат работоспособности конструктивными элементами, возникновение которых также является случайным. Однако характер протекания этого процесса значительно отличается. Он характеризуется скачкообразным, внезапным изменением физического состояния. Различные процессы изменения физического состояния конструктивных элементов и их сопряжений протекают не автономно, а определенным образом взаимно влияют друг на друга. Степень их взаимовлияния во времени в значительной мере определяется конструктивными особенностями, видом осадочных процессов и условиями эксплуатации объекта.

Поддержание соответствующего уровня физического состояния объекта и управление им является технической, экономической, управленческой и социальной задачей. Под управлением физическим состоянием объекта будем понимать установление, обеспечение и поддержание необходимого уровня физического состояния при разработке проектов, заводском и строительном производстве и эксплуатации, осуществляемое путем систематического контроля и целенаправленного воздействия на условия и факторы, влияющие на физическое состояние отдельных конструктивных элементов и объекта в целом. К основным доступным управляющим факторам можно отнести следующие факторы:

- применение соответствующих типов оснований и фундаментов, позволяющих минимизировать развитие неравномерных осадочных процессов;

- принятие соответствующих объемно-планировочных и конструктивных решений, при которых минимизируются условия возникновения дополнительных силовых факторов, способствующих преждевременному износу отдельных конструктивных элементов и объекта в целом;

- своевременное техническое и экономическое обеспечение выполнения планово-предупредительных ремонтов и профессиональное обслуживание инженерных систем.

Математическое описание процесса изменения физического состояния объекта, состоящего из большого числа конструктивных элементов, представляет большие трудности. Это связано, в первую очередь, с тем, что изменения работоспособности отдельных конструктивных элементов и объекта в целом характеризуется неопределенностью и случайностью их поведения при воздействии на них всей совокупности переменных силовых факторов (случайных и неслучайных). Следовательно, выбор модели, описывающей процесс изменения физического состояния объекта, не является однозначным, и для одного и того же объекта может быть использовано несколько моделей. При этом каждая из них может быть адекватной реальному изменению состояния объекта во времени.

В зависимости от направленности математического моделирования и его конечной цели, из всей совокупности факторов, определяющих физическое состояние объекта, выделяются наиболее существенные, которые вместе с

характеризующими их параметрами должны найти отражение в математической модели. И, наоборот, аргументируются допущения и упрощения, позволяющие не учитывать в математической модели те внешние и внутренние факторы, влияние которых предполагается в рассматриваемом случае несущественным. Полнота и правильность учета в математической модели воздействующих на объект факторов, существенных с точки зрения поставленной цели исследования, являются основной предпосылкой получения в дальнейшем достоверных количественных или качественных результатов математического моделирования.

Пусть объект, состоящий из множества разнообразных конструктивных элементов, находится в определенном начальном физическом состоянии. Под влиянием внешних и внутренних силовых факторов функция состояния постоянно меняется, т.е. в период эксплуатации элементы зданий и сооружений изнашиваются, ветшают и приходят в состояние, при котором их дальнейшая эксплуатация становится невозможной.

Ухудшению работоспособности объекта противодействует сила инерции, которая стремится сохранить первоначальное состояние объекта за счет оптимального объемно-планировочного и конструктивного решения как надземной, так и подземной части объекта.

Регулярное и своевременное воздействие таких силовых факторов, как уход, техническое обслуживание и текущий ремонт, сдерживает темп накопления износа и повышает сопротивляемость объекта преждевременному ухудшению его работоспособности. Они пропорциональны скорости ухудшения работоспособности объекта.

Особенностью ухудшения работоспособности зданий и сооружений как сложных инженерных систем является то, что утрата в процессе эксплуатации технических и эксплуатационных качеств (прочность, комфортность и т.п.) отдельными конструктивными элементами (кровля, полы, система отопления и др.) не приводит к прекращению функционирования объекта в целом, а снижает качество его функционирования (звукоизоляция, теплоизоляция и др.). Такого рода ухудшения работоспособности отдельного конструктивного элемента классифицируют как частичное снижение работоспособности, восстановление, усиление или замена которого приводят к полному или частичному восстановлению физического состояния объекта. Рациональность восстановления определяется в первую очередь экономической эффективностью восстановительных и реконструкционных работ, а на необходимость восстановления влияют социальный, культурный и исторический аспекты. Такие силовые факторы, как реконструкция, выборочный и комплексный капитальные ремонты, восполняющие степень ухудшения работоспособности, пропорциональны величине ухудшения физического состояния объекта.

В зависимости от условий и характера воздействия на объект внешние и внутренние силовые факторы, увеличивающие и сопутствующие ухудшению физического состояния, следует разделить на две основные группы: постоянные и переменные. На данном этапе разработки математической модели к постоянно действующим силам отнесены: воздействия окружающей среды; климатические и гидрологические воздействия; эксплуатационные нагрузки и факторы, сопутствующие ухудшению работоспособности объекта. К переменным действующим силам отнесены осадочные процессы.

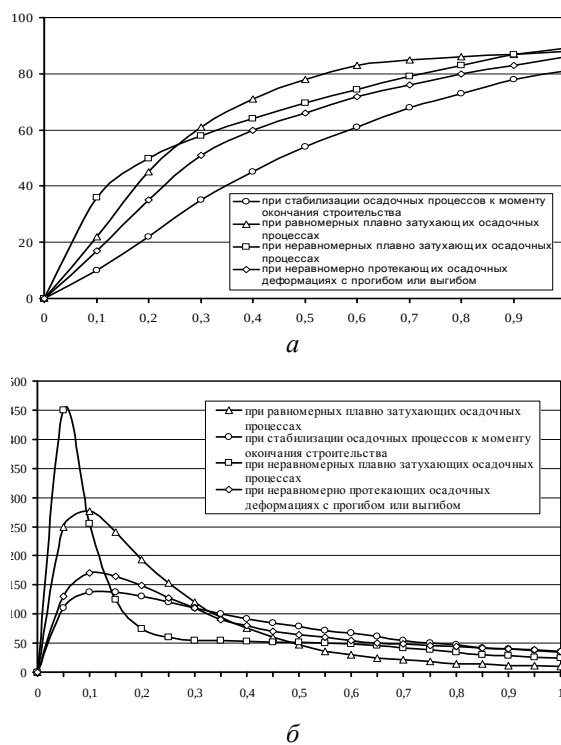
На основании изложенного уравнение физического состояния объекта можно записать в виде неоднородного линейного дифференциального уравнения второго порядка с переменными коэффициентами:

$$\frac{d^2 Y(t)}{dt^2} + [m_y(t, Y) + m_{то}(t, Y) + m_{тр}(t, Y)] \frac{dY(t)}{dt} + [m_{вр}(t, Y); m_{кр}(t, Y); m_p(t, Y)] Y(t) = \mu q [1 + f S(t)].$$

Полученное уравнение представляет собой системное описание физического состояния объекта в виде сложной математической модели. Функции $Y_i(t)$ и $S(t)$ представляют собой искомое уравнение физического состояния и интенсивность протекания прогнозируемых осадочных процессов. Величина параметра μ зависит от конструктивных особенностей объекта, т.е. от степени податливости здания, сооружения или отдельного конструктивного элемента при неравномерных осадочных и температурных деформациях и подобных процессах.

На рисунке показана динамика ухудшения физического состояния и темпа его накопления при различных осадочных процессах, полученных из приведенного уравнения.

Таким образом, изменение доступных для управления факторов приводит к изменению физического состояния объекта в целом. Однако, вследствие его конструктивной, информационной и функциональной сложности, характер и степень изменений трудно предопределить и связать с начальным воздействием. Использование моделирования как инструмента исследования физического состояния объекта приводит к тому, что поддержание работоспособности объекта заключается в оценке его состояния, выявлении возможных вариантов его развития, определении способа и силы воздействия на факторы, определяющие физическое состояние и выборе наиболее приемлемого варианта действий с позиций заданных критериев эффективности управления физическим состоянием объекта.



Динамика ухудшения физического состояния объекта (а) и темпа его накопления (б) при различных осадочных процессах

© Кятов Н.Х., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.074

Е.В. Созинова

РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ ЭТАПОВ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ*

Обосновано применение методов расчета конструкций, учитывающих технологические особенности строительного производства, с применением компьютерных программных комплексов в случаях, когда последовательность возведения оказывает влияние на распределение силовых факторов.

The author substantiates the use of structural analysis methods which take into consideration specific technological features of construction, applying computer software complexes in the cases when the sequence of erection stages influences the distribution of force factors.

Для проведения расчетов строительных конструкций по пространственным схемам в настоящее время широко используются различные программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, такие, как SCAD, MicroFE, ANSYS, STAReS, ЛИРА и др.

Программные средства значительно упрощают проектирование и дают возможность получения комплексной информации о поведении конструкции в целом, включая основание и фундамент сооружения. Кроме того, использование таких методов расчетов максимально приближает расчетную схему к реальному сооружению, что позволяет получить более точную информацию, а значит и экономию материалов. Таким образом, применение программных средств в значительной степени оптимизируют проектирование строительных конструкций.

С другой стороны, чтобы получить достоверную информацию, необходимо совершенствовать способы и методы использования различных программных средств. В большинстве случаев мало правильно выбрать расчетную схему, назначить типы и размеры конечных элементов и задать нагрузки. Кроме этого, в некоторых случаях необходимо также учитывать при расчете последовательность возведения отдельных конструкций зданий и сооружений.

Это обусловлено тем, что в реальном здании возникающие напряженно-деформированные состояния (НДС) во вновь возводимых конструкциях могут оказывать влияние на ранее возведенные конструктивные элементы, а также уже возникшие усилия в некоторых элементах не могут полностью исчезнуть при возведении других элементов.

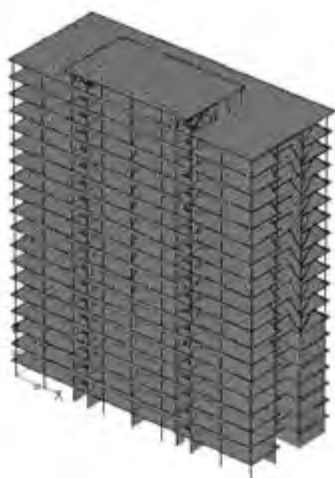
К сожалению, обычный расчет методом конечных элементов не способен учесть эти особенности поведения конструкций, так как в полную расчетную схему здания включены сразу все конструктивные элементы, как будто все они возникли одновременно. В реальном здании такой ситуации быть не может, и каждый элемент вступает в работу на определенном отрезке времени, зависящем от технологии строительного производства. Поэтому в случаях, когда последовательность возведения оказывает ощутимое влияние на рас-

* Работа выполнялась при поддержке гранта РФФИ (код проекта №07-01-97621, №07-08-97628).

пределение силовых факторов, необходимо применять особые методы расчета, учитывающие технологические особенности строительного производства.

Примером может служить безригельное сборно-монолитное каркасное здание, в котором, согласно технологии, сборно-монолитные диафрагмы жесткости и связи устанавливаются после монтажа основных несущих элементов каркаса, а именно, колонн и плит перекрытия. При этом к моменту монтажа диафрагм плиты перекрытия уже накапливают в себе напряжения по действием собственного веса, и, соответственно, имеют уже какие-то деформации. Установленная впоследствии диафрагма перераспределяет напряжения в плитах перекрытия, однако окончательное НДС, возникшее таким образом

в реальной конструкции плиты, будет существенно отличаться от полученного в результате обычного расчета, когда все конструкции включаются в работу одновременно.



В доказательство приведем пример пространственного расчета 17-этажного жилого здания с подвалом и техническим этажом, несущей системой которого является безригельный сборно-монолитный каркас с элементами жесткости в виде сборных диафрагм и связей. Несущими элементами каркаса являются колонны сечением 400×400 мм и плиты перекрытия толщиной 160 мм. Диафрагмы расположены в подвале и с 1-го по 6-й этаж. На

вышележащих этажах расположены связи в одной плоскости с диафрагмами. Диафрагмы толщиной 160 мм, связи сечением 200×250 мм.

На перекрытие действуют равномерно-распределенные нагрузки от веса конструкций пола (150 кг/м^2), веса перегородок (120 кг/м^2), а также полезные нагрузки (195 кг/м^2). Собственный вес перекрытия — 440 кг/м^2 .

Расчет был произведен в программном комплексе MicroFE. Колонны и связи аппроксимировались стержневыми элементами, плиты и диафрагмы — пластинчатыми элементами плоской оболочки с линейной аппроксимацией. Условия закрепления колонн и диафрагм подвала — шарнирное опирание на фундамент. Колонны жестко закреплены с плитами перекрытия. Крепление связей к каркасу — шарнирное. Расчетная схема представлена на рис. 1.

Рассмотрим фрагмент перекрытия здания и покажем результаты расчета усилий (изгибающих моментов) в этом фрагменте при использовании различных методов расчета. В пределах фрагмента рассмотрим величины изгибающих моментов M_x и M_y в точке A .

В первом случае расчет был произведен обычным способом, без учета очередности возведения, т.е. с допущением, что все конструкции возникли в каркасе одновременно. При этом величины изгибающих моментов M_x и M_y в точке A составили соответственно $+1,02$ и $+14,40 \text{ кН} \cdot \text{м/м}$.

Следует заметить, что положительные изгибающие моменты не характерны для этой части перекрытия, а именно для точки A . Знак моментов здесь должен быть противоположным, т.к. в точке A расположена колонна, а для

околоколонной части безригельного перекрытия характерно появление зоны растягивающих напряжений в верхней сечения.

Во втором случае расчет был произведен с учетом последовательности монтажа конструкций. При этом здесь рассмотрен худший из возможных вариантов, когда в первую очередь монтируются все колонны и плиты перекрытия и только потом устанавливаются диафрагмы жесткости и связи, т.е. все элементы жесткости монтируются в уже готовом каркасе.

Для этого расчет производился в несколько этапов:

сначала был выполнен статический расчет каркаса от действия собственного веса без элементов жесткости (связей и диафрагм). При этом величины изгибающих моментов M_{x1} и M_{y1} в точке A составили соответственно $-18,64$ и $-23,16$ кН·м/м;

затем был произведен расчет каркаса с диафрагмами жесткости и связями от действия внешних нагрузок (без учета собственного веса конструкций), т.е. нагрузок от веса конструкции пола, перегородок и полезной нагрузки. При этом величины изгибающих моментов M_{x2} и M_{y2} в точке A составили соответственно $-0,55$ и $+6,67$ кН·м/м;

затем, по принципу суперпозиции, результаты двух расчетов были суммированы.

По результатам суммирования, величины изгибающих моментов M_x и M_y в точке A составили соответственно $-19,19$ и $-16,49$ кН·м/м.

По результатам очевидно, что усилия, полученные в точке A перекрытия при одинаковых нагрузках в одной и той же расчетной схеме, но с использованием различных методик, отличаются друг от друга очень существенно, причем не только по значению, но и по знаку.

Очевидно, что схемы армирования этой части перекрытия, основанные на результатах этих двух расчетов, так же будут кардинальным образом отличаться друг от друга:

в первом случае, при стандартном расчете без учета очередности возведения конструктивных элементов каркаса, в плите в обеих плоскостях получены положительные изгибающие моменты ($M_x = +1,02$, $M_y = +14,40$ кН·м/м). Это значит, что зона растягивающих напряжений расположена в нижней части сечения плиты перекрытия и основная рабочая арматура должна быть расположена там же;

во втором случае, при расчете с учетом этапов возведения, напротив, в плите в обеих плоскостях отрицательные изгибающие моменты ($M_x = -19,19$, $M_y = -16,49$ кН·м/м). Это значит, что зона растягивающих напряжений расположена в верхней части сечения и основная рабочая арматура плиты должна быть расположена там же. Налицо явное противоречие результатов.

Таким образом, во избежание грубейших ошибок проектирования, которые могут повлечь за собой очень серьезные последствия, необходимо в случаях, когда последовательность возведения конструкции оказывает существенное влияние на распределение силовых факторов, производить дополнительно расчеты с использованием методов, отражающих все особенности технологии строительного производства.

© Созинова Е.В., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ДОРОГ, МЕТРОПОЛИТЕНОВ, АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

УДК 625.731

Б.А. Нечипоренко, В.П. Дыба, В.А.Брагинец

К РАСЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

Рассмотрены верхние оценки несущей способности дорожных одежд, представлена структура программного комплекса «ПРЕСС», а так же показан пример работы его модуля.

The top estimations of bearing ability of road clothes are considered, the structure of a program complex «PRESS» and as on an example work of its module is shown is presented.

Нормы строительства автомобильных дорог рекомендуют напряжения и деформации определять с помощью теории упругости (СНиП 2.05.02—85). Однако процесс пластического деформирования не может быть описан в рамках теории упругости. Линейно деформируемая модель грунтовой среды, применяемая в расчетах осадки фундаментов сооружений, сохраняет лишь внешнее несущественное сходство с линейно упругой моделью среды. Расчеты конструкции автомобильной дороги на основе линейно упругой модели среды могут быть применены только для решения других задач, например, для определения возможных резонансных явлений в дорожных сооружениях.

Современные автомобильные перевозки, являясь основным звеном транспортного процесса, характеризуются большой грузонапряженностью и интенсивностью движения транспортных средств. Кроме того, использование большегрузных автомобилей с трехосными полуприцепами и одиночными колесами приводит к дополнительным сверхнормативным нагрузкам на дорожное полотно, особенно в весенне-осенний период времени. Образование на поверхности дороги пластических деформаций в виде волн, наплывов и колеи более всего свойственно дорожным одеждам южных регионов России, грунтовыми основаниями которых, в основном, являются макропористые супеси или суглинки [1].

При пропуске большегрузных автомобилей с магистралей на дороги ведомственного подчинения возникает вопрос о сохранности дорожного полотна. При расчетах несущей способности автомобильной дороги для моделирования поведения как конструкционных материалов, так и грунтов насыпи и полотна можно использовать модель идеально-пластической среды, в рамках которой ставится задача определения предельного сопротивления системы «дорожные одежды — подстилающий грунт», задача определения предельных нагрузок.

Если величина нагрузки меньше предельной, то, с точки зрения развиваемой теории, дорога остается жесткой и остаточных деформаций нет.

Если интенсивность нагрузки больше или равна предельной для данного участка дороги, то начинается процесс пластического течения или процесс разрушения дорожных одежд. Время действия разрушающей нагрузки определяется как произведение времени воздействия одного проезжающего автомобиля 0,1 с на число автомобилей.

Предельный анализ утверждает, что построенному кинематически допустимому полю скоростей в системе «дорожные одежды — подстилающий грунт», удовлетворяющему ассоциированному (нормальному) закону текучести, соответствует нагрузка, не меньшая предельного сопротивления системы, т.е. верхняя оценка несущей способности.

В связи с появлением на дорогах большегрузных однорядных многоосных автомобилей расчет на прочность автомобильной дороги может проводиться в рамках плоской деформации.

Построение кинематически допустимого поля скоростей в пластической системе проводится различными способами. Одним из простейших является кусочно-постоянное поле скоростей с разрывами касательной составляющей скорости по линиям скольжения недеформируемых блоков (рис. 1). Такой прием не противоречит ассоциированному закону течения для сред, обладающих сцеплением и малым внутренним трением, например, для глинистых грунтов [2].

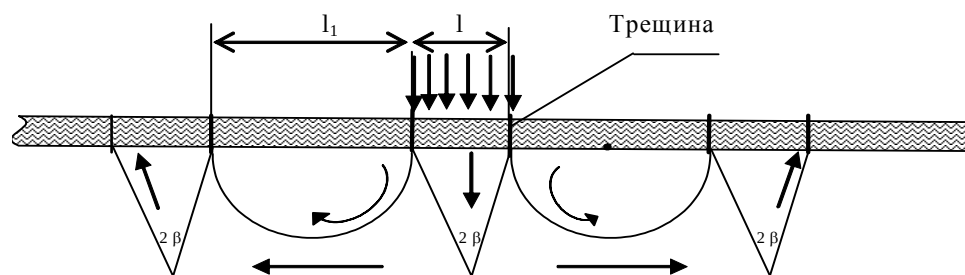


Рис. 1. Схема разрушения системы дорожная одежда — подстилающий грунт: L — ширина следа колеса; $L1$ — параметр поля скоростей.

Допустим, что скорость блока A равна единице. Тогда скорости блоков B и D определяются из диаграммы скоростей, представленной на рис. 2.

Поле малых скоростей будет кинематически допустимым, если

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2h}{L1}, \quad \omega = \frac{2 \cdot 1}{L1},$$

где ω — угловая скорость блока C ; h — толщина дорожных одежд.

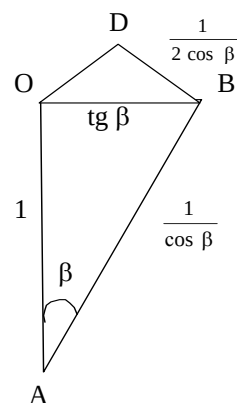


Рис. 2. Диаграмма скоростей

Приравнивая мощности внешних и внутренних сил, получим верхнюю оценку предельной погонной нагрузки:

$$N = 2Lc \left[2h \left(\frac{2}{L1} + \frac{1}{L} \right) + \left(\frac{1}{h} + \frac{\pi}{L} \right) \frac{L1}{2} + \frac{4(Ma + Mb)}{cLL1} \right]. \quad (1)$$

Здесь c — сцепление грунтовой среды; Ma и Mb — предельные изгибающие моменты дорожной одежды, вызывающие ее прогиб и выпирание.

Параметр $L1$ в формуле (1) остается произвольным. При каждом его допустимом значении формула (1) дает верхнюю оценку неизвестному предельному сопротивлению пластической системы «дорожная одежда — подстилающий грунт». Следовательно, лучшей верхней оценкой будет являться наименьшая.

Продифференцируем левую часть формулы (1) по параметру $L1$ и результат приравняем к нулю. Из полученного уравнения найдем значение параметра $L1$ (2), при котором формула (1) даст наименьшие верхние оценки.

$$L1 = \sqrt{\frac{8h}{L + \pi h} \left(hL + \frac{Ma + Mb}{c} \right)}. \quad (2)$$

Ясно, что полученная наименьшая верхняя оценка не совпадает с точным значением предельного сопротивления, так как рассматривалось, конечно, далеко не все множество кинематически допустимых полей скоростей. Полученная оценка достаточно приближена. Однако, изменчивость прочностных параметров системы вдоль дороги и изменчивость этих параметров во времени делают постановку более точных задач ненужной.

Некоторые решения требуют значительных затрат времени для выполнения вычислительных операций, поэтому разработан программный комплекс «Предельные состояния систем» (ПК «ПРЕСС») [3], объединяющий программные модули по определению оценок несущей способности системы для условий плоской задачи. Данный комплекс позволяет определить интервал, в пределах которого находится значение предельной нагрузки как для жестких ленточных фундаментов (штампов), так и для гибких, например железобетонных. Таким образом он может быть использован для контроля численных решений, а также самостоятельно для расчета предельной разрушающей нагрузки, при этом, с целью запаса прочности, за предельную нагрузку следует принимать значение нижней оценки. Структура комплекса приведена на рис. 3.

В качестве дополнительного модуля к ПК «ПРЕСС» разработана программа, позволяющая определять оценки несущей способности системы «дорожная одежда — подстилающий грунт». Рассмотрим работу программы на примере определения верхней оценки несущей способности системы «дорожная одежда — подстилающий грунт».

После ввода исходных данных производится расчет предельного давления под колесом P . Лучшей верхней оценкой будет являться наименьшая. Шагом 2 найдем значение параметра $L1$ (2), при котором формула (1) даст наименьшие верхние оценки — оптимизация параметра поля скоростей $L1$. Шагом 3 определяется нагрузка N , при превышении которой произойдет разрушение данных дорожных одежд на данном грунтовом основании.

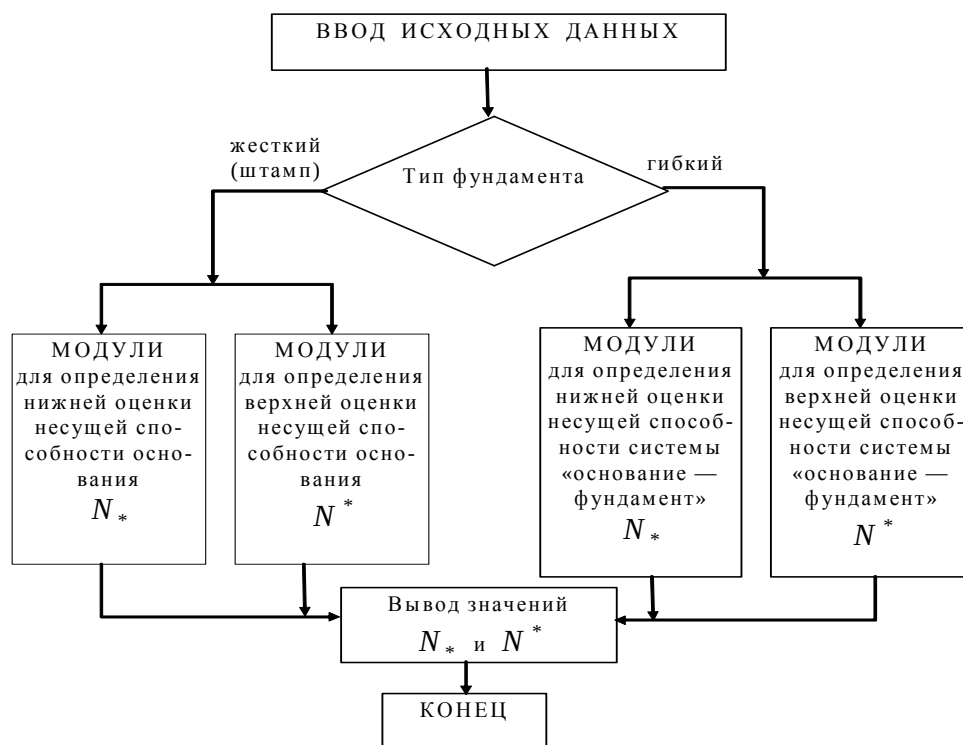


Рис. 3. Структура ПК «ПРЕСС»

Рис. 4. Шаг 1 — ввод исходных данных

Верхняя оценка несущей способности системы "дорожная одежда-подстилающий грунт"

файл поле скоростей о программе

Ширина колеса L , м	0.38	Предельные моменты, изгибающие дорожные одежды,	
Параметр $L1$, м	1.95868193478878	ньютон на погонный метр	
Толщина одежды h , м	0.3	Вверх M_a	8000
Сцепление c	6000	Вниз M_b	4000
		Вычислить Р	
Предельное давление под колесом P , Па		2.916E+5	
Оптимизация значения параметра $L1$		Верхняя оценка несущей способности N , Н	
Приведенная площадь распределенной нагрузки, S	0.95	184495.32	
$L1=$	1.95868193478878		
Оптимизировать		Вычислить	

Рис. 5. Шаг 2 и шаг 3

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дыба В.П. Несущая способность автомобильных дорог / В.П. Дыба, В.А. Брагинцев // Материалы Всероссийской научно-технической конференции. Новочеркасск, 2002. С. 31—33.
2. Дыба В.П. Оценки несущей способности железобетонных фундаментов // Исследование и компьютерное проектирование фундаментов и оснований : сб. тр. / НГТУ. Новочеркасск, 1996. С. 10—25.
3. Дыба В.П. Верхние оценки несущей способности оснований ленточных фундаментов / В.П. Дыба, Г.М. Скибин // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. № 6. С. 2—6.

© Нечипоренко Б.А., Дыба В.П., Брагинцев В.А., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 624.131

Д.В. Плешаков, С.И. Маций

ДИАГНОСТИКА ОПОЛЗНЕВЫХ УЧАСТКОВ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ НА ОСНОВЕ МЕТОДИКИ ОПТИМАЛЬНОГО РИСКА

Приведены результаты диагностики оползневых участков автомобильных дорог г. Сочи на основе методики оптимального риска. По результатам исследований в кратчайшие сроки и при минимуме данных инженерно-геологических изысканий была оценена степень оползневого риска исследуемых участков на основе факторов формирования риска. Подход позволил объективно, на основе количественных характеристик факторов формирования риска, классифицировать объекты по приоритетности работ и уровню потенциальных затрат.

In given article results of landslide sites investigation of motorways in Sochi are presented. Calculations has been accomplished on the basis of a optimum risk method. By results of researches in the shortest terms and at a minimum of the engineering-geological survey data, the landslide risk level has been appreciated on the basis of risk factors. The approach has allowed objectively, on the basis of quantitative risk assessment, to classify objects to priority works and potential losses.

Для оценки риска в геотехническом строительстве используются качественные, полуколичественные и количественные подходы [1]. Для количественного определения опасности требуется соответственно количественная оценка факторов, способствующих возникновению риска [2].

В некоторых случаях абсолютные количественные показатели риска менее важны, чем относительные [3]. К ним можно отнести мероприятия по планированию и определению приоритетности работ на стадиях разработки ТЭО-проектов, а также при обосновании инвестиций.

Следует отметить отсутствие единой более или менее разработанной методики интерпретации риска в настоящее время. В тех немногих странах, в которых началось применение вероятностного подхода к оценке безопасности, она реализуется по-разному.

Главная проблема интерпретации риска заключается в выборе критериев его применимости [4]. В геотехническом строительстве в настоящее время намечаются два типа критериев: 1) нормативно-допустимые и 2) приемлемые, то есть добровольно принимаемые всеми лицами и организациями, которые подвергаются той или иной потенциальной опасности.

При добровольно принимаемых критериях часто требуется определить оптимальный баланс между увеличением экономичности и эффективности объекта, с одной стороны, и соответствующим ростом риска, с другой. Особые трудности возникают при наличии одних только качественных оценок риска.

В широком понимании процесс управления риском представляет собой постоянный контроль уровня риска на основе долговременного мониторинга за безопасностью геотехнического объекта.

Использование новой расширенной системной модели вероятностного взаимодействия сооружения с геологической средой соответствует больше реальным инженерно-геологическим условиям, обычно характеризующимся значительной сложностью и уникальностью строения и длительным развитием многообразных и многоэтапных сценариев потенциально опасных процессов.

Сложившаяся ситуация на оползневых участках автомобильных дорог регионального значения г. Сочи. В ходе диагностики оползневых участков (рис. 1—4) в районе г. Сочи [5] нами было обследовано более шестидесяти оползнеопасных склонов. Работы включали в себя сбор, обработку и анализ литературных и фондовых материалов, маршрутное обследование территории, составление технического отчета.



Рис. 1. Оползневое смещение на автомобильной дороге Лазаревское — Кирова, км 2+800



Рис. 2. Разрушенный оползнем участок автомобильной дороги Веселое — Нижняя Шиловка, км 3+690



Рис. 3. Автомобильная дорога Макопсе — Наджиги, км 6+900



Рис. 4. Деформация водопропускной трубы на автомобильной дороге Лазаревское — Кирова, км 3+600

В период изысканий выполнено рекогносцировочное обследование прилегающей территории автодорог, собран обширный фотоматериал, а также проанализирован материал изысканий прошлых лет на прилегающих участках.

В геологическом строении исследуемой территории принимают участие породы мелового, палеогенового и четвертичного возрастов. В структурном положении участок приурочен к Сочи-Адлерской депрессии, являющейся наземным, восточным замыканием Туапсинского предгорного прогиба, большая часть которого заложена на шельфовой зоне Черного моря, либо срезана тафrogenным разрастанием морской впадины. Переходный структурный характер зоны нашел свое отражение в литологическом комплексе пород и тектонических структурах региона.

Набор отложений в Адлерской депрессии представлен преимущественно карбонатно-теригенным комплексом платформенного и субплатформенного типа.

Исследуемая территория характеризуется наличием развития эрозионных и оползневых процессов. На поверхности оползневой депрессии отмечены западины и валы обтекания. Таким образом, совокупность геоморфологических признаков свидетельствует о наличии здесь современного оползневого процесса.

В пределах обследуемых автодорог и на прилегающих к ним территориях можно выделить следующие современные физико-геологические явления и процессы: оползни, эрозия, выветривание, плоскостной смыв.

Следует отметить, что оползневая опасность на изучаемой территории существовала и до строительства автодорог.

В настоящее время установлено: все участки автодорог практически на всем протяжении проходит в выемках и полувыемках, насыпях и полунасыпях, что значительно увеличивает возникновение оползневых очагов.

Основными факторами развития оползневых процессов на участках исследуемых автодорог являются: экзогенные — увлажнение пород атмосферными и подземными водами, подсечка склонов эрозией, выветривание; антропогенные — деятельность человека.

На развитие оползневых явлений достаточно сильно влияют процессы выветривания путем изменения состояния, состава и свойств пород в сторону снижения их прочностных характеристик. Наиболее активно процессы выветривания протекают в глинистых породах (аргиллиты, глинистые алевролиты, мергели).

Антропогенные факторы в развитии оползней играют отнюдь не последнюю роль. Количество антропогенных оползней, вызванных дорожным строительством, на исследуемой территории значительно возросло. Активизация оползней вызвана, в первую очередь, подсечкой склонов выемками, устройством насыпей, понижающих устойчивость оползневых склонов, отсутствием организованного стока поверхностных вод.

Как показало обследование, в настоящее время оползни на указанных участках активны, достигают значительных размеров и деформируют полотно автодороги. В процессе исследования, для классификации оползневых участков применялась методика оценки оптимального риска.

Диагностика оползневых участков по методике оценки оптимального риска. Методика оценки оптимального риска наиболее эффективна при исследовании большого количества оползневых склонов с целью выявления наиболее опасных участков. Подход позволяет прогнозировать поведение откоса путем оценки количественных показателей основных факторов риска и не требует выполнения большого комплекса инженерно-геологических изысканий.

Подход позволяет провести качественный анализ уровня риска, установить приоритетный порядок при проектировании сооружений или при обосновании и выполнении укрепительных мероприятий. Конечный результат этого анализа заключается в определении интегрального показателя риска, который подсчитывается с использованием личного опыта и накопленных знаний. К недостаткам метода оценки оптимального риска можно отнести недоучет нередко сложного многоэтапного сценария процессов взаимодействия сооружений с геологической средой, а также некоторые упрощения методики комплексного учета разнообразных факторов безопасности.

Надежность и эффективность противооползневых мероприятий непосредственно зависит от достоверности прогноза местной устойчивости отко-

сов и оползневой опасности. На поведение оползнеопасного склона в значительной степени влияет освоение человеком земель, водный баланс, изменчивость природы и другие факторы [6].

Для оценки степени риска в ходе диагностики оползневых участков г. Сочи рассматривались факторы, приведенные в таблице (стр. 1— 15).

Классификация оползневых участков по категориям на основе факторов риска

Факторы оценки оползневого риска	Наименование участка автомобильной дороги				
	Макопсе — Наджиги, км 5+300	Лазарев- ское — а. Кирова, км 9+400	Дагомыс — Солох аул, 7+500	Подъезд к с. Красная Воля, км 1+100	Веселое — Нижняя Шилова, км 6+900
1. Категория автодороги	4 (IV)	4 (IV)	4 (IV)	4 (IV)	4 (IV)
2. Степень повреждения дорожного полотна	6 (+)	3 (+)	— (—)	— (—)	6 (+)
3. Наличие трещин отрыва и величина их раскрытия	3 (+)	3 (+)	3 (+)	6 (+)	6 (+)
4. Протяженность оползнеопасного участка	8 (120 м)	3 (40 м)	2 (20 м)	2 (15 м)	4 (50...60 м)
5. Высота склона	4 (5...7 м)	8 (20 м)	5 (10 м)	8 (20 м)	4 (5...6 м)
6. Уклон оползнеопасного участка	6 (60°)	4 (40°)	6 (60°)	8 (65°)	5 (45°)
7. Мощность и объем ОГП	- (—)	2 (до 2м)	2 (до 2м)	6 (3...5м)	2 (до 2м)
8. Эрозионные процессы	4 (+)	2 (+)	— (—)	— (—)	4 (+)
9. Вода в подножии верхового склона	4 (+)	— (—)	2 (+)	2 (+)	4 (+)
10. Водонасыщение грунта	2 (+)	— (—)	— (—)	— (—)	2 (+)
11. Подмыв берега рекой	4 (+)	— (—)	4 (+)	— (—)	4 (+)
12. Растительность на склоне	1 (+)	2 (+)	1 (+)	1 (+)	2 (+)
13. Наличие мероприятий инженерной защиты и уровень их повреждения	4 (+)	— (—)	— (—)	— (—)	— (—)
14. Угроза жилым объектам и населению	— (—)	— (—)	— (—)	— (—)	— (—)
15. Техногенный фактор	— (—)	— (—)	— (—)	— (—)	— (—)
16. Суммарный показатель риска	50	31	29	37	49
17. Категория риска	I	IV	V	III	I

Для каждого фактора оценки оползневого риска предлагаются относительные коэффициенты от 1 до 10. Величины коэффициентов определялись

индивидуально для каждого исследуемого участка. В таблице приведены результаты исследований для пяти произвольных участков.

Значения коэффициентов эмпирически получены путем анализа устойчивости большого числа оползнеопасных склонов. Коэффициенты позволяют учесть характерные инженерно-геологические и гидрогеологические условия исследуемого участка, сведения об исторической активизации склона, техногенный фактор и другие показатели, оказывающие воздействие на степень оползневой опасности.

На рис. 5 представлено распределение величины риска и стоимости мероприятий инженерной защиты.

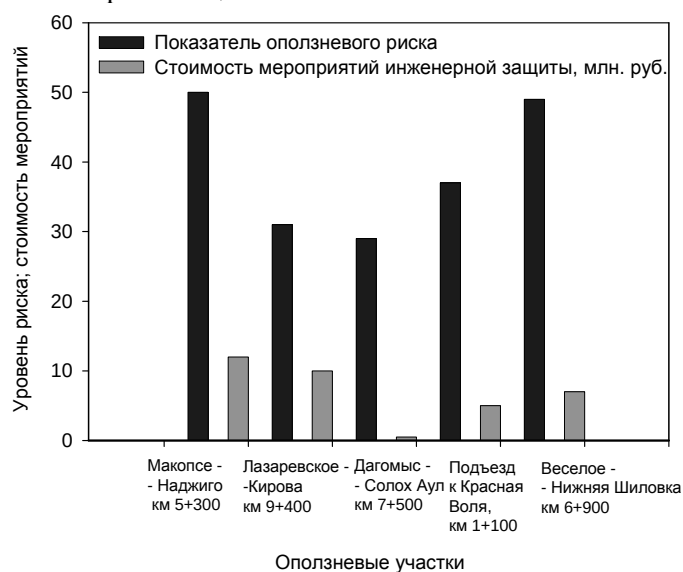


Рис. 5. Диаграмма распределения величины риска и стоимости мероприятий инженерной защиты на исследуемых оползнеопасных участках

На основании интегрального показателя риска участки подразделялись на классы. Методика позволила выявить наиболее опасные объекты, требующие усиления. В результате проведенных исследований был определен комплекс мероприятий по инженерной защите склонов от оползневых процессов, в зависимости от категории риска.

Рис. 6 показывает процентное распределение оползневых участков по категориям оползневого риска.

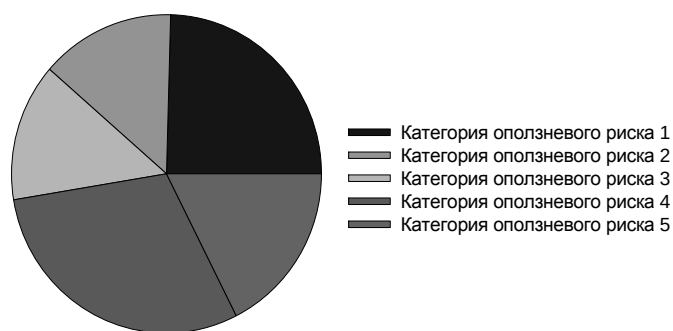


Рис. 6. Процентное распределение оползневых участков по категориям оползневого риска

Выводы. С помощью метода оценки оптимального риска в кратчайшие сроки и при минимуме данных инженерно геологических изысканий была оценена степень оползневой опасности исследуемых участков на основе факторов формирования риска. Данный факт чрезвычайно важен в ходе разработки ТЭО-проектов, а также при обосновании инвестиций строительства противооползневых мероприятий. Подход позволил объективно, на основе количественных характеристик факторов формирования риска, классифицировать объекты по приоритетности работ и уровню потенциальных затрат.

Достоверная оценка оползневой опасности оказывает доминирующее влияние на величину риска, а значит, на жизнь и здоровье людей, а также на экономическую эффективность строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. Chowdhury R., Flentje P. Role of slope reliability analysis in landslide risk management. Bull. Eng. Geol. Env., 2003. С. 41—46.
2. Постоев Г.П. К вопросу количественной оценки оползневой риска // Оценка и управление природными рисками : материалы Общероссийской конференции «Риск — 2003». М. : Издательство Российского университета дружбы народов, 2003. С. 48—50.
3. A framework for landslide risk assessment and management / R. Fell, K.K.S. Ho, S. Lacasse, E. Leroy // Landslide risk management. Vancouver, 2005. Pp. 3—27.
4. Варга А.А. Вероятностный анализ безопасности гидротехнических сооружений при взаимодействии с геологической средой // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геоэкология. № 2. 2002. С. 99—111.
5. Диагностика оползневых участков на автомобильных дорогах регионального значения г. Сочи. Т. I. ГеоПроект, 2007.
6. Lee E. M. Landslide risk assessment / E. M. Lee, D.K.C. Jones. London, 2004. Pp. 375—381.

© Плешаков Д.В., Маций С.И., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 62 408.8:006.354

А.В. Кочетков, М.Л. Ермаков, С.П. Аржанухина

НАУЧНЫЕ ОСНОВЫ НОРМИРОВАНИЯ ШЕРОХОВАТЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ДОРОЖНЫХ ПОКРЫТИЙ

Предложены новые методы нормирования шероховатых поверхностей дорожных покрытий на основе ГОСТ 2789—73.

New methods of normalization of rough surfaces of road coverings on the basis of GOST 2789—73 are offered.

Изучение триботехнических параметров и их связи с шероховатостью на протяжении длительного периода происходило во многих областях науки и техники без учета полученных другими исследователями теоретических и практических результатов. Проблема изучается в основном в узких направлениях, с семидесятых годов прошлого века серьезных обобщений не проводилось. При нормировании коэффициента сцепления и шероховатости в дорожном хозяйстве результаты не использовались.

Способы оценки шероховатости поверхностей могут быть разделены на две группы: позволяющие получить расчетом численный показатель степени шероховатости и позволяющие оценивать шероховатость поверхности в виде некоторого суммарного (интегрального) численного показателя, находящегося в закономерной зависимости от шероховатости (использование трения, отсвечивания и т.д.). Например, может быть применен способ оценки шероховатости по величине угла, при котором поверхность не рассеивает падающий на нее свет, а отражает его равномерно (при изношенной поверхности).

С 1945 г. для оценки шероховатых поверхностей использовался ГОСТ 2789—45, в котором в качестве показателя чистоты (шероховатости) поверхности применялось среднеквадратическое отклонение ее неровностей. С 1959 г. в СССР действовала стандартная оценка шероховатости поверхности по ГОСТ 2789—59. Для оценки геометрии поверхности установлены были два параметра: среднее арифметическое отклонение профиля R_a — среднее значение расстояний точек измеряемого профиля от его средней линии — и высота неровностей R_z — среднее расстояние между находившимися в пределах базовой длины (длина участка поверхности, выбираемая для измерения поверхности) пятью высшими и пятью низшими точками впадин, измеренное от линии, параллельной средней линии.

ГОСТ 2789—73 [1] распространяется на шероховатость поверхности изделий независимо от их материала и способов изготовления или получения поверхности и, соответственно, распространяется на устройство дорожных покрытий с шероховатой поверхностью. Стандарт устанавливает перечень параметров и типов направлений неровностей, которые должны применяться при установлении требований и контроле шероховатости поверхности, числовые значения параметров и общие указания по установлению требований к шероховатости поверхности.

Требования по шероховатости устанавливаются, исходя из функционального назначения поверхности для обеспечения заданного качества путем

указания параметра шероховатости (одного или нескольких) и базовых длин, на которых происходит определение параметров. При необходимости устанавливаются требования к направлению неровностей поверхности, к способу или последовательности способов получения поверхности. Для номинальных числовых значений параметров шероховатости должны устанавливаться предельные отклонения, которые выбираются из ряда 10, 20, 40, в процентах от номинальных. Требования к шероховатости поверхности отдельных участков могут быть различными. В качестве параметров шероховатости выбираются: среднее арифметическое отклонение профиля, высота неровностей по десяти точкам, наибольшая высота профиля, средний шаг неровностей, средний шаг местных выступов профиля, относительная опорная длина профиля. К основным типам направлений неровностей относятся: параллельное, перпендикулярное, перекрещивающееся, произвольное, кругообразное, радиальное.

Исследованиями [2] показано, что реально влияющими на триботехнику из параметров существующего ГОСТ 2789—73, являются средний шаг неровностей и средний шаг местных выступов профиля. Остальные параметры отвечают за распределение рабочей жидкости и ряд особенностей эксплуатации шероховатой поверхности, либо не отвечают условию воспроизводимости результатов измерения [3].

Интересно обратить внимание на основной способ определения параметров шероховатости, используемый в технологии машиностроения и указанный в учебнике для подготовки рабочих на производстве [4]. В нем прямое измерение шероховатости производится контактным способом при помощи профилометра, игла которого с заданным радиусом закругления движется по поверхности с постоянной скоростью. Количественное значение непосредственно среднеквадратичных отклонений определяется по шкале электроизмерительного прибора. Эта особенность способа основана на положениях ГОСТ 2789—45 (использование среднеквадратических отклонений для точек профиля), но следует заметить, что диаметр закругления указан в пять раз (15 мкм вместо 3) больший требуемого по условиям измерения, и фактически закругление иглы огибает шероховатую поверхность по высотам выступов. Это позволило в технологии машиностроения при измерении шероховатости определять величину, устойчиво коррелирующую с изменением параметров трения (покоя, качения, скольжения, сопротивления движению).

Признано, что при движении транспортного средства по автомобильной дороге (контакте колеса и дорожного покрытия с шероховатой поверхностью) контактирующие поверхности соприкасаются по вершинам выступов, и давление, передаваемое от колеса к покрытию дороги, воспринимается только некоторой несущей частью геометрической поверхности. С учетом требования функциональности назначения поверхности для автомобильной дороги естественно назначать базовую длину, соответствующую размерам отпечатка колеса (360 или 180 мм).

Основной задачей при устройстве шероховатых поверхностных обработок автомобильных дорог является создание защитного слоя, который, выполняя функции слоя износа, обеспечивает сохранность и срок службы дорожного полотна. При этом обеспечивают высокое качество самой шероховатой поверхностной обработки по критерию долговечности, добиваясь наиболее плотного прилегания формообразующих выступов друг к другу.

Этого достигают путем распределения требуемого для этой цели максимального расхода материала, а также дополнительного уплотнения поверхностного слоя, устройства двойной поверхностной обработки. Однако это не обеспечивает требуемых условий водоотведения, а также нормируемого по условиям безопасности движения коэффициента сцепления. Щебень при устройстве шероховатых поверхностных обработок выполняет две функции: обеспечивает прямой контакт с колесами транспортных средств (необходимую шероховатость и коэффициент сцепления); образование плотной текстуры слоя шероховатой поверхностной обработки, в котором зерна щебня (фракции щебня) взаимно блокируются. Наиболее благоприятной формой зерен является кубовидная, которая способствует стабильному расположению на поверхности дороги каждого зерна щебня, обеспечению необходимого коэффициента сцепления и взаимному блокированию зерен.

Возможность применения в дорожном хозяйстве государственного стандарта ГОСТ 2789—73. Шероховатость поверхности. Параметры, характеристики и обозначения указывались ранее А.П. Васильевым, М.В. Немчиновым и другими авторами [3]. Однако содержательного анализа его показателей, действительно отвечающих за геометрию макрошероховатости и значимо коррелирующих с триботехническими параметрами, не проводилось. Вместе с тем был удачно предложен новый параметр, не входивший в ГОСТ 2789—73, средняя высота выступов шероховатости, а также средний радиус кривизны и средний угол вершин неровностей. Практически российские ученые-дорожники признали необходимость развития знаний о геометрических параметрах шероховатости и уже тогда сделали важнейший шаг к развитию ГОСТ на шероховатые поверхности.

В дорожном хозяйстве применение параметра средней высоты выступов вполне отвечало возможности нормирования для дорожных покрытий, на которых колесо полностью контактировало с поверхностью дороги. Однако уже для шероховатой поверхностной обработки контактирование колеса происходит по выступам макрошероховатости (зернам щебня), а глубины впадин и степень их заполнения вязущим, водой или снегом, различными загрязнениями не являются доминирующими влияющими факторами. Поэтому для обеспечения воспроизводимости результатов измерения и слабой зависимости от выбора уровня сечения профиля необходимо переходить от математического ожидания к дисперсии высот выступов.

Данный подход вполне естественен по аналогии с теорией стрельбы (точно — среднее и кучно — дисперсия), теорией автоматического управления (совокупная дисперсия — квадрат среднего и собственно дисперсия), теорией вероятности (среднее и коэффициент вариации) и широко применяется в различных сферах жизнедеятельности.

Более информативным оказывается дальнейшее развитие идеи — переход к анализу статистического распределения высот выступов. Авторами предложена концепция проектирования шероховатых поверхностных слоев покрытий, основанная на обеспечении срока службы плотным заполнением зерен (выступов) на поверхности и обеспечением коэффициента сцепления подбором и регулированием диапазонов высоты выступов. Показана большая степень коррелированности нормируемого коэффициента сцепления с разбросом высот выступов шероховатой поверхности в сравнении с его высотой

(определяющей высоту неровностей). На примере автомобильных дорог впервые определены основные параметры шероховатости, вызывающие изменение коэффициента сцепления колеса автомобиля с поверхностью дороги.

Например, увеличение конкретно высоты (средней или максимальной) неровностей для диапазона выше масштабирующего значения (для автомобильных дорог 3 мм) не приведет к изменению условий, которые вызовут изменение нормируемого коэффициента сцепления объекта с поверхностью. Встает задача поиска таких параметров геометрии шероховатой поверхности, изменение которых будет существенно более коррелироваться с изменением коэффициента сцепления. В качестве новых параметров рассматриваются дисперсия разброса высот выступов макрошероховатости, их статистическое распределение и в развитие — спектральная плотность, декоррелированность.

Авторы предлагают для анализа шероховатых поверхностей различной природы (в том числе и для автомобильных дорог) применение модернизированного теоретико-вероятностного подхода, ранее предложенного для абразивной обработки профессором А.В. Королевым [2]) и для дорожного хозяйства П.С. Суслигановым [3].

Необходимо различать геометрическую форму зерна щебня и геометрическую форму контактирующей части зерна. Для определения количества зерен в единице объема, исследования работы зерна при больших нагрузках, определения положения зерен щебня на дорожном покрытии основной является геометрическая форма зерен. При исследовании механизма контактирования с колесом транспортного средства определяющей является геометрическая форма вершины зерна.

В теории шероховатых поверхностей геометрическую форму зерна чаще всего аппроксимируют эллипсоидом, сферой, набором трех сфер. Форму профиля выступа зерна классифицируют как приближающуюся к треугольнику, к треугольнику с радиусом округления при вершине, трапеции, гиперболе и параболе. Практически все виды могут давать удовлетворительное приближение к действительности. С целью уменьшения трудоемкости исследований и обобщения результатов измерений находят такую геометрическую форму зерен, которая позволила бы связать параметры вершин зерен с их общими размерами.

Сечение зерна щебня может быть представлено как реализация случайной функции в виде совокупности синусоид различных частот со случайными амплитудами и фазами. Рассматривается произвольное сечение зерна, случайно ориентированное в пространстве. Вероятностные характеристики случайной функции не зависят от аргумента для данного сечения зерна (от положения текущего радиуса зерна). Соответственно, эта функция будет стационарной.

Уравнения можно использовать для анализа геометрической формы единичного зерна и формы группы зерен, принадлежащей одной партии. В последнем случае первое слагаемое рассматривается как случайная величина, выражающая собственно размер зерна, характеризующая рассеивание размеров зерен в виде идеальных шаров. Так как зерна щебня есть неправильные геометрические тела, то в общее рассеивание входит и отклонение от правильной геометрической формы в виде второго слагаемого. Также можно по-

казать, что суммарный закон распределения размеров и форм зерен подчиняется закону Гаусса.

Практически все зерна щебня имеют гармоники с очень большим порядковым номером, которые образуют микроскопические неровности зерен. При этом все неровности с большим числом гармоник накладываются на неровности с меньшим числом, так что средней линии неровностей конкретной гармоники является линия, образованная низшими гармониками. Соответственно выбор порядкового номера гармоники в уравнении будет зависеть от конечной цели исследований геометрической формы зерен. Для определения числа зерен в единице объема геометрическую форму зерен щебня, ориентированных большой диагональю, можно представить окружностью, при расчете расположения зерен учитывают продолговатость зерен с выделением дополнительно второй гармоники.

Среднее число вершин зерен находится на основании теории выбросов. Проведенный анализ показывает, что форма вершин находится в сложной зависимости от их размеров радиуса окружности, среднеквадратическое отклонение диаметральных размеров или среднеквадратическое производной случайной функции, описывающей отклонение точек профиля зерна от дуги средней окружности. Можно убедиться это примерно соответствует параболической форме зерен.

Для определения численных значений параметров зерен щебня необходимо знать законы разрушения зерен при дроблении на дробильно-сортировочных установках. Вероятностный анализ показывает, что формы и размеры вершин зерен определяются постоянным угловым параметром. При этом возможно подобие формы отдельных гармоник, с уменьшением средних значений амплитуд синусоид должна увеличиваться их частота.

В теории прочности при разрушении образцов, изготовленных из хрупких кристаллических материалов горных пород, при испытаниях на осевое сжатие замечено, что образцы разрушаются по поверхностям, косо наклоненным к направлению сжатия под углом, всегда меньшим 45° . У полированных сбоку образцов наблюдаются пересекающиеся под углом линии скольжения. Если материал неоднороден или имеет микротрещины, линии скольжения, формирующие выступы зерен, могут быть кривыми, однако острые и тупые углы при вершинах зерен встречаются одинаково часто. Средний угол должен быть равным 90° , а геометрическая форма зерен приближается к параллелограмму. При следующих расколах отдельные вершины зерна могут отколоться, тогда образуется профиль зерна в виде многоугольника с числом вершин более четырех.

Распределение зерен щебня сразу после шероховатой поверхностной обработки считается свободным распределением. В процессе износа слоя шероховатой поверхностной обработки характер распределения зерен изменяется. Если в процессе начальной эксплуатации происходит частичное скалывание зерен у их вершин или иное местное разрушение зерен на уровне вершин, то плотность расположения зерен в начальной части кривой увеличивается, а центр группирования вершин смещается вниз, к вяжущему. В идеале все вершины зерен, подвергшиеся скалыванию, устанавливаются на одном уровне от исходного сечения.

Величина расстояния уровня скалывания активных зерен от наиболее выступающих вершин называется разновысотностью активных зерен (предложена профессором А.В. Королевым в 1975 г.). Она соответствует глубине залегания половины из всех выступающих над вяжущим вершин зерен, измеренный от вершины наиболее выступающего зерна, если бы функция распределения в начальной части была справедлива для всего слоя выступающих зерен. Показано, что она имеет вероятностную природу

Изучено изменение разновысотности зерен, которое определялось по профилограммам рельефа поверхности дороги. Установлено, что величина разновысотности в процессе износа снижается в 3...5 раз.

Авторы предлагают для дальнейшего исследования в дорожном хозяйстве гипотеза о том, что величина коэффициента упрочнения связки вяжущее — щебень связана пропорциональной зависимостью с логарифмом линейного износа поверхности автомобильной дороги. Экспериментально установлено, что прикатка катком с обрезаемыми валками обеспечивает снижение износа поверхности дороги в среднем на 20...25 % и делает его более равномерным по профилю. Однако наблюдается некоторое снижение коэффициента сцепления. Одн из вариантов регулирования распределения размеров зерен щебня может быть обеспечен смешиванием фракций щебня с меньшим разбросом в заданном диапазоне. Например, для диапазона щебня фракции 10...20 мм предлагается смешивать его в пропорции 3:2 с фракцией 15...20 мм.

Способ создания шероховатых поверхностных слоев заключается в том, что первоначально подготавливают исходную поверхность к нанесению шероховатого слоя, распределяют материал поверхностного слоя на заданную высоту, при этом обеспечивают требуемую высоту неровностей шероховатого поверхностного слоя, регулируют плотность прилегания формообразующих выступов друг к другу; далее проводят уход за состоянием поверхностного слоя, отличающийся тем, что регулирование по обеспечению коэффициента сцепления с колесом автомобиля дополнительно осуществляют по дисперсии разброса высот выступов в диапазоне фракции выступов, а разброс формообразующих выступов выбирают в соответствии с требуемыми параметрами шероховатости по заданному закону распределения.

Для оценки типа шероховатости покрытий в практических целях в достаточно определять четыре основные характеристики шероховатых структур: среднюю глубину впадин (высоту выступов); средний шаг шероховатости; плотность контактов; разброс (дисперсию) высот выступов.

Для противогололедных дорожных покрытий с шероховатой поверхностью дополнительно предлагается еще один новый параметр: разброс глубин впадин, определяющий случайный характер пятен гололеда на активных выступах зерен щебня. Используя величины параметров макрошероховатости поверхности покрытий, устанавливают характеристики функционально-эксплуатационных показателей, динамику их изменения в процессе эксплуатации, вид используемого материала, технологии устройства и эксплуатации, соответствие параметрам интенсивности и составу нагрузок. Анализируя динамику изменения параметров макрошероховатости в процессе эксплуатации покрытия, можно устанавливать характеристики износа и долговечности шероховатой поверхности и межремонтные сроки.

Предложенный подход к нормированию и определению параметров шероховатости был использован в отраслевых рекомендациях «Рекомендации по устройству дорожных покрытий с шероховатой поверхностью (взамен ВСН 38—90)», утвержденных Минтрансом России 5 января 2004 г.

Выводы. 1. В настоящее время стало заметным опережение финансируемых государством отраслей в актуализации и реализации фундаментальных технических проблем, в частности исследования и нормирования шероховатости и триботехники поверхностей автомобильных дорог.

2. Попытка интерпретации государственного стандарта на шероховатые поверхности вариантов 1945, 1959, 1973 гг. показала обоснованность многолетнего применения профилометра с диаметром иглы, большим ширины впадин шероховатости. Фактически определяется среднеквадратическое отклонение разброса выступов шероховатой поверхности. При этом способ измерения обеспечивает значимую корреляцию с параметрами трения (сцепления). Данный параметр обладает свойством инвариантности к выбираемому уровню отсчета при определении шероховатости поверхности.

3. С учетом отраслевой отработки в дорожном хозяйстве полученных результатов авторы предлагают дополнить ГОСТ 2789—73 дисперсией и статистическим распределением разброса высот выступов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 2789—73 (СТ СЭВ 638—77). Шероховатость поверхности. Параметры, характеристики и обозначения. Госстандарт СССР. Взамен ГОСТ 2789—59. Введен с 01.01.75. переиздание (сентябрь 1990) с Изменением № 1, утвержденным в мае 1980 г. М. : Изд-во стандартов, 1990. 8 с.
2. *Королев А.В.* Исследование процессов образования поверхностей инструмента и детали при абразивной обработке. Саратов : Изд-во Саратов. ун-та, 1975. 192 с.
3. *Кочетков А.В.* Шероховатые поверхности: нормирование проектирование и устройство / А.В. Кочетков, П.С. Суслиганов // Автомобильные дороги. 2005. № 1. С. 54—56.
4. *Мокиенко Н.И.* Слесарное дело с основами материаловедения. 5-е изд. М. : Высшая школа, 1973. С. 160—161.

© Кочетков А.В., Ермаков М.Л., Аржанухина С.П., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 624.012.1

П. Ф. Уренёв

ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ БРУСКОВЫХ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Приведено описание технологии изготовления армокаменных конструкций и результаты испытаний нагрузением до разрушения опытных образцов.

The author describes the technology of production of reinforced masonry structures as well as the results of testing by loading until the destruction of the testing samples.

Опытные образцы рассматриваемых конструкций выполняли высококачественной кладкой из хорошо обожженного глиняного кирпича с отверстиями на пластифицированном цементно-песчаном растворе повышенной прочности. Их особенностью являлось усиление распределенным по объему пространственным арматурным каркасом, стержни которого устанавливали в процессе кладки в ее швах и отверстиях кирпичей.

Кладку подобных сложных реальных конструкций планируется выполнять по многорядной системе перевязки продольных швов в половину кирпича с допущением совпадения отдельных продольных швов в двух-трех соседних рядах. При этом необходимо выбирать такой кирпич и систему перевязки швов, чтобы в нужных местах были совпадающие отверстия для размещения продольной арматуры (рис.).

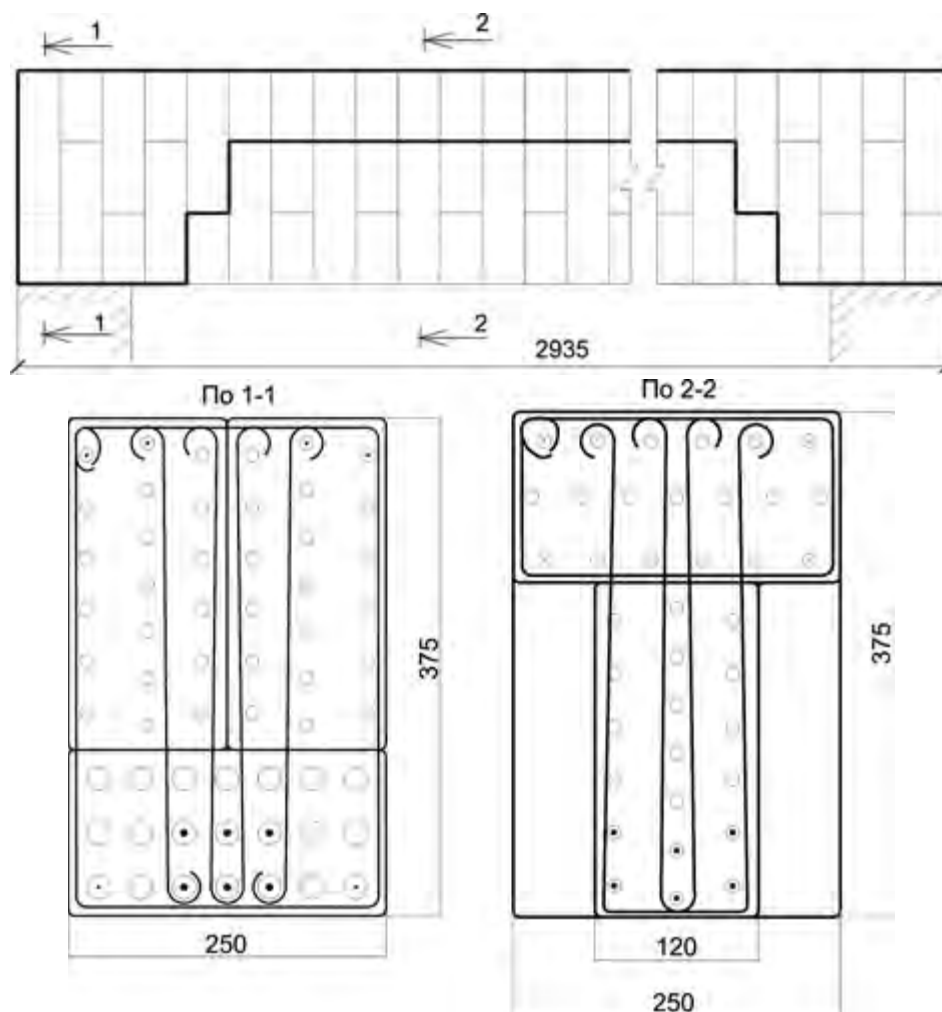
Армокаменные конструкции в предложенном виде во многом обладают достоинствами и каменных, и железобетонных конструкций и, в какой-то степени, взаимно компенсируют их недостатки.

Такие конструкции могут быть эффективно использованы в строительстве, ремонте, реконструкции или реставрации зданий и сооружений, возможно, удаленных от предприятий стройиндустрии, расположенных на слабых, просадочных грунтах или в районах с другими особыми условиями эксплуатации при которых происходят большие затраты, когда традиционно применяют сборные или монолитные, бетонные или железобетонные конструкции.

Широкое применение этих новых конструкций даст значительный экономический эффект и откроет возможности для их совершенствования.

Заявленные армокаменные конструкции во многом, особенно по технологии изготовления, отличаются от традиционных, ранее применяемых. Она существенно усложнена. Кладка ведется из кирпича в водонасыщенном состоянии. Швы желательно выполнять толщиной 3...7 мм. Кирпич сортируют по

размерам, неровный и имеющий выступы отбраковывают. В некоторых из кирпичей прорезывают в необходимых случаях специальные пазы для размещения арматурных стержней. Отдельные кирпичи нанизывают определенными отверстиями на нужные продольные стержни с заделкой пластифицированным цементно-песчаным раствором, в том числе с помощью инъекторов. В изделиях с большой длиной применяют составные стержни с их стыковкой с помощью электросварки или отпрессованных муфт из ст. 3. Высококачественную кладку выполняют по шаблонам с порядовками и по уровню.



Общий вид и разрезы трехметрового армокаменного прогона

Рациональней армокаменные конструкции выполнять в проектной постановке без последующего перемещения. Перекрышки, прогоны, арки выкладывают по жестким настилам. Разработаны конструктивные решения жестких сопряжений и стыков различных элементов со стыковкой стержней арматуры внахлест, с креплением проволочными скрутками и последующей обкладкой кирпичом.

Разработана технология изготовления предварительно напряженной армокаменной изгибаемой конструкции. По ней продольные стержни основной рабочей арматуры в начале заделывают цементно-песчаным раствором в двух- трех рядах кладки у торцов элемента, оставляя ее большую часть длины свободной без сцепления с раствором в специальных открытых пазах и в корытообразной нише. Через несколько суток (в зависимости от температуры окружающей среды) после достижения кладкой определенной прочности эти стержни натягивают попарно, в вышеуказанной нише с помощью поперечного винтового тяжа и с последующей их заделкой цементно-песчаным раствором. После набора последним необходимой прочности конструкция готова к восприятию эксплуатационной нагрузки.

Конструирование и расчет рассмотренных армокаменных конструкций следует выполнять с учетом настоящих пожеланий по нормам и правилам проектирования армокаменных и железобетонных конструкций.

По приведенной технологии изготовлены и испытаны нагружением до разрушения опытные образцы сжатых и изгибаемых элементов армокаменных конструкций, в том числе и предварительно напряженный изгибаемый элемент. Изготовленные образцы имели хороший внешний вид, ровные плотные швы толщиной 5-6 мм, отсутствовали крупные поры. Испытания установили достаточную несущую способность, жесткость и трещиностойкость, показали хорошую совместную работу камня, раствора и арматуры под нагрузкой, достаточную анкеровку рабочей растянутой арматуры из стали класса А-III в отверстиях кирпича, заполненных пластифицированным цементно-песчаным раствором М 200.

По результатам работ были поданы три заявки на изобретение по технологии изготовления армокаменных конструкций, по двум из которых получены положительные решения о выдаче патента на изобретение.

© Уренев П.Ф., 2008

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

УДК 628.8/627

Т.П. Кашарина, Г.М. Скибин, А.М. Кидакоев

ПРИМЕНЕНИЕ ГРУНТОПОЛНЯЕМЫХ ЛИЦЕВЫХ СТЕНОК ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ВТОРИЧНЫХ МАТЕРИАЛЬНЫХ РЕСУРСОВ

Освещена проблема использования для застройки вторичных материальных ресурсов, применения большого разнообразия композитных материалов (геосинтетиков, резинокордовых, металлокордовых и т.п.), которые в составе защитных дамб обвалования выполняют функции лицевой стенки и армогрунта, способствующих усилению несущей способности оснований и фундаментов.

The paper covers the issue of using recycled material resources for construction purposes, of applying a great variety of composite materials (geosynthetics, rubber-cord and metal-cord materials etc.) which function as a front wall and reinforced soil within protective banking dams, adding to the increase in load-bearing capacity of beds and foundations.

Чрезмерное использование природных ресурсов, в т.ч. значительных территорий для отходов ТБО (промышленных, пищевых и других), а также систем жизнеобеспечения неоднократно приводило к геоэкологическим кризисам.

В строительстве наиболее приемлемыми примерами экологического ресурсосбережения являются: переход на нормы расчета по предельным состояниям и вероятностным методам расчета; расчет зданий и сооружений с учетом совместной работы всех элементов и основания; разработка и применение новых типов пространственных и предварительно напряженных конструкций с использованием современных композитных материалов, в т.ч. наноматериалов, технологий и нанотехнологий; сохранение первой природы и освоение территорий, занятых полигонами различных отходов, создаются комплексов по использованию вторичных ресурсов (в т.ч. для городской или промышленной застройки), предварительно прошедших переработку, т.е. уничтожение загрязняющих веществ согласно допустимым пределам. Проблема свалок — это часть проблемы экологизации ресурсного цикла и сохранения занятой ими территории.

Нами разработаны технические решения по использованию вторичных материальных ресурсов при строительстве зданий и надземных и подземных сооружений.

При расчете прочности и устойчивости сооружений из грунтонаполняемых оболочек и армированного грунта рассматриваются два вида предельного

состояния: общая устойчивость всего сооружения в целом и его внутренняя прочность. Под грунтонаполняемой оболочкой следует понимать мягкую оболочку, заполнителем которой является грунт или его сочетание (вода и др).

При проведении экспериментальных исследований грунтонаполняемых и грунтоармированных конструкций в качестве заполнителя использовался сухой песок $\gamma=17,8 \text{ Н/м}^3$. Материал для модели ортотропный с показателями анизотропии $C=\frac{E_0}{E_y}$, где E_0, E_y — модули упругости основы и утка. Между

характеристиками грунта и гибкой арматуры должны соблюдаться следующие соотношения подобия: геометрический масштаб a_l для вертикального и горизонтального расстояния между одиночной арматурой.

Расчетами грунтонаполняемых оболочек и армированного грунта занимались многие отечественные и зарубежные ученые: Генри Видадь, К. Ли, К.М. Хуберян, В.А. Киселев, С.М. Певзнер, С.И. Бельзецкий, Б.И. Сергеев, В.А. Волосухин, В.П. Дыба, Т.П. Кашарина, И.М. Каганов, Евдакимова, Е.В. Щербина, Л.М. Тимофеева и др. [1—6].

Рассматривалось два типа задач: прямая (при действии системы сил определялась форма оболочки) и обратная (по известной форме получали действующую систему сил). В случае графоаналитического построения определяется радиус кривизны оболочки:

$$R=\frac{1}{K},$$

где $K=\frac{y''}{[1+(y')^2]^{3/2}}$ — кривизна оболочки.

Для расчета интенсивности вертикального и горизонтального давления на цилиндрическую оболочку будут использованы следующие зависимости:

$$q_y=\gamma_r b h_c; q_x=m \gamma_r b h_c; m=\operatorname{tg}^2(45^\circ-\frac{\beta}{2}), \text{ где } q_y, q_x \text{ — интенсивность вертикального}$$

и горизонтального давления засыпки, соответственно; γ_r — объемный вес засыпки; b — размер выделенного для расчета звена конструкции, измеряемый по образующей (обычно принимается равный единице); h_c — высота столба засыпки в рассматриваемой точке поверхности конструкции; β — угол естественного откоса засыпки (угол внутреннего трения; для идеально сыпучей среды эти углы совпадают).

Расчет мягких оболочек, взаимодействующих с грунтом, вытекает из теории гибкого кольца, находящегося под радиальной нагрузкой.

Определить основные параметры можно согласно нижеследующим зависимостям. По теории гибкого кольца нагрузки, действующие на оболочку, задаются в следующем виде:

$$a) f(Y) = 2ay + b; \text{ б) } f(Y) = 2ax + b; \text{ в) } f(x, y) = Y''/[1+(Y')^2]^{\frac{3}{2}}.$$

Проинтегрировав и преобразовав данные зависимости, получим:

$$\begin{aligned}
x &= \mp \frac{\varepsilon}{\sqrt{|A_1|}} \left[K \cos \theta \delta F(K, \psi; \psi_0) \pm \frac{2}{K} \sin \theta \delta F(K, \psi; \psi_0) \right]; \sqrt{a^2 + b^2} \\
y &= \pm \frac{1}{\sqrt{|A_1|}} \left[K \sin \theta \delta F(K, \psi; \psi_0) \mp \frac{2}{K} \cos \theta \delta F(K, \psi; \psi_0) \right]; \\
l &= \pm \frac{K}{\sqrt{|A_1|}} \delta F(K, \psi; \psi_0).
\end{aligned}$$

При проведении теоретических исследований нами будут использоваться зависимости, описанные В.Э. Магулой [6] для гравитационно-упругих кривых, которые переходят в упругие кривые (эластики), известные со времен Л. Эйлера. Эти кривые в системе координат $\varepsilon\theta\eta$ записываются в виде функций от двух параметров ψ и K^2 :

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{K^2 \sin^2 \psi}; \eta = E(\psi, K) - (1 - 0,5K^2)F(\psi, K),$$

где $\varepsilon = Y/f$; $\eta = x/f$; $Y = 2\psi$; f — расстояние наиболее удаленной точки упругой линии.

Так как наполнение полигонов идет постепенно, то экспериментальные исследования лицевой стенки проводились при различных высоте наполнения, воздействии и заполнителях. Расчетное усилие в оболочке определяется с учетом однородности, длительной прочности.

При проведении измерений деформаций в оболочках, заполненных грунтом, использовался измерительный комплекс: включая следующие приборы: цифровой тензометрический мост ЦТМ-5, укомплектованный вычислительной электронной клавишной машиной, питание осуществлялось через стабилизатор СН-500 и от осветительной сети, в качестве датчика для измерений деформаций применялся тензорезисторный преобразователь перемещения с консольным чувствительным элементом, позволяющим измерить деформации до 3 мм; форма оболочки фиксировалась координатниками.

Исследования работы лицевой стенки из капронированных (ТК-80) и кордовых материалов (ТК-200) проводились в малом и большом грунтовых лотках. Методика включает в себя порядок выполнения эксперимента и основные указания по установке и тарировке тензометров деформаций. Нами были проведены несколько серий экспериментальных исследований на моделях в грунтовых лотках. Малый грунтовый лоток имел следующие параметры, м: длина — 1,0; ширина — 0,6; высота — 0,6. Боковые стенки были выполнены из оргстекла $t = 10$ мм. Материал лицевой стенки и арматуры выполнялся из прорезиновой ткани (ТК-80). Высота лицевой стенки составляла $h_{ст} = 40$ см, а высота каждого яруса $h_{яп} = 10$ см. Шаг армирования составлял $S = 15$ см, ширина армирующих лент $b = 5$ см, а длина $l = 40$ см, грунтовый массив составлял объем $0,8 \times 0,4 \times 0,6$. Для исключения бокового «просачивания» песка, лицевая облицовка в конце уплотнялась специальными уплотнителями. Для лучшего наблюдения за происходящими явлениями песок под армолентами высотой $h = 5$ см был окрашен в синий цвет. На грунтовый массив нагружалась равномерная нагрузка $P = 1,0, 2,0$ и $3,0$ Н. Проверка работо-

способности данной конструкции позволила в дальнейшем, при проведении теоретических исследований и проектировании, принять допустимые диапазоны высоты каждой армоленты.

В большом грунтовом лотке проводились исследования подпорной стенки из резино-кордового материала. Высота оболочки h составляла 110 см и $h = 90$ см, и менялось положение верхней точки крепления. Заполнителем служил песок $\gamma = 17,5 \text{ Н/м}^2$. Проводилась послойно тщательным трамбованием.

При полном загрузке оболочки максимально деформированная поверхность находится на $1/3$ ее высоты.

Деформированная поверхность грунтонаполняемой оболочки при различных нагружениях отличается. Деформации при $H = 90$ см на 40...50 % превосходят деформации при $H = 110$ см. Значит, при большем уклоне угла крепления нагрузки распределяются более равномерно.

В результате экспериментальных исследований получено напряженно-деформируемое состояние незамкнутой грунтонаполненной оболочки, определены опасные зоны работы конструкции.

На основании проведенных исследований и обработки результатов экспериментов с помощью пакета прикладных программ Mathcad 7 и Microsoft Excel 97 для ПЭВМ получены эмпирические зависимости для определения деформаций грунтонаполняемой оболочки при различной степени ее нагружения. Данные представлены в ниже следующей таблице, где $x = h/l$, h — высота засыпки; l — длина оболочки, $y = D$ — величина деформации оболочки.

Зависимости для определения напряженно-деформированного состояния грунтонаполняемой оболочки

Для сухого грунта	Для влажного грунта
$h_{\text{нагр}} = 1/3H$	
$y = 8x^3 - 10,5x^2 + 3,7x - 0,3$ при $R^2 = 0,65$	$y = 0,6x^3 - 1,25x^2 + 0,4x$ при $R^2 = 0,7$
$h_{\text{нагр}} = 2/3H$	
$y = 4,2x^3 - 6,8x^2 + 2,9x - 0,23$ при $R^2 = 0,58$	$y = -0,3x^3 - 0,48x^2 + 0,38x$ при $R^2 = 0,56$
$h_{\text{нагр}} = 3/4H$	
$y = 3,53x^3 - 6,3x^2 + 3,1x - 0,21$ при $R^2 = 0,52$	$y = 3,84x^3 - 7,04x^2 + 3,4x - 0,25$ при $R^2 = 0,61$
$h_{\text{нагр}} = H$	
$y = 8,7x^3 - 12,8x^2 + 5,33x - 0,4$ при $R^2 = 0,644$	

Возведение грунтоармированного сооружения осуществляется следующим образом.

В начале на подготовленное основание укладывается единое полотнище лицевой стенки из композитного материала, обладающего памятью (наноматериала) и закрепляется анкерным блоком. Затем производится отсыпка грунта, его увлажнение, уплотнение, устанавливается передвижная опалубка для поддержания единого полотнища лицевой стенки в проектном положении, затем армирующие ленты продевают гибкой связью в лицевую стенку и

укладываются согласно выбранным параметрам: вначале наклонные, горизонтальные или гофрированные из композитных материалов, обладающих памятью, после этого укладывается оболочка — дрена, заполненная сорбентами со специальными отверстиями для проникновения загрязняющих вод и очистку их сорбентами, соединенной с дренажной системой.

Потом раскладываются прямолинейные армоленты-оболочки, которые заполняются по мере необходимости. После отсыпки грунта вновь процесс повторяется. В верхней части лицевая стенка закрепляется анкерным блоком, соединенным с ливнеотводящим устройством. Армоленты-оболочки заполняются по мере деформации и осадки сооружения, сохраняя проектное положение всего грунтоармированного подпорного сооружения, обеспечивая его безопасность в качестве основания зданий и сооружений на грунтах с низкой несущей способностью, в т.ч. полигонах твердых бытовых отходов или накопителях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кашарина Т.П.* Мягкие гидросооружения на малых реках и каналах. М.: Мелиорация и водное хозяйство, 1997. 56 с.
2. *Кашарина Т.П.* Совершенствование конструкций, методов научного обоснования, проектирования и технологии возведения обдегченных гидротехнических сооружений : автореф. дис. ...д-ра техн. наук. М. : Изд-во ООО «Эдель-М», 2000. 57 с.
3. *Хуберян К.М.* Рациональные формы трубопроводов, резервуаров и напорных перекрытий. М. : Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. 256 с.
4. *Сергеев Б.И.* Основы расчета грунтонаполняемых оболочек / Б.И. Сергеев, В.А. Волосухин, Т.П. Кашарина // Труды ЮжНИИГиМа. 1976. Вып. 24. С. 89—98.
5. *Дыба В.П.* Перераспределение давления через грунт на абсолютно гибкую подпорную стенку / В.П. Дыба, В.В. Лифанов // Изв. СКНЦ ВШ. Техн. науки, 1984. № 1. С. 27—30.
6. *Магула В.Э.* Расчет гибких цилиндрических оболочек и стержней. Николаев, 1975. 84 с.

© *Каширина Т.П., Скибина Г.М., Кидакоев А.М.*, 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 546.133.1:546.562

Н.А. Лаерикова, В.Т. Фомичев

ПОЛУЧЕНИЕ И ИСПОЛЬЗОВАНИЕ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДЕЗИНФИКАНТОВ НА ОСНОВЕ МИНЕРАЛА — БИШОФИТА

Исследовано действие дезинфектантов получаемых при электролизе растворов минерала бишофита на тест-микробную среду с целью использования в системе защиты строительных конструкций от биокоррозии. Показана высокая эффективность препарата.

The authors has researched the degreasing impact of disinfectants agents on basis of mineral bischofite in order to use in system of safety elements stress from the biocorrosion. The authors have shown high efficiency of disinfectant.

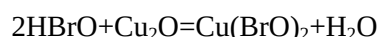
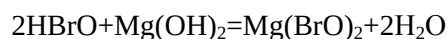
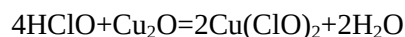
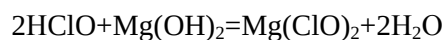
Защита деревянных конструкций от гнилостного воздействия среды, а также бетонных и гипсовых конструкций от заплесневания, является актуальной проблемой. Для борьбы с этими явлениями используют ряд хлорсодержащих органических веществ, многие из которых являются ядовитыми по отношению к биологическим объектам, нарушают экологическое состояние окружающей среды.

Ниже приводятся данные по исследованию получения новых активных, безопасных для населения дезинфицирующих веществ повышенной эффективности и более широкого спектра их применения, так как свойства возбудителей биологического разрушения изменяются во времени: повышается их вирулентность и устойчивость к воздействию внешней среды. Особый интерес представляет использование в этом качестве местного сырья — бишофита. Известны дезинфектанты на основе соединений меди, ионы которой обладают альгицидным эффектом (в отличие от хлора и других дезинфектантов), а также способствуют проникновению антимикробных агентов внутрь клеток микроорганизмов.

По предварительной оценке ВНИИ галургии общие запасы бишофита Волгоградского месторождения — 250 млрд т. Залежи природного бишофита в Нижнем Поволжье, практически целиком (до 98 %) сложены мономинералом бишофитом ($\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$). Природным хлоридам магния, как правило, сопутствуют соединения брома и иодида.

Растворы бишофита являются основой для электрохимического получения гипохлоритов меди. Способ получения гипохлорита и хлорита меди является одностадийным и осуществляется следующим образом. В качестве электролита используется раствор природного бишофита, содержащий 90...98 % MgCl_2 и 0,4...0,95 % Br_2 и I_2 , плотностью 1,3 г/см³, с содержанием ионов хлора 340,8 г/л, ионов брома 5,6 г/л, который заливают в непроточной электролизер. В качестве электродов используется медь. Процесс ведут на постоянном токе при заданных параметрах плотности тока 1...10 А/дм², напряжении 10...25 В, температуре 20...25 °С. Процесс электролиза раствора бишофита осуществляется в течение 0,5 ч. По окончании электролиза по известной методике [2] проводится определение содержания ионов меди и активного хлора. Величина водородного показателя среды рН исходного раствора и полученного конечного продукта контролируется по рН-метру мил-

ливольтметру рН-121. По известным формулам расчёта показателей электрохимического процесса[6] рассчитывается выход по току для определения удельного расхода электроэнергии. В процессе электролиза происходит взаимодействие хлорноватистой и бромноватистой кислот со щелочью с образованием гипохлорита и гипобромита магния и меди:



Часть получающихся гипохлоритов в значительной степени диссоциируют с образованием ионов, которые способны к дальнейшему анодному окислению с образованием хлорит-иона. В табл. 1 приведены данные по влиянию плотности тока на выход гипохлорита меди и удельный расход электроэнергии.

Т а б л и ц а 1

Выход по току гипохлорита меди и расход электроэнергии на единицу массы продукта в зависимости от плотности тока

Плотность тока I , А/дм ²	Выход по току V_t , %	Удельный расход электроэнергии WG , кВт·ч/кг
0,1	79	2,25
0,5	63	3,65
1,0	55	4,86
1,5	49	5,19

Данные таблицы показывают, что увеличение плотности тока приводит к снижению эффективности процесса и свидетельствует о целесообразности использования диапазона плотности тока в 0,1...0,5 А/дм², где достигается максимальный выход продукта.

При электролитическом окислении раствора природного бишофита образуются хлорит-, гипохлорит-, гипобромит-ион и ионы меди, взаимодействие которых создает синергический эффект, усиливающий бактерицидную активность конечного дезинфицирующего продукта, что отличает получаемый продукт от используемых в настоящее время.

Для исследования степени токсичности получаемого дезинфеканта использовался метод биотестирования по выживаемости тест-организмов в лабораторных условиях.

Т а б л и ц а 2

Влияние действия дезинфицирующего раствора содержащего Cu^{2+} (0,5 мг/л), активного хлора (19,5 мг/л) на выживаемость тест-клеток

Продолжительность контакта, мин	Количество выживших тест-клеток, %		
	Только ионы меди	Только активный хлор	$\text{Cu}^{2+} + \text{AX}$
1	95,5	50,4	25,5
5	70,3	20,4	4,5
10	60,8	15,3	0,1

Как следует из данных таблицы, совместное действие раствора, содержащего гипохлорит меди, на микрофлору чрезвычайно эффективно: за 10 мин количество микроорганизмов уменьшается в 1000 раз. Это позволяет предложить использование данного процесса в строительном производстве, обеззараживании сточных вод, с/х стоков, стоков мясо-молочных обрабатывающих предприятий. Данный способ является экономически и экологически более приемлемым, чем использование известных органических препаратов-дезинфекантов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Алексеев А.Н.* Количественный анализ. М. : Высш. шк., 1978.
2. *Шульгин Н.Г.* Процессы на постоянном токе. М. : Высш. шк., 1987.

© *Лаврикова Н.А., Фомичев В.Т., 2008*

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 691.327.33

Г.С. Славчева, М.В. Новиков, Е.М. Чернышов

ИЗМЕНЕНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ПОРИЗОВАННОГО БЕТОНА ВО ВРЕМЕНИ

Приведены результаты экспериментальных исследований изменения механических свойств мелко- и микрозернистого цементного поризованного и плотного бетонов при твердении их в следующих условиях: в ненагруженном состоянии в лабораторных условиях, в условиях длительного действия нагрузки и в условиях естественных физико-климатических воздействий.

Results are being represented on experimental researches of change of mechanical properties of fine grained concrete and micro granular aerated cement and dense concrete during hardening under following conditions: in non loaded condition in laboratory environment, in the conditions of long action of loads, and in the conditions of natural physico-climatic exposures.

Резервом увеличения объемов использования эффективных макропористых бетонов в строительстве может быть расширение применения цементных поризованных бетонов нормального твердения, потенциал конкурентоспособности которых наиболее полно реализуется в монолитном строительстве. Использование не дефицитного природного сырья и отходов производства, современных супервоздуховлекающих добавок, универсальность, гибкость и простота технологии, позволяющей на одном оборудовании из одного и того же сырья путем изменения степени поризации бетона получать материал в широком диапазоне средней плотности, делают поризованный бетон привлекательным в машинно-ручных и маломеханизированных технологиях для малоэтажного строительства.

В условиях монолитного строительства может быть организовано получение поризованного бетона различного функционального назначения; с его использованием могут быть возведены практически все конструкции малоэтажных зданий. Однако применение поризованного бетона в качестве материала несущих конструкций требует оценки проявления его прочностных и деформативных характеристик во времени. Первым в этой связи является исследование динамики механических свойств в процессе его нормального твердения, в том числе и с учетом длительного нагружения, исследование характера развития и степени нелинейности деформаций ползучести и последействия.

Содержание данной публикации рассматривается как составная часть работы по комплексному изучению строительно-технических свойств цементного поризованного бетона различной средней плотности и различных «вариантов» его рецептуры [1—4].

В качестве объекта исследования принят цементный плотный (исходный непоризованный) и поризованный бетон двух структурных модификаций: мелкозернистый, изготовленный с применением кварцевого песка естественной гранулометрии, и микрозернистый бетон, при получении которого применялась зола-унос ТЭЦ.

При выполнении экспериментальных исследований использовались: портландцемент марки 500 ДО Белгородского цементного завода; ПАВ воздухо-

вовлекающего действия «Пеностром»; в качестве наполнителя для микрозернистого бетона применялась зола-унос Воронежской ТЭЦ-2 ($S_{уд}=300 \text{ м}^2/\text{кг}$, $K_{осн} = -0,151$), для мелкозернистого бетона — кварцевый песок ($M_k=1,4$). Состав бетона по соотношению «цемент : наполнитель = 1:1,75» принимался исходя из критерия минимальности усадочной деформативности материала [2—4].

Для данных видов плотного и поризованного бетона экспериментально оценивалось изменение физико-механических характеристик в следующих условиях:

1) *при твердении в ненагруженном состоянии в лабораторных условиях.* Производилась оценка кубиковой и призмной прочности, модуля упругости, коэффициента Пуассона, предельной сжимаемости, а также фиксировались диаграммы деформирования при кратковременном действии нагрузки. Их значения определялись по стандартным методикам на образцах-кубах размером $100 \times 100 \times 100 \text{ мм}$ и образцах-призмах размером $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$, твердевших 28 суток в нормальных условиях, а затем находившихся в лаборатории при температуре $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ и относительной влажности воздуха $85 \pm 4 \%$. Испытания образцов проводились в возрасте 14, 28, 90, 180, 270 и 365 сут на прессах типа ПМС-20 и ПМС-50. Деформации образцов-призм определялись с помощью тензорезисторов с базой 50 мм, наклеенных на призмы в центре каждой боковой грани, а также с помощью индикаторов часового типа. Показания датчиков снимались прибором ЦТМ-5 на каждой ступени нагружения, которая составляла 0,1 от разрушающей нагрузки;

2) *при твердении в условиях длительного действия нагрузки $0,3 R_b$.* При этом ставилась цель выявить изменение кратковременной прочности поризованного бетона после периода длительного нагружения. Эксперименты проводились на бетонных призмах размером $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$. Образцы до и после испытания на ползучесть находились в одинаковых условиях с ненагруженными контрольными призмами. Длительная нагрузка прикладывалась в возрасте 28 сут; после выдержки под нагрузкой до возраста 240 сут (до стабилизации деформаций ползучести) призмы извлекались из рычажных установок и в возрасте 365 сут доводились до разрушения в обычном прессе;

3) *при твердении в условиях естественных физико-климатических воздействий,* когда на материал влияли процессы деструкции от увлажнения-высушивания, замораживания-оттаивания, карбонизации и др. Для этого крупные массивы толщиной 400 мм из мелко- и микрозернистого поризованного бетона средней плотностью 1200 кг/м^3 находились в течение 15 лет на открытой площадке. Испытания проводились на кубах и призмах вышеуказанных размеров, выпиленных из монолитно отформованных массивов.

На основании исследований получены следующие результаты.

При твердении в нормальных условиях в ненагруженном состоянии у поризованного бетона всех составов наблюдается устойчивый рост прочности и модуля упругости в течение всего годового срока хранения. Кинетика изменения прочностных характеристик и модуля упругости описывается типичными кривыми (рис. 1), характер которых аналогичен для плотного и поризованного бетона на песке и на золе.

Вместе с этим годовой прирост прочности и модуля упругости поризованного бетона на золе уноса в среднем на 10 % больше, чем у сопоставимого по средней плотности поризованного бетона на кварцевом песке (табл. 1).

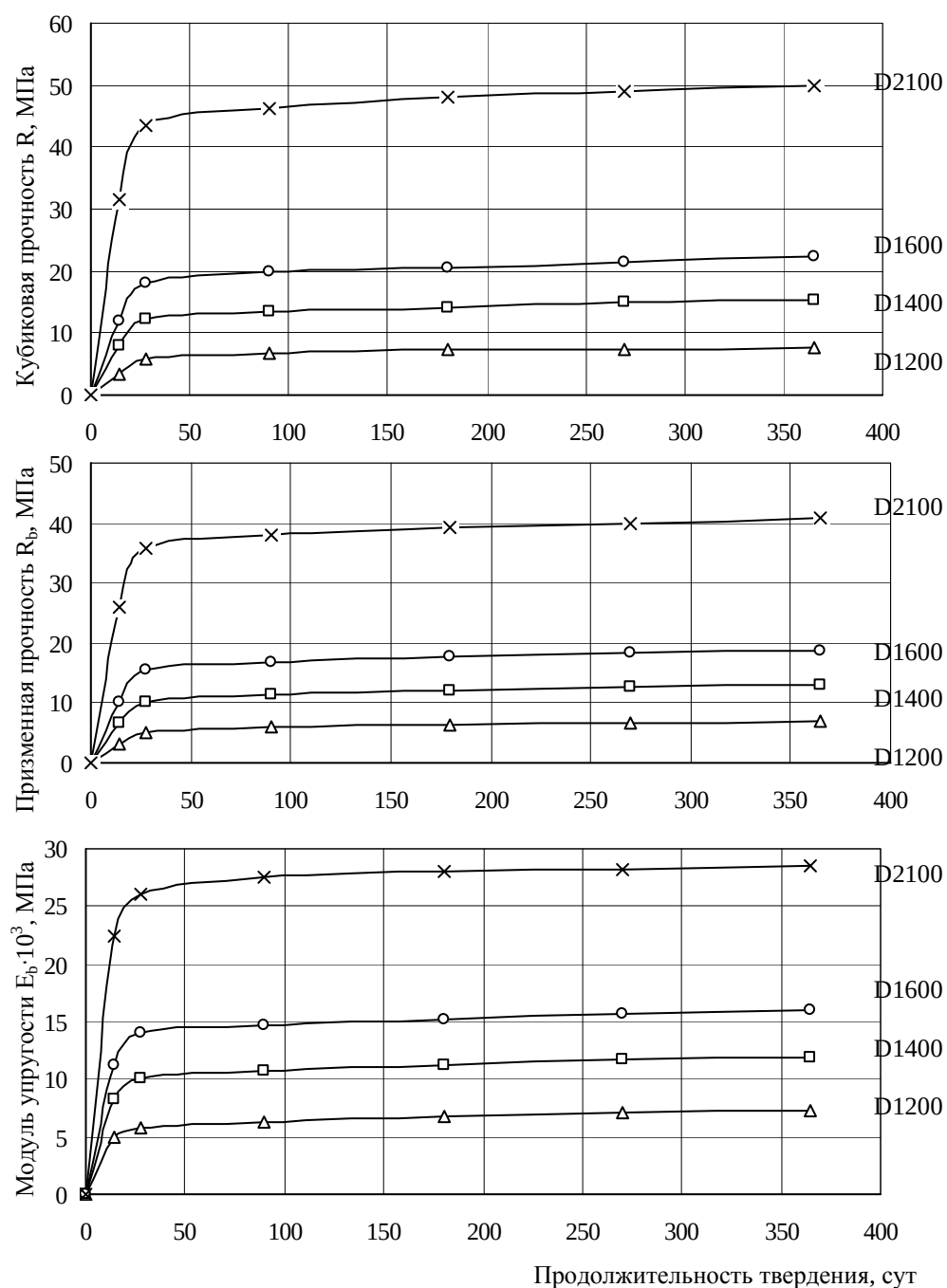


Рис. 1. Кинетика изменения свойств мелкозернистого поризованного и плотного бетонов в процессе твердения

Для мелкозернистых и микрозернистых бетонов плотной структуры прочность за период 28...365 суток возрастает соответственно на 15 и 20 %, а модуль упругости на 10 и 15 %. Для поризованных же бетонов различной средней плотности и в зависимости от вида заполнителя, прочность и модуль

упругости увеличиваются в значительно большей степени (соответственно на 20...50 и 15...40 %) и тем больше, чем ниже средняя плотность бетона. Такой характер изменения прочностных и деформативных характеристик поризованных бетонов объясняется тем, что воздухововлекающая добавка замедляет гидратацию цемента в раннем возрасте бетона (до 28 сут); при дальнейшем хранении цементный камень с добавкой интенсивнее «добирает» прочность и соответственно наращивает модуль упругости.

Т а б л и ц а 1

Результаты оценки изменения механических свойств поризованного и плотного бетона во времени

Вид структуры поризованного (плотного) бетона	Средняя плотность, кг/м ³	Кубиковая прочность R_c , МПа	Призмная прочность R_p , МПа		Модуль упругости $E \times 10^3$, МПа	Коэффициент Пуассона μ	Предельная сжимаемость $\varepsilon_{ub} \times 10^5$
			образцов, твердевших без нагрузки	то же, в нагруженном состоянии			
Мелкозернистая (на кварцевом песке)	1200	<u>5,7</u> 7,6	<u>5,1</u> 6,9	— 8,0	<u>5,8</u> 7,2	<u>0,174</u> 0,164	<u>126</u> 116
	1400	<u>12,1</u> 15,4	<u>10,2</u> 13,1	— 15,0	<u>10,1</u> 11,9	<u>0,180</u> 0,176	<u>143</u> 128
	1600	<u>18,1</u> 22,3	<u>15,6</u> 18,7	— 20,2	<u>14,0</u> 15,9	<u>0,196</u> 0,200	<u>180</u> 164
	2100	<u>43,4</u> 49,9	<u>35,7</u> 40,7	— 42,4	<u>26,1</u> 28,4	<u>0,202</u> 0,192	<u>190</u> 171
Микрозернистая (на золе уноса)	1200	<u>6,6</u> 9,9	<u>6,3</u> 9,7	— 11,0	<u>4,0</u> 5,5	<u>0,210</u> 0,204	<u>226</u> 196
	1400	<u>13,7</u> 19,7	<u>12,0</u> 16,9	— 18,9	<u>6,5</u> 8,2	<u>0,224</u> 0,233	<u>262</u> 228
	1600	<u>21,7</u> 28,6	<u>18,5</u> 24,1	— 26,4	<u>8,9</u> 11,0	<u>0,236</u> 0,224	<u>300</u> 264
	1700	<u>26,2</u> 31,4	<u>22,0</u> 26,6	— 29,9	<u>11,0</u> 12,6	<u>0,248</u> 0,250	<u>290</u> 255

П р и м е ч а н и е. Над чертой значения в возрасте 28 сут, под чертой — 365 сут.

В процессе нормального твердения меняются и «качественные» характеристики деформируемости бетона (рис. 2). У всех видов поризованного бетона увеличился угол наклона кривых продольных и поперечных деформаций к горизонтальной оси, что свидетельствует об уменьшении деформативности и увеличении упругости материала. По сравнению с начальными значениями (28 сут после изготовления) к 365 сут предельная сжимаемость уменьшилась в среднем на 10 % у мелкозернистого поризованного бетона и на 15 % — у микрозернистого. Практически не фиксируются пластические деформации быстرونатекающей ползучести при нагрузке меньшей $0,35...0,5 R_b$ для поризованного бетона на песке и меньшей $0,3...0,4 R_b$ для поризованного бетона на золе. Пределы упругости бетона возрастают в течение года в среднем на

10 и 15 % соответственно для мелко- и микрозернистого поризованного бетона. Коэффициент Пуассона за время твердения бетона изменился незначительно, в среднем не более чем на 5 %.

σ_b , МПа

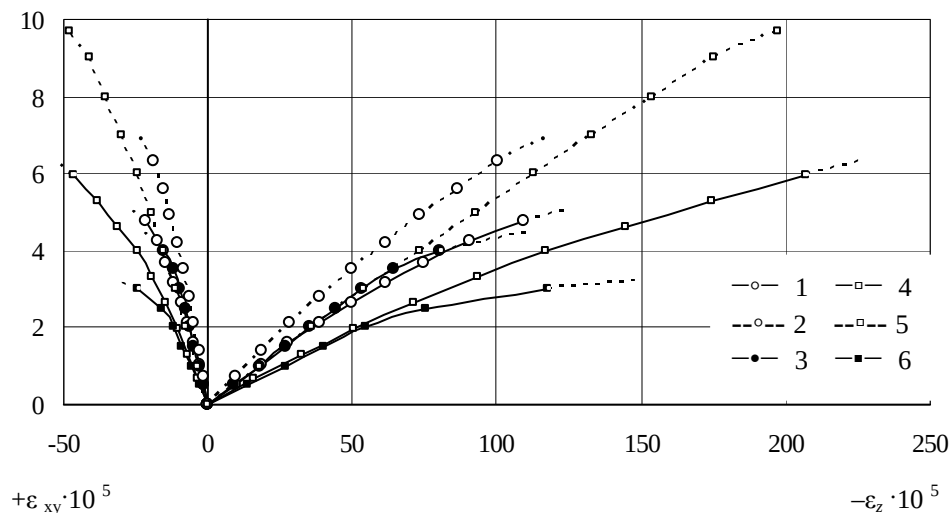


Рис. 2. Диаграмма деформаций сжатия поризованного бетона (на примере материала D1200): 1, 2, 3 — мелкозернистый поризованный бетон соответственно в возрасте 28 сут., 1 и 15 лет; 4, 5, 6 — то же, микрозернистый поризованный бетон

За время твердения в нагруженном состоянии также отмечается прирост прочности на сжатие. После испытания на ползучесть призм при нагрузке $0,3 R_b$ прочность поризованного мелкозернистого бетона на кварцевом песке возросла на 30, 50 и 60 %, соответственно для марок по средней плотности D1600, D1400 и D1200, а микрозернистого бетона на золе уноса — соответственно на 40, 60 и 75 %, особенно значительно у материала с меньшей средней плотностью (табл. 1). Сопоставительные данные о прочности призм, находившихся под нагрузкой и ненагружавшихся, свидетельствуют о большем приросте прочности призм под нагрузкой: в среднем на 12 % для мелко- и микрозернистых поризованных бетонов. Следует отметить, что эффект повышения прочности под воздействием длительно действующей нагрузки для бетонов меньшей средней плотности выше, чем для бетонов более высокой средней плотности. Таким образом, в экспериментах выявлен эффект возможного упрочнения поризованного бетона под действием длительно приложенной нагрузки при рассмотренной ее относительной величине $0,3 R_b$.

Испытания физико-механических свойств поризованного бетона средней плотностью 1200 кг/м^3 , мелкозернистого на песке и микрозернистого на золе уноса за 15 лет нахождения в естественных условиях показали, что после многолетних циклов попеременного увлажнения-высыхания, заморозания-оттаивания, карбонизации прочность поризованного бетона марки по средней плотности D1200 составила соответственно 5,2 и 3,3 МПа, что в 1,5 и 1,3 раза превышает значения прочности соответствующего бетона в 28-суточном возрасте (табл. 2). Что касается упругих характеристик бетонов, то у них модуль упругости за 15-летний период твердения вырос до 5100 и 3700 МПа, а пре-

дел упругости — до относительного уровня 0,7 и 0,6 от R_b соответственно для мелкозернистого и микрозернистого бетона (см. рис. 2). При этом коэффициент призмной прочности поризованного бетона на песке составил 0,86, а бетона с золой — 0,96.

Т а б л и ц а 2

Результаты определения прочности на сжатие поризованного бетона D1200 в процессе его твердения в естественных условиях

Вид структуры поризованного бетона	Кубиковая прочность поризованного бетона, МПа, в возрасте								
	1 сут	3 сут	7 сут	14 сут	28 сут	180 сут	1 год	12 лет	15 лет
Мелкозернистая (на кварцевом песке)	0,3	1,0	1,4	2,0	3,4	3,8	4,0	4,8	5,2
Микрозернистая (на золе уноса)	0,2	0,9	1,3	1,8	2,5	2,6	2,7	3,2	3,3

Анализ результатов исследований свидетельствует (см. табл. 1, 2, рис. 1), что нарастание прочности при сжатии равномарочных по средней плотности поризованных бетонов при нахождении в атмосферных условиях идет менее интенсивно, чем в случае их хранения в лабораторных условиях. Меньший прирост прочности у поризованных бетонов, находившихся в естественных условиях, объясняется наложением деструктивных процессов постепенного износа материала, который, однако, перекрывается продолжающейся гидратацией цемента и твердением.

Таким образом, можно в целом считать, что свойства неавтоклавного цементного поризованного бетона на рассматриваемых видах наполнителя со временем улучшаются. И это характеризует его как надежный и перспективный конструкционный и конструкционно-теплоизоляционный материал. Благодаря приросту призмной прочности и модуля упругости во времени повышается начальная обеспеченность нормативного и расчетного сопротивлений. Это позволяет рассматривать поризованный бетон с оптимизированной структурой как перспективный к применению в строительстве не только в качестве стенового конструкционно-теплоизоляционного, но и конструкционного материала. Полученные данные важны для нормирования характеристик материала при расчете конструкций по 1-й группе предельных состояний.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чернышов Е.М. Системная оценка влияния параметров состава и структуры поризованных бетонов на их эксплуатационную деформируемость / Е.М. Чернышов, Г.С. Славчева // Современные проблемы строительного материаловедения : материалы 5-х Академ. чтений РААСН. Воронеж, 1999. С. 539—546.
2. Поризованные бетоны для теплоэффективных жилых домов / Е.М. Чернышов, Г.С. Славчева, Н.Д. Потамошнев, А.И. Макеев // Известия вузов. Строительство. 2002. № 5. С. 21—28.
3. Поризованные бетоны для конструкций малоэтажных зданий / Е.М. Чернышов, Г.С. Славчева, Н.Д. Потамошнев, А.И. Макеев // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2006. № 5. С. 16—19.
4. Чернышов Е.М. Нормирование размера зернистых включений в поризованных бетонах на основе моделирования и экспериментального исследования их структуры / Е.М. Чернышов, Г.С. Славчева, Е.И. Дьяченко // Современные проблемы строительного материаловедения : материалы Шестых академ. чтений РААСН. Иваново, 2000. С. 585—595.

© Славчева Г.С., Новиков М.В., Чернышов Е.М., 2008

Поступила в редакцию в феврале 2008 г.

УДК 531.8:62-272

А.В. Ушаков, Т.К. Акчурина**К АНАЛИЗУ СОВМЕСТНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ИСПЫТУЕМОГО ОБРАЗЦА, ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ МАШИНЫ И ЭЛЕМЕНТА ПРОТИВОДАВЛЕНИЯ В ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ УСТАНОВКЕ, СИЛОВОЗБУДИТЕЛЕМ В КОТОРОЙ ЯВЛЯЕТСЯ ПРУЖИНА**

Впервые проведен анализ силового взаимодействия испытательной машины, снабженной силовозбудителем, жесткого элемента противодействия и испытуемого образца с учетом их деформаций для случая, когда силовозбудителем испытательной машины является пружина. Это позволяет определять деформации образца по деформациям силовозбудителя, а усилие, прикладываемое к образцу, — по разности деформаций элемента противодействия, соответствующим величине его перемещения относительно базовой точки силовозбудителя при отсутствии образца в испытательной системе и при его наличии.

The authors carried out, for the first time, the analysis of the force interaction of the testing machine provided with a force initiator, rigid backpressure element and a sample under testing taking into consideration their deformations when a string is used as a force initiator in the testing machine.

В [1, 2] были рассмотрены совмещенные диаграммы деформирования испытуемого образца, испытательной машины и элемента противодействия в случае реализации способа испытания хрупких материалов в испытательной машине [3], т.е. в установке, обеспечивающей постоянное деформирующее усилие в процессе всего испытания (рис. 1 и 2).

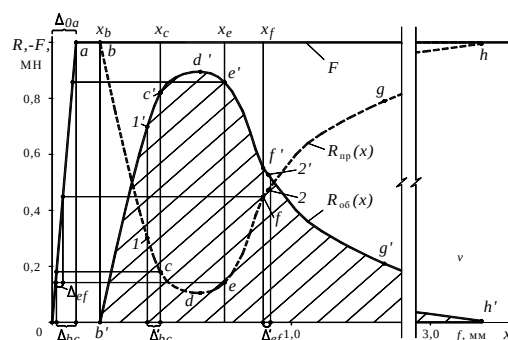
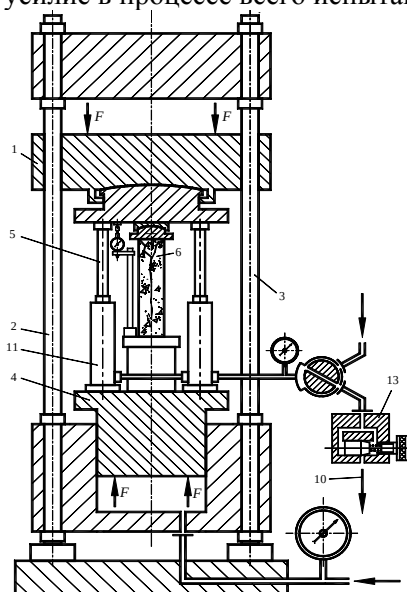


Рис. 1. Совмещенные диаграммы деформирования испытуемого образца, испытательной машины и элемента противодействия при осуществлении способа испытания хрупких материалов в испытательной машине [3]

Рис. 2 (слева). Обеспечение стабильного характера разрушения образца в испытательной машине по способу [3] с использованием элемента противодействия в виде гидроцилиндров с сообщенными между собой рабочими полостями, сливной патрубков которых снабжен регулятором расхода рабочей жидкости

Такие установки позволяют использовать весь нагрузочный потенциал прессы при разрушающих испытаниях образцов из хрупких материалов, в том числе из бетона, с обеспечением стабильного характера разрушения. Однако

в настоящее время наибольший интерес представляют испытательные системы, силовозбудитель в которых выполнен в виде пружины 1. Такая схема наиболее проста в реализации, и предполагает наименьшую материалоемкость и обеспечивает высокую надежность в работе. Она может быть реализована и в портативном стенде (рис. 3), и в стационарной установке (рис. 4).

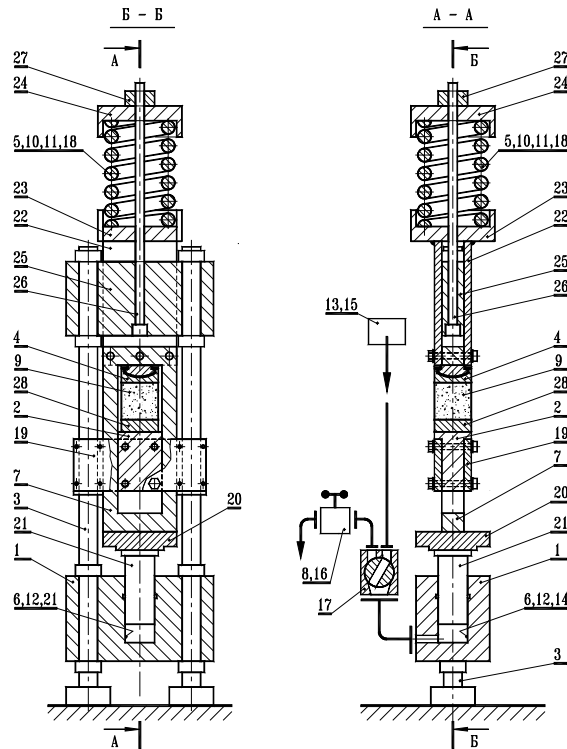


Рис. 3. Портативный стенд для равновесного разрушения при двухточечном изгибе (получение до пяти диаграмм с одного образца): 1 — упругий силовозбудитель — разрезное кольцо; 2 — консоли; 3 — зацепы; 4 — заплечики; 5 — образец; 6 — инициирующий надрез; 7 — стяжной винт — элемент противодействия

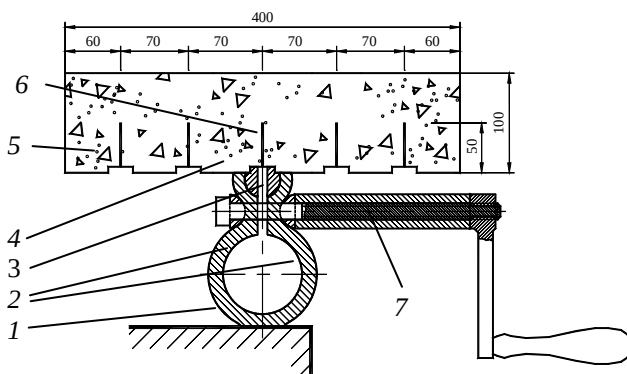


Рис. 4. Стационарный испытательный стенд с силовозбудителем в виде пружины усилием 100 кН на базе испытательного пресса ИП-100

Но совмещенные диаграммы деформирования испытуемого образца, испытательной машины и элемента противодействия в этом случае оказываются сложнее и поэтому требуют внимательного рассмотрения. Это обусловлено тем, что жесткость машины искусственно снижена введением упругого силовозбудителя.

теля, как, например, в испытательной установке на базе прессы ИП-100 (рис. 4) или в портативной испытательной установке (рис. 3) для разрушения образцов при двухточечном изгибе (расклинивании).

В рассматриваемых установках перед началом испытания производят деформирование пружинного силового возбудителя перемещением $-x$ (рис. 5) элемента противодействия — линейная зависимость $F(x)$ в отрицательной области деформаций (т.е. слева от оси ординат). Одновременно деформируется также и элемент противодействия. Его деформации характеризуются линейным участком $0a$ в положительной области деформаций (справа от оси ординат). Предварительное напряжение пружинного силового возбудителя является необходимым условием для установки (размещения) испытуемого образца в рабочей зоне устройства.

Для более наглядного представления процессов, протекающих с момента начала обратного перемещения элемента противодействия, график деформирования пружинного силового возбудителя $F(x)$ удобней условно переместить в область положительных значений деформаций, памятуя при этом, что этот график тождественен также графику изменения сопротивления элемента противодействия $R_{пр}(x)$ его перемещению.

Однако после размещения в рабочей зоне устройства испытуемого образца это тождество нарушается.

Так, увеличение сопротивления образца $R_{обр}(x)$ деформированию, соответствующее участку $b'c'$, приводит к снижению сопротивления $R_{пр}(x)$ элемента противодействия, соответствующему участку bc . Но уменьшение сопротивления элемента противодействия $R_{пр}$ приводит к соответствующему уменьшению его деформаций на величину Δ_{bc} , которое может быть определено по линейному участку его деформаций. Это означает, что расстояние между плитами прессы (или зацепами) не соответствует значениям $x = x_c$, а больше его на величину Δ_{bc} . С другой стороны, это означает, что деформации образца должны быть меньше на эту же величину.

В то же время меньшие деформации образца соответствуют и меньшим значениям его сопротивления деформированию $R_{обр}(x)$, что приводит к увеличению сопротивления $R_{пр}(x)$ элемента противодействия. Методом последовательного приближения можно определить, что при перемещении основания элемента противодействия на величину $x = x_c$, деформации и усилия, воспринимаемые испытуемым образцом, будут примерно соответствовать точке $1'$ на диаграмме $b'c'd'e'f'g'h'$, то есть, деформации образца будут меньше значения $x = x_c$ на величину, примерно равную Δ'_{bc} . Соответственно усилие, воспринимаемое элементом противодействия, в этот момент будет соответствовать точке 1 на диаграмме $0abcdefgh$.

Таким образом, в рассматриваемой системе при положительных значениях производной $dR_{обр}(f)/df$ происходит некоторое замедление скорости деформирования образца. И напротив, при отрицательных значениях этой производной происходит повышение скорости деформирования.

Так, если рассмотреть нисходящий участок $e'f'$ полностью равновесной диаграммы $b'c'd'e'f'g'h'$ деформирования образца, то можно заметить, что ему соответствует участок ef диаграммы $0abcdefgh$ деформирования элемента противодействия, соответствующий увеличению воспринимаемого им усилия. Это, в свою очередь, приводит к увеличению деформаций элемента про-

тиводавления на величину Δ_{ef} , к соответствующему увеличению деформаций испытуемого образца и, следовательно, к уменьшению воспринимаемого им усилия, т.е. перемещение основания элемента противодействия относительно стола пресса на величину $\Delta x = x_f - x_e$ в данном случае приводит к увеличению деформаций образца до значений $\Delta f = (x_f - x_e) + \Delta'_{ef}$.

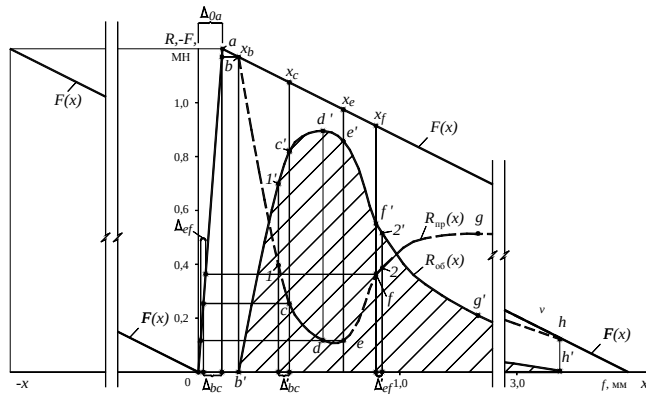


Рис. 5. Совмещенные диаграммы изменения сопротивлений образца $R_{об}$ и элемента противодействия $R_{пр}$

Перемещение элемента противодействия 7 осуществляют по заданному закону деформирования образца 5 вплоть до его разрушения (рис. 3). С этого момента усилие F воспринимается только элементом противодействия 7. В процессе испытания регистрируют диаграмму нагрузка на образец — деформация образца. Текущие значения нагрузки, воспринимаемой образцом 5, могут быть определены как разность текущего усилия $F(x)$ испытательной машины и текущего усилия $R'_{пр}(x)$, воспринимаемого элементом противодействия 7. Деформации образца определяют по сближению плит 1 и 2 пресса (рис. 4) или по уменьшению деформаций пружинного силового возбудителя — разрезного кольца 1 — и соответствующему увеличению расстояния между зацепами 3 его консолей (рис. 3).

Таким образом, измерение деформаций пружинного силового возбудителя и деформаций элемента противодействия в процессе разрушающего испытания образца позволяют регистрировать полностью равновесную диаграмму деформирования образца, т.е. график изменения его сопротивления в зависимости от деформаций $R_{об}(x) = R_{об}(f)$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ушаков А.В. Разрушение образца из бетона в испытательном прессе, снабженном жестким элементом противодействия, перемещаемым относительно стола пресса в направлении нагружения образца / А.В. Ушаков, Т.К. Акчурин, И.В. Стефаненко // Современные проблемы фундаментостроения : сб. тр. Межд. науч.-техн. конф. Волгоград : ВолГАСУ, 2005. С. 104—109.
2. Акчурин Т.К. Теоретические и методологические вопросы определения трещиностойкости бетона при статическом нагружении / ВолГАСУ. Волгоград, 2005. 408 с.
3. А.с. № 1397787, МПК⁸ — G 01 N 3/00. Способ разрушающего испытания хрупких материалов в испытательной машине / Ушаков А.В., Шевченко В.И. Регистр. № 4043197/25-28, заявл. 27.03.86, опубл. 23.05.88, бюлл. № 19, 6 с.: ил. 5
4. Патент РФ № 2246405, МПК⁸ — B 30 B 1/00, 15/00. Пресс / Ушаков А.В., Акчурин Т.К. Регистр. № 2002133431, заявл. 10.12.2002, опубл. 20.02.05, бюлл. № 5, 25 с., ил. 15.

Поступила в редакцию в марте 2008 г.

© Ушаков А.В., Акчурин Т.К., 2008

УДК 666.973.6

Д.С. Зеленков, Н.А. Полухина, В.В. Подтелков

ВОЗМОЖНОСТЬ ОПТИМИЗАЦИИ СВОЙСТВ ЯЧЕИСТЫХ И ПОРИЗОВАННЫХ БЕТОНОВ

Приведены результаты исследований, проводимых с целью оптимизации свойств и способов получения ячеистых и поризованных бетонов, а также повышения их экономической эффективности.

The article gives the results of the investigation which is being carried out in order to optimize the properties and the ways of obtaining of cellular and aerated concretes as well as to improve their cost-effectiveness.

Указанная цель достигается путем использования комплексных добавок, представляющих собой смесь химических газообразователей (ХГО) и поверхностно-активных веществ (ПАВ) — пенообразователей. Назначение ХГО — образование в растворяющей смеси инертного газа — азота, равномерно распределенного во всем ее объеме за счет равновероятности химической реакции между компонентами ХГО в каждой точке объема. Назначение ПАВ — многофункциональное, главное — зафиксировать образующиеся пузырьки газа в растворяющей смеси и предотвратить их слияние и выход из растворяющей смеси, обеспечить стабильную, однородно-тонкодисперсную структуру образующейся многофазной системы. В комплексе ХГО и ПАВ генерируют замкнутые сферические поры одного размера с содержащимся в них газом, совершающим работу по увеличению объема растворяющей смеси, а также по сохранению внутрипорового давления на стадии фазовых превращений растворяющей смеси в камень. Благодаря этому достигаются улучшенные свойства ячеистых и поризованных бетонов.

Процесс поризации можно реализовать в серийно-выпускаемых растворо- и бетоносмесительных машинах принудительного и гравитационного действия, т.е. при этом не требуется никаких дополнительных технических средств. Компоненты ХГО не дефицитны и привлекательны по экономическим показателям.

В качестве ПАВ могут быть использованы различные пенообразователи. В настоящей работе использовали ПАВ ионогенного типа ПО-ПБ-7 (ТУ 0258-001-57548485—2003) на основе нафтената натрия, выгодно отличающееся от других пенообразователей стоимостью, доступностью (продукция местного производителя «Югэконафт», г. Краснодар), пластифицирующим и гидрофобизирующим действием на исследуемые системы. Кроме того, в настоящей работе приводятся результаты исследований возможности использования смеси ПО-ПБ-7 с пластификатором (ГОСТ 24211—91) для получения более прочных поризованных и ячеистых бетонов. Предварительными исследованиями было установлено, что эта смесь (здесь и далее по тексту назовем ее ПО-ПБ-7/2) при оптимальном соотношении компонентов обладает синергетическим эффектом, обеспечивающим более эффективные пенообразующие и пластифицирующие свойства, чем отдельно взятые компоненты.

Влияние комплексных добавок (ХГО и ПАВ) на свойства контрольных составов бетонов и растворов осуществляли в соответствии с правилами нормативной и технологической документации, ГОСТ 30459—96, ГОСТ 25485—89 и по методикам, предусмотренным нормативными документами, указанными в табл. 1 и 2.

Т а б л и ц а 1

№ п/п	Состав, кг/м ³			Комплексная добавка, % к сумме сырьевых мате- риалов			Плот- ность, кг/м ³ , ГОСТ 5802—86	Прочность при сжатии (ГОСТ 5802—86), кгс/см ² , в возрасте	в/п, % ГОСТ 5802- 86	Коэффици- ент тепло- проводно- сти, Вт/м ² - С, ГОСТ 7076—99
	Цемент	Песок	Вода	ХГО	ПО-ПБ-7*	ПО-ПБ- 7/2*	раствора	28 сут		
1	Контрольный состав			—	—	—	1725	330,1	5,5	0,71
	800	800	480	—	—	—	1725	330,1	5,5	0,71
2	790	790	447	—	0,12	—	1699	339,0	0,2	0,60
4	697	697	406	0,10	0,12	—	1499	188,8	0,1	0,48
5	652	652	391	0,16	0,12	—	1402	168,7	0,7	0,42
6	530	530	340	0,35	0,12	—	1139	120,3	1,0	0,32
8	425	425	297	0,63	0,12	—	914	70,1	3,6	0,23
9	390	390	281	0,75	0,22	—	838	50,7	4,8	0,20
10	818	818	362	—	—	0,12	1758	485,8	0,2	0,62
12	705	705	400	0,09	—	0,12	1516	253,4	0,6	0,48
13	662	662	376	0,14	—	0,12	1423	221,1	1,1	0,42
14	551	551	330	0,32	—	0,12	1185	159,3	1,2	0,33
16	431	431	289	0,61	—	0,12	927	86,4	4,1	0,23
17	390	390	273	0,75	—	0,22	838	65,2	4,8	0,20

* % по активному веществу

Используемые сырьевые материалы: вяжущее ПЦ 500 Д0 (ЗАО «Новоросцемент»), песок речной кубанский ($M_k = 1,0$), щебень из карьера «Белдорнеруд» (Фр 5-20) — по контролируемым показателям качества соответствуют требованиям нормативных документов на материалы, использующиеся в строительных растворах и бетонах.

При подборе составов руководствовались положениями ГОСТ 27006—86 и основным известным принципом, согласно которому оптимальное количество вяжущего, воды, ПАВ и ХГО подбирают таким образом, чтобы при их минимальных расходах обеспечивалась наибольшая прочность и однородность структуры с равномерно распределенными мелкими порами правильной сферической формы.

Результаты исследований влияния добавок на свойства раствора приведены в табл. 1, из которой видно, что оба варианта комплексных добавок (ХГО+ПО-ПБ-7) и (ХГО+ПО-ПБ-7/2) позволяют получать ячеистые бетоны

контролируемой плотности. Поризуемый состав смеси и условия поризации подбирают таким образом, чтобы был обеспечен баланс между скоростью химической реакции и вязкостью образующейся системы. Только тогда образующийся газ без потерь будет сосредоточен (в однородно-диспергированном состоянии) в растворной смеси. И только тогда поризованная растворная смесь сохраняет свою структуру вплоть до превращения системы в камень. Не будет происходить дополнительного вспучивания в формах или оседания поризованной смеси, не будет наблюдаться расслоения, либо водоотстоя и иных деструктивных явлений.

Т а б л и ц а 2

N п/п	Состав, кг/м ³				Комплексная добавка, % к сумме сырьевых материалов			Прочность при сжатии, кгс/см ² , ГОСТ 10180	Плотность бетона, кг/м ³ , ГОСТ 12730.1-78	Водопоглощение, %, ГОСТ 12730.3-78	W, ГОСТ 12730.5-84	Теплопроводность, Вт/м ² *с, ГОСТ 7076-99	β
	Цемент	Песок	Щебень	Вода	ХГО	ПО-ПБ-7*	ПО-ПБ-7/2*						
1	Контрольный состав				—	—	—	328,31	2326	3,9	8	1,43	
	520	469	1257	260	—	—	—						
2	505	426	1220	237	—	0,12	—	329,68	2227	2,8	10	0,88	1,05
3	459	387	1108	218	0,06	0,12	—	200,40	2023	1,7	6	0,58	1,15
4	432	363	1047	224	0,09	0,12	—	174,03	1907	2	4	0,51	1,21
5	416	349	998	219	0,12	0,12	—	131,94	1825	2,7	4	0,48	1,26
6	365	307	880	210	0,2	0,12	—	99,53	1607	3,4	2	0,35	1,42
7	342	289	824	205	0,24	0,12	—	76,36	1506	4,1	—	0,28	1,51
8	531	448	1286	189	—	—	0,12	512,25	2347	2,5	10	1,22	1,02
9	469	395	1133	217	0,06	—	0,12	349,89	2067	1,2	8	0,67	1,13
10	443	376	1057	214	0,09	—	0,12	268,07	1933	1,6	6	0,58	1,20
11	421	363	1000	206	0,12	—	0,12	234,80	1847	2,3	4	0,54	1,26
12	382	323	902	197	0,2	—	0,12	152,32	1664	3,3	2	0,36	1,39
13	357	296	847	199	0,24	—	0,12	107,03	1553	3,9	—	0,32	1,47

* % по активному веществу

Следует отметить, что ГОСТом 25485—89 для ячеистых бетонов предусмотрен диапазон плотностей не более 1200 кг/м³. Поэтому в данной работе считаем целесообразным ввести понятие поризованный бетон на мелком тяжелом заполнителе, если он имеет плотность выше 1200 кг/м³, но получен путем поризации растворной смеси способом, аналогичным используемым при получении ячеистого бетона.

Анализ результатов, приведенных в табл. 1, показывает, что оба варианта комплексных добавок позволяют получить ячеистые бетоны, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 25485—89 по прочностным показателям и по значе-

ниям коэффициентов теплопроводности. При этом сохраняется экстраполяционный характер изменения прочности и коэффициентов теплопроводности ячеистых бетонов по мере перехода их в область поризованных бетонов. Прочностные показатели поризованных бетонов вполне отвечают требованиям ГОСТ 25820 — «Легкие бетоны».

Обращает на себя внимание то, что ПО-ПБ-7/2 в комплексе с ХГО обеспечивает лучшие прочностные показатели исследуемым системам. Обе добавки ПАВ (см. табл. 1) обеспечивают существенное снижение водопоглощения, что характеризует их как и гидрофобизирующие добавки.

В табл. 2 приведены результаты изучения влияния комплексных добавок и добавок исследуемых ПАВ на свойства бетона, в состав которого входит тяжелый заполнитель. Для сравнения с данными табл. 1 приведены сведения, полученные на контрольных составах бетона М350. Анализ результатов показывает, что, как и в опытах с растворной смесью, обе комплексные добавки позволяют получить тонкодисперсную структуру поризованного бетона с «псевдо» однородной структурой. Раздвижка щебня возрастает по мере уменьшения плотности бетона, при этом прочность поризованного бетона падает. Но при использовании ПО-ПБ-7/2 обеспечиваются более высокие показатели прочности и у непоризованного (п. 8 табл. 2), и у поризованных бетонов. При этом обеспечиваются низкие показатели по водопоглощению, а также сравнительно неплохие, для поризованных материалов, показатели по водонепроницаемости.

Обращают на себя внимание сравнительно низкие для бетонов значения коэффициентов теплопроводности K_t , согласующиеся с расчетными значениями плотности раствора в поризованном бетоне (табл. 2). Из сопоставления данных табл. 2 и рис. 1 видно, что для поризованного бетона, имеющего плотность 1500...1700 кг/м³, характерны значения K_t , близкие к коэффициентам, соответствующим плотности ячеистого бетона. Следовательно, теплофизические свойства такого бетона определяются преимущественным влиянием свойств его растворной составляющей. По мере дальнейшего увеличения плотности поризованного бетона роль тяжелого заполнителя усиливается, что определяет более интенсивный рост значений K_t и его прочности (табл. 2, рис. 1).

Были проведены аналогичные исследования влияния комплексных добавок на свойства бетонов, имеющих по контрольным составам марку по прочности при сжатии М100 и М250. На рис. 2 приведены результаты зависимости прочности исследуемых бетонов от кратности β газововлечения, представляющей собой отношения:

$$\beta = V_i / V_0 = \rho_0 / \rho_i,$$

где V_0 и ρ_0 — объем и плотность бетонной смеси без ХГО, а V_i и ρ_i — объем и плотность поризованной бетонной смеси. Значения β показывают, во сколько крат увеличился объем или (что то же) уменьшилась плотность смеси за счет действия комплексной добавки. Приведенные на рис. 2 графические зависимости наглядно иллюстрируют необходимое и достаточное газововлечение для достижения конкретной прочности поризованного бетона при заданном показателе снижения его плотности. По данным рис. 2 можно сказать, например, что для получения поризованного бетона, имеющего марку по проч-

ности при сжатии М100, достаточно в состав бетона М100 ввести комплексную добавку, обеспечивающую значения $\beta = 1,22$ (кривая 3, рис. 2). При таких же значениях β можно получить поризованный раствор М150, если в качестве контрольного использовать состав бетона М250. Если использовать контрольный состав М350, при тех же значениях β получается поризованный бетон М250. В рассматриваемом примере можно в 1,22 раза уменьшить массу конструкции, сэкономить материалы, обеспечить необходимую прочность, варьируя контрольные составы и используя комплексную добавку. Или другой пример (кривая 1, рис. 2): при использовании комплексной добавки, обеспечивающей $\beta = 1,13$, можно использовать состав бетона М350, сохраняя прочность бетона, уменьшить его плотность на 13 % и тем самым сэкономить расход материалов на 13 %, при этом улучшить физико-технические свойства бетона.

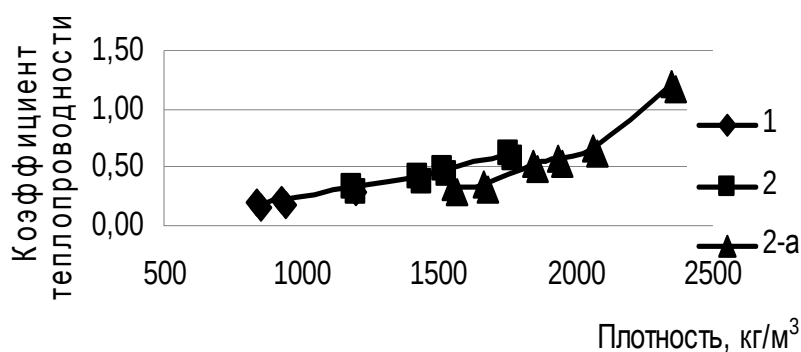


Рис. 1. Коэффициенты теплопроводности бетонов: ячеистого (1) и поризованного на основе растворной (2) и бетонной (2-а) смесей

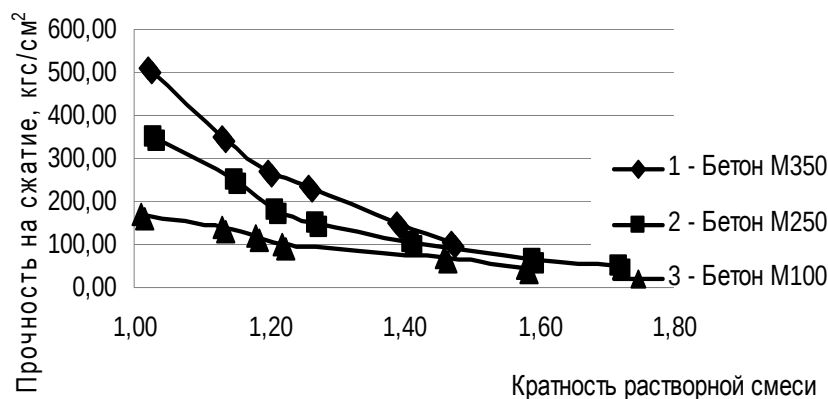


Рис. 2. Изменение прочности в зависимости от кратности смеси, комплексной добавки с ПО-ПБ-7/2 и контрольного состава

Выводы. 1. Впервые изучена возможность использования комплексных добавок, содержащих ранее не использовавшиеся составы ПАВ, для получения ячеистых и поризованных растворов и бетонов.

2. Проведенные исследования подтвердили возможность получения поризованных бетонов на тяжелых заполнителях, что открывает возможность

получения новых строительных материалов и снижения материалоемкости конструкций.

3. Комплексные добавки оказывают гидрофобизирующее действие на растворы и бетоны, в т.ч. ячеистые и поризованные.

4. Добавка ПАВ ПО-ПБ-7/2 способствует более эффективному снижению расходов воды при одинаковой подвижности исследуемых систем, обеспечению истинной пластичности растворной и бетонной смеси, оптимизации прочности раствора до 47 %, бетона до 62 %, увеличению прочности поризованных систем до 40 %.

5. Комплексные добавки на основе ХГО и исследуемых ПАВ позволяют получить абсолютно устойчивые трещиностойкие ячеистые и поризованные системы с регулируемыми показателями плотности и прочности, удовлетворяющие требованиям нормативных документов.

© Зеленков Д.С., Полухина Н.А., Подтелков В.В., 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

**ТЕПЛОСНАБЖЕНИЕ. ВЕНТИЛЯЦИЯ,
КОНДИЦИОНИРОВАНИЕ ВОЗДУХА. ГАЗОСНАБЖЕНИЕ
И ОСВЕЩЕНИЕ**

УДК 621.928.9

Н.Е. Богуславский

**ВОЗМОЖНОСТИ ВИХРЕВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ
ОБЕСПЫЛИВАНИЯ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ КЕРАМИЧЕСКИХ СТЕНОВЫХ ИЗДЕЛИЙ**

Показаны преимущества разработанной конструкции пылеулавливающего аппарата, местного отсоса и компоновочных схем на основе вихревых аэродинамических технологий с точки зрения повышения эффективности процессов обеспыливания на предприятиях стройиндустрии.

In the article are shown the advantages of the construction of elaborated duster, local aspirator and lay-out schemes basing on the vortical aerodynamic technologies to increase the efficiency of dedusting processes on the building industry factories.

Установлено, что на предприятиях стройиндустрии, выпускающих кирпич, керамику, гипс, керамзит, цемент, санитарно-технические фаянсовые и другие строительные материалы и изделия, имеются различные технологические процессы, сопровождающиеся образованием, выделением, выбросом и распространением различных вредных примесей, находящихся в пылевидном и газообразном состояниях.

В Российской Федерации в целом по промышленности доля работников, занятых в неблагоприятных условиях труда, превысила 20 %. На отдельных предприятиях по производству керамических стеновых изделий численность работающих в неблагоприятных условиях труда по запыленности воздуха составила более 50 %.

Это связано с тем, что значительная часть современных технологических процессов на предприятиях по изготовлению керамических стеновых изделий сопровождается интенсивным образованием пыли. К основным источникам пылеобразования и пылевыведения можно отнести технологическое оборудование, применяемое при транспортировании, перегрузке, сушке, помоле сырья (глинистые породы), выгрузке и возврате в систему уловленного продукта. В результате пыль поступает в воздух производственных помещений и в атмосферу.

Применяемые в настоящее время в отрасли инженерно-экологические системы обеспыливания часто не обеспечивают необходимой эффективности, вследствие этого концентрации пыли в воздухе рабочей зоны, мощность выбросов в атмосферу превышают предельно допустимые нормативы.

Таким образом, актуальны разработка оптимальных компоновочных схем систем обеспыливания и повышение эффективности инженерно-экологического оборудования с учетом особенностей свойств выделяющейся пыли при производстве керамических стеновых изделий.

В системах обеспыливания на предприятиях различных отраслей промышленности нашли применение вихревые технологии. Их используют для осуществления таких процессов как пылеулавливание, пылеуборка, удаление пыли местными отсосами, перемещения запыленных потоков, подачи воздуха в рабочую зону.

Вместе с тем еще не достаточно обоснованы теоретически эффективность этих технологий, схемы компоновки инженерно-экологических систем с включением элементов вихревой технологии, возможности совершенствования конструкций с вихревым режимом работы.

Из применяемых способов производства керамических стеновых изделий: пластический способ подготовки сырья с последующим пластическим или жестким способами прессования сырца; полусухой способ, подготовки сырья с последующим пластическим или жестким способом формирования сырца; полусухой способ производства стеновых керамических изделий — два последних могут сопровождаться наиболее значительными пылеобразованием и пылевыделением.

Выделения пыли на предприятиях при полусухом методе прессования происходят в результате различных технологических процессов: транспортировки, перегрузки, просеивания, сушки, помола, прессования, обжига и др. Наиболее существенное выделение пыли отмечено при помоле, сушке, перегрузке сырья. При этом большое количество пыли может поступать в воздушную среду производственных помещений и атмосферу.

Технология производства керамических стеновых изделий способом полусухого прессования на различных производствах может несколько отличаться. Это обусловлено особенностями исходного сырья и временем строительства предприятия. Анализ технологического процесса показывает, что в процессе производства образуется мелкодисперсный материал. Кроме этого само сырье содержит пылевидные фракции. Поэтому практически на всех этапах технологического процесса возможно выделение пылевидных частиц в воздух рабочей зоны. Временным руководством по проектированию предприятий по производству кирпича и камней керамических (Нормы технологического проектирования, М., 1989) предусмотрены системы санитарно-гигиенической аспирации и установка инженерно-экологических систем. Однако эти рекомендации не содержат достаточных данных по составу и физико-химическим свойствам образующихся и соответственно удаляемых пылей. Поэтому ряд рекомендаций являются необоснованными, в результате чего пылевая обстановка на многих предприятиях по производству керамических стеновых изделий способом полусухого прессования неудовлетворительна. Этому, безусловно, способствует техническое состояние многих работающих хозяйственных объектов.

Проанализированы характерные области и условия применения вихревых технологий для обеспыливания воздушных потоков и показано, что они могут быть применены для организации процессов пылеулавливания, пылеудаления, пылеуборки и подачи приточного воздуха в рабочую зону.

Одной из важных областей применения вихревых технологий в обеспыливании является улавливание дисперсных частиц в центробежном поле. Для этого широко применяют ротационные, циклонные, вихревые и циклонно-вихревые аппараты. На предприятиях по производству керамических стеновых изделий способом полусухого прессования применение циклонно-вихревых аппаратов пока не было широко апробировано. Поэтому разработана схема инженерно-экологической системы для технологической разгрузки и обеспыливания шахтной мельницы.

В связи с высокой концентрацией пылевого потока, образующегося при помол сырьевых материалов в шахтной мельнице, а также повышенной абразивностью глинистой пыли, разработана и предложена к внедрению 4-ступенчатая схема ИЭС с применением частичной рециркуляции.

В шахтной мельнице производится мелкодисперсный помол исходного сырья до размера образующихся частиц порядка 3 мм. Пылегазовоздушный поток направляется в антициклон-разгрузитель, снабженный абразивоустойчивым верхним вихревым закручивателем. Выход потока также организован через верхнюю зону аппарата. Корпус циклона-разгрузителя (МРЦ-3) выполнен из двух усеченных конусов: прямого и обратного. Между первой и второй ступенью предусмотрен вентилятор для поддержания необходимого давления в системе. Диаметр цилиндрической части циклонов первой и второй ступени равен $0,7D$ шахтной мельницы. Вторая ступень представляет собой циклон МРЦ-2 с коническим корпусом. На выходе из второй ступени имеется вихревой разделитель потока. Часть прошедшего потока, примерно 30 %, направляется в нижнюю зону циклонно-вихревого аппарата 3-й ступени. Остальной поток направляется в верхнюю зону аппарата и частично — на рециркуляцию. Рециркуляционный воздуховод подсоединяется между теплообменником, в котором происходит нагрев воздуха перед подачей его в шахтную мельницу для осушки сырья, и вентилятором. Основная очистка потока происходит на третьей и четвертой ступенях в циклонно-вихревых аппаратах на встречных закрученных потоках. Для конструкции аппаратов 3-й и 4-й ступеней разработан переток из бункерной зоны в корпус аппарата.

Анализ конструкций с вихревыми технологиями организации движения воздушных потоков показал, что еще одной возможностью расширения сферы применения вихревых технологий является использование их для систем аспирации в качестве закрытого местного отсоса. Суть вихревой технологии в данном случае состоит в снижении концентрации пыли, поступающей в вихревой местный отсос закрытого типа за счет отбрасывания частиц из спектра всасывания в центробежном поле.

При производстве стеновых керамических изделий применение вихревых местных отсосов возможно, например, при обеспыливании зон перегрузки дисперсных материалов. Вихревые местные отсосы, встроенные в соответствующие укрытия, направлены на уменьшение поступления пыли при перегрузке дисперсных материалов в рабочую зону и тем самым снижение концентрации пыли в воздухе рабочей зоны. Для этого они должны создать определенное разрежение в зоне укрытия, предотвратив выбивание пыли в рабочую зону. В этом случае необходимо удаление заданного объема воздушного потока с возможно меньшей концентрацией в нем частиц пыли, что обеспечит также снижение дальнейшей нагрузки на пылеулавливающее оборудование.

Предложен вихревой местный отсос закрытого типа расположенный в локальном объеме и дополнительно снабженный ограничивающей плоскостью (диском) на некотором относительно небольшом расстоянии от всасывающего патрубка. Во всасывающем патрубке местного отсоса воздушный поток закручивается статическим закручивателем, конструкция которого будет определять уровень крутки потока. Поверхности, ограничивающие встроенный вихревой местный отсос и диск, оказывают существенное влияние на спектр всасывания патрубка, который значительно изменяется. Спектр всасывания и вихревой режим в значительной степени формируются диском, установленным с возможностью его перемещения вдоль оси патрубка. Режим работы данной конструкции по существу определяется положением диска по отношению к патрубку, т.е. расстояние между нижней плоскостью отсоса и диском. Для эффективной работы отсоса с помощью диска формируется такой поток, в котором уровень тангенциальных скоростей был бы достаточным для реализации процесса сепарации частиц пыли, попавших в спектр всасывания, обратно в локальный объем. При этом гидравлическое сопротивление отсоса должно быть по возможности минимальным. Тем самым за счет вихревого режима работы отсоса достигается уменьшение концентрации пыли в удаляемом через входной патрубок воздушном потоке и будет отсепарирована часть особенно крупных частиц пыли обратно в поток.

Таким образом, применение современных вихревых технологий позволяет улучшить состояние пылевой обстановки на предприятиях по производству стеновых керамических изделий.

© Богуславский Н.Е., 2008

Поступила в редакцию 03.04.08

УДК 624.04.531/534 + 696.2/4

Л.А. Пульдас

НЕСТАЦИОНАРНЫЕ ТЕПЛОВЫЕ РЕЖИМЫ В ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЯХ

Разработан и реализован метод анализа и прогнозирования нестационарных тепловых режимов гражданских зданий. Рассмотрено взаимное влияние тепловых процессов в помещениях, ограждающих конструкциях и системах отопления. Приведены данные о полях температуры и льдистости в ограждающих конструкциях зданий. Расчетно-экспериментальным путем определено изменение по времени температуры теплоносителя в системе отопления.

An extended analysis and forecasting method of civil building no stationary heating regimes is designed and implemented. Heat process interaction in the civil premises, building protection and heating systems is taken into consideration. Presented data is related to temperature, fields and ice content in the civil building protection. Temperature variation in space and time of heating systems transfer medium is defined experimentally and theoretically.

Гражданские здания, расположенные в северных районах, эксплуатируются в условиях существенных изменений температур окружающей среды. Тепловые режимы изменяются по времени также при управлении тепловой нагрузкой в системах отопления с целью тепло- и энергосбережения. Наибольшее снижение температур в гражданских зданиях наблюдается в зимнее время при аварийных отключениях систем отопления. Сложность прогнозирования нестандартных, отличных от расчетных, тепловых режимов в зданиях связана с необходимостью учета нестационарности процессов в системах отопления, изменения температур окружающей среды, а также изменения по времени температуры и влажности в ограждающих конструкциях. Поэтому актуальной проблемой является создание современных методик прогнозирования нестационарных тепловых режимов в гражданских зданиях, что требует разработки теплофизических моделей, позволяющих определять изменение полей температуры, влажности и льдистости в многослойной ограждающих конструкциях с учетом потоков тепла, массы влаги и газовой фазы, фазовых переходов водяной пар — вода и вода — лед в пористых строительных материалах. Для достоверного определения и обеспечения условий комфортности необходимо учитывать сопряженность задач определения параметров в ограждающих конструкциях, в системах отопления и в помещениях зданий.

Отдельным вопросам определения нестационарных тепловых режимов в элементах зданий посвящен ряд работ [1, 2 и др.]. Результаты фундаментальных исследований теплопереноса в пористых материалах представлены в [3, 4 и др.]. Целью данной работы было создание метода прогнозирования нестандартных тепловых режимов в помещениях гражданских зданий с учетом нестационарности полей температуры, влажности и льдистости в ограждающих конструкциях, а также с учетом изменения температуры теплоносителя в системах отопления.

Изменение по времени температуры в помещении определяется уравнением баланса внутренней энергии воздуха

$$V \cdot \rho_B \cdot C_B \cdot \frac{dT_B}{dt} = Q,$$

где V — объем помещения; ρ_v, C_v — плотность и удельная изохорная теплоемкость воздуха в помещении; $Q = Q_{\text{нп}} - Q_{\text{огр}} + Q_{\text{быт}} - Q_{\text{инф}} - Q_{\text{ак}}$; W_t — сумма тепловых мощностей от нагревательных приборов, теплопотерь через ограждающие конструкции отводимых от воздуха в помещении; $T_v = T_{v0}$ при $t=0$. Наибольший вклад в суммарную подведенную или отведенную тепловую мощность вносят тепловые потери через ограждающие конструкции $Q_{\text{огр}}$ и тепловая мощность отопительных приборов $Q_{\text{нп}}$. Эти составляющие моделируются нами в нестационарных условиях наиболее подробно. Прочие составляющие тепловой мощности принимаются по общепринятым зависимостям [5].

При определении теплопотерь $Q_{\text{огр}}$ учитывались особенности реальных процессов переноса тепла и массы в ограждающих конструкциях: применение многослойных ограждающих конструкций; учет переходных процессов, что связано с необходимостью рассмотрения различных нестационарных режимов; решение задачи в двумерной и квазитрехмерной постановке, что позволяет анализировать процессы в угловой части здания; учет потоков массы влаги и газовой фазы, а также фазовых переходов в среде, состоящей из жидкой фазы (влага), газовой фазы (пары воды и воздух) и твердой фазы (исходный пористый строительный материал и лед). Система уравнений тепломассопереноса через ограждающие конструкции включает в себя дифференциальные с частными производными уравнения неразрывности фазовых переходов, а также уравнения баланса внутренней энергии [4, 6]. Система уравнений баланса масс фаз и внутренней энергии смеси [4, 6] принята в виде

$$\frac{\partial \rho_i}{\partial t} + \text{div}(\rho_i \vec{v}_i) = \sum_{j=1}^N J_{ij},$$

$$\rho \frac{dv}{dt} = \rho g - N_{in} \quad (1)$$

где $i = 1, 2, 3, 4$ соответствуют параметрам водяного пара, воздуха, влаги, льда.

При определении внутренней энергии многофазной среды используется свойство аддитивности; температуры фаз полагаются равными; учитываются условия нормировки констант внутренней энергии влаги и паров воды при фазовых переходах; мощностью внутренних сил N_{in} — пренебрегается.

Система (1) дополняется соотношениями для определения потоков влаги и паров в пористых строительных материалах

$$\vec{j}_l = -\beta \cdot \text{grad } \Theta; \quad \vec{j}_g = -\mu \cdot \text{grad } P_g, \quad (2)$$

где β, μ — коэффициенты влагопроводности и паропроводности; P_g — парциальное давление пара. Описание процессов затвердевания воды и плавления льда в пористых строительных материалах основано на известном принципе динамического равновесного состояния, впервые установленном Н.А. Цытовичем в 1945 г. и впоследствии подтвержденном З.А. Нерсесовой, сводится к следующему: количество незамерзшей воды для данного типа незаполненного материала определяется температурой материала. Граничные условия тепломассообмена для системы (1) задаются на внутренних и наружных поверхностях ограждающих конструкций. Так, например, для удельных тепловых потоков и потоков пара из помещения в ограждающую конструкцию

$$q(x, y, t) = \frac{(T_{\text{вн}}(t) - T_c(x, y, t))}{R_{\text{вн}}}, \quad j(x, y, t) = \frac{P_{g \text{ вн}}(t) - P_{gc}(x, y, t)}{R_{\text{вн}}} \quad (3)$$

где $R_{\text{вн}}$, $R_{\text{п}}$ — тепловое сопротивление и сопротивление паропроницаемости, из помещения в стенку, индекс соответствует параметрам стенки, которые находятся при решении системы (1). Задаются распределение температуры и приведенной плотности фаз в расчетной области при $t = 0$.

Предложенные теплофизические модели реализованы в программном комплексе HEATMATS. На рис. 1 и 2 в качестве примера приведены изменения по координате x температуры и льдистости в ограждающей трехслойной конструкции.

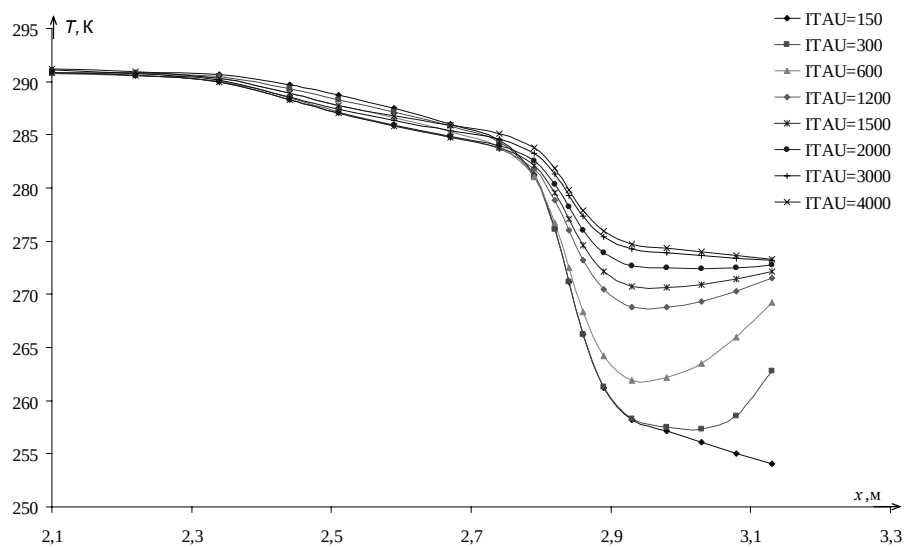


Рис. 1. Распределение температур в трехслойной стенке в сечении $y=\text{const}$ ($j=21$) при $T_{\text{вн}}=293$ К и повышении $T_{\text{нар}}$ от 253 К до 273 К ($\Delta t=20$ с — расчетный шаг по времени, ITAU — число шагов по времени)

Для обоснования методики учета тепла, поступающего в помещение от труб системы отопления и нагревательных приборов $Q_{\text{нп}}$ был создан экспериментальный стенд. Горячая вода прокачивалась по замкнутому контуру центробежным насосом, нагревалась в регулируемом электронагревателе ЭНВ-2 мощностью до 2 кВт, поступала в трубопровод длиной 20 м с внутренним диаметром 20 мм, в расширительный бак и вновь поступала в насос. Датчики температуры (кремниевые р-п-р транзисторы) использовались для измерения изменяющихся по времени температур теплоносителя и температур на поверхности трубы. Расход измерялся стандартной мерной шайбой и контролировался расходомером турбинного типа. Уравнение баланса внутренней энергии теплоносителя сводилось к зависимости температуры T от времени t в фиксированных сечениях 1 и 2 по длине трубопровода. Это уравнение приведено нами к виду

$$T_2^{(n+1)} = T_1^{(n)} + \frac{1}{1 + \bar{t}} \cdot \left[\frac{Q \cdot 2\bar{t}}{G \cdot C} - (1 - \bar{t}) \cdot (T_1^{(n+1)} - T_2^{(n)}) \right], \quad (4)$$

где индекс (n) соответствует моменту времени $t=t_0$, а $(n+1)$ — моменту $t=t_0+\Delta t$; G, C — расход и удельная теплоемкость теплоносителя; $\bar{t} = \Delta t \cdot v / \Delta x$, v — скорость движения теплоносителя.

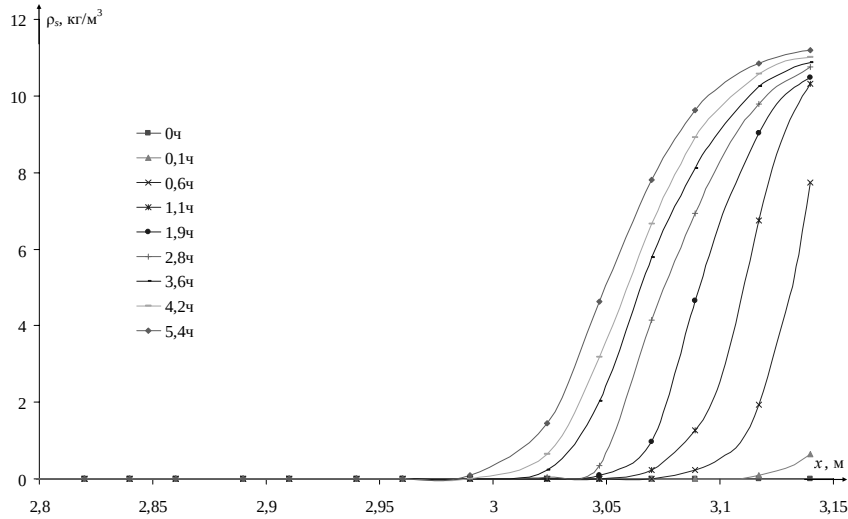


Рис. 2. Характерное изменение приведенной плотности льда по координате x в многослойной ограждающей конструкции в сечении $y=\text{const}$ ($j=21$, при понижении $T_{\text{нар}}$ от 274 до 258 К)

Характерный пример изменения температур во времени в выходном сечении представлен на рис. 3.

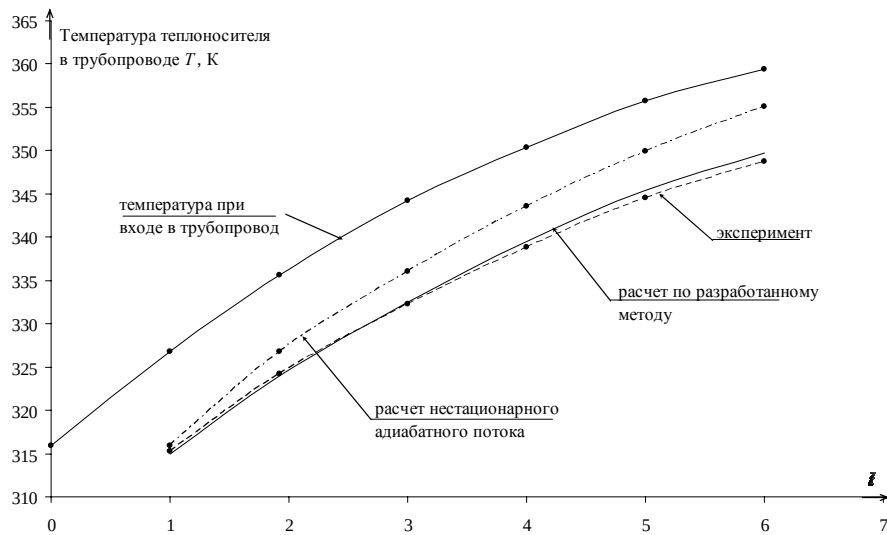


Рис. 3. Изменение по времени ($\bar{t} = t \cdot w / l_0$) температур теплоносителя при входе и выходе из трубопровода

Разработанные модели теплотерь и тепловых потоков от нагревательных приборов с учетом фазовых переходов в ограждающих конструкциях и

переменности температур теплоносителя в системе отопления, позволяют уточнить расчет (1) температуры воздуха в помещениях. На рис. 4 приведено сопоставление расчетных и экспериментальных [7] значений температуры в помещении при снижении до 60 % тепловой нагрузки отопительных приборов. Установлена возможность существенного уточнения и прогнозирования изменения температуры в помещении за счет применения моделей и методик, разработанных в данной статье.

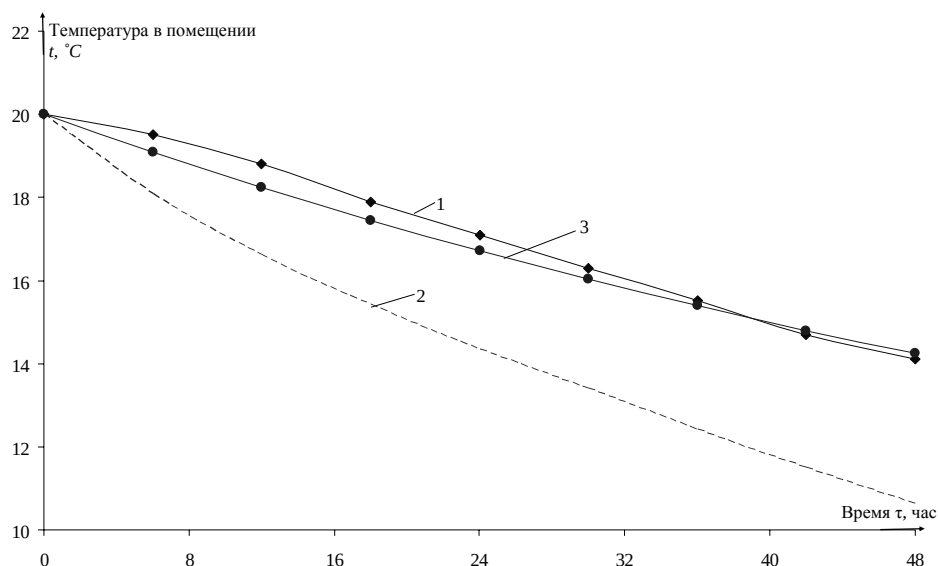


Рис. 4. Сопоставление расчетных и экспериментальных данных: 1 — эксперимент [7]; 2 — расчет по упрощенным зависимостям; 3 — расчет по разработанному методу

Выводы. 1. Поставлена, решена и доведена до практического применения задача о совместном расчете тепловых режимов в помещениях, ограждающих конструкциях и системах отопления. 2. Проведено исследование параметров теплопереноса в многослойных ограждающих конструкциях зданий с учетом конденсации и испарения влаги, замерзания воды и плавления льда в условиях переменных температур в помещениях и окружающей среде. 3. Экспериментально обоснована методика определения тепловой мощности, передаваемой от труб системы отопления и нагревательных приборов, при изменении во времени расхода и температуры теплоносителя при входе в здание.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богословский В.Н. Строительная теплофизика. М. : Высшая школа, 1982. 415 с.
2. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. Изд. 4-е. М. : Стройиздат, 1973. 287 с.
3. Лыков А.В. Теоретические основы строительной теплофизики. Минск, 1961. 389 с.
4. Нигматулин Р.И. Динамика многофазных сред. Ч. 1. М. : Наука, 1987. 464 с.
5. СНиП 23.02—2003 Тепловая защита здания. М. : Госстрой России, 2004.
6. Пульдас Л.А. Нестационарный теплоперенос в многофазных системах / Л.А. Пульдас, О.В. Борозна // Известия вузов. Нефть и газ. 2006. № 6. С. 86—88.
7. Зингер Н.М. Гидравлические и тепловые режимы теплофикационных систем. М. : Энергоатомиздат, 1986. 319 с.

© Пульдас Л.А., 2008

Поступила в редакцию 03.04.08

УДК 677.076.4

*Н.В. Мензелинцева, Е.Б. Артемова***ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ УЛАВЛИВАНИЯ ФТОРИСТОГО ВОДОРОДА СМЕШАННЫМИ ИОНООБМЕННЫМИ СОРБЕНТАМИ ГРУППЫ КМ**

Рассмотрены вопросы использования в процессах газоочистки ионообменных волокнистых сорбентов и оценки их эффективности.

The article deals with the problems of using fibrous ion-exchanging materials in processes of gas cleaning and determination the efficiency.

В практике очистки промышленных выбросов довольно часто для улавливания газообразных загрязнителей используются волокнистые иониты. Известно применение в процессах газоочистки ионообменных волокон типа ЦМ, ВИОН [1]. Достаточно широко используются иониты на базе модифицированных капроновых волокон КМ [2].

Для улавливания выбросов производства строительного стекла разработан иглопробивной материал, состоящий из трех слоев: 1) смесь анионообменных и катионообменных модифицированных волокон; 2) гидрофильное модифицированное полиамидное волокно мегалон; 3) полипропиленовое волокно. Соотношение слоев по массе соответственно составляет 1:(0,5...0,7):0,3. В качестве анионообменного волокна используется волокно на основе привитого сополимера поликапроамида и полидиэтиламиноэтилметакрилата, в качестве катионообменного — волокно на основе фосфорилированного привитого сополимера поликапроамида и полиглицидилметакрилата, при этом соотношение последнего в смеси составляет 35...65 % масс.

В табл. 1 приведены показатели структуры разработанных фильтрующих материалов.

Т а б л и ц а 1

№ варианта	Содержание анионообменного волокна в смеси, %	Поверхностная плотность, г/м ²	Толщина, мм	Общая пористость, %
1	2	3	5	7
1	50	420...10	4,6	92,0
2	60	420...10	4,6	91,7
3	70	420...10	4,7	91,5

Одной из самых основных характеристик свойств сорбентов является статическая обменная емкость (СОЕ). Величина СОЕ, найденная экспериментально, приведена в табл. 2.

Пригодность ионообменных волокнистых материалов к использованию в газоочистной технике определяется прежде всего защитными свойствами, которые можно оценить по времени проскока, т.е. появления аэрозоля за слоем сорбента, времени защитного действия (времени увеличения концентрации аэрозоля на выходе из аллонжа до 1 ПДК), а также по времени насыщения, когда происходит выравнивание концентрации газа на входе в аллонж и на выходе из него. Эти показатели определяли по ГОСТ 10184—75, 10185—75, 10185—75.

Т а б л и ц а 2

Номер варианта	СОЕ по HCL, мг-экв/г сух. волокна	СОЕ по NaOH, мг-экв/г сух. волокна
1	1,3	3,5
2	1,4	3,2
3	1,6	3,0

Сущность метода заключается в установлении промежутка времени до момента появления за фильтрующим элементом вредных веществ, в количествах, обнаруживаемых индикатором. Испытания защитных свойств проводили при следующих условиях: температура 25 °С, скорость пропускания ГВС 3 см/с, концентрация [HF] 2,5 мг/м³, влажность ГВС 65 %. Полученные значения приведены в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Физико-химические свойства сорбционно-фильтрующих материалов

№	Время, ч			Воздухопроницаемость, дм ³ /м ²	Нормальная влажность, %
	до проскока HF	защитного действия по HF	до насыщения HF		
1	2	3	4	5	6
1	1,7	21,6	22,5	230	6,0
2	1,7	21,9	22,8	236	6,1
3	1,8	23,4	24,8	240	6,0
4	1,7	23,0	25,2	243	6,1

На основе теоретического исследования процесса поглощения газа сорбентом при использовании метода Д.П. Тимофеева, который исходя из представлений о послойной отработке зерна сорбента, показал, что при больших скоростях газового потока внешний массообмен протекает достаточно быстро и процесс массопередачи в данных условиях определяется внутренней диффузионной кинетикой [3], получены уравнения, позволяющие определить эффективность улавливания газообразных примесей волокнистым ионитом.

Предположим, что через слой волокнистого сорбента проходит газоздушный поток с расходом L , м³/с, начальная концентрация газа составляет C_0 , концентрация газа на выходе из волокнистого слоя — C_k , начальное содержание поглощенного газа в единице объема сорбента — Q_0 , содержание поглощенного газа после окончания процесса сорбции — Q , степень насыщения сорбента — Q_n .

Рассмотрим сорбцию на слое сорбента толщиной в одно волокно.

Исходя из решения уравнения Фика

$$dM = -D_i \left(\frac{dC}{d\rho} \right)_{\rho=r_B} d\tau, \quad (1)$$

где F — поверхность сорбционного фронта; D_i — коэффициент внутренней диффузии; $\frac{dC}{d\rho}$ — градиент концентрации; r_B — радиус волокна, и уравнения материального баланса для слоя ионообменного материала

$$U_{\text{пог}}(Q - Q_0) = L(C_0 - C_k), \quad (2)$$

где $U_{\text{пог}}$ — скорость поглощения газа сорбентом, получена зависимость концентрации улавливаемого компонента от толщины слоя, площади фильтрующей поверхности, пористости материала, диаметра волокна:

$$C = C_0 \exp \left(- \frac{2 F h (1 - Q) \Pi D_i}{L (r_b - x)} x \right), \quad (3)$$

где Π — пористость волокнистого слоя; h — толщина слоя.

С учетом того, что $x = U_{\text{пог}} t$, где t — время работы материала, эффективность улавливания газа определяется по формуле

$$\eta = 1 - \exp \left(- \frac{2 F h (1 - Q_n) D_i \Pi}{L U_{\text{пог}} t (r_b - U_{\text{пог}} t)} \right).$$

Анализ полученных зависимостей показывает, что эффективность улавливания определяется как особенностями процесса поглощения, так и структурой материала.

Для нахождения степени насыщения и скорости поглощения проведены экспериментальные исследования в статических условиях, получены зависимости изменения степени насыщения от времени и скорости поглощения от времени работы сорбента [4].

С учетом полученных зависимостей формула (10) имеет вид:

$$\eta = 1 - \exp \left(- \frac{2 F h (1 - Q_n) D_i \Pi}{L a t^{-b} (r_b - a t^{1-b})} \right), \quad (4)$$

где a, b — коэффициенты, определяемы экспериментально.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Зверев М.П. Хемосорбционные волокна. М.: Химия, 1981. 191 с.
2. Мензелинцева Н.В. Ионообменные волокнистые сорбенты для очистки газозоудных смесей : сообщение 2 / Н.В. Мензелинцева, В.Ф. Желтобрюхов // Известия вузов. Технология текстильной промышленности. 1997. № 4. С. 63—65.
3. Астахов В.А. О кинетике процесса адсорбции в движущихся плотном и взвешенном слоях сорбента / В.А. Астахов, В.Н. Лепилин, П.Г. Романков // Процессы химической технологии. Гидродинамика, тепло- и массопередача. М. ; Л. : Наука, 1965. С. 385—390.
4. Артемова Е.Б. Исследование процесса поглощения газов волокнистыми ионообменными сорбентами / Е.Б. Артемова, Н.В. Мензелинцева // Проблемы региональной экологии. М., 2006. № 6. С. 112—116.

©Мензелинцева Н.В., Артемова Е.Б., 2008

**ТЕОРИЯ И ИСТОРИЯ АРХИТЕКТУРЫ, РЕСТАВРАЦИЯ
И РЕКОНСТРУКЦИЯ ИСТОРИКО-АРХИТЕКТУРНОГО НАСЛЕДИЯ.
АРХИТЕКТУРА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

УДК 726.5:69.05.35

М.Т. Мурадели

**ПРОСТРАНСТВЕННАЯ КОМПОЗИЦИЯ
ЯЗЫЧЕСКИХ МОЛЬБИЩ И ИХ ИСТОРИЧЕСКАЯ ЭВОЛЮЦИЯ НА ОСНОВЕ
АРХЕОЛОГИЧЕСКИХ ДАННЫХ ЗОДЧЕСТВА ИБЕРИИ (ВОСТОЧНАЯ ГРУЗИЯ)
ЭПОХИ БРОНЗЫ**

Приведены результаты комплексного изучения преемственности и характера традиций контактирующих народов и культур в их влиянии на архитектуру языческих мольбищ и капищ древней Иберии (Восточная Грузия) на основе археологических данных последних лет. Рассмотрена религиозно-мифологическая символическая структура мольбищ эпохи бронзы.

Ключевые слова: архитектура Древнего Мира, зодчество древней Иберии (Восточная Грузия), языческие мольбища, древнеиберийские языческие капища, «Кереметь» (Керемет, Киремет, Кирямать, Карамат), безкупольные (сводчатые) базилики, «бомони», алтари.

The article is devoted to the research of pagan temples and national pagan sanctuaries — "bomoni", and also to the religious factor and its influence on the composite-spatial device of the given type of constructions. The novelty of the researches results consists in complex studying the character of heritage of the remote traditions of the nearby cultures and their influence on the architecture of open pagan temples and temples of ancient Iberia (East Georgia) on the basis of archeologic data of last few years. The article also considers the religious constituents — sacral space and symbolics of temples of the bronze epoch. Theoretical and practical value consists in revealing composite — spatial structure of open pagan temples and temples of the bronze epoch with the system of an altar and a ritual column (axis mundi). So, the evolution in design and composite — spatial structure is considered. The genesis and the development of national pagan sanctuaries — "bomoni" are also revealed.

Key words: architecture of the Ancient World, art of building of ancient Iberia (East Georgia), a spatial composition of open pagan temples, complexes of pagan temples, ancient Iberian pagan temples, "Keremet" (Kiremet, Karamat), domed less basilica, national pagan temples constructions — "bomoni", altars.

Древнейшие из дошедших до нас памятников архитектуры свидетельствуют, что по самым скромным расчетам, человечество строит святилища и храмы, по меньшей мере, шесть тысяч лет. Понятно, что столь внушительный временной отрезок «говорит» о страстном желании древнего человека того общения с Миром богов, которого жаждало человечество во все времена.

О языческих мольбищах древней Иберии III—II тыс. до н.э. (Восточная Грузия) мы можем судить лишь по археологическим раскопкам. При этом, надо сказать, архитектура меньше всего привлекала внимание исследователей, в отличие от самого акта ритуала, религиозного обряда. Архитектурному же исследованию языческие мольбища еще не подвергались.

К самым древнейшим типам мольбищ следует отнести природные сакрально маркированные комплексы. Этот вид мольбищ вначале не был структурно выделен из природного окружения. Лишь впоследствии, когда в центре данного пространства появляется крытый или полуоткрытый объем для свершения самого культа, ритуального действия, мольбище огораживается. К первому типу неогороженных мольбищ относятся священные горы, рощи, озера, подземные источники.

Исследователи прошлых веков такие виды мольбищ называли Кереметями или Киреметями. Данным термином обозначали языческие мольбища разных народов. Написание данного термина было также различно: «Кирия-мь» (араб.) означает «достойный уважения», «Карамат» (перс.) — «чудо», в описаниях мольбищ у вотяков и черемисов бытовало название «луд» [1], а у чувашей мольбища обозначались словом «ирзям» [2]. Считается, что это имя (Кереметь) недоброго божества, которому необходимо приносить жертвы [3]. Вообще же сам термин включает в себя гораздо более глубокий ряд связанных понятий у разных народов в период язычества. Так, Кереметь (Керемет, Киремет) это: 1) духи Добра и Зла высшего порядка; 2) жертва богам и предкам; 3) священная местность (в основном гора или любое другое возвышенное место, а также родник и дерево, но чаще всего старый дуб), символизирующая Первосушу-Первогору с Древом и Водой потопа.

В русской научной литературе, как и в грузинской, данный термин был заменен на «священные рощи» членами экспедиций Российской Императорской академии наук в XVIII в. Таким образом, понятие «Кереметь» (Керемет, Киремет, а также: Кириямь, Карамат) отошло на задний план. Однако вследствие более точного смысла (ибо впоследствии мольбища были не только природного, но и искусственного типа с крытым святилищем, в котором вместо изоморфного бога мы уже находим антропоморфное божество с алтарем в центре), далее будем применять термин «Кереметь».

В эпоху неолита первые алтари, известные археологической науке, были связаны с «с „таинством“ растительной жизни». Вот как об этом писал Мирча Элиаде: «Нам будут все время встречаться религиозные идеи, мифологии и сценарии ритуалов, связанные с „таинством“ растительной жизни. Это так, потому что источником религиозного творчества служит не эмпирический феномен земледелия, а тайна рождения, смерти и возрождения, присутствующая в ритме вегетации... Эти мифологии и связанные с ними сценарии ритуалов будут тысячелетиями доминировать в цивилизациях Ближнего Востока. В числе важнейших из них — тема умирающего и воскресающего бога» [4].

Само же устройство Керемети обычно находилась на западе от селища (запад — мир мертвых) на самом возвышенном месте (гора или холм), рядом с которым должен обязательно находиться источник. Если в этом месте было дерево (чем старше, тем лучше), то эта местность считалась особо подходящей, ибо дерево символизировало некую ось мира (*axis mundi*) и осуществляло связь между мирами. Если же дерева не было — ставили столб, также символизирующий эту ось. Считается, что это один из древнейших культов, берущих свое начало еще в шаманизме.

В исторической науке уже установлен тот факт, что земледельческие культуры формируют космическую религию, т.к. фокусом религиозной активности вокруг основного таинства выступает периодическое обновление

мироздания. Объясняя ритмы космоса на языке описания растительной жизни, древний человек также истолковывал и свое предназначение в этом мире. «Тайну космической сакральности символизирует Мировое Древо. Вселенная воспринимается как организм, требующий периодического, иначе сказать, ежегодного, обновления. «Абсолютная реальность», омоложение, бессмертие даруются избранникам под видом плода или расположенного вблизи дерева источника. Считается, что Мировое Древо находится в Центре Мира и соединяет три космических области, так как его корни простираются в Преисподнюю, а вершина касается Неба» [4]. Так, ритуальное воспроизведение космогонии, по представлениям древних людей является такой же необходимостью, как и все мироздание, требующее постоянного обновления в виде смены времен года.

Самые древние упоминания о Кереметях встречаются еще в аккадских текстах. Так, захватив Шумер, семитские племена аккадцев вторглись в Элам, разграбили там храмы, уничтожая священные рощи при храмах. Так закончилась история Элама.

Однако искусственные комплексы языческих мольбищ возникали не только вследствие эволюционного хода культовой традиции, но, скорее всего, посредством влияний и смешений различных культур и их традиций. Так, постепенно эволюционируя, искусственные мольбища усложнялись не только в своей планировочной и композиционно-пространственной структуре, но и в структуре сакральной, в которой отдельные элементы ритуала теперь превратились в отдельно стоящее крытое святилище — «бомони», а огороженная часть природного ландшафта превращается в дворовое пространство языческого мольбища. Главным же элементом теперь вместо священного столба становится жертвенный костер в данном капище — «бомони».

Здесь, в основном прослеживаются две разновидности мольбищ: это полузакрытый или закрытый объем (землянка, полуземлянка, позже клеть) на открытом пространстве, и объем, находящийся в замкнутом пространстве. Так, вторая разновидность имела общие черты с принципом организации пространства церкви (культового сооружения), в которой выделялось два основных структурных элемента: замкнутое пространство двора и крытый объем в центре.

В древнем мире центр или фокус обитаемого пространства человек закреплял за святилищем, алтарем. И здесь не существовало разницы между храмом и жильем или пещерой, между площадью, двором и очагом и т.д. При взгляде на зачатки древних цивилизаций в первую очередь поражает тот факт, что каждое обитаемое пространство имело принадлежащий только ему зафиксированный смысловой центр. Так алтарь, с древности выполнял функцию земного центра бытия, некой вертикальной связи с пространством космоса, неба, т.е., как замечали древние, служил основанием для нисходящего столпа. Таким образом, алтарь был неким центром мира каждого конкретного пространства обитания. По этому практически неизвестному и, следовательно, малоизученному закону пространственной организации (или его еще можно было бы назвать законом горизонтального рассеивания), человечество прожило целые десятки тысяч лет.

По мере того как человек переходил к оседлому образу жизни, центром обитаемого пространства становился алтарь (жертвенник), позже, по мере

эволюции, — святилище, и далее — храм. Таким образом, сохранялась и «линия преемственности», и пространственная основа, а также ядро бытия человеческого сообщества, которое порождало так называемую «пространственную целостность» [5]. Сохраняя это малое пространство бытия, древний человек, сам того не сознавая, подсознательно (на уровне ментала) воссоединяет алтарь земной и небесный, т.е. пространственную структуру, ментальный образ, символ алтаря с вертикальной осью или иерархией небесного престола, соединением которого служил «столп» (также называемый «местом силы», «спокойствием силы» [6]), как он именуется во многих искусствоведческих и религиозных источниках. Таким образом, данный ментальный образ, воссозданный в камне, поддерживал смысл всего человеческого существования.

Однако на смену старого культа пришла новая христианская религия. Она ломала старую религию — идолопоклонство, разрушая храмы идолов «бомони» и на их месте воздвигая сооружения христианского культа. По выражению Саба-Сулхан-Орбелиани, «бомони» — храм идолов. В летописи XI в. приводятся случаи гонения язычников и расправы с идолами («Но они не захотели креститься. Тогда эристав Картли направил против них оружие и силой подавил (разрушил) их идолы». [7]). Даже в сравнительно поздний период, — в XVII в., в произведении царя Арчила «Арчилиани» мы встречаем выражение: «Возненавидели их и идолу храм не построили» [8].

В период распространения христианства в IV в. в Грузии для служения новому культу начинается строительство новых культовых сооружений — безкупольных (сводчатых) базилик, которые представляли собой небольшие сводчатые языческие сооружения (алтари), 2×2 м, а верующие стояли вокруг этой сводчатой камеры. По исследованиям Г.Н. Чубинашвили, такими сооружениями были: алтарь в Череми (квадратного очертания, 4×4 м), первичная базилика Некреси и Чкондиди [9]. И здесь заканчивается история языческих капищ и начинается история христианства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гаврилов Б.Г. Поверья, обряды и обычаи вотяков Мамадышского уезда. Казань, 1877. С. 32.
2. Лепехин И. Дневные записки путешествия доктора и академика наук адъюнкта Ивана Лепехина по разным провинциям российского государства в 1768 и 1769 году. Ч. I. Спб., 1795, С. 162.
3. Софийский И.М. О Киреметях крещеных татар из деревни Тавель Чистопольского уезда Казанской губернии. Казань : Тип. ун-та, б.г. С. 6.
4. Элиаде М. История веры и религиозных идей. Том первый: от каменного века до элевсинских мистерий / пер. Н.Н. Кулаковой, В.Р. Рокитянского и Ю.Н. Стефанова. М. : Критерион, 2002.
5. Павлов Н.Л. Алтарь. Ступа. Храм. Архаическое мироздание в архитектуре индоевропейцев. М. : Олма Пресс, 2001. С. 22—23.
6. Пурани А.Б. Вечерние беседы со Шри Ауробиндо. СПб. : Изд-во АО Комплект, 1994. С. 203.
7. Леонти Мровели. Картлис Цховреба : на груз. яз. Тбилиси : б.и., 1926. 80 с
8. Арчилиани : на груз. яз. Тбилиси : б.и., 1938. Т. 1. С. 56.
9. Чубинашвили Н.И. История грузинского искусства : на груз. яз. Тбилиси, 1936. С. 23—27.

© Мурадели М.Т., 2008

Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.

УДК 712.01

М.Н. Гончаров

**АРХИТЕКТУРНО-ЛАНДШАФТНЫЕ ПРИЕМЫ РАЗВИТИЯ
ДЛЯ ТЕАТРАЛЬНЫХ ПЛОЩАДЕЙ НА ПРИМЕРЕ ПЛОЩАДИ ПАРИЖСКОЙ
КОММУНЫ г. ЕКАТЕРИНБУРГА**

Раскрыты исторические аспекты и современные архитектурно-ландшафтные характеристики открытых городских пространств. В качестве примера рассмотрена одна из центральных театральных площадей г. Екатеринбурга — площадь Парижской коммуны. Рассмотрены отдельные архитектурно-ландшафтные приемы совершенствования и реконструкции открытого пространства площади и отдельных ее структур. Дано определение современной театральной площади в рамках исследования автора.

Historical aspects and modern architectural landscape characteristics of open city spaces are disclosed in the article. As an example, there has been considered one of the central theatrical squares of Yekaterinburg — Paris Commune Square. Some architectural landscape ways of improvement and reconstruction of the open space of the square and its separate structures have been analysed. There has been given a definition of the theatrical square in the framework of the research of the author's scientific work.

Развитие современных крупных городов неизбежно вызывает проблемы, связанные с развитием застройки по отношению к открытым пространствам (в дальнейшем ОП). Благоустройство среды городских ОП в городах-мегаполисах в последние десятилетия идет по пути уплотнения застройки.

Следствием этого является сокращение ОП в городах. Как уже неоднократно заявлялось учеными, такая ситуация вызывает целый ряд негативных процессов: градостроительных, архитектурных, социальных и психологических [1].

Екатеринбург не является исключением в плане указанных проблем. Более того, этот город всегда был одним из самых компактных из всех городов-миллионников.

В условиях современного преобразования г. Екатеринбурга особо актуальными являются проблемы обустройства и развития открытых городских пространств. От обеспечения их многофункциональности и привлекательности во многом зависит комфортность пребывания людей в городе. Решение этих проблем одновременно позволяет осуществить ряд крупных задач. Прежде всего, таких задач, как транспортная перенасыщенность и переуплотненность застройки. Большое значение сегодня придается эстетическому оформлению площадей и дизайну их внутреннего обустройства.

Основу пространственной среды г. Екатеринбурга составляют площади, в первую очередь, центральные.

Рассмотрим некоторые архитектурно-ландшафтные приемы развития одной из центральных площадей города, встроенной в архитектурную структуру главного проспекта. Ее официальное название — площадь Парижской коммуны. По классификационным характеристикам она является театральной. В последние годы это стало, по сути, ее вторым названием.

Театральные площади всегда занимали особое место в структуре городов. Прежде всего, это касается их градостроительного и функционального

назначения. Кроме того, данные площади издавна несут на себе интеллектуальную и эмоционально-художественную нагрузку.

В историческом плане с появлением общественного театра в России в любом городе начинаются творческие искания его образа и места в системе открытых городских пространств. В первый период развития общественного театра под театральные постановки приспособлялись существующие здания, иногда строились временные сооружения. Подлинный расцвет театрального строительства в России относится к концу XVIII и первой половине XIX вв. К этому времени относится формирование лучших театральных площадей, например, в Москве, Санкт-Петербурге и других крупных городах.

В самой архитектуре театрального здания зодчие стремились передать могущество и блеск Российской державы. Именно в это время создаётся единственный в своем роде выразительный стиль — русский классицизм. В этом стиле был построен Большой театр в Москве и многие другие театры страны. В частности, здание Театра оперы и балета им. Луначарского на площади Парижской коммуны в Екатеринбурге. На этой площади находится еще один театр — Театр кукол, «...не имея столь громкой славы, как его великолепный сосед, он, тем не менее, давно и прочно занял свою нишу в культурной жизни города...» [2]. Кроме двух театров в ансамбле площади находится ряд знаковых для архитектуры зданий. Среди них здание Дома промышленности и главный корпус Уральского государственного университета им. Горького (УРГУ). В центре площади находится памятник Я.М. Свердлову.

Здание Театра оперы и балета построено в 1911—1912 гг. по проекту петербургского архитектора В.Н. Семёнова. Также немаловажную лепту в его проектирование внесли и местные мастера, в частности архитектор К.Т. Бабыкин (рис. 1).

В плане площадь представляет собой прямоугольник размером 210×322 м. Перед театром расположен главный проспект города, по центру которого проходит пешеходный бульвар (рис. 2, 3).



Рис. 1



Рис. 2

В 1970-х — начале 1980-х гг. здание оперного театра было радикально реконструировано крупнейшими архитекторами, в числе которых был архитектор А.Е. Заславский (рис. 4). Существенно расширились служебные помещения, появились «крылья», высоко поднялась вверх сценическая коробка. При этом удалось в полной мере сохранить стилистику и изначальный архитектурный образ здания.



Рис. 3



Рис. 4

В период с 1990-х по 2000-й гг. площадь Парижской коммуны преобразилась. Повышение внимания к ландшафтной организации данного ОП стало проявлением гуманизации городской среды и важной составляющей в достижении ее стабильности и экологической устойчивости. Суть и содержание данной гуманизации ОП детально описано В.А. Нефёдовым в [3].

Дальнейшее совершенствование среды городских ОП может быть осуществлено с помощью приемов архитектурно-ландшафтного дизайна. Он предполагает пересмотр традиционного отношения ко всем компонентам среды ОП: поверхности земли, растительности и т.д. Это относится, в частности, к ОП рассматриваемой площади [4].

Одним из главных является *прием улучшения поверхности земли* ОП, например, с помощью декоративной плитки. Данный прием в настоящее время активно применяется на площади Парижской коммуны. По периметру театра сформирован газон, декоративные посадки, проложена система дорожек. Все это приобретает важную экологическую составляющую устойчивости данной среды.

Также на театральной площади Екатеринбурга есть скрытые, не выявленные доминанты — *архитектурно-ландшафтные приемы*, которые существенно могут усовершенствовать, во много раз улучшить ее облик, сделать это ОП неотразимым и индивидуальным. Вытянутая прямоугольная форма площади в градостроительном плане позволяет лучше зрительно ориентироваться в пространстве. Площадь Парижской коммуны представляет большие возможности с точки зрения реконструкции застройки и фасадов, также она имеет множество планировочных вариантов благоустройства отдельных функциональных зон отдыха с точки зрения ландшафтного и средового дизайна [5].

Застройка театральной площади несколько однообразна с точки зрения пространственной целостности. Здесь «спорят» три ОП при трех важных архитектурных объектах. Во-первых, ОП при Театре кукол. Во-вторых, ОП возле Театра оперы и балета. В-третьих, ОП при Уральском государственном университете имени Горького (УРГУ). Открытым пространствам, на которых расположены эти доминирующие сооружения, необходимо придать образ, т.е. подчеркнуть их своеобразность, специфику и особенности функции (рис. 5, 6).

Для выявления образа, композиции и функции, указанных ОП, необходимо ввести на театральную площадь один из главных архитектурно-ландшафтных приемов — *прием декоративности*. Он позволит выделить каждое из трех ОП в структуре площади и подчеркнуть ее художественно-эстетическую особенность.



Рис. 5



Рис. 6

В содержании приема имеются различные способы работы фактурами покрытий земли. Например, замощения со вставкой камней иного размера и цвета. При орнаментальном замощении возможно получение различных узоров для выявления главного фасада здания. Это можно применить к открытому пространству Театра оперы и балета. Орнаментальное замощение будет хорошо сочетаться с газонами и цветниками, сооруженными перед театром [3].

К приему декоративности следует отнести создание главных видовых точек на ОП площади Парижской коммуны, а также оформления пространства бульвара вокруг памятника Я.М. Свердлова. Именно на этом важном отрезке исторической части площади [6] памятник С.М. Свердлову может стать центром соприкосновения двух важных функциональных зон перед оперным театром и ОП перед УРГУ (рис. 7).



Рис. 7

Орнаментальное замощение даст возможность выделить на ОП площади пешеходные проходы на проезжей части улицы. Оно же позволит оформить островки безопасности.

Из декоративных покрытий на площади можно применить: цветной бетон, цветной асфальт, цветные каменные плиты с рисунком, клинкер, керамическую мозаику. Возможны комбинации указанных материалов между собой и с уже существующими в настоящее время на площади асфальтовыми покрытиями. Для структурных частей площади, характеризующихся усиленным транспортным движением, удобно применять серый асфальт, клинкер, брусчатку или мозаику. На пешеходных пространствах и дорожках должны быть, помимо серого и цветного асфальта, бетонные плиты (как белые, так цветные). Плиты определенного цвета и фактуры дают представление о фундаментальности площади и могут сделать ОП перед УРГУ, например, более строгим, сосредоточивающим внимание, а ОП перед Театром оперы и балета — более художественным и эмоциональным.

Покрытия отдельных функциональных зон отдыха на территории площади могут включать в себя клинкер, цветные бетонные и каменные плиты. Штучные каменные и цветные бетонные плиты позволяют применять богатые возможности орнаментальной выкладки замощения. Особенно это важно акцентировать на бульваре возле памятника Я.М. Свердлову, перед парадным входом в Театр оперы и балета, Театр кукол, а также на ОП перед УРГУ.

Разбивка рисунка также может подчеркнуть форму площади. Замостить площадь рисунком необходимо так, чтобы присутствовала ориентация на главное здание площади — Театр оперы и балета. Это даст большие возможности в целом для художественного решения покрытия театральной площади. Это может быть рисунок в виде простых классических фигур, как в теплой, так и холодной цветовой гамме [3].

Архитектурно-ландшафтный прием *декоративности* дополняется элементами благоустройства и дизайна. Это рекламные щиты, скамейки, элементы освещения и т.д. Заслуживает внимания прием *оформления искусственного рельефа*, благодаря которому на ОП театральной площади могут появиться ключевые символы ландшафта, такие как газоны, цветники разных форм и уровней. Они могут подчеркивать конфигурацию дорожек, облегчают ориентацию и компенсируют недостаточную выразительность прилегающей застройки. Так газоны с насыщенной цветовой гаммой всегда концентрируют внимание на своей композиции, повышают экологические качества среды ОП.

Итак, для обеспечения дальнейшего развития театральной площади г. Екатеринбурга необходимо сочетание нескольких архитектурно-ландшафтных приемов. В данном случае, на одно из главных мест поставлены: *прием декоративности и прием формирования поверхности земли*.

Современная театральная площадь — это всегда вытянутое в плане открытое пространство культурного досуга горожан. Она должна быть открытой или полузамкнутой и хорошо связанной со всей магистральной сетью города. Вытянутая прямоугольная театральная площадь всегда выигрышна и имеет ряд положительных качеств. Она лучше ориентирует человека в пространстве. Имея разные по размеру стороны, она предоставляет большие возможности в вариациях застройки и применении более разнообразных планировочных архитектурно-ландшафтных приемов. Театральная площадь всегда должна иметь свой *неповторимый образ, выраженный через историю*. Внутри ОП театральной площади всегда должно решается монументально, в простых, классических и выразительных формах, например, колоннах, классических скульптурах, соответствующих общественному характеру площади (рис. 9).



Рис. 9

На сегодня градостроительная ситуация ОП, в том числе и площадей, во многих городах усугубляется активным уплотнением застройки, а также перенасыщенностью транспортом, что значительно ухудшает их экологическую и визуальную характеристику.

Дальнейшее развитие площади Парижской коммуны может быть представлено в форме ее полной реконструкции. Тогда необходимо учитывать симметрию и композиционную уравновешенность на градостроительном плане трех важных архитектурных объектов, расположенных на ней. Каждое из этих пространств должно иметь свой индивидуальный образ, либо два доминирующих пространства должны быть подчинены главному.

На сегодняшний день проблема реконструкции решается активной реновацией рельефа на ОП площади. При этом также необходимо усовершенствование информационной системы на площади, системы ее устойчивого ландшафтного и экологического ресурса с учетом архитектурно-ландшафтных приемов *зонирования, пешеходного движения, элементов благоустройства и дизайна*.

Приведённые выводы не являются исчерпывающими. Однако, принимая во внимание ограниченность архитектурно-ландшафтных приемов, автор надеется, что выдвинутые им положения окажут конкретную помощь в организации внутреннего пространства театральных площадей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. Белоусов В.Н. Оздоровление городской среды — важнейшая градостроительная задача. М. : Знание, 1977. 62 с.
2. Лукьянин В. Прогулки по Екатеринбургу / В. Лукьянин, М. Никулина. Екатеринбург : Банк культурной информации, 1997. С. 220—221.
3. Нефёдов В. Поверхность земли в новом качестве. // Арх-ра. Строительство. Дизайн. 2006. № 5. С. 46—49.
4. Большаков А. Ландшафтный ресурс устойчивого развития территории в градостроительстве. // Арх-ра, строительство, дизайн. 2002. № 1.
5. Бодэ Б. Столичный центр. Основные положения его развития // Арх-ра и стр-во Москвы. 1987. № 6.
6. Алексеев И.М. Исторические площади в центре Москвы // Арх-ра, строительство, дизайн. 2005. № 2.

© Гончаров М.Н., 2008

Поступила в редакцию
в январе 2008 г.

УДК 624.131.53:719.12

С.И. Брынюк, Г.Н. Плехотный

ПРОБЛЕМА СОХРАНЕНИЯ АРХИТЕКТУРНОГО НАСЛЕДИЯ ИСТОРИЧЕСКОГО ЦЕНТРА ОДЕССЫ

Изложены основные требования к реставрации памятников для сохранения архитектурного наследия. Приведены примеры изменения статуса памятников при реконструкции Греческой площади в г. Одессе.

The authors state the main requirements to the restoration of memorials in order to conserve the architectural heritage. Some examples of memorials' status revision in the process of Grecheskaya Square reconstruction in the city of Odessa are given.

Одесса, известная своей историей, рождением в ней множества удивительных людей и уникальными традициями, вряд ли стала бы знаменита на весь мир и была воспета литературными гениями, если бы не архитектурные шедевры, воздвигнутые здесь некогда прославленными зодчими. Без этих градостроительных изысков, дышащих особым колоритом, немыслимо ни настоящее Одессы, ни ее будущее.

Расширяющиеся с каждым годом в Одессе работы по реставрации памятников истории и культуры и реконструкции исторического центра города остро ставят проблему сохранения подлинных образцов строительной культуры прошлого. При существующей системе организации проектных и производственных работ возрастание количества реставрируемых объектов неизбежно сопровождается нанесением ущерба памятникам, в том числе утратой их наиболее ценного качества — исторической подлинности. Возведение новоделов взамен сохранившихся подлинников становится сейчас устойчивой и тем самым внушающей особую тревогу тенденции развития реставрационной практики. При существующем хозяйственном механизме экономически невыгодными для реставрационных организаций являются консервационные работы, а также наиболее простые, эффективные и дешевые работы по профилактическому уходу за памятниками. При реставрации зданий в погоне за валом стремятся выполнить дополнительные новые надстройки или пристройки с дорогостоящими отделочными работами.

Однако проблема новоделов, имея под собой экономическую основу, не исчерпывается отражением лишь реальных интересов реставраторов-производственников. С ней тесно связана сложившаяся система общественных взглядов и представлений, связанных с использованием культурно-исторического наследия.

К невосполнимым утратам приводит несовершенство не только экономического, но и административно-правового механизма, некомпетентность и безответственность должностных лиц, зачастую низкая квалификация и недостаточная общая культура проектировщиков и пользователей, неотработанность методических основ приспособления старых зданий к современному использованию. Во многих случаях субъективные представления о ценности и значимости памятника и ведомственные интересы организаций, причастных к его содержанию и использованию, определяют в конечном ито-

ге судьбу памятника. Существуют и объективные противоречия между современными требованиями к инженерному оборудованию зданий, обеспечивающему необходимый уровень комфорта при их последующем использовании, и техническим оснащением старых зданий.

Эти и другие объективные и субъективные факторы определяют существующее положение, когда оптимальное использование памятников, которые наряду с физической сохранностью обеспечивало бы соответствие современных функций архитектурно-планировочному решению и техническим возможностям исторических зданий, остается трудно разрешимой проблемой. Отсюда и наблюдаемый ныне разрыв между научной методикой реставрации памятников и сложившейся практикой их приспособления.

Реставрация памятников и приспособление их к современному использованию составляют разные аспекты одной и той же задачи продления жизни памятника. Поэтому принято считать, что работы по реставрации и приспособлению не могут быть оторваны друг от друга и должны проектироваться и осуществляться одновременно и комплексно. При этом методически несомненный приоритет принадлежит реставрации, а тактичное приспособление функции пользователя к обновленному зданию при минимальном вмешательстве в его структуру призвано обеспечить долговременную сохранность памятника. Следует отметить, что за рубежом применяется и иной подход. Так, в Италии многие памятники сначала реставрируются, а затем им подбирается подходящий арендатор. При этом приспособление старых зданий осуществляется из того принципа, что использование памятников должно быть обусловлено техническим состоянием конструкций зданий, реставрационные работы должны быть сведены к минимуму и осуществляться максимально простыми способами при сохранении всех окружающих зданий.

В Одессе практика показывает, что основной задачей становится именно приспособление памятника под нужды арендатора, что фактически выливается в его техническую реконструкцию. При этом реставрационные работы рассматриваются как вспомогательные и главным образом отделочные. Организация проектирования соответствует такой постановке задачи, и на крупных объектах генпроектировщиком выступает проектная организация не реставрационного профиля; реставраторы принимают участие в работах на субподрядных началах. Это разделение функций обуславливает нынешний подход к приспособлению старых зданий на основе принципов нового проектирования. Задание на проектирование составляется в соответствии с запросами заказчика, который, становясь пользователем памятника, заинтересован максимально реализовать свои потребности в площадях и объемах помещений. Работа проектировщиков заключается в том, чтобы наполнить существующее здание памятника требуемым содержанием, которое, как правило, вступает в противоречие с техническими возможностями памятника. Решение этой задачи зачастую приводит архитекторов к «творческому переосмыслению» объемно-планировочной структуры и конструктивной схемы отдельного памятника или ансамбля и разработке проектных предложений по устройству всякого рода пристроек и надстроек, перекрытию внутренних дворов, освоению подземных пространств и т.д. В большинстве случаев изменение объемно-планировочной структуры памятника объясняется необхо-

димостью создания условий для оптимального функционирования учреждения-арендатора.

Иногда преобразование целых участков исторически сложившейся городской застройки не оправдывается функциональными требованиями, а диктуется стремлением к воплощению неких идей и концепций. Наиболее ярким примером подобного рода действий является Греческая площадь г. Одессы — зеркальное сооружение, получившее название «Афина», закрыло шпиль Спасо-Преображенского собора. Современная функциональная структура Греческой площади включает также гостиничное хозяйство, торговлю, административно-конторские объекты, жилые, объекты культуры и досуга. Реконструируемые здания не являются памятниками архитектуры и не занесены в государственный реестр охраняемых памятников.

Общее техническое состояние комплексов исторической застройки Греческой площади является удовлетворительным для построек XX в. и неудовлетворительным для более ранних. В неудовлетворительном состоянии находится и благоустройство территории.

Выводы. 1. При разработке проектов реставрации архитекторы и конструктора должны учитывать совершенно четкие признаки интерпретации одесской архитектуры, а также воссоздание исторических элементов и масштабность с окружающим историческим центром города.

2. Новые проекты зданий, возведенных в историческом центре города должны соответствовать традициям и особенностям архитектурно-исторического ансамбля, гармонии одесского ландшафта.

3. Надстройка дополнительных этажей в памятниках архитектуры не допускается, так как это — грубое нарушение реставрационных норм и правил (РНиП).

© Брынюк С.И., Плахотный Г.Н., 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

УДК 719.12:624.131.53

Т.В. Пухляр, Г.Н. Плахотный

ПРОБЛЕМА СОХРАНЕНИЯ АРХИТЕКТУРНОГО НАСЛЕДИЯ В СЕВЕРНОМ ПРИЧЕРНОМОРЬЕ

Освещены проблемы инженерной реставрации историко-архитектурных памятников в сложных грунтовых условиях Северного Причерноморья с целью повышения статической устойчивости сооружений.

The paper covers the issues of engineering restoration of historical-and-architectural memorials in complicated soil conditions of Northern Black Sea region, aimed at improving the static stability of the constructions.

Северное Причерноморье занимает западную часть Евразийских степей. В течение многих тысячелетий здесь развивались древнейшие степные культуры Старого Света.

Географическая характеристика. Регион занимает степную северную часть Причерноморья, ограниченную с юго-востока берегом Черного моря, с запада нижним течением реки Дунай, с севера границей степной и лесостепной зоны. Она охватывает территорию Одесской области Украины. Одесса — город яркого неповторимого колорита, город самобытной биографии. Местность, на которой расположена Одесса, имеет давнюю историю. В окрестностях города обнаружены следы жизни человека каменного века. В I тыс. до н.э. северо-западное Причерноморье населяли киммерийцы, скифы и сарматы. Наряду с кочевниками здесь также обитали оседлые племена, являющиеся далекими предками славян. Большое влияние на развитие их культуры оказала греческая колонизация. На месте нынешней Одессы существовала колония Истрианон. Начиная с IX в. причерноморские земли оказались у печенегов и половцев, поочередно вытеснявших друг друга. На короткое время в конце XIII в. в бухте обосновались генуэзцы, построившие пристань Джинестра, а затем литовцы, основавшие здесь поселение (в разные эпохи оно именовалось Качибеев, Кечукланов, Гаджибей, Хаджибей, Аджибей).

Исторические события, проходившие на территории Северного Причерноморья, оставили множество археологических и культурных памятников (курганы, остатки поселений, строений), проблема сохранения и реставрации которых приобретает особую значимость в связи с огромной важностью сохранения историко-культурного наследия.

Реставрацию памятников архитектуры можно определить как комплекс научно-обоснованных мероприятий. Они направлены в первую очередь на продление жизни памятника как сооружения, которое обладает многосторонней ценностью, на сохранение его исторической подлинности и подлинности его конструкций и элементов, на наиболее полное выявление историко-архитектурных и художественных достоинств, а также на взаимосвязь с окружающей архитектурной средой.

В состав исследования входят: натуральные обследования, а именно внешний осмотр, обмеры здания, фотофиксация, зондажи, шурфы; библиографические и архивные изыскания. Осмотр сооружения начинается с де-

тального обследования его внешнего состояния, в соответствии порядком осмотра, затем фиксируются обнаруженные дефекты, с течением времени получают данные об их росте и делают соответствующие выводы.

Проектирование ведется в несколько стадий:

1) эскизный проект реставрации, который проходит рассмотрение и утверждение;

2) рабочее проектирование. Исследование памятника и проектирование могут продолжаться в течение всего периода реставрации, при обязательном проведении авторского надзора за ходом работ.

Перед началом проведения любых работ, как исследовательских, так и производственных, необходимо получить на это разрешение государственных органов по охране памятников.

Все стадии проектирования выполняются в соответствии с РНП (реставрационные нормы и правила), соблюдение которых гарантирует дальнейшее сохранение объекта реставрации.

Специфика инженерной реставрации памятников архитектуры должна заключаться в восстановлении и поддержании близко к первоначальному уровню функционирования всех элементов памятника, которые следует рассматривать не иначе как сложную природно-техническую систему. Поэтому восстановительные мероприятия при реставрации памятника должны быть приемлемы не только для основных несущих конструкций, но и для грунтов основания, воспринимающих нагрузки от этих элементов.

В связи со сложными грунтовыми условиями нашего региона памятники находятся в сложном деформированном состоянии. Большинство зданий стоят на ленточных бутовых фундаментах из плитного камня известняка-ракушечника на сложном растворе. Основанием служит многослойное напластование грунтов, верхний слой представлен лессовыми просадочными суглинками разной мощности, подстилаемыми плотными третичными глинами и суглинками. В западных регионах встречаются илистые водонасыщенные суглинки и глины. Например, в Измаиле большая часть памятников расположена на илистых водонасыщенных суглинках. Северные районы имеют сложные напластования грунтов. В районе Одессы есть система подземных выработок, карст и катакомб.

При обследовании состояния памятника рассматривается система: основания, фундаменты, подземная и надземная часть. Отказ любого элемента ведет к деформации сооружения. Учитывая, что грунты в основании здания по своим физическим и механическим характеристикам отличаются от грунтов природного сложения, то при обследовании выполняется отбор монолитов (образцов) грунта непосредственно из-под фундаментов и определение их характеристик.

Рассматривая конкретные здания можно столкнуться с множеством различных деформаций. Например, с неравномерной осадкой крайних точек здания. Пользуясь нормативной документацией и выполнив расчет, можно определить необходимую (требуемую) ширину фундаментов, которая позволит равномерную осадку, стабилизирует положение здания. Деформация непосредственно тела фундамента может быть вызвана агрессивным воздействием подземных вод на его материал. Подземные воды нашего региона обладают сульфатной и кислотной агрессивностью. При проведении усиления

фундаментов и подземной части здания обязательным является устройство обклеечной или обмазочной гидроизоляции наружной части.

При обследовании наружной части здания рассматриваются следующие деформации конструктивной системы здания: прогиб, выгиб, срез, сдвиг. Для более детального обследования состояния здания следует устраивать инженерный мониторинг (наблюдение за его вертикальными и горизонтальными передвижениями).

Инженерная задача состоит в том, чтобы восстановить первоначальную конструктивную схему.

Остановимся на конкретном примере, рассмотрим историю памятника и приемы его реконструкции.

Часовня во имя Св. Николая Чудотворца была построена в 1851 г. в память о прибытии и встрече императора Николая I в Измаил. В плане ее размеры $4,5 \times 4,6$ м. Вход подчеркивался фронтоном с двумя колоннами. Вероятнее всего покрытие было купольным, что отвечало стилистическому направлению того периода в архитектуре — ампиру. В 1884 г. была произведена реконструкция часовни. К основному объему пристроен притвор размером $3,5 \times 4,6$ м, который был увенчан тремя золочеными куполами с крестами. Вход был в виде арки. Над основным объемом купол был заменен на шатровое покрытие, также увенчанное позолоченное главкой. В 2003 г. в Измаиле на берегу Дуная был воссоздан памятник истории и архитектуры — часовня во имя Св. Николая Чудотворца. Основанием сооружения служил мощный слой илистых водонасыщенных суглинков. Для обеспечения равномерной осадки в проекте были применены кессонные перекрестные фундаменты на естественном основании. В процессе строительства и четырех лет эксплуатации осадки здания не превысили предельно допустимые. Пространственно планировочная структура здания часовни теперь представляет собой прямоугольное шатровое однокупольное сооружение со звонницей и двумя ложными куполами, увенчанными главками, в соответствии с православной традицией имеющими луковичную форму, с крестами. Здание часовни бескаркасное. Оно расположено на прямоугольном подиуме, который возвышается над уровнем земли на 0,75 м. Прямоугольный объем часовни функционально разделен на входную и храмовую зоны. Это объясняется тем, что исторически часовня перестраивалась, и к основному объему был пристроен придел (входная часть), что отразилось и на объемном и на художественном решениях.

В селе Крутояровка Белгород-Днестровского района обследовали разрушенный памятник архитектуры — Михайловскую церковь. Сохранены были только фундаменты. Проведенные расчеты показали, что они способны воспринять нагрузку от восстановленного здания. Сверху по ленточным фундаментам был устроен обвязочный ленточный монолитный железобетонный пояс, который равномерно распределил нагрузку от восстановленного вновь памятника на существующие фундаменты. Общая осадка здания при строительстве и 12 лет эксплуатации меньше предельно допустимой.

В Северном Причерноморье необходима инженерная реставрация многих памятников, например таких, как Успенская церковь. Особого внимания требуют памятники архитектуры Одессы, такие как ансамбль Приморского бульвара, Потемкинская (Гигантская) лестница, здания Музея морского флота и Художественного музея.

Значимую роль в успешном проведении реставрационных работ играет инженер-проектировщик, опыт и знания которого помогают распознать причины образовавшихся повреждений, которые определяются по тем или иным симптомам. Такие знания необходимы для организации наблюдения за деформациями, что в свою очередь способствует правильному выбору способа инженерного укрепления реставрируемого сооружения. Инженерная реставрация памятника проводится в целях повышения статической устойчивости сооружения, что приводит к сохранению памятника на века.

© Пухляк Т.В., Плахотный Г.Н., 2008

*Поступила в редакцию
в феврале 2008 г.*

НАШИ АВТОРЫ

Акчурин Толгаты Кадимович	канд. техн. наук, проф., зав. кафедрой строительных материалов и специальных технологий ВолгГАСУ
Амрахов Азат Таир оглы	канд. техн. наук, ст. науч. сотрудник, зав. отделом проектирования
Аржанухина Софья Петровна	Азербайджанского НИИ строительства и архитектуры, г. Баку
Артемова Елена Борисовна	аспирант кафедры «Мосты и транспортные сооружения» Саратовского государственного технического университета, научная специальность 05.23.11
Бай Владимир Федорович	доц. кафедры инженерной графики, стандартизации и метрологии, зам. декана факультета ТЭС ВолгГАСУ
Бартоломей Леонид Адольфович	канд. техн. наук, доц., декан заочного факультета Тюменского государственного архитектурно-строительного университета
Белоусов Александр Сергеевич	д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета
Богомолов Андрей Александрович	аспирант кафедры строительных конструкций, оснований и надежности сооружений ВолгГАСУ
Богомолов Александр Николаевич	аспирант кафедры теоретической механики ВолгГАСУ
Богомолова Оксана Александровна	заслуженный работник высшей школы РФ, академический советник РААСН, чл.-кор. Российской академии естествознания, член Российского и Международного обществ по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению, председатель Волгоградского регионального отделения РОММГиФ, д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой гидротехнических и земляных сооружений, декан строительного факультета ВолгГАСУ
Богуславский Николай Евгеньевич	доц. кафедры прикладной математики и вычислительной техники ВолгГАСУ
Брагинцев Владимир Алексеевич	аспирант кафедры производственной безопасности Ростовского государственного строительного университета
Брызгалова Ксения Александровна	канд. техн. наук, доц. кафедры автомобильного транспорта и организации дорожного движения Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Брынюк Станислав Иванович	аспирант Пермского государственного технического университета
Волик Дмитрий Владимирович	студент Одесской государственной академии строительства и архитектуры
Габитов Фахраддин Гасан оглы	канд. техн. наук, ассистент, Кубанский государственный аграрный университет
Гамбаров Джабар	канд. техн. наук, доц., ст. науч. сотрудник, Азербайджанский НИИ строительства и архитектуры
Глушков Илья Вячеславович	капитан 3-го ранга, нач. инженерной службы ВМФ Республики Азербайджан, Баку
Гичкун Станислав Сергеевич	канд. техн. наук, ст. преподаватель, Пермский государственный технический университет
Голубев К.В.	аспирант кафедры строительных конструкций, оснований и надежности сооружений ВолгГАСУ
Гончаров Михаил Николаевич	Пермский государственный технический университет
Гусев Георгий Николаевич	ст. преподаватель кафедры культурологии и дизайна Уральского государственного технического университета (УГТУ-УПИ)
Деревенец Филипп Николаевич	аспирант Пермского государственного технического университета
Дорджиев Анатолий Анатольевич	канд. техн. наук, ассистент кафедры оснований и фундаментов Кубанского государственного аграрного университета
Дыба Владимир Петрович	аспирант Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Евтушенко Сергей Иванович	д-р техн. наук, проф., профессор кафедры «САПР объектов строительства и фундаментостроение» и кафедры высшей математики Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасского политехнического института), член РОММГиФ
Еренчинов Сергей Александрович	канд. техн. наук, проф., зав. кафедрой «Сопротивление материалов, строительная и прикладная механика» Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Ермаков Михаил Львович	ассистент кафедры строительных конструкций Тюменского государственного архитектурно-строительного университета
Жемчугов Алексей Александрович	соискатель Саратовского государственного технического университета, науч. спец. 05.23.11, нач. отдела ФГУП «РосдорНИИ», г. Москва
Зазуля Юрий Владимирович	аспирант Пермского государственного технического университета
Зеленков Дмитрий Сергеевич	аспирант кафедры строительных конструкций Тюменского государственного архитектурно-строительного университета
Казанцев Владимир Сергеевич	научный сотрудник НПФ «Альфа-Газблок», аспирант Кубанского государственного аграрного университета
	канд. техн. наук, доц., член РОММГиФ, доцент кафедры строительных конструкций и инженерных сооружений Южно-Уральского государственного университета

Калошина Светлана Валентиновна	аспирант кафедры строительного производства Пермского государственного технического университета
Качурин Яков Владимирович	аспирант кафедры гидротехнических и земляных сооружений ВолгГАСУ
Кашарина Татьяна Петровна	д-р техн. наук, проф. кафедры «САПР объектов строительства и фундаментостроение», Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт), г. Новочеркасск
Кидакоев А.М.	Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)
Кириенко Ольга Ивановна	канд. техн. наук, ОАО «Оргтехстрой», г. Пермь
Клигман Евгений Петрович	канд. техн. наук, ст. науч. сотрудник Института механики сплошных сред, г. Пермь
Кожихов Алексей Григорьевич	старший преподаватель кафедры «Строительство и архитектура» Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт), научная специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
Кочетков Андрей Викторович	д-р техн. наук, академик транспорта, проф. кафедры «Мосты и транспортные сооружения» Саратовского государственного технического университета
Крахмальний Тимофей Александрович	ассистент кафедры «Сопротивление материалов, строительная и прикладная механика» Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Кузнецов Анатолий Геннадьевич	Пермский государственный технический университет
Кулешова Анастасия Николаевна	ассистент кафедры строительных конструкций, оснований и надежности сооружений ВолгГАСУ
Кяттов Нурби Хусинович	канд. техн. наук, доц., декан факультета Карачаево-Черкесской государственной технологической академии
Лаврикова Наталья Алексеевна	аспирант кафедры химии ВолгГАСУ
Левин А.Н.	ООО «РОДНИК», г. Челябинск
Маковецкая Ксения Олеговна	студент 5-го курса Пермского государственного технического университета
Маковецкий Олег Александрович	канд. техн. наук, доц. кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета
Мамедов Фахраддин Шахи оглы	ст. науч. сотрудник лаборатории механики грунтов, оснований и фундаментов Азербайджанского НИИ строительства и архитектуры, Баку, Азербайджан
Махмудов Камаледдин Садулла оглы	гл. геолог компании «Qrunt Geo Ltd», г. Баку, Азербайджан
Маций Сергей Иосифович	канд. техн. наук, доц., доц. кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета
Мельников Р.В.	Тюменский государственный архитектурно-строительный университет
Мензелинцева Надежда Васильевна	д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой инженерной графики, стандартизации и метрологии, декан факультета ТЭС ВолгГАСУ
Муравьева Людмила Викторовна	канд. техн. наук, доц. кафедры строительных конструкций, оснований и надежности сооружений ВолгГАСУ
Мурадели Маргарита Тамазовна	ассистент кафедры основ проектирования и архитектурной графики Воронежского государственного архитектурно-строительного университета
Мусаев Нариман Алы оглы	гл. инженер компании «Qrunt Geo Ltd», г. Баку, Азербайджан
Нечипоренко Борис Андреевич	аспирант кафедры «САПР объектов строительства и фундаментостроение» Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Новиков Михаил Викторович	аспирант, инженер, Воронежский государственный архитектурно-строительный университет
Нуждин Леонид Викторович	канд. техн. наук, доц., директор Управления научно-исследовательской экспертизы, планирования, маркетинга и внедрения, Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
Омельчак Игорь Михайлович	д-р техн. наук, проф., профессор кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета, ОАО «Оргтехстрой», г. Пермь
Пасецкий Алексей Адольфович	директор ООО «Геопромстрой-2», г. Саратов
Плахотный Геннадий Никифорович	канд. техн. наук, доц. кафедры архитектурных конструкций, реставрации и реконструкции зданий и сооружений Одесской государственной академии строительства и архитектуры
Плешаков Дмитрий Вадимович	аспирант кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета
Подтелков Василий Васильевич	канд. техн. наук, профессор Кубанского государственного аграрного университета
Подтелков Роман Васильевич	ст. науч. сотрудник кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета
Полухина Надежда Александровна	канд. техн. наук, старший научный сотрудник НПФ «Альфа-Газблок»
Пономарев Андрей Будимирович	д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой строительного производства Пермского государственного технического университета
Пономарев Александр Андреевич	директор ООО «Инжзащита», г. Сочи

Пронозин Яков Александрович	канд. техн. наук, доц., проректор по УР Тюменского государственного архитектурно-строительного университета
Пшеничкина Валерия Александровна	д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой строительных конструкций, оснований и надежности сооружений ВолгГАСУ
Пульдас Людмила Александровна	ассистент кафедры теплоснабжения и вентиляции Тюменского государственного архитектурно-строительного университета; науч. спец. 05.23.02 — теплоснабжение, вентиляция, кондиционирование воздуха, газоснабжение и освещение
Пухляр Тамара Викторовна	бакалавр строительства, г. Одесса
Ревенко Валерий Владимирович	канд. техн. наук, доц., доцент кафедры «САПР объектов строительства и фундаментостроение» Южно-Российского государственного технического университета (НПИ)
Репина (Клишина) Ксения Александровна	аспирант Пермского государственного технического университета
Савин Артем Петрович	ассистент кафедры «САПР объектов строительства и фундаментостроение» Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Савинов Алексей Валентинович	канд. техн. наук, доц. кафедры промышленно-гражданского строительства Саратовского государственного технического университета
Самаркин-Джарский Константин Геннадьевич	зам. директора ООО «Инжзащита», г. Сочи
Селетков Сергей Федорович	аспирант Пермского государственного технического университета
Скибин Геннадий Михайлович	д-р техн. наук, зав. кафедрой, Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт)
Славчева Галина Станиславовна	канд. техн. наук, доц. кафедры технологии строительных изделий и конструкций Воронежского государственного архитектурно-строительного университета
Созинова Елена Витальевна	ОАО «Оргтехстрой», г. Пермь
Соловьев Александр Владимирович	соискатель кафедры гидротехнических и земляных сооружений ВолгГАСУ, ассистент кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов Тюменского государственного архитектурно-строительного университета
Сосновских Любовь Викторовна	канд. техн. наук, доц. кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета
Теслицкий Владимир Валерьевич	ст. преподаватель кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов Новосибирского государственного архитектурно-строительного университета (Сибстрин)
Тимофеев Денис Дмитриевич	аспирант кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета
Тимофеева Людмила Михайловна	д-р техн. наук, проф. кафедры оснований, фундаментов и мостов Пермского государственного технического университета
Торшин Дмитрий Петрович	канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой высшей математики ВИСТех (филиал) ВолгГАСУ
Уренёв Павел Федорович	канд. техн. наук, доц. кафедры производства строительных материалов, изделий и конструкций Самарского государственного архитектурно-строительного университета
Ушаков Андрей Николаевич	канд. техн. наук, доц. кафедры прикладной математики Волжского филиала Волгоградского государственного университета
Ушаков Алексей Васильевич	инженер кафедры строительных материалов и специальных технологий ВолгГАСУ
Фомичев Валерий Тарасович	д-р техн. наук, проф., зав кафедрой химии ВолгГАСУ
Цветков Владимир Константинович	д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой теоретической механики ВолгГАСУ
Цветков Роман Валерьевич	аспирант Пермского государственного технического университета, инженер Института механики сплошных сред УрО РАН
Цидвинцева Мария Сергеевна	аспирант Пермского государственного технического университета
Чернышов Евгений Михайлович	д-р техн. наук, проф., академик РААСН, ректор Воронежского государственного архитектурно-строительного университета
Шадунц Константин Шагенович	д-р геол.-минерал. наук, зав. кафедрой оснований и фундаментов Кубанского государственного аграрного университета
Шардаков Игорь Николаевич	д-р физ.-мат. наук, проф., зам. директора Института механики сплошных сред УрО РАН
Шелестов Сергей Анатольевич	аспирант Кубанского государственного аграрного университета
Шешеня Николай Логвинович	д-р геол.-минерал. наук, зав. отделением инженерно-геологических процессов, гл. геолог, ОАО «Производственный и научно-исследовательский институт инженерных изысканий для строительства» (ОАО «ПНИИИС»)
Ширяева Мария Петровна	аспирант кафедры «САПР объектов строительства и фундаментостроение» Южно-Российского государственного технического университета (Новочеркасский политехнический институт)
Шиян Станислав Иванович	канд. техн. наук, ст. науч. сотрудник кафедры строительных материалов и конструкций Кубанского государственного аграрного университета
Щекочихина Евгения Викторовна	аспирант, ассистент кафедры гидротехнических и земляных сооружений ВолгГАСУ

ОТ РЕДКОЛЛЕГИИ

«Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета» со второго полугодия 2007 г. выходит в одной серии «Строительство и архитектура», по 4 выпуска ежегодно*.

Журнал включен в Перечень ведущих научных журналов и изданий, выпускаемых в Российской Федерации, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, утвержденный ВАК Министерства образования и науки Российской Федерации.

Требования к оформлению статей. Статью необходимо представить на электронном носителе и в распечатанном виде (2 экз.) в сопровождении выписки из решения совета института (для авторов из ВолгГАСУ), выписки из протокола заседания кафедры и одной рецензии. К статьям по разделам технических и естественных наук прилагается экспертное заключение о возможности опубликования в открытой печати.

В статье приводятся:

индекс УДК;

на русском и английском языках: фамилия и инициалы автора, заглавие, аннотация (до 500 знаков), ключевые слова.

На отдельном листе помещаются сведения об авторах (фамилия, имя, отчество (полностью), ученая степень, звание, должность, место работы; наименование и код научной специальности (по Номенклатуре), по которой автор проводит диссертационное исследование; почтовый адрес, телефон и адрес электронной почты для связи с редакцией); текст статьи и сведения об авторах заверяются личной подписью автора (авторов) статьи.

Объем статьи — от 3 до 7 с. установленного формата «Вестника» (см. ниже), включая название, аннотации, текст, таблицы, рисунки, библиографический список. Последняя страница считается полной независимо от фактического заполнения.

Оригинал статьи должен быть набран с помощью пакета программ Microsoft Office (Word 2003); шрифт основного текста — Times New Roman (Сур) № 11 (11 пунктов). Параметры страницы — поля, см: верхнее — 3,7; нижнее — 4,5; левое — 2,0; правое — 6,0; переплет — 0, поля зеркальные. Расстояние от края до верхнего колонтитула, см — 3,0, от края до нижнего колонтитула — 3,7. Абзацный отступ равен 0,75 см. Межстрочный интервал одинарный. Автоматически устанавливаются переносы (не более 4 подряд в одном абзаце). Автоматически устанавливается запрет висячих строк.

Для набора формул используется редактор формул Microsoft MathType 5; по умолчанию устанавливаются размеры шрифта для одно- и двухстрочных формул: обычного — 11 пт, крупного и мелкого индекса — соответственно 8 и 6 пунктов, крупного и мелкого символа — соответственно 16 и 11 пунктов. Греческие и русские буквы набираются прямым шрифтом, латинские — курсивом. Если написание в формулах отличается от традиционного, автор должен сделать соответствующие пометки на полях распечатанной статьи, при этом греческие буквы обводятся красным карандашом, готические — синим. Формулы выключаются в левый край с абзацным отступом. Запись формулы выполняется автором с использованием всех возможных способов упрощения и не должна содержать промежуточные преобразования.

Векторные рисунки, сохраненные в формате WMF, растровые — в TIF или BMP, графики и диаграммы, построенные в Microsoft Excel, помещаются на электронный носитель отдельными файлами. Имя файла должно соответствовать наименованию или номеру рисунка в тексте статьи. Кроме того, иллюстрации обязательно присылаются распечатанными на отдельных листах формата А4 в масштабе 1:1, в пригодном для сканирования виде. Размер шрифта текста в рисунках — 9-10 пт. Подписи к рисункам выполняются непосредственно в тексте статьи шрифтом Times № 10 (10 пт), экспликация в подрисуночной подписи — Times № 9 (9 пт). Для сжатия больших файлов использовать архиваторы Arj и WinZip, WinRAR.

Цветные и черно-белые фотографии присылать в оригинальном виде с подписями на обороте. Цифровые фотографии выполнять с разрешением не менее 300...600 dpi, присылать в электронном виде в любом графическом формате, кроме .jpg.

Текст таблиц набирается шрифтом Times New Roman (Сур) № 10 (10 пунктов).

* Выпуск серий «Технические науки» и «Естественные науки» временно приостановлен; выпуск серии «Гуманитарные науки» прекращен в связи с основанием в ВолгГАСУ нового журнала «Социология города» (информация по тел. (8-844-2)-96-99-25, гл. ред. Б.А. Навроцкий, отв. секретарь редколлегии А.Б. Беспалов).

В *библиографическом списке* приводится только цитируемая в статье литература. Источники группируются в списке в порядке упоминания в тексте. Ссылки на источники приводятся в тексте в квадратных скобках. В библиографическую запись включаются только основные элементы библиографического описания (ГОСТ 7.1—2003). Разделительные знаки «тире» между областями опускаются. Шрифт Times New Roman (Сур) № 9 (9 пунктов).

Статьи, не отвечающие изложенным требованиям, редколлегией не принимаются. Материалы, не принятые к опубликованию, авторам не высылаются.

Статьи могут быть направлены редакцией на дополнительную экспертизу (рецензирование) и опубликованы только при положительном заключении.

Редакция имеет право производить сокращения и редакционные изменения текста. Корректур статей авторам не предоставляется. Согласование редакционных и авторских изменений текста статьи (переписка, тел. переговоры) производится за счет автора.

Гонорар за опубликование статьи не выплачивается.

КОМПЛЕКТОВАНИЕ ОЧЕРЕДНОГО НОМЕРА ЗАВЕРШАЕТСЯ ЗА 3 МЕСЯЦА ДО ПЛАНИРУЕМОГО ВЫХОДА В СВЕТ.

Примерный график выпуска журнала:

«Естественные науки» — выпуск временно приостановлен;

«Технические науки» — выпуск временно приостановлен;

«Гуманитарные науки» — выпуск прекращен в связи с основанием нового журнала «Социология города»;

«Строительство и архитектура» — март (прием статей до 1 декабря);

июнь (прием статей до 1 марта);

сентябрь (прием статей до 1 июня);

декабрь (прием статей до 1 сентября).

ISSN 1815-4360. Серия «Строительство и архитектура»

Примерные тематические рубрики: Строительные конструкции, здания и сооружения. Основания, фундаменты, подземные сооружения. Строительная механика. Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей. Тепло-снабжение, вентиляция, кондиционирование воздуха, газоснабжение и освещение. Водоснабжение, канализация, строительные системы охраны водных ресурсов. Строительные материалы и изделия. Гидротехническое строительство. Гидравлика и инженерная гидрология. Технология и организация строительства. Теория и история архитектуры, реставрация и реконструкция историко-архитектурного наследия. Архитектура зданий и сооружений. Творческие концепции архитектурной деятельности. Градостроительство. Теория развития города. Управление инвестиционно-градостроительной деятельностью. Экологические проблемы градостроительства. Информационные технологии в строительстве и архитектуре. Научно-методический раздел. Организация высшего образования в области строительства и архитектуры. Методика преподавания дисциплин строительного и архитектурного направлений в вузе. Хроника.

Подробная информация о журнале представлена на сайте ВолгГАСУ www.vgasu.ru, в разделе *Подразделения / Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета* (публикуются титулы и содержание последних выпусков журнала).

Статьи направлять по адресу: 400074, Волгоград, ул. Академическая, 1, ком. Б-314а. Отв. секретарю редсовета «Вестника ВолгГАСУ» Воробьеву В.И. (Тел. (8-442)-96-98-46).

Уточнить условия публикации статей и приобретения очередного номера журнала можно по тел. (8-442)-96-98-46.

По вопросам подготовки авторского оригинала статьи к печати обращаться по адресу: 400074, Волгоград, ул. Академическая, 1, ком. В-210, Редакционно-издательский отдел ВолгГАСУ. Тел. (8-442)-96-98-28. E-mail: goracheva@mail.ru.

Вниманию читателей и авторов!

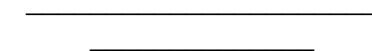
Со второго полугодия 2007 г.
«Вестник Волгоградского государственного
архитектурно-строительного университета»
временно выходит в одной серии
«СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА» (4 выпуска в год).

Подписной индекс

по каталогу «Пресса России» 85343,

на Интернет-сайте агентства «Книга-Сервис» — E85343
(по электронному каталогу можно подписаться и на текущие номера)

По вопросу приобретения ранее вышедших номеров журнала
обращаться по тел. 8-(844-2)-96-98-46
к отв. секретарю редсовета *В.И. Воробьеву*



Продолжается прием статей

в очередные выпуски

серий «**Политематическая**»

и «**Строительная информатика**»

электронного сетевого научно-технического журнала

«ИНТЕРНЕТ-ВЕСТНИК ВолгГАСУ».

Журнал зарегистрирован
Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства
в сфере массовых коммуникаций и охране культурного наследия,
свидетельство Эл № **ФС77-26286** от **17.11.06**,
ФГУП НТЦ «Информрегистр»,
гос. регистр. № **0420800065** от **16.10.07**,
Международным центром ISSN,
ISSN 1994-0351.

Подробная информация на сайте журнала

www.vestnik.vgasu.ru

Научное издание

ВЕСТНИК
ВОЛГОГРАДСКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО
УНИВЕРСИТЕТА

Научно-теоретический и производственно-практический журнал

Серия: Строительство и архитектура

2008. Вып. 10 (29)

Редактор *О.Е. Горячева*

Перевод на английский язык *Н.В. Бирюкова*

Компьютерная правка и верстка *О.Е. Горячева, О.В. Горячева*

Компьютерный дизайн обложки *О.Ю. Мелешин, И.А. Бондаренко*

Информационно-библиографическое обслуживание выпуска *Е.В. Хромова*

Подписано в печать 29.04.08.

Формат 70 × 108/16. Бумага офсетная. Гарнитура Times New Roman.

Уч.-изд. л. 23,9. Усл. печ. л. 23,97. Тираж 500 экз. Заказ №

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»

Редакционно-издательский отдел

Отпечатано в секторе оперативной полиграфии ЦИТ ВолгГАСУ

400074, Волгоград, ул. Академическая, 1