



**СОБЫТИЯ**

**РАСЧЕТЫ**

**МЕТОДЫ**

**МОДЕЛИ**

**АНАЛИЗ**

**ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ.  
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО.  
МЕХАНИКА ГРУНТОВ**

**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет**



**Инженерно-строительный институт  
Курсы повышения квалификации и профессиональной  
переподготовки**

195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,  
тел/факс: 552-94-60, [www.stroikursi.spbstu.ru](http://www.stroikursi.spbstu.ru),  
[stroikursi@mail.ru](mailto:stroikursi@mail.ru)

**Приглашает специалистов организаций, вступающих в СРО,  
на курсы повышения квалификации (72 часа)**

Код	Наименование программы	Виды работ*
<b>Курсы по строительству</b>		
<b>БС-01-04</b>	«Безопасность и качество выполнения общестроительных работ»	п.1,2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14
<b>БС-01</b>	«Безопасность и качество выполнения геодезических, подготовительных и земляных работ, устройства оснований и фундаментов»	1,2,3,5
<b>БС-02</b>	«Безопасность и качество возведения бетонных и железобетонных конструкций»	6,7
<b>БС-03</b>	«Безопасность и качество возведения металлических, каменных и деревянных конструкций»	9,10,11
<b>БС-04</b>	«Безопасность и качество выполнения фасадных работ, устройства кровель, защиты строительных конструкций, трубопроводов и оборудования»	12,13,14
<b>БС-05</b>	«Безопасность и качество устройства инженерных сетей и систем»	15,16,17,18,19
<b>БС-06</b>	«Безопасность и качество устройства электрических сетей и линий связи»	20,21
<b>БС-08</b>	«Безопасность и качество выполнения монтажных и пусконаладочных работ»	23,24
<b>БС-12</b>	«Безопасность и качество устройства мостов, эстакад и путепроводов»	29
<b>БС-13</b>	«Безопасность и качество выполнения гидротехнических, водолазных работ»	30
<b>БС-14</b>	«Безопасность и качество устройства промышленных печей и дымовых труб»	31
<b>БС-15</b>	«Осуществление строительного контроля»	32
<b>БС-16</b>	«Организация строительства, реконструкции и капитального ремонта. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика»	33
<b>Курсы по проектированию</b>		
<b>БП-01</b>	«Разработка схемы планировочной организации земельного участка, архитектурных решений, мероприятий по обеспечению доступа маломобильных групп населения»	1,2,11
<b>БП-02</b>	«Разработка конструктивных и объемно-планировочных решений зданий и сооружений»	3
<b>БП-03</b>	«Проектирование внутренних сетей инженерно-технического обеспечения»	4
<b>БП-04</b>	«Проектирование наружных сетей инженерно-технического обеспечения»	5
<b>БП-05</b>	«Разработка технологических решений при проектировании зданий и сооружений»	6
<b>БП-06</b>	«Разработка специальных разделов проектной документации»	7
<b>БП-07</b>	«Разработка проектов организации строительства»	8
<b>БП-08</b>	«Проектные решения по охране окружающей среды»	9
<b>БП-09</b>	«Проектные решения по обеспечению пожарной безопасности»	10
<b>БП-10</b>	«Обследование строительных конструкций и грунтов основания зданий и сооружений»	12
<b>БП-11</b>	«Организация проектных работ. Выполнение функций генерального проектировщика»	13
<b>Э-01</b>	«Проведение энергетических обследований с целью повышения энергетической эффективности и энергосбережения»	
<b>Курсы по инженерным изысканиям</b>		
<b>И-01</b>	«Инженерно-геодезические изыскания в строительстве»	1
<b>И-02</b>	«Инженерно-геологические изыскания в строительстве»	2,5
<b>И-03</b>	«Инженерно-гидрометеорологические изыскания в строительстве»	3
<b>И-04</b>	«Инженерно-экологические изыскания в строительстве»	4
<b>И-05</b>	«Организация работ по инженерным изысканиям»	7

\*(согласно приказам Минрегионразвития РФ N 624 от 30 декабря 2009 г.)

**По окончании курса слушателю выдается удостоверение о краткосрочном повышении  
квалификации установленного образца (72 ак. часа)**

Для регистрации на курс необходимо выслать заявку на участие, и копию диплома об образовании по телефону/факсу: 8(812) 552-94-60, 535-79-92, , e-mail: [stroikursi@mail.ru](mailto:stroikursi@mail.ru).

[Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru) – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском

**Инженерно-строительный журнал**

научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

**Учредитель и издатель:**

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

**Адрес редакции:**

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

**Главный редактор:**

Вера Михайловна Якубсон

**Научный редактор:**

Николай Иванович Ватин

**Литературный редактор:**

Елена Викторовна Соболева

**Редакционная коллегия:**

д.т.н., проф. Н.В. Арефьев;  
д.т.н., проф. М.И. Бальзанников;  
к.т.н., проф. А.И. Боровков;  
д.т.н., проф. Н.И. Ватин;  
PhD, professor M. Вельжкович;  
д.т.н., проф. А.Д. Гиргидов;  
д.т.н., проф. Э.К. Завадскас;  
д.т.н., проф. В.В. Лалин;  
д.т.н., проф. Б.Е. Мельников;  
д.т.н., проф. Г.В. Несветаев;  
д.т.н., проф. Р.Б. Орлович;  
Dr. Sc. Ing., professor  
Л. Пакрастиньш;  
Dr.-Ing. Habil., professor  
Х. Пастернак;  
д.т.н., проф. А.В. Перельмутер;  
к.т.н. А.Н. Пономарев;  
д.ф.-м.н., проф. М.Х. Стрелец;  
д.т.н., проф. О.В. Тараканов;  
Dr.-Ing., professor Д. Унгерман.

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 13.10.14  
Формат 60x84/8, усл. печ. л. 10,5.  
Заказ №1955

Отпечатано в типографии СПбПУ.  
СПб, ул. Политехническая, д. 29

**Содержание****МОДЕЛИ**

- Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ 4
- Кантаржи И.Г., Кивва С.Л., Шунько Н.В. Накат волн на проницаемые закрепленные откосы 13

**МЕТОДЫ**

- Бухарцев В.Н., Нгуен Х.Т. Применение вариационного метода к оценке устойчивости обводненных грунтовых откосов 24
- Минаев О.П. Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений 32
- Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов 40

**РАСЧЕТЫ**

- Емельянова В.А., Немова Д.В., Мифтахова Д.Р. Оптимизированная конструкция навесного вентилируемого фасада 53

**АНАЛИЗ**

- Чечевичкин В.Н., Ватин Н.И. Особенности состава и очистки поверхностного стока крупных городов 67
- Титков В.В., Дудкин С. М., Тукаев П.Д., Косоруков А.В. Ограничения нагрузочной способности кабельных линий электропередачи в структуре инженерных сетей промышленных и гражданских объектов (англ.) 75

© ФГАОУ ВО СПбПУ, 2014

На обложке: берегозащитный откос на о. Амрум (Северное море, недалеко от Гамбурга). © И.Г. Кантаржи

**Контакты:**

Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: [engstroy@inbox.ru](mailto:engstroy@inbox.ru) Web: [Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru)

# Энерго Эффективность XXI век

**МЕЖДУНАРОДНЫЙ КОНГРЕСС  
«ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ. XXI ВЕК.  
ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ СНИЖЕНИЯ ЭНЕРГОПОТРЕБЛЕНИЯ ЗДАНИЙ»**

РЕГИСТРАЦИЯ НА КОНГРЕСС  
[www.energoeffekt21.ru](http://www.energoeffekt21.ru)

**12-13 ноября 2014**

Санкт-Петербург,  
гостиница «Парк Инн Прибалтийская»

Организаторы:



При поддержке:



Генеральный информационный партнер:



doi: 10.5862/MCE.50.1

## Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ

*К.т.н., доцент Н.Д. Беляев,  
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет;  
к.т.н., ведущий научный сотрудник В.В. Лебедев;  
д.т.н., ведущий научный сотрудник И.С. Нуднер;  
инженер А.В. Мишина,  
23 Государственный морской проектный институт – филиал ОАО «31 ГПИСС»;  
к.т.н., доцент К.К. Семенов;  
студент Д.И. Щемелинин,  
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Аннотация.** Размыв, вызванный действием волн, течений, струями судовых движителей, является предметом теоретических исследований, физического моделирования в гидравлических лабораториях и полномасштабных экспериментов в ряде стран. В отчетах по результатам этих исследований обычно рекомендуют формулы и диаграммы для определения скоростей воды, которые можно использовать при анализе риска возникновения размыва и для выбора защитных мероприятий.

В данной работе представлены результаты опытов по физическому моделированию взаимодействия длинных волн типа цунами с морской гравитационной платформой. Исследована реакция донного грунта у основания платформы на волновое воздействие. Выполнен анализ полученных результатов.

Сделаны выводы о характере изменений профиля дна, об изменении плотности верхних слоев слагающего дно грунта, о влиянии этих изменений на устойчивость платформы.

**Ключевые слова:** волна цунами; гравитационная платформа; грунт; плотность; размыв

### Введение

Необходимость изучения проблемы местных размывов дна у морских платформ возникла в связи с активизацией добычи нефти и газа из месторождений, расположенных в береговых зонах морей, в соответствии с Энергетической стратегией России на период до 2030 года, утвержденной распоряжением Правительства Российской Федерации от 13 ноября 2009 г. №1715-р. Эксплуатация указанных сооружений характеризуется рядом особенностей: мелководностью районов; суровыми штормовыми условиями; большими поперечными размерами сооружений, вызывающими дифракцию волн; многообразием форм сооружений; характером сопряжения основания гидротехнического сооружения (ГТС) с дном. В процессе эксплуатации платформы в условиях мелководья ее грунтовое основание подвергается интенсивному воздействию морского волнения, течения, а также струй, возникающих от работы движителей подходящих и швартуемых судов. Сооружение вносит возмущения в исходный волновой поток. В окрестности платформы увеличиваются скорости потока, возникают вихри, срывающиеся с угловых кромок преграды. У фундаментной опоры появляются воронки размыва. Их расположение и размеры зависят от параметров внешних воздействий, глубины воды, формы и размеров фундаментного блока.

Воронки размыва снижают общую устойчивость сооружения. Их влияние на работу сооружения зависит от места расположения и от типа опор (гравитационного или свайного). С возникновением воронок процесс размыва может развиваться и приводить к подмыву основания под фундаментом сооружения. При этом могут возникнуть недопустимые условия для нормальной эксплуатации сооружения.

### Обзор литературы

К настоящему времени проблема местного размыва дна у оснований гравитационных платформ изучается в основном на конкретных моделях проектируемых платформ. Результаты анализа литературных источников показывают, что исследования по защите дна от размыва выполняются в основном экспериментальными методами [1–5].

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ

Местный размыв дна, угрожающий общей устойчивости сооружений гравитационного типа, может возникать при действии штормовых волн и течений [6–14], струй от судовых движителей [15–18] и волн цунами [19–24] у ГТС. Обзор и анализ научно-технической литературы показывают, что проблема оценки параметров местного размыва не имеет строгого теоретического решения даже для простых случаев и все известные работы базируются в основном на данных экспериментальных, главным образом лабораторных, исследований и применении методов теории подобия и размерностей.

Разнообразие рассматриваемых форм конструкций, недостаточная полнота публикуемых данных, различия и противоречия в методике исследований не позволяют обобщить результаты опубликованных работ для получения обоснованных инженерных рекомендаций по обеспечению безопасной эксплуатации морских гравитационных платформ.

### *Постановка задачи*

В период эксплуатации морской платформы гравитационного типа важным является вопрос сохранения ее устойчивости. Устойчивость рассматриваемого сооружения определяется несущей способностью грунтового основания под платформой. Как правило, при проектировании основное внимание обращается на разработку защитных мер по предотвращению местных размывов грунтового основания от воздействия морских волн и течений [4, 5, 12].

Данные экспериментальные исследования проводились для получения и анализа информации о донной поверхности у основания гравитационной платформы при воздействии волн типа цунами.

Степень воздействия волн типа цунами на грунт у оснований гравитационных платформ в настоящее время исследована слабо [19–24]. В связи с этим в опытовом бассейне гидроволновой лаборатории «23 ГМПИ – филиала ОАО «31 ГПСС» были выполнены исследования по фронтальному воздействию волн типа цунами на модель морской ледостойкой стационарной платформы (МЛСП). Эксперименты по исследованию изменения рельефа дна моря в районе расположения платформы гравитационного типа в результате воздействия на нее волны цунами проводились без привязки к конкретному объекту, хотя за аналог были взяты природные условия близкие к условиям Дальнего Востока. Изменение рельефа дна в результате воздействия цунами на платформу зависит от ее формы, в качестве типовой принята форма МЛСП «Приразломная» (рис. 1).

### *Описание исследования*

Исследования выполнялись на экспериментальной установке, которая была выгородкой части опытового бассейна для создания рабочей зоны с габаритными размерами 40,0×6,2 м (рис. 2). В районе створа подачи воды на экспериментальную установку расположен специальный резервуар для моделирования волн типа цунами. Созданием вакуума резервуар заполняется водой до определенного объема, и путем срыва вакуума из резервуара производится выпуск указанного объема воды с той или иной скоростью, что тем самым моделирует волны типа цунами. В данных экспериментах волна типа цунами моделировалась шестью последовательными волновыми импульсами.

На расстоянии 17 м от створа подачи воды создана рабочая зона в виде уступа шириной 12 м с отметкой гребня 0,4 м относительно дна бассейна (рис. 2). В середине указанного сооружения был создан рабочий участок размерами 4,0×4,0×0,4 м, заполненный песком со средним диаметром частиц 0,22 мм. Отметка поверхности песка постоянна и составляла 0,4 м относительно дна бассейна. В центре рабочего участка на жестком основании устанавливалась модель гравитационной МЛСП [4]. Поставленная задача требует качественной оценки исследуемых явлений, но не привязана к количественной оценке применительно к конкретному объекту. В этой связи не требуется выбор параметров моделирования, хотя для проведения экспериментов использовалась модель МЛСП «Приразломная» в масштабе 1:60, и волновое воздействие в какой-то мере соответствовало этому масштабу. В работе [21, appendix C] приведена некоторая классификация волн цунами, образовавшихся в районе Тихого и Индийского океанов. При моделировании волнового воздействия типа цунами авторы ориентировались на указанную классификацию.

Эксперименты с изучением воздействия волн типа цунами на грунт в районе расположения модели МЛСП типа «Приразломная» проводились в отсутствие течения, подача грунта каким-либо

образом в район расположения модели платформы отсутствовала. Какой-либо грунт на экспериментальной установке в районе расположения модели платформы, кроме изучаемого участка дна, отсутствовал. Оценка возможности движения грунта в районе расположения платформы в результате прохождения рассматриваемой волны может быть заранее определена, но при проведении настоящих экспериментов в этом не было необходимости.

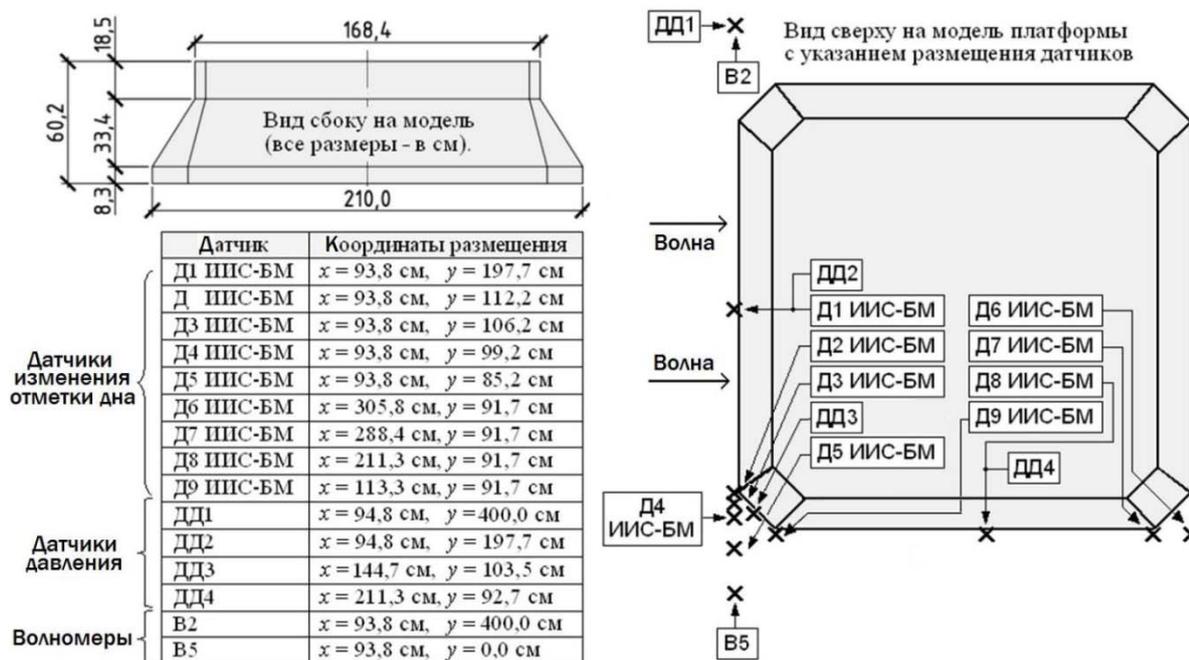


Рисунок 1. Модель МСЛП и размещение датчиков в проведенных опытах

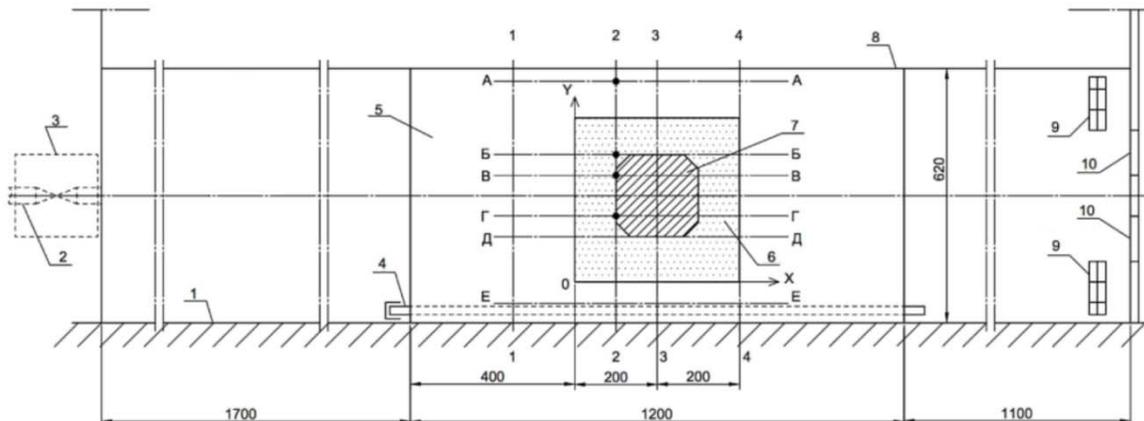


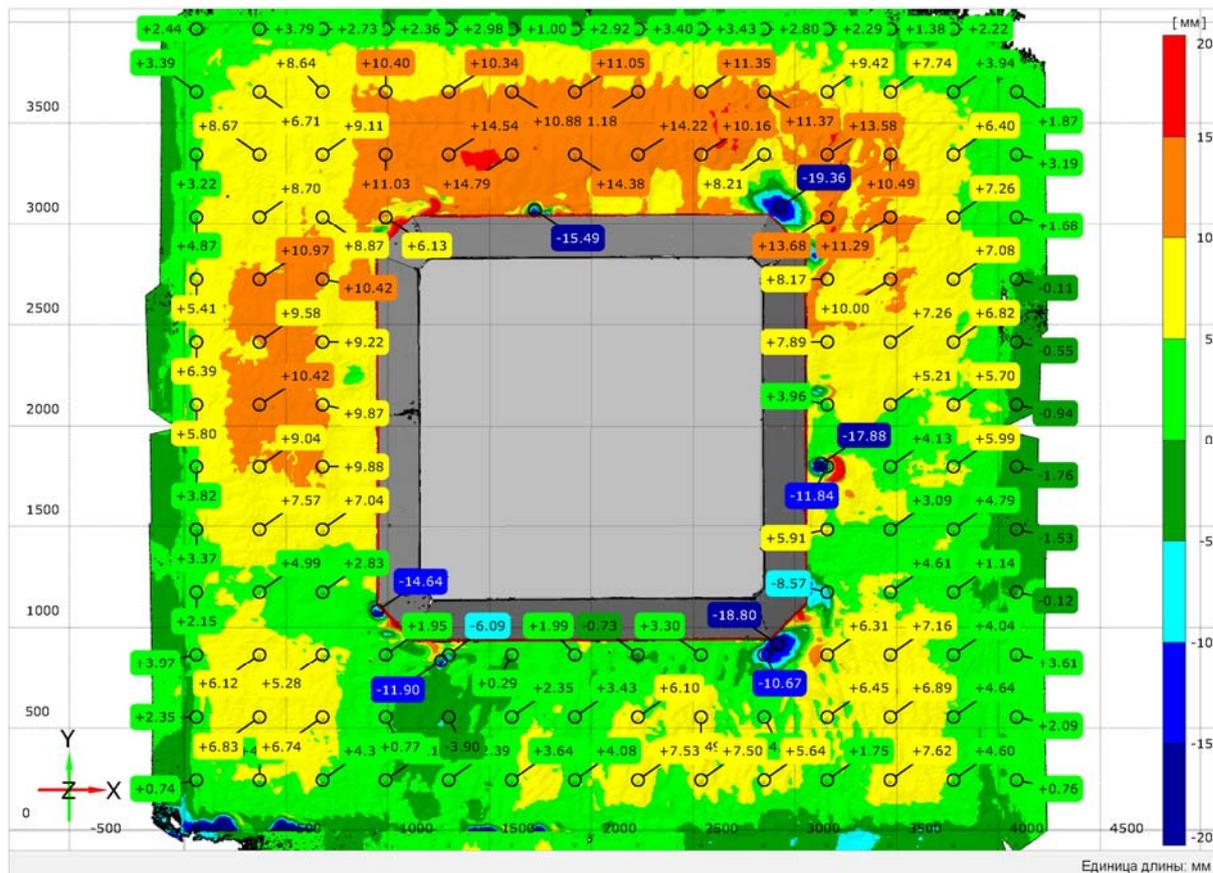
Рисунок 2. Схема экспериментальной установки: 1 – граница волнового бассейна; 2 – подающий трубопровод с задвижкой; 3 – накопительный резервуар для моделирования волны типа цунами; 4 – трубопровод с заглушкой; 5 – рабочая зона; 6 – рабочий участок; 7 – модель платформы; 8 – выгородка; 9 – волногаситель; 10 – водослив с тонкой стенкой

Принятые в экспериментах параметры водного потока приведены в таблице.

Длительность эксперимента определялась временем прохождения рабочего участка рядом одиночных волн (волновых импульсов). В процессе проведения каждого опыта осуществлялась регистрация параметров волн и максимальных скоростей движения воды с помощью волномеров емкостного и ультразвукового типа, датчиков скоростей на основе преобразователя разностного давления. Датчики давления, расположенные на модели платформы на границе с поверхностью грунта, давали дополнительную информацию по профилю волны, подходящей к сооружению. В намеченных участках (см. рис. 1) производилась регистрация изменения рельефа дна с помощью бесконтактной измерительной информационной системы с использованием ультразвуковых датчиков (далее ИИС-БМ). После окончания эксперимента и осушения

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ

экспериментальной установки осуществлялась фиксация рельефа дна с определением отметок рельефа дна в характерных точках с помощью оптической системы измерения поверхностей GOM ATOS 2 Triple Scan (рис. 3).



**Рисунок 3. Рельеф дна в районе расположения модели МЛСП «Приразломная» с указанием отметок дна в характерных точках, сформировавшийся в результате проведения опыта 1**

В процессе проведения каждого опыта генерируемые волны взаимодействовали с моделью МЛСП «Приразломная», огибали ее, трансформировались, образовывали водоворотные области у всех граней срезаемых углов модели (рис. 4 и 5). Воздействие волн на грунт происходило в районе расположения модели. После прохождения волной напорной грани модели в течение некоторого времени происходило резкое падение уровня воды, а следовательно, и понижение давления воды. Прохождение волной участка расположения срезаемого угла модели сопровождалось возникновением водоворотных зон с дальнейшим понижением отметок поверхности воды. При этом отметки дна достаточно резко менялись.



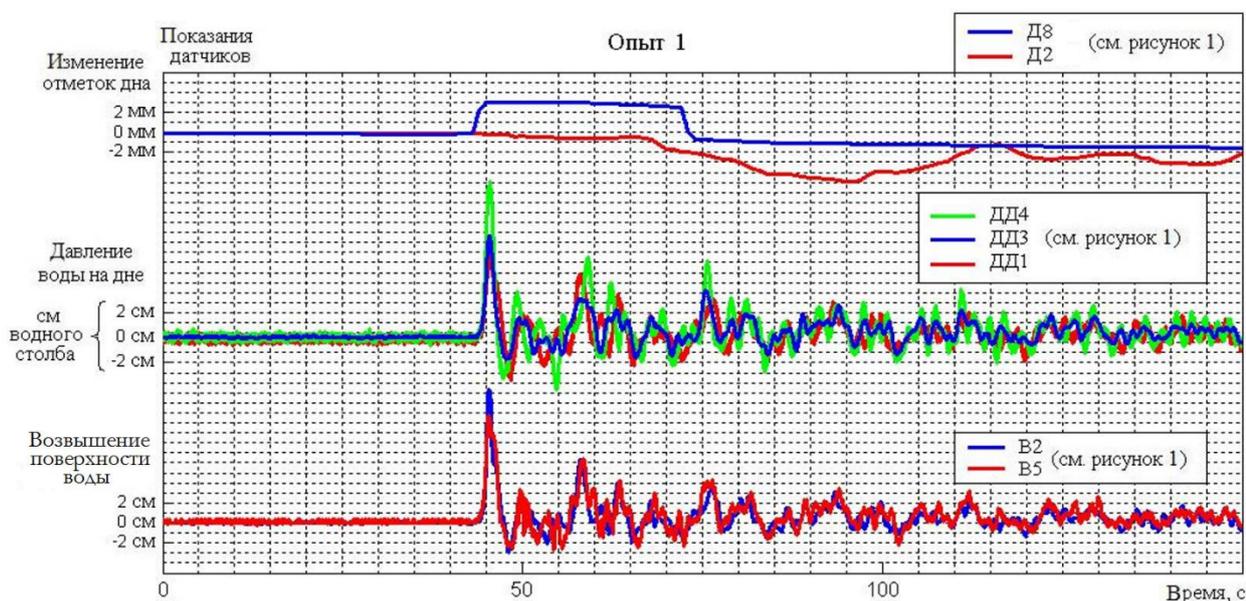
**Рисунок 4. Вид со стороны правого борта огибания одиночной волной граней срезаемых углов с тыльной стороны модели МЛСП «Приразломная»: наблюдается понижение уровня воды на гранях срезаемых углов в течение опыта 4**

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ



**Рисунок 5. Дифракция одиночной волны в области тыловой части модели МЛСП «Приразломная» (образование волн, идущих вдоль тыловой грани платформы в сторону ее углов) в течение опыта 5**

Процесс изменения отметок дна фиксировался датчиками ИИС-БМ на вертикалях, расположенных на границах грани срезанного угла, фронтальной грани и грани левого борта. Выделенные для отдельного волнового импульса №4 изменения отметок дна согласно данным датчиков Д8 и Д2 ИИС-БМ для опыта 1 показаны на рисунке 6.



**Рисунок 6. Записи изменения во времени отметок дна (Д8 и Д2 ИИС-БМ), давления (ДД1) и возвышения поверхности воды (В2 и В5) для волнового импульса №4 в процессе опыта 1**

В результате обтекания одиночными волнами (волновыми импульсами) срезанных углов модели платформы гравитационного типа возникали водоворотные зоны, в которых при превышении скорости движения воды значений предельно неразмывающих скоростей начинался размыв донного грунта (рис. 7 и 8). Процесс формирования воронки местного размыва можно проследить по данным датчика определения отметок дна Д7 ИИС-БМ, расположенного на вертикали пересечения боковой грани и грани срезанного угла со стороны тыльной части модели (рис. 9).



Рисунок 7. Фронтальная часть модели МЛСП «Приразломная» после проведения опыта 5



Рисунок 8. Тыльная часть модели МЛСП «Приразломная» после проведения опыта 5

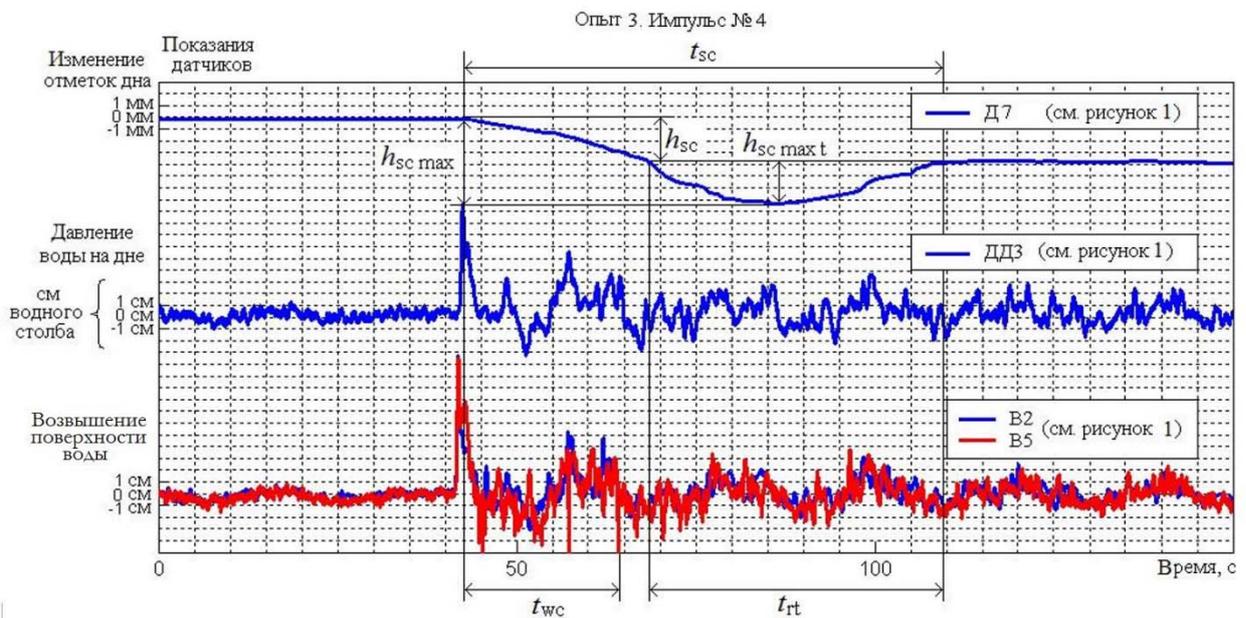


Рисунок 9. Изменение отметки дна на вертикали расположения датчика №7 ИИС-БМ во время прохождения волнового импульса №4 в процессе проведения опыта 3:  $t_{wc}$  – длительность волнового импульса;  $t_{rt}$  – длительность существования временной воронки размыва;  $h_{sc}$  – глубина остаточного размыва;  $h_{sc\ max\ t}$  – максимальная глубина временной воронки размыва;  $h_{sc\ max}$  – максимальная глубина размыва в течение воздействия волнового импульса

Таким образом, на определенной площади дна  $S_{s0}$ , окружающей модель буровой платформы, происходило переформирование сложения грунта с понижением его плотности. Изменение сложения грунта, скорее всего, происходило при проведении аналогичных экспериментов другими авторами, но не фиксировалось, так как не проводилось сканирование поверхности дна после проведения эксперимента с помощью современных измерительных систем [22–24]. Для качественной оценки указанного процесса было принято, что границы площади переформирования донного грунта, обусловленного взаимодействием волн типа цунами и модели буровой платформы, совпадают с границами площади уменьшения отметок дна относительно плоскости дна до проведения эксперимента. Тогда площадь возвышения отметок дна  $S_{s0}$  и приращение объема грунта  $\Delta V_{s\text{wc}}^+$  в районе расположения модели можно определить с помощью данных измерительной системы GOM ATOS 2 Triple Scan. Приращение объема грунта после проведения опыта  $\Delta V_{s\text{wc}}^+$  определяется как разница между значением объема грунта  $V_{s\text{wc}}^+$ , расположенного выше плоскости расположения грунта до проведения опыта, и значением объема вымытого объема грунта, то есть общим объемом образовавшихся полостей  $V_{s\text{wc}}^-$ , расположенных ниже плоскости расположения грунта до проведения опыта.

Очевидно, что существует связь между значениями приращенного объема грунта и параметром  $E_{\text{wc}} = \Delta p_{\text{wc max}} / (\rho \cdot v_{\text{wc max}}^2)$ , где  $\rho$  – плотность воды. Измерения значения максимального изменения давления на границе модели и грунта  $\Delta p_{\text{wc max}}$  и максимального значения скорости водного потока  $v_{\text{wc max}}$  проводились на том же участке экспериментальной установки в момент прохождения этого участка одиночной волной (волновым импульсом).

Глубина воздействия волн типа цунами на грунт, а именно глубина, на которой происходило изменение положения частиц в результате прохождения указанной волны, в анализе каждого опыта принимается равной максимальной глубине размыва грунта  $h_{\text{sc wc max}}$  за весь период действия волновых импульсов, полученной согласно данным ИИС-БМ. Из всех значений как временных, так и окончательных глубин размыва выбирается максимальное значение (см. таблицу).

Так как отсутствовал приток грунта на экспериментальную установку, то можно принять, что масса грунта  $m_s = \rho_s V_s$ , на который оказывали влияние волны типа цунами, оставалась постоянной. Следовательно,  $\rho_{s0} V_{s0} = \rho_{s\text{wc}} V_{s\text{wc}}$ , где  $\rho_{s0}$  – плотность грунта в районе расположения модели до подхода волны типа цунами,  $V_{s0}$  – объем грунта в области взаимодействия модели и волны цунами до ее подхода,  $\rho_{s\text{wc}}$  – плотность разрыхленного грунта в результате взаимодействия волны цунами и модели,  $V_{s\text{wc}}$  – объем разрыхленного грунта. Тогда  $\rho_{s\text{wc}}/\rho_{s0} = V_{s0}/V_{s\text{wc}}$ , где  $V_{s\text{wc}} = V_{s0} + \Delta V_{s\text{wc}}$ . Если  $V_{s0} = S_{s0} h_{\text{sc wc max}}$  и  $V_{s\text{wc}} = S_{s0} h_{\text{sc wc max}} + \Delta V_{s\text{wc}}$ , то для каждого опыта можно получить степень разрыхления грунта, определяемую как  $\rho_{s\text{wc}}/\rho_{s0}$ .

**Таблица. Параметры водного потока и основные результаты экспериментов**

№ опыта	1	2	3	4	5
Глубина воды у модели при спокойной воде, $d$ , м	0,34	0,34	0,18	0,18	0,18
Максимальная высота волны на подходе к модели, $h_{\text{wc max}}$ , м	0,107	0,078	0,098	0,078	0,121
Скорость распространения волны на подходе к модели, $C_{\text{wc}}$ , м/с	2,22	2,15	1,79	1,67	1,80
Суммарное действие волн, $T_{\text{wc}}$ , с	83	82	79	91	180
Температура воды, $t^{\circ}\text{C}$	17,5	17,0	18,0	19,1	17,5
Общая площадь возвышения отметок дна, $S_{s0}$ , м <sup>2</sup>	6,887	7,438	8,769	8,881	7,860
$V_{s\text{wc}}^+$ , 10 <sup>-2</sup> м <sup>3</sup>	7,981	7,031	9,285	7,602	7,613
$V_{s\text{wc}}^-$ , 10 <sup>-4</sup> м <sup>3</sup>	6,6	0,51	2,16	7,64	4,47
Приращение объема грунта, $\Delta V_{s\text{wc}}^+$ , 10 <sup>-2</sup> м <sup>3</sup>	7,975	7,026	9,263	7,526	7,567
Максимальная глубина размыва в течение опыта, $h_{\text{sc wc max}}$ , 10 <sup>-2</sup> м	1,30	1,42	1,35	1,39	1,61
Степень разрыхления грунта, $\rho_{s\text{wc}}/\rho_{s0}$	0,530	0,601	0,561	0,621	0,626
Максимальное изменение давления, $\Delta p_{\text{wc max}}$ , М вод. столба	0,087	0,074	0,094	0,098	0,103
Скорость водного потока, $v_{\text{wc}}$ , м/с	0,472	0,367	0,386	0,315	0,391
Параметр, $E_{\text{wc}}$	4,788	5,384	6,183	9,679	6,603

## Заключение

В результате проведения серии модельных исследований воздействия волн типа цунами на морскую гравитационную платформу можно сделать следующие выводы.

1. Участки местных размывов в результате фронтального воздействия волн типа цунами были зафиксированы у всех граней срезанных углов.

2. Во всех опытах происходило приращение объема грунта с общим повышением отметок дна. Так как в процессе проведения экспериментов отсутствовало поступление грунта на экспериментальную установку, то положительный баланс объемов грунта может быть объяснен только изменением его сложения. Полученные данные (см. таблицу) показывают, что в рассмотренном диапазоне параметров действия волн типа цунами вокруг модели буровой платформы происходит существенное уменьшение плотности донного грунта. Механизм изменения сложения грунта (его разрыхление) в результате обтекания гравитационной платформы волнами типа цунами поясняется рисунками 6 и 9, приведенными в статье.

3. Неоднородность и несимметричность рельефа дна в районе расположения модели платформы могут быть обусловлены рядом причин:

- на разных участках дна относительно граней платформы изменение рельефа дна должно быть различным вследствие неодинакового воздействия на грунт водного потока, обтекающего платформу;
- невозможно избежать на экспериментальной установке некоторой сбойности водного потока, возникающей случайным образом.

4. Уменьшение плотности донного грунта может представлять опасность для буровых платформ, размещенных в географических районах, где возможно образование волн цунами. В результате взаимодействия указанных волн с гидротехническими сооружениями несущая способность оснований под такими сооружениями может уменьшиться до недопустимых пределов.

5. Волны цунами различного профиля, в том числе и так называемый «волновой хвост», по-разному влияют на процессы переформирования дна у платформы. «Волновой хвост» оказывает меньшее воздействие по сравнению с основной волной, а для оценки влияния профиля волны требуется проведение дальнейших исследований.

## Литература

1. Дэвис М.Х., Мищенко С.М. Экспериментальные исследования местных размывов дна у основания морских гидротехнических сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2000. Т. 23. С. 140–151.
2. Михалев М.А. О моделировании местного размыва русла за водосбросными плотинами // Инженерно-строительный журнал. 2013. № 2(37). С. 67–74.
3. Халфин И.Ш. Воздействие волн на морские нефтегазопромысловые сооружения. М.: Недра, 1990. 313 с.
4. Shchemelinin L.G., Utin A.V., Belyaev N.D., Lebedev V.V., Nudner I.S., Semenov K.K. Experimental studies of means efficiency for protection of sea bed soil from erosion caused by external factors near offshore structures // Proceedings of the ISOPE. 2014. TPC-0320.
5. Беляев Н.Д. Защита оснований ледостойких платформ от размыва // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Сб. науч. тр. Вып. №8. Москва, 2009. С. 228–236.
6. Беллендир Е.Н., Беляев Б.В., Миронов М.Е. Местные размывы у платформ для обустройства нефтегазовых месторождений при совместном действии волн и течений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2003. Т. 242. С. 208–214.
7. Беллендир Е.Н. Научное обоснование проектирования гравитационных опорных блоков морских ледостойких платформ и их сопряжения с грунтовым основанием. Дисс. ... докт. техн. наук. Санкт-Петербург, 2006. 284 с.
8. Carstens T. Seabed scour by currents near platforms // Proceedings of the POAC. 1975. Pp. 991–1006.
9. Dahlberg R. Observations of scour around offshore structures // Canadian Geotechnical Journal. 1983. Vol. 20. No. 4. Pp. 617–628.

Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К., Щемелинин Д.И. Экспериментальные исследования воздействия волн типа цунами на грунт у оснований морских гравитационных платформ

10. Nedorora A.W., Dalton C., Bea R.G. The descriptive physics of scour in the ocean environment // Proceedings of the OTC. Houston, 1981. OTC 4145. Pp. 297–305.
11. Ninomiya K., Tagaya K., Murase Y. A study on suction and scouring of sit-on-bottom type offshore structure // Proceedings of the OTC. Houston, 1972. OTC 1605. Pp. 873–887.
12. Rytkonen J. Local scour and scouring protection of drilling platforms in the Arctic sea environment // Technical Research Centre of Finland (VTT). ESPOO. 1983. Research Notes 267. 88 p.
13. Sheppard D.M., Nedoroda A.W. Local structure induced sediment scour. UFL/COEL-90/019. March 1990. 62 p.
14. Sumer B.M., Fredsoe J. Wave scour around structures // Advances in Coastal Engineering. 1999. Vol. 4. Pp. 191–249.
15. Беляев Н.Д., Вилькевич В.В., Карась Р.А. Учет различных видов потоков, воздействующих на морские гидротехнические сооружения // Научно-технические ведомости СПбГПУ. 2007. №49(1). С. 177–185.
16. Беляев Н.Д. Инженерные методы предотвращения размыва дна от работы судовых движителей. Автореф. дис. ... канд. техн. наук. СПб, 1999. 160 с.
17. Beliaev N.D. Review of protection methods against propeller erosion. Proceedings of the IV Int. Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures. Technical University of Gdansk. Poland. 1997. Vol. 1. Pp. 5–12.
18. Beliaev N.D. Some aspects of ship induced scouring action // Proceedings of the IV International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures. Technical University of Gdansk. Poland. 1997. Vol. 1. Pp. 13–16.
19. Guangqi Chen, Lu Zheng, Yingbin Zhang, Simeng Dong, Yasuo Kasugai, Tsukasa Kawakami. Stability analysis of breakwater under seepage flow using DDA. Proceedings of the ASME 2013 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. 2013. Nantes, France. 10 p.
20. Harry Yeh, Wenwen Li. Tsunami scour and sedimentation // Fourth International Conference on Scour and Erosion. 2008. Pp. 95–106.
21. Francis M.J., Yeh H. Tsunami Inundation Scour of Roadways, Bridges and Foundations. Observations and Technical Guidance from the Great Sumatra Andaman Tsunami. EERI/FEMA NEHRP 2006 Professional Fellowship Report. 34 p.
22. Nakamura T., Kuramitsu Y., Mizutani N. Tsunami scour around a square structure // Coastal Engineering Journal. 2008. Vol. 50. No. 2. Pp. 209–246.
23. Nakamura T., Kuramitsu Y., Mizutani N. Tsunami-Induced Local Scour around a Square Structure // Solutions to Coastal Disasters. 2008. Pp. 106–117.
24. Nakamura T., Mizutani K., Kuramitsu Y. Local scour around a square structure due to runup tsunami // Coastal Structures. 2009. Pp. 1891–1902.

*Николай Дмитриевич Беляев, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)9827244; эл. почта: dnd@mail.ru*

*Владимир Валентинович Лебедев, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)6498367; эл. почта: vladimir.v.lebedev@mail.ru*

*Игорь Сергеевич Нуднер, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(911)7528499; эл. почта: igor\_nudner@mail.ru*

*Анастасия Валерьевна Мишина, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(911)7528499; эл. почта: mishina-anastasi@mail.ru*

*Константин Константинович Семенов, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(911)7320171; эл. почта: semenov.k.k@gmail.com*

*Дмитрий Игоревич Щемелинин, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)5632614; эл. почта: dimabens@gmail.com*

© Беляев Н.Д., Лебедев В.В., Нуднер И.С., Мишина А.В., Семенов К.К.,  
Щемелинин Д.И., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.2

## Накат волн на проницаемые закрепленные откосы

*Д.т.н., профессор И. Г. Кантаржи,  
Московский государственный строительный университет;  
к.ф.-м.н., ведущий научный сотрудник С. Л. Кивва,  
Институт математических машин и систем НАН Украины;  
аспирант Н. В. Шунько,  
Московский государственный строительный университет*

**Аннотация.** Разработана численная модель движения поверхностных вод и движения влаги в насыщенно-ненасыщенной пористой среде, которая позволяет определять характеристики потока наката на откосе, защищенном проницаемым закрепленным слоем. С помощью модели определяются положения свободной волновой поверхности в различные моменты времени, включая высоту наката волн на откос и высоту отката волн с откоса. Кроме того, рассчитываются поле скоростей жидкости в верхнем защитном слое откоса и распределение влаги в теле грунта, слагающего откос.

Модель верифицирована с помощью опубликованных результатов крупномасштабных экспериментов, выполненных в волновом лотке Брауншвейгского технического университета с откосами, защищенными по технологии Эластокоаст. Модель можно применять для расчета наката экстремальных волн на защищенные инженерные и пляжные откосы в натуральных условиях.

**Ключевые слова:** защитные откосы; проницаемые полиуретановые покрытия; накат волн; фильтрация воды; численное моделирование; сравнение с крупномасштабными опытами

Защитные набросные откосные крепления широко используются как в портовом строительстве, так и в берегоукреплении. При этом существующие методы расчета многослойных защитных покрытий [1, 2] не позволяют надежно рассчитывать такие сооружения ввиду сложности теоретического описания задачи взаимодействия волн с покрытием откоса.

В качестве одного из современных технологических решений было предложено применить технологию Эластокоаст (Elastocoast) [3, 4]), разработанную немецким химическим концерном BASF.

Основная идея берегоукрепительной технологии Эластокоаст заключается в создании на поверхности пляжа или конструкции откосного сооружения проницаемого покрытия с открытыми порами из гравия или щебня, склеенного между собой. Важная особенность – клей не заполняет полностью поры между щебнем, а склеивает его только в местах соприкосновения отдельных элементов щебня друг с другом. Это позволяет достичь проницаемости защитного покрытия.

Система Эластокоаст представляет собой новый тип защитного покрытия, которое может применяться в зоне действия волн, в зоне заплеска или на внутренних откосах дамб. Она состоит из сыпучего материала, скрепляемого двухкомпонентной полиуретановой связкой. В системе Эластокоаст каждый отдельный камень покрыт тонкой пленкой полиуретана. При отверждении эта пленка скрепляет камни воедино только в контактных точках, сохраняя проницаемость и открытость структуры защитного покрытия.

Имеется значительный успешный опыт применения технологии Эластокоаст в Европе на ряде объектов. Этот опыт в детальном виде и в виде обобщений представлен в опубликованных материалах, например в работах [5, 6]. Пример берегоукрепления с использованием технологии Эластокоаст на о. Амрум, который расположен в Северном море недалеко от Гамбурга, показан на фото (рис. 1).

Несмотря на существенный опыт эффективного применения технологии Эластокоаст в защитных покрытиях откосов морских дамб, этот опыт ограничен волновыми воздействиями на откос и высотой волн до 1,5 м. Для приглубых морских берегов с галечными пляжами расчетные волны могут быть в 4–5 раз больше.

Для таких высот методики расчета наката волн на откос, волновых нагрузок на защитное покрытие и оценки разрушения покрытия, разработанные в рамках развития технологии Эластокоаст, не применимы. Необходимо проведение дополнительных исследований с разработкой математической модели взаимодействия волн с откосом, закрепленным по технологии Эластокоаст. При этом экспериментальные исследования воздействия волн на Кантаржи И.Г., Кивва С.Л., Шунько Н.В. Накат волн на проницаемые закрепленные откосы

защитные покрытия откосов с применением технологий Эластокоаст достаточно подробны [7] и могут быть использованы для верификации расчетных методов и численных моделей.

Схожие исследования относятся к взаимодействию волн с набросными сооружениями – волноломами [8–10]. Однако известные методы моделирования наката волн на непроницаемый откос [11–17], так же как и методы расчета наката волн на грунтовые и набросные откосы [18–22], требуют развития в соответствии со спецификой задачи. Необходимо учитывать, что движение поровых вод происходит в относительно тонком поверхностном защитном слое.

При этом для всех задач высота наката волн на откос является основным критерием процесса взаимодействия волн с сооружением.

Цель настоящей работы состоит в том, чтобы разработать численную модель наката волн на проницаемый откос, показать ее применимость для откосов, защищенных по технологии Эластокоаст, и затем применять для натуральных условий защищенных откосов под воздействием реальных штормовых волн. Задавая характеристики защитного покрытия, с помощью численной модели можно определять накат волн на откос и нагрузки, которые покрытие будет испытывать под действием волн. А это, в свою очередь, позволит задавать конструктивные характеристики покрытия, определяющие его прочность и износоустойчивость.

Наиболее детально взаимодействие волн с откосом, защищенным покрытием Эластокоаст, изучено в крупномасштабных экспериментах [23]. Схема модели в большом волновом лотке с откосом [18, 23], защищенным покрытием Эластокоаст, показана на рисунке 2.

В опытах исследовались три различных покрытия откоса, которые обозначены [23] «модель А», «модель В» и «модель С» и схематически показаны на рисунке 3.

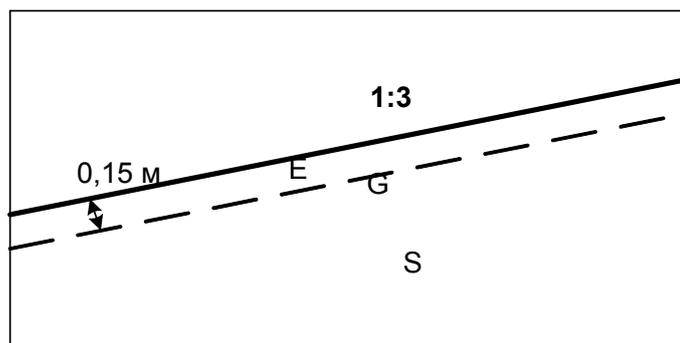


Рисунок 1. Берегозащитный откос с использованием технологии Эластокоаст на о. Амрум (Северное море, недалеко от Гамбурга)

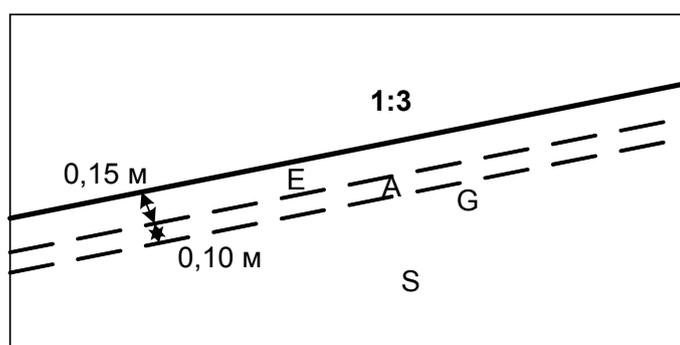


Рисунок 2. Схема опытов в большом волновом лотке Брауншвейгского технического университета [23]

Model A



Model B



Model C

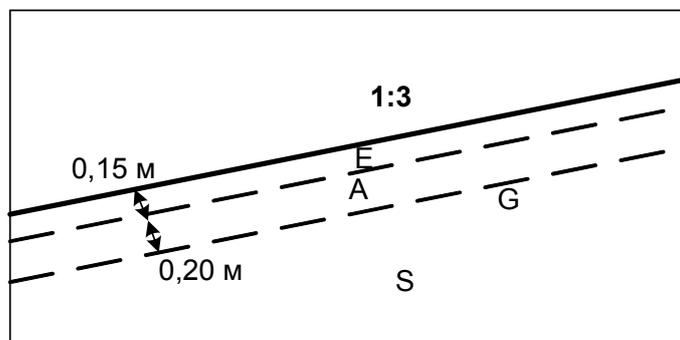


Рисунок 3. Схемы трех исследованных в опытах покрытий откоса.

**Е** – покрытие Эластокоаст: толщина – 0,15 м, наполнитель – известковый щебень 20/40 мм, для модели С – гранитный щебень, 16/36 мм.

**А** – фильтр: толщина – 0,10 м, наполнитель – известковый щебень, 20/40 мм, для модели С толщина – 0,20 мм, наполнитель – гранитный щебень, 16/36 мм;

**Г** – геотекстиль; **С** – песчаное основание,  $D_{50} = 0,34$  мм,  $D_{60}/D_{10} = 2,11$

Опыты на покрытии А проводились частично, так как это покрытие разрушалось при увеличении высоты волн.

Гидравлические характеристики покрытий (геотекстиль “Terrafix 609”): характерные отверстия 79,9  $\mu\text{m}$ , гидравлическая проницаемость  $4,7 \cdot 10^{-3}$  м/с (песок  $10^{-4}$  м/с), гранитный щебень имеет пористость 0,388.

Волновые режимы в опытах с регулярными волнами представлены в таблице 1.

Таблица 1. Параметры тестов в волновом лотке Брауншвейгского технического университета [23], регулярные волны

№ опыта	$H_{\text{ном}}$ , м	$T_{\text{ном}}$ , с	$h$ , м	$H_m$ , м	$T_m$ , с	$C_r$	$\xi_m$
09051301	0,2	3	3,4	0,22	3,00	0,339	2,67
09051302	0,2	4	3,4	0,19	4,00	0,621	3,77
09051303	0,2	5	3,4	0,21	5,00	0,682	4,59
09051401	0,2	6	3,4	0,18	5,93	0,734	5,78
09051402	0,2	7	3,4	0,22	7,00	0,782	6,24
09051403	0,2	8	3,4	0,17	7,90	0,860	7,94
09051404	0,6	3	3,4	0,65	3,00	0,127	1,55
09051405	0,6	4	3,6	0,68	4,01	0,292	2,02
09051406	1,0	3	3,6	1,04	3,00	0,183	1,22
09051501	0,6	5	3,7	0,64	4,95	0,487	2,57
09051502	1,0	4	3,7	1,14	3,92	0,161	1,53
09051503	1,3	4	3,7	1,40	3,92	0,143	1,38
09051504	0,6	6	3,9	0,65	6,00	0,581	3,10
09051505	0,6	7	3,9	0,54	6,93	0,665	3,91
090511801	0,6	8	3,9	0,55	7,98	0,695	4,49
090511802	1,3	5	3,9	1,37	4,90	0,155	1,75
09060501	0,2	3	3,4	0,22	2,99	0,332	2,65
09060502	0,2	5	3,4	0,20	5,00	0,678	4,66
09060503	0,2	8	3,4	0,17	8,00	0,863	8,05
09060504	0,6	3	3,4	0,66	3,00	0,091	1,54
09060505	0,6	4	3,6	0,69	4,00	0,289	2,00
09061803	0,6	5	3,8	0,58	4,99	0,521	2,72
09061804	0,6	6	3,9	0,72	6,00	0,567	2,95
09061805	0,6	7	3,9	0,52	6,99	0,633	4,02
09062301	0,5	7	3,8	0,44	7,00	0,731	4,39
09062302	0,4	8	3,7	0,50	7,99	0,731	4,72
09062303	0,7	3	3,5	0,67	3,00	0,102	1,53
09062304	0,8	3	3,5	0,75	3,00	0,119	1,44
09062305	0,9	3	3,5	0,84	3,00	0,152	1,36
09062306	1,0	3	3,5	0,92	3,01	0,105	1,31
09062307	0,4	3	3,4	0,39	3,00	0,241	1,99
09062308	0,5	3	3,4	0,49	3,00	0,228	1,79
09062912	1,0	5	3,9	1,01	5,01	0,358	2,08
09062913	1,0	6	4,1	0,92	6,02	0,496	2,61
09062914	1,3	6	4,2	1,24	6,03	0,406	2,25
09062915	1,0	7	4,2	1,17	7,02	0,541	2,70
09062916	1,0	8	4,2	0,91	8,05	0,689	3,52

В таблице 1 используются обозначения:  $H_{\text{ном}}$  – задаваемая высота волн;  $T_{\text{ном}}$  – задаваемый период волн;  $h$  – глубина воды;  $H_m$  – высота волн у подножия откоса;  $T_m$  – период волн у подножия

откоса;  $C_r$  – коэффициент отражения волн  $\xi_m = \frac{tg\alpha}{\sqrt{H_m/L_0}}$  – параметр подобия прибойной зоны;

$L_0 = \frac{gT}{2\pi}$  – длина волн на глубокой воде.

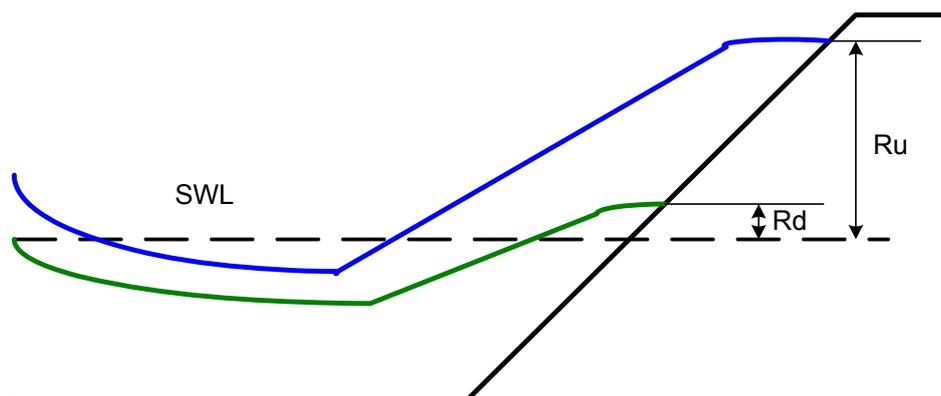


Рисунок 4. Схема к определению наката/отката волн на откосе:  $R_u$  – высота наката волн на откос;  $R_d$  – высота отката волн; SWL – уровень спокойной поверхности

Схема определения характеристик наката волн на откос показана на рисунке 4. Для аппроксимации результатов опытов используются следующие зависимости [23]:

Модель В:

$$\frac{R_u}{H_m} = 0,54[1,65\xi], \xi < 2,7$$

$$\frac{R_u}{H_m} = 0,78 \left[ 4,0 - \frac{1,5}{\sqrt{\xi}} \right], \xi \geq 2,7 \quad (1)$$

Модель С:

$$\frac{R_u}{H_m} = 0,52[1,65\xi], \xi < 2,7$$

$$\frac{R_u}{H_m} = 0,76 \left[ 4,0 - \frac{1,5}{\sqrt{\xi}} \right], \xi \geq 2,7 \quad (2)$$

Установлено, что разница между накатом волн на откос с покрытиями В и С незначительна. Однако по сравнению с гладким непроницаемым откосом проницаемое покрытие значительно снижает высоту нагона волн. Разница зависит от параметра  $\xi$  и составляет для относительного нагона  $R_u/H_m$  от 25 % для больших значений  $\xi$  до 50 % для меньших значений  $\xi$ .

Для того чтобы инновационная идея применения технологии Эластокоаст в морской берегозащите применительно к приглубым, сложенным галечником берегам могла получить дальнейшее развитие, в рамках настоящей работы было проведено численное исследование наката волн на береговой откос, защищенный по технологии Эластокоаст.

Для этого была разработана численная модель распространения волн в зоне наката на откосе с проницаемым покрытием. Модель проверялась на результатах крупномасштабных опытов, выполненных в Брауншвейгском техническом университете, Германия [23].

Для моделирования наката волн на берег используется математическая модель, состоящая из двух связанных друг с другом подмоделей, описывающих движение поверхностных вод и движение влаги в насыщенно-ненасыщенной пористой среде. Схема модели показана на рисунке 5.

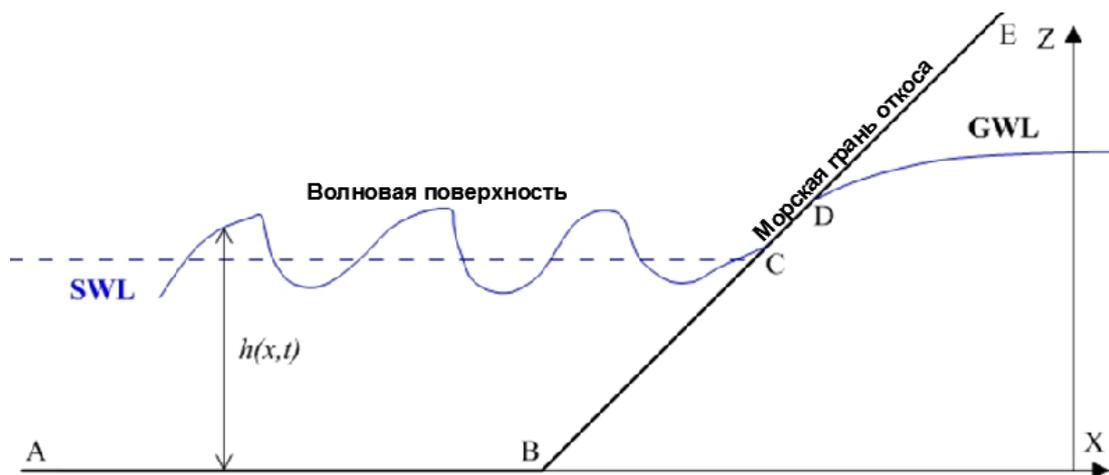


Рисунок 5. Схема наката волн на берег

Уравнения движения воды со свободной поверхностью получаются интегрированием уравнений Навье – Стокса по глубине потока с использованием кинематических граничных условий. Эти уравнения включают уравнение неразрывности и уравнения сохранения импульса. Они могут быть записаны в следующей форме [24–27]:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (u_i h) = I, \quad (3)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (u_i h) + \frac{\partial}{\partial x_j} (u_j u_i h) + gh \frac{\partial \xi}{\partial x_i} + g \frac{n^2}{h^{4/3}} u_i |u| = 0, \quad (4)$$

где  $t$  – время;  $x_i$  – пространственные координаты;  $h = \xi - \eta$  – глубина потока;  $u_i$  – скорость течения в направлении  $x_i$ -координаты;  $\xi(x,t)$  – уравнение свободной поверхности жидкости;  $\eta(x,t)$  – уравнение поверхности дна;  $g$  – ускорение свободного падения;  $n$  – коэффициент шероховатости Маннинга;  $I$  – инфильтрация.

Предполагается, что движение влаги в насыщенно-ненасыщенной пористой среде происходит под действием сил тяжести и пропорционально градиенту напора согласно обобщенному закону Дарси. Пористая среда рассматривается как недеформируемая, а жидкость как несжимаемая. Считается, что движением влаги в газообразной форме можно пренебречь.

Тогда, пренебрегая гистерезисом и температурными градиентами, можем описать движение влаги в насыщенно-ненасыщенной пористой среде уравнением:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\phi S) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[ \frac{k_r k_{ij}}{\mu} \left( \frac{\partial p}{\partial x_j} + g \rho \frac{\partial z}{\partial x_j} \right) \right], \quad (5)$$

где  $t$  – время;  $x_i$  – декартовы пространственные координаты;  $\phi$  – объемная пористость;  $\rho$  – плотность пористой влаги;  $k_{ij}$  – компоненты тензора коэффициента проницаемости;  $k_r$  – коэффициент относительной проводимости ( $0 \leq k_r \leq 1$ );  $\mu$  – динамический коэффициент вязкости;  $p$  – давление почвенной влаги;  $g$  – ускорение свободного падения;  $z$  – высота рассматриваемой точки потока жидкости относительно плоскости сравнения;  $S$  – объемная насыщенность.

Скорость движения влаги подчиняется обобщенному закону Дарси и вычисляется по формуле:

$$v_i = -k_r k_{ij}^f \left[ \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{p}{\rho g} \right) + \frac{\partial z}{\partial x_j} \right],$$

где  $k_{ij}^f$  – компоненты тензора коэффициента фильтрации, которые определяются из соотношения

$$k_{ij}^f = \frac{k_{ij} \rho g}{\mu}.$$

Для однозначного решения уравнений (3)–(5) необходимо задать начальные и граничные условия. Обычно в качестве начальных условий задают распределение глубин и скоростей для поверхностных вод и распределение давления влаги в грунтах в начальный момент времени, то есть

$$h(x, 0) = \varphi_h(x), \quad u(x, 0) = \varphi_u(x) \quad \text{и} \quad p(x, 0) = \varphi(x),$$

где  $x$  – вектор пространственных координат;  $\varphi_h, \varphi_u, \varphi$  – заданные функции.

При накате волн на берег в качестве граничных условий для уравнений мелкой воды выбираются соответствующие инварианты Римана.

Граничные условия для уравнения влагопереноса (5) могут быть первого рода (условия Дирихле):

$$p(x, t) = g_1(x, t) \quad \text{на} \quad \Gamma_1,$$

или второго рода (условия Неймана):

$$\left[ k_r \frac{k_{ij}}{\mu} \left( \frac{\partial p}{\partial x_j} + \rho g \frac{\partial z}{\partial x_j} \right) \right] n_i = g_2(x, t) \quad \text{на} \quad \Gamma_2,$$

где  $g_1$  – заданное давление на границе  $\Gamma_1$ ;  $n_i$  –  $i$ -я компонента вектора внешней нормали к границе  $\Gamma_2$ ;  $g_2$  – известный поток вдоль внешней нормали к границе  $\Gamma_2$ .  $\Gamma_1$  и  $\Gamma_2$  образуют полную границу области моделирования. Обычно граница  $\Gamma_1$  является общей границей подземного потока с поверхностными водоемами, а граница  $\Gamma_2$  характеризуется значением проходящего через нее потока (например, непроницаемые границы, участки инфильтрации и эвапотранспирации, области нагнетания и откачек жидкости и т. д.).

В рассматриваемом случае граничные условия для уравнения влагопереноса на поверхности дна имеют вид (рис. 5):

$$p + \rho g z = P_a + \rho g h + \rho u^2 / 2, \quad \text{на АВ и ВС};$$

$$-\frac{\mathbf{k}k_r}{\mu} \frac{\partial}{\partial n} (p + \rho g z) = 0, \quad p < P_a, \quad \text{на DE};$$

$$-\frac{\mathbf{k}k_r}{\mu} \frac{\partial}{\partial n} (p + \rho g z) > 0, \quad p = P_a, \quad \text{на CD},$$

где  $n$  – вектор внешней единичной нормали к поверхности земли  $\eta$ ;  $P_a$  – атмосферное давление. Заметим, что отрезок CD не известен заранее и должен определяться из решения.

Для численного решения уравнения Сен-Венана использовалась явная консервативная схема годуновского типа второго порядка. Для моделирования движения влаги в пористой среде – неявная консервативная схема второго порядка по пространственным переменным и первого по времени.

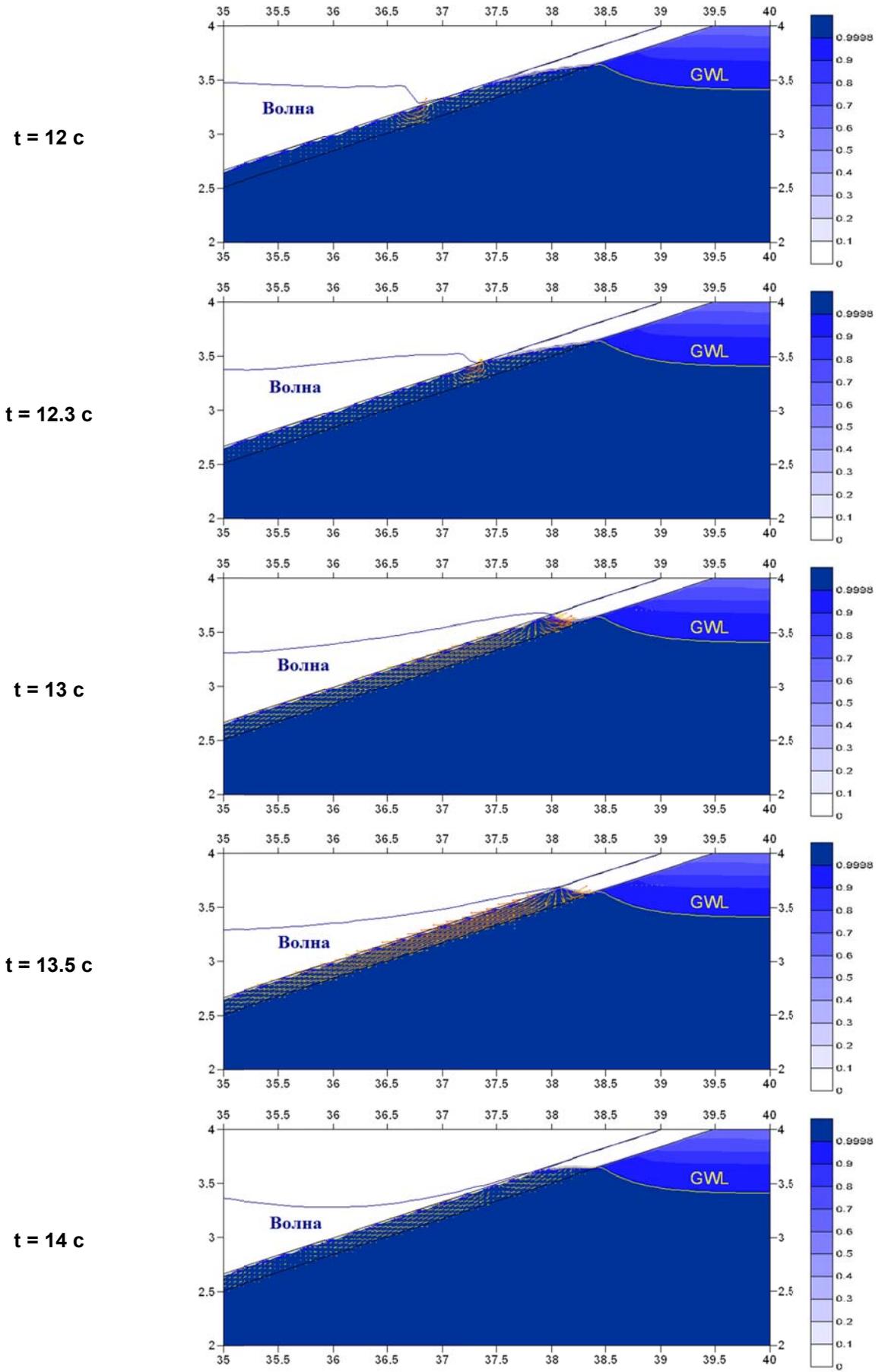
Результаты расчетов наката волн на откос для условий опытов в лотке представлены в таблице 2. Так как накат волн на защищенный берег сильно зависит от фильтрационных характеристик покрытия, то рассчитанные накаты получены при следующих значениях фильтрационных характеристик:

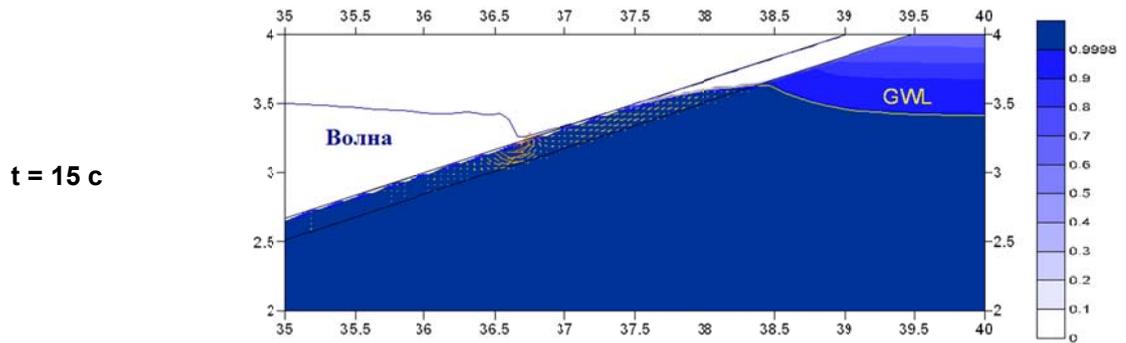
Слой	Е	А
Коэффициент фильтрации, см/с	30	20
Пористость (объемная)	0.48	0.42

Коэффициент шероховатости Маннинга принимался равным 0,02.

Кантаржи И.Г., Кивва С.Л., Шунько Н.В. Накат волн на проницаемые закрепленные откосы

На рисунке 6 показан пример численного расчета наката волн для эксперимента с покрытием А (синим цветом обозначена насыщенность пор, GWL – уровень грунтовых вод).





**Рисунок 6. Поле скоростей жидкости в слое E и распределение влаги в теле грунта в различные моменты времени при накате волны на берег (за один период)**

Для проверки результатов численного моделирования высоты наката сравнивались с имеющимися данными не только для проницаемого откоса Эластокоаст, но и для непроницаемого гладкого откоса. Так как опыты с непроницаемым откосом не проводились в этой серии, то для сравнения с результатами численных опытов по накату привлекались известные и общепринятые зависимости. Согласно [28] накат регулярных волн на гладкий непроницаемый откос определяется по формуле:

$$\frac{R_u}{h} = 3.84tg\alpha \left( \frac{M_F}{\rho gh^2} \right)^{1/2}, \tag{6}$$

где  $h$  – глубина воды;  $\alpha$  – уклон откоса;

$$\left( \frac{M_F}{\rho gh^2} \right) = A_0 \left( \frac{h}{gT^2} \right)^{-A_1}, \quad A_0 = 0.6392 \left( \frac{H}{h} \right)^{2.026}, \quad A_1 = 0.1804 \left( \frac{H}{h} \right)^{-0.391}$$

Сравнение соответствующих данных (расчеты и измерения, таблица 2) показывает, что численная модель удовлетворительно описывает результаты опытов, а представленные на рисунке 6 данные показывают высокую информативность численных расчетов.

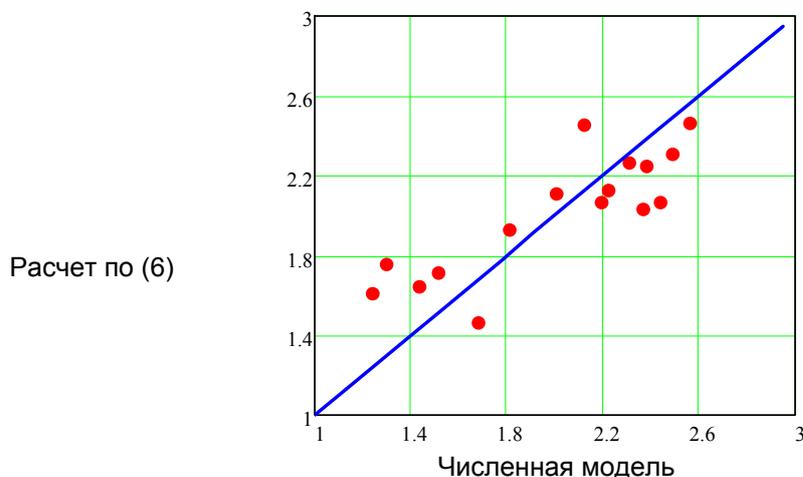
На рисунке 7 показано прямое сравнение расчетов высоты относительного наката волн на гладкий непроницаемый откос с расчетов по (6) для условий опытов в лотке Брауншвейгского технического университета. Сравнение для задачи такой сложности вполне удовлетворительное.

**Таблица 2. Характеристики волн, высоты наката и отката для условий опытов (измеренные, полученные численным моделированием и рассчитанные)**

№ опыта	$h, m$	$H_m, m$	$T_m, s$	$\xi_m$	$\frac{R_u^{(2)}}{H_m}$	$\frac{R_u^{simu}}{H_m}$	$\frac{R_d^{simu}}{H_m}$	$\frac{R_u^A}{H_m}$	$\frac{R_u^{simu A}}{H_m}$	$\frac{R_d^A}{H_m}$	$\frac{R_d^{simu A}}{H_m}$	$\frac{R_u^B}{H_m}$	$\frac{R_u^{simu B}}{H_m}$	$\frac{R_d^B}{H_m}$	$\frac{R_d^{simu B}}{H_m}$
09051301	3.4	0.22	3.00	2.67	2.33	2.23	-1.12	1.39	1.41	-0.82	-0.23	1.12	1.33	-0.71	-0.24
09051302	3.4	0.19	4.00	3.77	2.87	2.44	-2.03	1.85	1.63	-1.37	-1.55	1.77	1.56	-1.29	-1.33
09051303	3.4	0.21	5.00	4.59	3.11	2.49	-2.19	1.83	1.79	-1.59	-1.73	1.67	1.72	-1.52	-1.62
09051401	3.4	0.18	5.93	5.78	3.67	2.56	-2.24	2.06	1.72	-1.82	-1.92	1.79	1.67	-1.77	-1.84
09051402	3.4	0.22	7.00	6.24	3.64	2.37	-2.01	2.16	2.31	-1.67	-1.80	2.00	2.12	-1.61	-1.75
09051403	3.4	0.17	7.90	7.94	4.46	2.12	-1.84	1.83	1.75	-1.86	-1.85	1.70	1.83	-1.81	-1.86
09051404	3.4	0.65	3.00	1.55	1.76	1.30	-0.01	1.23	1.33	0.03	-0.05	1.24	1.34	-0.04	-0.03
09051405	3.6	0.68	4.01	2.02	1.93	1.81	-0.19	1.68	1.85	-0.03	-0.08	1.70	1.76	-0.20	-0.14
09051406	3.6	1.04	3.00	1.22	1.61	1.24	0.34	0.89	1.12	0.24	0.29	0.92	1.04	0.26	0.31
09051501	3.7	0.64	4.95	2.57	2.11	2.00	-1.08	1.79	1.85	-0.36	-0.72	2.00	1.79	-0.53	-0.60
09051502	3.7	1.14	3.92	1.53	1.71	1.51	0.31	1.39	1.52	0.28	0.33	1.45	1.60	0.35	0.33
09051503	3.7	1.40	3.92	1.38	1.65	1.43	0.36	1.22	1.24	0.29	0.36	1.28	1.19	0.41	0.39
09051504	3.9	0.65	6.00	3.10	2.27	2.31	-1.97	2.07	2.20	-0.50	-0.72	2.13	2.13	-0.72	-0.75
09051505	3.9	0.54	6.93	3.91	2.55	2.38	-2.10	2.15	2.22	-0.90	-1.01	2.17	2.31	-1.14	-1.12
090511801	3.9	0.55	7.98	4.49	2.67	2.19	-1.93	2.18	2.12	-1.13	-1.42	2.22	2.17	-1.28	-1.37
090511802	3.9	1.37	4.90	1.75	1.76	1.68	0.15			0.32		1.81		0.36	

Кантаржи И.Г., Кивва С.Л., Шунько Н.В. Накат волн на проницаемые закрепленные откосы

**Примечание.** Отношение  $\frac{R_u^{(2)}}{H_m}$  рассчитано по формуле (6); simu указывает на результат численного моделирования; тип покрытия «А» или «В», отсутствие такой маркировки относит результат к условиям гладкого непроницаемого откоса.



**Рисунок 7. Сравнение результатов численных опытов и расчетов по [23] относительной высоты наката волн на откос для гладкого непроницаемого откоса**

### Заключение

Разработанная численная модель движения поверхностных вод и движения влаги в насыщенно-ненасыщенной пористой среде позволяет определять характеристики потока наката на откосе, защищенном проницаемым закрепленным слоем. При этом с помощью модели определяются положения свободной волновой поверхности в различные моменты времени, включая высоту наката волн на откос и высоту отката волн с откоса. Кроме того, рассчитываются поле скоростей жидкости в верхнем защитном слое откоса и распределение влаги в теле грунта, слагающего откос. Модель верифицирована с помощью опубликованных результатов крупномасштабных экспериментов, выполненных в волновом лотке Брауншвейгского технического университета.

Модель можно применять для расчета наката экстремальных волн на защищенные инженерные и пляжные откосы в натуральных условиях. Гидродинамические характеристики потока наката могут далее использоваться для расчета волновых нагрузок на поверхность откоса, а также для расчета фильтрационных процессов в защитных слоях и в теле грунтового откоса.

### Литература

1. Лаппо Д.Д., Стрекалов С.С., Завьялов В.К. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения. Л.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1990. 432 с.
2. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов). Л.: ВНИИГ имени Б.Е. Веденеева, 1977. 315 с.
3. Compilation of the Technical Design Guidelines for Elastocoast. BASF Polyurethanes GmbH. Report No 90154-01. 2010. 73 p.
4. Bijlsma E. The Elastocoast System. A Study of Possible Failure Mechanisms. MSc. Thesis Report / Delft University of Technology, Netherlands. 2008. 141 p.
5. Экспериментальные проекты с применением системы Elastocoast в Нидерландах в период штормов 2007/2008, ASTOGRAN GBH, 2008. 99 с.
6. Oumeraci H., Staal T., Pfoertner S., Kudella M., Schimmels S., Verhagen H.H. Hydraulic performance of elastomeric bonded permeable revetments and subsoil response to wave load // International Conference on Coastal Engineering (ICCE), 2010. Shanghai, China. Pp. 37–52.
7. Oumeraci H., Staal T., Pfoertner S., Ludwigs G. Hydraulic performance, wave loading and response of PBA revetments and their foundation // European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2012. Vol. 16. Pp. 1–28.
8. Muttray M., Oumeraci H., Shimosako K., Takahashi S. Hydraulic performance of high mound composite breakwater. International Conference of Coastal Engineering. 1998. ICCE., Copenhagen, Denmark. Pp. 123–137.

9. Neves Diogo R.C.B., Didier E., Reis M.T., Neves M.G. Overtopping of a porous structure using a smoothed particle hydrodynamics numerical model // Proceedings 4th International Conf. of the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection. Coastlab12. Ghent, Belgium, September 17–20. 2012. Pp. 531–540.
10. Didier E., Neves M.G. Coastal flow simulation using SPH: Wave overtopping on an impermeable coastal structure // Proceedings 4th EFCOFTAC SPHERIC workshop, 2009. Nantes, France, Pp. 357–364.
11. Кантаржи И.Г., Шунько Н.В. Моделирование ледовых нагрузок на морские гидротехнические сооружения // Сборник научных трудов IV Всероссийской конференции «Ледовые и термические процессы на водных объектах России», г. Рыбинск, 24–29 июня 2013 г. М.: ИВП, 2013. С. 94–99.
12. Железняк М.И., Кантаржи И.Г., Леонтьев И.О. Шахин В.М. Математическое моделирование береговых процессов Имеретинской низменности для обоснования берегозащитных мероприятий // Гидротехническое строительство. 2011. №10. С. 22–29.
13. Шахин В.М., Шахина Т.В. Метод расчета дифракции и рефракции волн // Океанология. 2001. Т. 41. №5. С. 674–679.
14. Лавренов И.В. Математическое моделирование ветрового волнения в пространственно-неоднородном океане. СПб.: Гидрометеоздат, 1998. 499 с.
15. Пелиновский Е.Н. Накат цунами на берег. Сб. науч. трудов. Горький: ИПФ АН СССР, 1985. 214 с.
16. Pelinovsky E., Talipova T., Kharif C. Nonlinear dispersive mechanism of the freak wave formation in shallow water // Physica D. 2000. Vol. 147. No. 1-2. Pp. 83–94.
17. Kharif C., Pelinovsky E., Talipova T. Formation de vagues géantes en eau peu profonde // Comptes Rendus de l'Academie des Sciences. 2000. Vol. 328. Serie IIb, No. 11. Pp. 801–807.
18. Oumeraci H. More than 20 years experience using the re-search facility "Grosser Wellenkanal (GWK)": Selected research projects & lessons learning // Proceedings 4th International Conference of the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection. Coastlab12. Ghent, Belgium, September 17–20, 2012. Pp. 28–64.
19. Kudella M., Oumeraci H., De Groot M.V., Meijers P. Large-scale experiments on pore pressure generation underneath a caisson // Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. 2006. Vol. 132. No.4. Pp. 310–324.
20. Muttray M., Oumeraci H. Theoretical and experimental study on wave damping inside a rubble mound breakwater // Coastal Engineering. 2005. Vol. 52. No.8. Pp. 709–725.
21. Alcerreca H. J.C., Oumeraci H. Interaction of waves with a porous bonded revetment and its foundation: Process-based modelling. LWI. Progress Report no 02: Numerical model in OpenFOAM (LWI-FOAM): Model equations and validation tests. TU Braunschweig, 2012. 68 p.
22. Liebisch S., Alcerreca H.J.C., Kortenhaus A., Oumeraci H. Bonded porous revetments – effect of porosity on wave-induced loads and hydraulic performance // International Conference on Coastal Engineering. 2012. ICCE, Santander, Spain. Pp. 110–121.
23. Hydraulic Performance, Wave Loading and Response of Elastocoast and their Foundation. A Large Scale Model Study (Final Report). LWI Report no.988. Technische Universität Braunschweig. Leichtweiß-Institut für Wasserbau. Braunschweig. 2010. 176 p.
24. Железняк М.И., Пелиновский Е.Н. Физико математические модели наката цунами на берег. Накат цунами на берег. Горький: ИПФ АН СССР, 1985. С. 8–34.
25. Демченко Р.И., Железняк М.И., Кивва С.Л., Коломиец П.С. Численная модель волн, течений и перестроения берегов прибрежной зоны моря // Сборник трудов конференции «Моделирование – 2006», Киев. С. 197–201.
26. Демченко Р.И., Железняк М.И., Гиперболическая аппроксимация трансформации волн на течениях прибрежной зоны // Прикладная гидромеханика. 2002. Т. 4. №2. С. 23–29.
27. Кивва С.Л., Железняк М.И. Двумерное моделирование стока и транспорта наносов с малых водосборов // Прикладная Гидромеханика. 2002. 4(76). Вып.1. С. 67–89.
28. Hughes S.A. Estimation of run-up on smooth, impermeable slopes using the wave momentum flux parameter // Coastal Engineering. 2004. Vol. 51. Pp. 1085–1104.

*Измаил Григорьевич Кантаржи, Москва, Россия  
Тел. моб.: +7(903)5337830; эл. почта: kantardgi@yandex.ru*

*Сергей Леонидович Кивва, Киев, Украина  
Тел. моб.: +81245042848; эл. почта: skivva@gmail.com*

*Наталья Владимировна Шунько, Москва, Россия  
Тел. моб.: +7(905)5147385; эл. почта: natshunko@rambler.ru*

© Кантаржи И.Г., Кивва С.Л., Шунько Н.В., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.3

## Применение вариационного метода к оценке устойчивости обводненных грунтовых откосов

*Д.т.н., профессор В.Н. Бухарцев;  
аспирант Х.Т. Нгуен,*

*Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Аннотация.** Одним из основных и важных вопросов, с которым приходится сталкиваться при проектировании грунтовых сооружений, является обеспечение устойчивости откосов этих сооружений. Для оценки устойчивости грунтовых откосов, подверженных воздействию фильтрационных сил, предложен расчетный метод, в котором, помимо соблюдения условий равновесия, выполняются также граничные условия в крайних точках профиля поверхности сдвигов по напряжениям и ориентации площадок сдвигов.

Для поиска наиболее опасной гипотетической поверхности обрушения используется вариационный подход, который предполагает решение дифференциального уравнения Эйлера – Лагранжа как необходимое условие существования экстремума функционала. Поскольку задача решается в рамках схемы предельного равновесия грунтовых массивов с использованием критерия прочности Кулона – Мора, в качестве функционала выступает один из параметров прочности грунта при задаваемом значении другого параметра. Достаточность существования экстремума функционала проверяется численно.

**Ключевые слова:** оценка устойчивости грунтовых откосов; фильтрация; кривая депрессии; вариационный метод; условия равновесия; граничные условия

### Введение

Для решения первостепенной задачи – оценки устойчивости грунтовых массивов сооружений и оснований – до сих пор используются методы, в которых не соблюдаются законы механики: не выполняются условия равновесия и граничные условия [1–9]. Подробный анализ некоторых распространенных методов изложен в работах [10–21].

Несмотря на популярность этих методов среди инженеров, обусловленную относительной простотой их применения и во многих случаях скрытыми запасами устойчивости из-за несовершенства расчетных предпосылок, назрела потребность качественно улучшить оценку устойчивости грунтовых массивов за счет внедрения более совершенных расчетных методов. Развитие вычислительной техники сегодня позволяет это сделать.

Один из возможных вариантов такого улучшения связан с применением вариационного метода [22], в котором законы механики соблюдаются. В этом методе используется критерий прочности Кулона – Мора, который ограничивает значения касательных напряжений предельными значениями, а также лимитирует напряжения и направления площадок сдвигов в крайних точках профиля поверхности обрушения.

Задача решается в рамках схемы предельного равновесия, которое характеризуется достижением на поверхности сдвигов предельных (критических) значений касательного напряжения

$$\tau = f_k \sigma + c_k, \quad (1)$$

где  $f_k = \operatorname{tg} \varphi_k$  и  $c_k$  – критические значения параметров механической прочности грунта, соответствующие предельному равновесию грунтового массива.

### Постановка задачи

На основе вариационного принципа авторы поставили задачу разработать методику оценки устойчивости грунтовых откосов с применением метода, удовлетворяющего условиям равновесия и граничным условиям; выявить наиболее опасную форму поверхности обрушения и наиболее опасный закон распределения нормальных напряжений на упомянутой поверхности. На основе анализа существующих концепций коэффициента запаса устойчивости необходимо предложить

наиболее общую концепцию, в которой запас устойчивости трактуется как мера удаления состояния грунтового массива от предельного равновесия.

Задача исследования – установить влияние на оценку устойчивости грунтовых массивов основных факторов: граничных условий, формы поверхности обрушения, закона распределения нормальных напряжений по поверхности обрушения, а также влияние фильтрационных сил, удельного веса грунта, высоты откоса.

Предложенный метод позволяет проводить исследования по выявлению влияния на оценку устойчивости грунтовых массивов основных факторов: граничных условий, формы поверхности обрушения, закона распределения нормальных напряжений по поверхности обрушения. Влияние перечисленных факторов на оценку устойчивости грунтовых массивов исследованы нами на примере «сухого» однородного откоса [23, 24, 25].

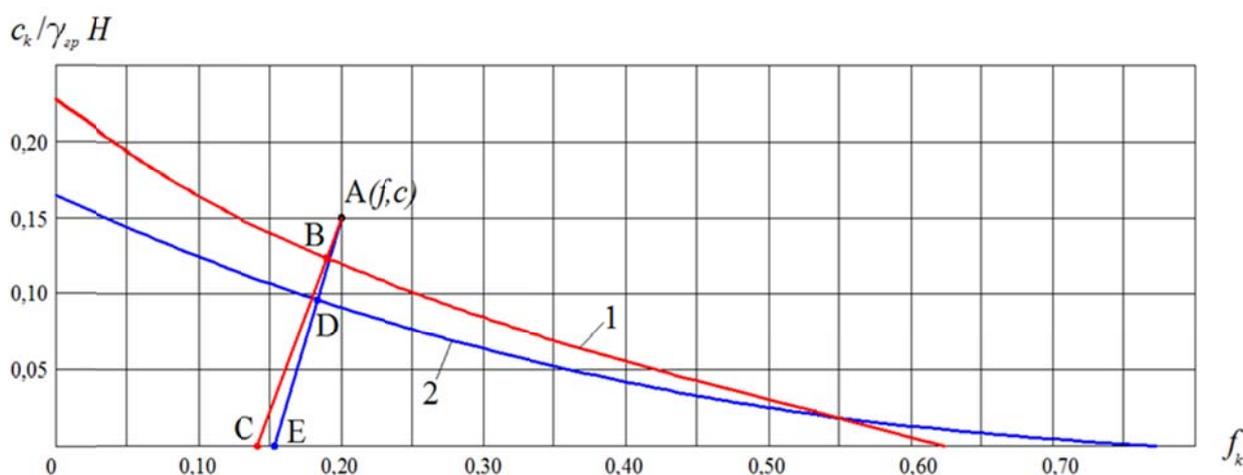
На сегодня для выявления запаса устойчивости грунтовых массивов распространенные расчетные методы используют разные концепции коэффициента запаса, что осложняет сопоставление результатов расчетов, выполненных разными методами. Нами предлагается наиболее общая концепция, в которой запас устойчивости трактуется как мера удаления состояния грунтового массива от предельного равновесия. В этой концепции, в отличие от изложенного в [22] варианта, ориентированного на использование традиционной концепции коэффициента запаса, предложенной В. Феллениусом, коэффициент запаса устойчивости характеризуется превышением расчетных значений параметров прочности грунта над критическими значениями, соответствующими предельному равновесию. Определение численного значения коэффициента запаса требует построения линии критических значений параметров  $f_k$  и  $c_k$  для исследуемого объекта и вычисления кратчайшего расстояния от точки А, характеризующейся расчетными значениями  $f$  и  $c$ , до линии критических значений (рис. 1). При этом коэффициент запаса устойчивости определяется в общем случае выражениями:

- для поверхности сдвигов, профиль которой описывается полиномом третьей степени

$$k_3 = \frac{f_A - f_C}{f_B - f_C} = \frac{c_A - c_C}{c_B - c_C}, \quad (2)$$

- для окружности

$$k_3 = \frac{f_A - f_E}{f_D - f_E} = \frac{c_A - c_E}{c_D - c_E}. \quad (3)$$



**Рисунок 1. Схема к определению значений коэффициента запаса устойчивости откоса: 1 – линия критических значений для поверхности сдвигов, профиль которой описывается полиномом третьей степени; 2 – линия критических значений для окружности**

В дальнейшем изложении рассматриваются однородные откосы, для которых вариационная задача может быть сформулирована следующим образом. Для произвольного профиля однородного грунтового откоса под любой нагрузкой требуется найти экстремаль, проходящую

Бухарцев В.Н., Нгуен Х.Т. Применение вариационного метода к оценке устойчивости обводненных грунтовых откосов

через две заданные точки с координатами  $(x_0; z_0)$ ,  $(x_n; z_n)$ , которая соответствует максимальному значению функционала  $c_k$  при задаваемом значении  $f_k$ . При этом всеми функциями соблюдаются граничные условия и условия равновесия.

Расчетная схема оценки устойчивости такого откоса в условиях плоской деформации с произвольно намеченным профилем поверхности сдвигов представлена на рисунке 2. Уравнения равновесия вертикального элемента тела обрушения шириной  $dx$ , высотой  $h$  и единичным размером в третьем измерении в представленной на рисунке 2 системе координат имеют вид:

$$\sum X = 0: \quad q_x dx - dE + z' \sigma dx - \tau dx = 0, \quad (4)$$

$$\sum Z = 0: \quad q_z dx - dT - \sigma dx - z' \tau dx = 0, \quad (5)$$

$$\sum M = 0: \quad m dx - dM + z' E dx - T dx = 0, \quad (6)$$

где  $q_x dx$ ,  $q_z dx$  – компоненты равнодействующей поверхностной и объемной нагрузок;  $m = q_x b$  – момент горизонтальной нагрузки интенсивностью  $q_x$  относительно середины подошвы элемента;  $E$ ,  $T$  – компоненты сил взаимодействия между элементами, являющиеся равнодействующими соответственно нормальных и касательных напряжений, действующих на вертикальных гранях элемента;  $M = Ea$  – момент силы  $E$  относительно подошвы элемента;  $\tau, \sigma$  – компоненты напряжения в скелете грунта на поверхности сдвигов;  $z = z(x)$  – непрерывная и непрерывно дифференцируемая искомая функция, описывающая профиль поверхности сдвигов;  $z'$  – производная от  $z(x)$  по  $x$  на интервале  $[x_0; x_n]$ .

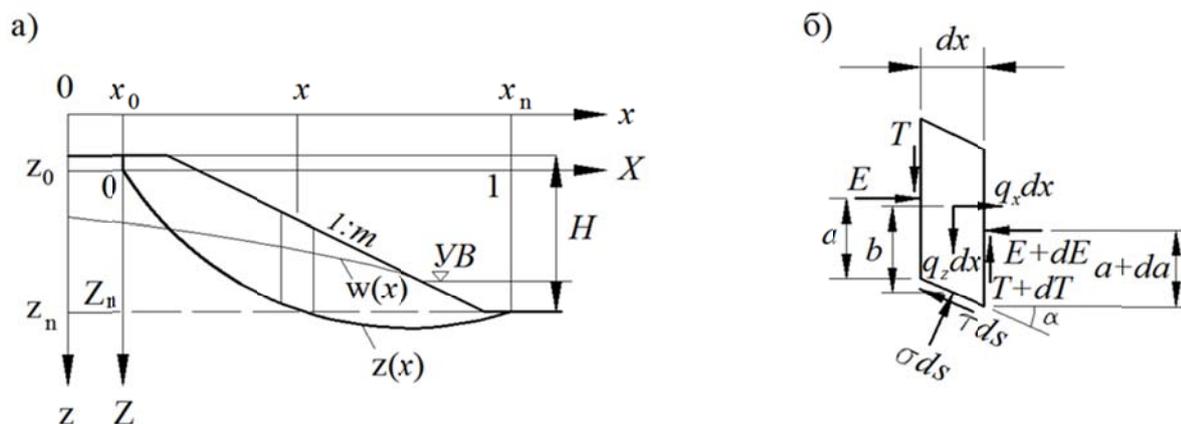


Рисунок 2. Расчетная схема: а) профили откоса, депрессионной поверхности и поверхности сдвигов; б) силы, действующие на выделенный элемент

Выражения для вычисления значений  $E$ ,  $T$ ,  $M$  получаются после интегрирования уравнений (4), (5), (6) в пределах от  $x_0$  до  $x$  [22]. Выполняя интегрирование этих уравнений в пределах от  $x_0$  до  $x_n$ , после соответствующего преобразования получим систему уравнений равновесия тела обрушения в целом:

$$F_1 - F_2 = 0, \quad (7)$$

$$F_3 - F_4 = 0, \quad (8)$$

$$F_5 - F_6 = 0, \quad (9)$$

$$\text{где } F_1 = \int_0^1 \tau dX; \quad F_2 = \int_0^1 \left( q_x - \frac{E_n - E_0}{x_n - x_0} + Z' \sigma \right) dX; \quad F_3 = \int_0^1 \tau Z' dX;$$

$$F_4 = \int_0^1 \left( q_z - \frac{T_n - T_0}{x_n - x_0} - \sigma \right) dX; \quad F_5 = \int_0^1 \tau (XZ' - Z) dX;$$

$$F_6 = \int_0^1 \left[ Z_n E_n - T_n - \frac{M_n - M_0}{x_n - x_0} + \frac{m}{x_n - x_0} - Z q_x + X q_z - \sigma(ZZ' + X) \right] dX ;$$

$$X = \frac{x - x_0}{x_n - x_0}, Z = \frac{z - z_0}{x_n - x_0}, Z' = \frac{dZ}{dX}.$$

Критическое значение одного из параметров при задаваемом критическом значении второго параметра определяется в вариационном методе из уравнения, представляющего собой линейную комбинацию уравнений равновесия (7), (8) и (9), в которую каждое из перечисленных уравнений входит равноправно:

$$F_5 - F_6 + \lambda_1(F_1 - F_2) + \lambda_2(F_3 - F_4) = 0, \quad (10)$$

где  $\lambda_1, \lambda_2$  – числовые коэффициенты.

В дальнейшем изложении вычисляется критическое значение параметра  $c_k$  при задаваемом критическом значении параметра  $f_k$ .

После подстановки в (10) выражений для  $F_i$  ( $i=1, \dots, 6$ ) и соответствующего преобразования получим выражение для определения  $c_k$  в явном виде:

$$c_k = \int_0^1 \frac{P}{J} dX, \quad (11)$$

где  $P = Q - \sigma\psi$ ,  $J = \int_0^1 [(X + \lambda_2)Z' - Z + \lambda_1] dX \neq 0$ ,

$$Q = Z_n E_n - T_n - \frac{\lambda_1(E_n - E_0) + \lambda_2(T_n - T_0) + M_n - M_0 - m}{x_n - x_0} + (X + \lambda_2)q_z - (Z - \lambda_1)q_x,$$

$$\psi = (X + \lambda_2)(1 + f_k Z') + (Z - \lambda_1)(Z' - f_k).$$

Для того чтобы функция  $\sigma$  удовлетворяла граничным условиям в крайних точках профиля поверхности обрушения, она должна иметь, по крайней мере, два свободных параметра. Представим функцию  $\sigma$  в виде суммы непрерывных и непрерывно дифференцируемых функций в диапазоне значений  $X \in (0; 1]$ :

$$\sigma = \sigma_0 + (\sigma_n - \sigma_0)X + sZ, \quad (12)$$

где  $s = s(X)$ .

Значения напряжений  $\sigma_0$  и  $\sigma_n$  определяются нагрузкой в крайних точках профиля поверхности сдвигов [22]. Для рассматриваемого примера граничные условия в соответствии с теорией прочности Кулона – Мора определяются выражениями:

$$\sigma_0 = \frac{\gamma_{ep} h_0 (\sqrt{1 + f^2} - f) - c}{\sqrt{1 + f^2}}, \quad \sigma_n = \frac{c}{\sqrt{1 + f^2}}, \quad (13)$$

где  $\gamma_{ep}$  – удельный (объемный) вес грунта;  $h_0$  – глубина трещины, которая может образоваться в начальном сечении тела обрушения в результате каких-либо экстремальных кратковременных воздействий на грунтовый массив (например, при землетрясении).

Результаты исследования влияния функции распределения нормальных напряжений, действующих по поверхности сдвигов, на оценку запаса устойчивости необводненного откоса подробно изложены в [25].

Параметр  $c_k$ , определяемый выражением (11), представляет собой функционал функции  $Z(X)$  при неизвестной функции  $\sigma(X)$ .

Для решения поставленной задачи необходимо, чтобы подинтегральная функция  $F = P/J$  в выражении (11) удовлетворяла дифференциальному уравнению Эйлера – Лагранжа:

$$\frac{\partial F}{\partial Z} - \frac{d}{dX} \left( \frac{\partial F}{\partial Z'} \right) = 0. \quad (14)$$

Подставляя в это уравнение выражения для  $P$  и  $J$ , после дифференцирования и преобразования с учетом (12) получаем:

$$\psi_1 s + \psi_2 s' + \psi_3 = 0, \quad (15)$$

$$\text{где } \psi_1 = \left[ 2f_k J - \psi - \left( \frac{1}{2} + \lambda_2 \right) \psi' \right] Z + \left\{ J[f_k(X + \lambda_2) + Z - \lambda_1] - \left( \frac{1}{2} + \lambda_2 \right) \psi \right\} Z' - J\psi;$$

$$\psi_2 = \left\{ J[f_k(X + \lambda_2) + Z - \lambda_1] - \left( \frac{1}{2} + \lambda_2 \right) \psi \right\} Z;$$

$$\psi_3 = Q + \left( \frac{1}{2} + \lambda_2 \right) Q' + J \frac{\partial Q}{\partial Z} + \left[ 2f_k J - \psi - \left( \frac{1}{2} + \lambda_2 \right) \psi' \right] [\sigma_0 + (\sigma_n - \sigma_0)X] +$$

$$+ \left\{ J[f_k(X + \lambda_2) + Z - \lambda_1] - \left( \frac{1}{2} + \lambda_2 \right) \psi \right\} (\sigma_n - \sigma_0);$$

штрихами обозначены производные по  $X$ .

Интегрирующий множитель этого уравнения:

$$\frac{a}{\psi_2} \exp \left[ \int_0^X \frac{\psi_1}{\psi_2} dX \right], \quad (16)$$

где  $a$  – произвольная постоянная.

Общее решение уравнения (15) с учетом граничных условий:

$$s = s_1 e^{-u} + \eta, \quad (17)$$

$$\text{где } u = \int_X^1 \frac{\psi_1}{\psi_2} dX; \quad \eta = e^{-u} \int_X^1 \frac{\psi_3}{\psi_2} e^u dX; \quad s_1 - \text{числовой параметр.}$$

Подставляя это выражение в (12), с учетом граничных условий получим:

$$\sigma = \sigma_0 + (\sigma_n - \sigma_0)X + Z\eta. \quad (18)$$

Поскольку  $\psi_2(0) = 0$ , функцию  $\eta$  при  $X = 0$  следует доопределить предельным переходом. Положим, что

$$\eta(0) = \lim_{X \rightarrow 0} \eta(X) = \frac{\psi_3}{\psi_1}, \quad \eta'(0) = \lim_{X \rightarrow 0} \eta'(X) = 0. \quad (19)$$

Выражение (18) связывает две неизвестные функции  $Z$  и  $\sigma$ . Отсюда следует, что функция  $Z(X)$ , описывающая профиль поверхности сдвигов, зависит от функции распределения нормального напряжения  $\sigma(X)$  на упомянутой поверхности, а также что каждой экстремали  $Z(X)$  соответствует единственная функция  $\sigma(X)$ . Для решения поставленной вариационной задачи необходимо задаться одной из этих функций. Получить решение будет проще, если задаться функцией  $Z(X)$ , поскольку функция  $\sigma(X)$  выражена явно зависимостью (18). Чтобы удовлетворить всем граничным условиям, представим:

$$Z = X \left[ Z'_0 + (3Z_n - 2Z'_0 - Z'_n)X - (2Z_n - Z'_0 - Z'_n)X^2 \right]. \quad (20)$$

Значения параметров  $\lambda_1, \lambda_2$ , входящие в выражение для функции  $\eta$ , вычисляются из уравнений предельного равновесия (7), (8). Третье уравнение предельного равновесия (9) или эквивалентное ему выражение (10) используются для вычисления критического значения параметра прочности грунта  $c_k$ .

Используя изложенный метод, авторы выполнили исследования по выявлению влияния глубины наполнения котлована на оценку устойчивости откоса. Для построения профиля депрессионной поверхности использовано предложение М.Р. Петриченко – В.Н. Бухарцева [26], которое не противоречит постановке задачи. Согласно этому предложению профиль депрессионной поверхности в относительных координатах, схема построения которого представлена на рисунке 3, описывается выражением:

$$\bar{x} = \frac{1}{\beta \operatorname{sh} 2\lambda} \left[ \operatorname{arcsch} \theta + \theta \sqrt{1 + \theta^2} \right], \quad (21)$$

где  $\bar{x} := \frac{x}{L}$ ;  $\beta = \frac{H_1^2 - h_0^2}{2H_1^2}$ ;  $\lambda := \frac{L}{H_1}$ ;  $\theta = \sqrt{1 - \frac{h^2}{H_1^2}} \operatorname{sh} \lambda$ ;  $x$  и  $h$  – текущие координаты точки на кривой депрессии;  $L$  – длина области фильтрации.

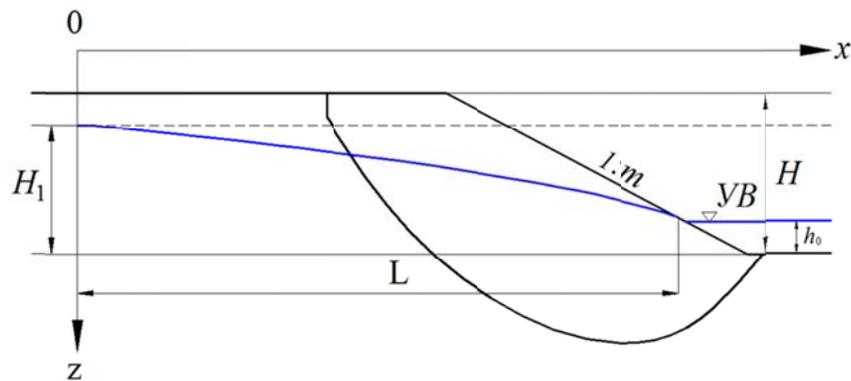


Рисунок 3. Схема к построению профиля депрессионной поверхности

Результаты решения вариационной задачи представлены графиками линий критических значений  $f_k$  и  $c_k$  при разных глубинах наполнения котлована для двух типов профилей поверхности сдвигов: описанного выражением (20) (рис. 4) и окружностью (рис. 5).

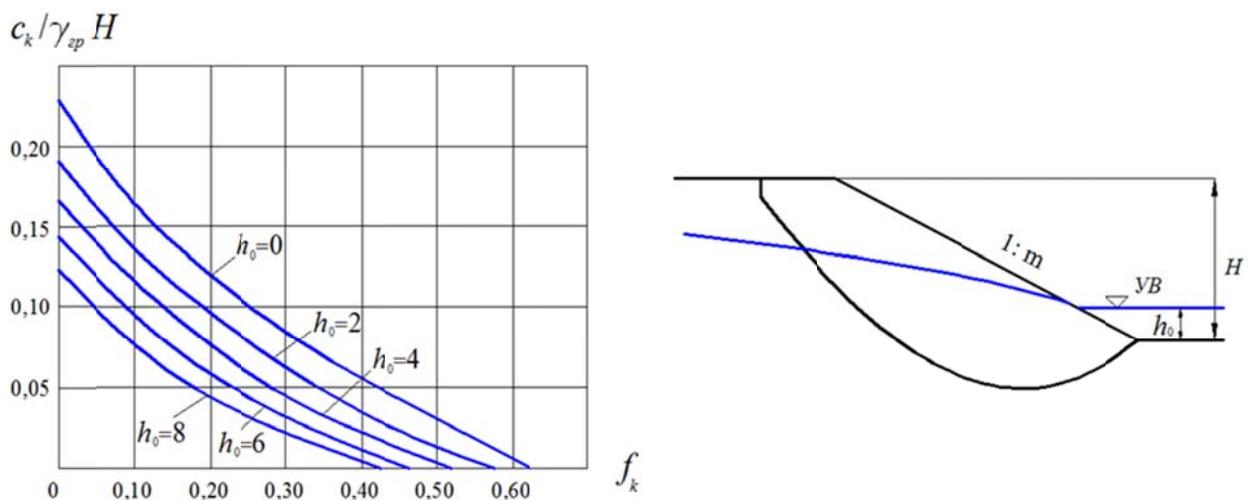
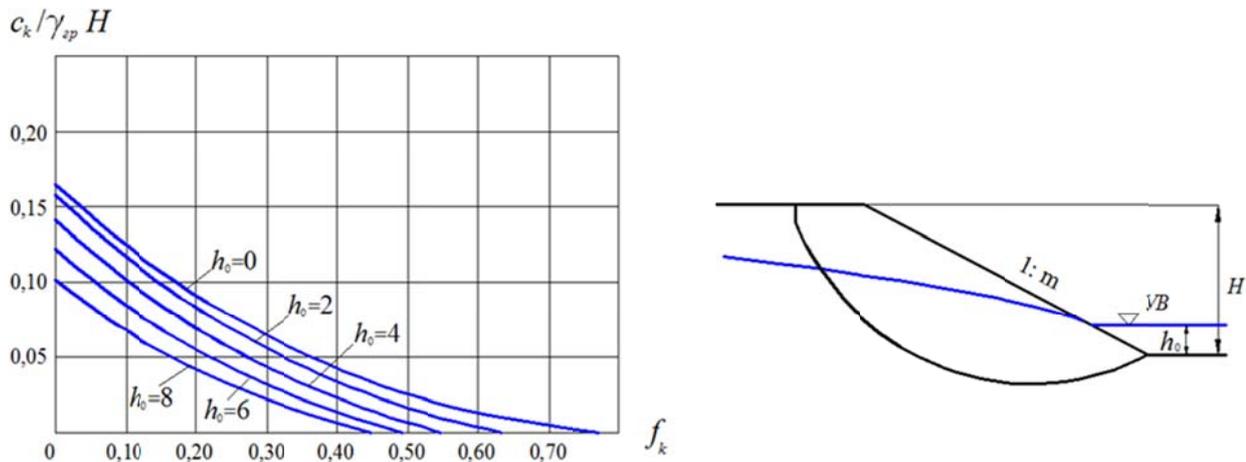


Рисунок 4. Графики линий критических значений параметров грунта для поверхности сдвигов по выражению (20)



**Рисунок 5. Графики линий критических значений параметров грунта для окружности**

Расчетами установлено, что приемлемую аппроксимацию выражения (18) с достаточной для практики точностью дает выражение

$$\sigma = \sigma_0 + (\sigma_n - \sigma_0)X - A_2 X(1 - X^2) - A_3 X(1 - X^3), \quad (22)$$

где  $A_2$  и  $A_3$  – числовые коэффициенты, значения которых определяются системой двух уравнений предельного равновесия (7) и (8).

### Заключение

1. Анализ результатов расчетов, представленных графиками на рисунках 4 и 5, показывает, что использование круглоцилиндрической поверхности в расчетах устойчивости грунтовых обводненных откосов может привести к существенной погрешности (до 30 %) в сторону риска по сравнению с поверхностью по зависимости (20). Как показали наши исследования необходимых откосов [23], круглоцилиндрическая поверхность дает приемлемые результаты только для несвязных и малосвязных грунтов, к которым относятся, например, пылеватые пески и супеси.

2. Наиболее неблагоприятное распределение нормального напряжения на поверхности сдвигов определяется зависимостью (18), полученной на основе решения вариационной задачи.

3. Наиболее общая концепция коэффициента запаса устойчивости грунтового массива выражается зависимостями (2) и (3).

4. Высота откоса и удельный вес грунта, слагающего откос, линейно связаны с удельным сцеплением грунта. Поэтому для снижения числа параметров, влияющих на оценку устойчивости откоса, целесообразно их объединить в единый параметр  $c/\gamma_{gp}H$ .

### Литература

1. Bishop A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes // Geotechnique. 1955. Vol. 5. No.1. Pp. 7–17.
2. Bishop A.W., Morgenstern N.R. Stability coefficients for earth slopes // Geotechnique. 1960. Vol. 10. No.4. Pp. 129–150.
3. Caquo A. Methode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif pour dlissement cylindrique // Geotechnique. 1955. Vol. 5. No.1. Pp. 29–32.
4. Fellenius W. Calculation of the stability of earth dams // Proceeding of the Second Congress on Large Dams. 1936. Vol. 4. Pp. 445–463.
5. Janbu N. Application of composite slip surface for stability analysis // Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm. 1954. Vol. 3. Pp. 43–49.
6. Janbu N. Slope stability computation // Embankment-Dam Engineering. 1973. Casagrande volume. Pp. 47–86.

7. Krahn J. Stability Modeling with SLOPE/W. An engineering Methodology. First edition. Canada, 2004. 396 p.
8. Можевитинов А.Л., Шинтемиров М. Общий метод расчета устойчивости откосов земляных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Беденеева. 1970. Т. 92. С. 11–22.
9. Morgenstern N.R, Price V.E. The analysis of stability of general slip surface // Geotechnique. 1965. Vol. 15. No.4. Pp. 70–93.
10. Cheng Y.M. Slope stability analysis and stabilization: new method and insight. U.K., Abingdon, Oxon: Routledge Publishers, 2008. 241 p.
11. Cheng Y.M., Zhao Z.H., Sun Y.J. Evaluation of Interslice Force Function and Discussion on Convergence in Slope Stability Analysis by the Lower Bound Method // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2010. Vol. 136(8). Pp. 1103–1113.
12. Fredlund D.G, Krahn J. Comparison of slope stability methods of analysis // Canadian Geotechnique Journal. 1977. Vol. 14. Pp. 429–439.
13. Duncan J.M., Wright G.S. Soil Strength and Slope Stability. New Jersey: John Wiley & Son, 2005. 297 p.
14. Bai T., Qiu T., Huang X., Li C. Locating Global Critical Slip Surface Using the Morgenstern-Price Method and Optimization Technique // International Journal of Geomechanics, 2014. Vol. 14(2). Pp. 319–325.
15. Cheng Y., Lansivaara T., Baker T., Li N. Use of internal and external variables and extremum principle in limit equilibrium formulations with application to bearing capacity and slope stability problems // Soils and Foundations. 2013. Vol. 53(1). Pp. 130–143.
16. Florkiewicz A., Kubzdela A. Factor of safety in limit analysis of slopes // Geomechanics and Engineering. 2013. Vol. 5(5). Pp. 485–497.
17. Michalowski R. Stability assessment of slopes with cracks using limit analysis // Canadian Geotechnical Journal, 2013. Vol. 50(10). Pp. 1011–1021.
18. Zheng H., Yang Z., Sun G. Extremum solutions to the limit equilibrium method subjected to physical admissibility // Natural Hazards. 2013. Vol. 65(1). Pp. 79–96.
19. Turnbull W.J, Hvorslev M.J. Special problems in slope stability // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1967. Vol. 93. Pp. 499–528.
20. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов. М.: Стройиздат, 1988. 238 с.
21. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения. Л.: Энергия, 1967. 460 с.
22. Бухарцев В.Н. Оценка устойчивости грунтовых откосов вариационным методом // Гидротехническое строительство. 1998. №11. С. 44–47.
23. Бухарцев В.Н., Нгуен Т.Х. Влияние формы поверхности обрушения на меру запаса устойчивости грунтовых массивов // Гидротехническое строительство. 2013. №7. С. 17–20.
24. Бухарцев В.Н., Нгуен Т.Х. Учет граничных условий при оценке устойчивости грунтовых массивов // Гидротехническое строительство. 2013. №1. С. 36–43.
25. Бухарцев В.Н., Нгуен Т.Х. Влияние функции распределения нормальных напряжений по поверхности обрушения на оценку устойчивости грунтового массива // Гидротехническое строительство. 2014. №6. С. 33–38.
26. Бухарцев В.Н., Петриченко М.Р. Решение задачи о фильтрации в однородном прямоугольном грунтовом массиве на основе вариационных принципов // Гидротехническое строительство. 2012. №3. С. 32–37.

*Владимир Николаевич Бухарцев, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(911)9770458; эл. почта: gts.bu@cef.spbstu.ru*

*Хоанг Тхай Нгуен, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(950)0242402; эл. почта: hoang293@gmail.com*

© Бухарцев В.Н., Нгуен Х.Т., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.4

## Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений

*К.т.н., докторант О.П. Минаев,**Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Аннотация.** При взрывном методе уплотнения известны два способа взрывания зарядов в каждой очереди: одновременный и последовательный. В данной статье приведены теоретическое обоснование, результаты полевых испытаний и опытного уплотнения в производственных условиях, доказывающие эффективность способа последовательного взрывания зарядов по сравнению с одновременным их взрыванием при площадочном уплотнении грунтов оснований.

В проведенных теоретических исследованиях показано, что при последовательном взрывании соседних зарядов с интервалом времени  $\Delta t$  меньшим, чем время уплотнения разжиженного слоя грунта основания  $t_{УП1}$  от взрыва предыдущего, происходит многократное разрушение структуры грунта и его консолидация в пределах уплотняемого основания.

Полученные результаты опытных испытаний показали возрастание величин относительной осадки для средних и максимальных осадок на площадке последовательного взрывания зарядов по сравнению с площадкой одновременного взрывания зарядов. Соответственно, сопротивление внедрению острия  $q_3$  статического зонда увеличилось до значений, свидетельствующих о плотном сложении песчаных оснований после уплотнения способом последовательного взрывания зарядов.

**Ключевые слова:** основания и сооружения; гидротехническое строительство; водонасыщенные песчаные грунты; взрывной метод уплотнения; способ последовательного взрывания зарядов; осадки; плотность.

### Введение

Взрывное уплотнение песчаных водонасыщенных грунтов оснований и сооружений в гидротехническом строительстве применяется давно. Еще в 1939–1940 гг. в США глубинными взрывами были уплотнены рыхлые водонасыщенные мелкие и средние пески в основании земляной плотины Франклин [1, 2]. В России опытное уплотнение влажных песчаных грунтов основания взрывным методом впервые было проведено Н.Н. Масловым и Н.А. Филимоновым при строительстве Верхне-Свирской ГЭС.

Первые опытные работы в природных условиях на водонасыщенных песках были выполнены П.Л. Ивановым под руководством В.А. Флорина при строительстве Волжской ГЭС. В дальнейшем такие работы проводились под руководством П.Л. Иванова на многочисленных объектах гидротехнического строительства в России и за рубежом [3–6], в частности в Польше [7–8].

Анализ примеров опытного и производственного уплотнения оснований и сооружений взрывами показывает следующее.

Уплотнению подвергались в основном мелкозернистые пески, влажные как в основании плотины (Волжская ГЭС), так и подводного намыва (Горьковская и Братская ГЭС), а также обладающие просадочными свойствами (Казахстан, Мангышлак). В то же время диапазон подверженных уплотнению грунтов достаточно широк – от супесей пылеватых песков (Ленинград, подводный намыв территории Васильевского острова), тонкозернистых песков (Капчагайская ГЭС) до каменной наброски и галечника (Новороссийск, основание мола и каменная постель стенки пирса). В большинстве случаев применялся способ глубинного взрыва зарядов. При этом максимальная глубина уплотнения достигала 9 м. Предоставленные данные о взрыве поверхностных зарядов позволяют констатировать, что глубина уплотнения основания составляла от 2,5 до 4 м. Подводные взрывы каменной наброски и галечника в основании мола Новороссийского порта позволяли обеспечить глубину уплотнения до 8 м, а каменной постели – 3 м при массе заряда 20 и 10 кг тротила соответственно.

В целом масса заряда не превышала 9 кг при глубинных взрывах и 20 кг при подводных и поверхностных взрывах. Глубина погружения зарядов в грунт основания и воду составляла от 2 до 12 м.

Расстояние между зарядами – от 4 до 15 м. Количество очередей взрывов – от 1 до 4. Суммарная осадка поверхности основания достигала 60–75 см, а относительная осадка 2–10 % и

Минаев О.П. Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений

даже 8–13 % в просадочных мелкозернистых песках. Относительная плотность песчаного грунта основания до взрывов в основном была равной 0,2–0,3 (0,4–0,5 во влажных грунтах основания плотины Волжской ГЭС), пористость 43–45 и 40 % каменной постели стенки пирса.

Общий расход взрывчатого вещества на 1 м<sup>3</sup> уплотненного грунта основания при глубинных взрывах составлял от 8 до 29 г, при поверхностных и подводных взрывах – от 100 до 400 г, на одну очередь взрывов – от 3 до 12 г и от 50 до 400 г соответственно.

В целом во всех случаях эффект уплотнения был значительным и позволял выполнить поставленную задачу по повышению плотности грунта основания и обеспечения динамической устойчивости его структуры.

Стоимость уплотнения взрывами 1 м<sup>3</sup> грунтов основания в зависимости от местных условий колебалась от 0,1 до 0,3 руб. (в ценах 1984 г.). Производительность уплотнения достигала 5000–10000 м<sup>3</sup> уплотненного грунта в смену (работа бригады при одном агрегате для погружения зарядов).

## 1. Постановка задачи

Острая необходимость применения взрывного метода уплотнения песчаных грунтов при строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга (КЗС) от наводнений возникла в южном створе комплекса при возведении водопропускных сооружений В-1 и В-2 на слабых глинистых грунтах основания текучей и текуче-пластичной консистенции.

Согласно проекту, разработанному институтом «Ленгидропроект», предусматривалось устройство подпорных стенок и мостовых опор сооружений В-1 и В-2 на буронабивных сваях и наклонных забивных сваях (для восприятия наклонных нагрузок), а других основных частей сооружения, таких как мостовая рисберма, фундаментная плита, рисберма со стороны Финского залива и Невской губы, – на подготовленном основании. Это потребовало выемки слабых глинистых грунтов и устройства взамен их песчаной подушки, распределяющей нагрузку по всему контуру сооружения.

В дальнейшем взрывной метод использовался для уплотнения песчаных грунтов в подводной зоне тела дамб на различных объектах КЗС.

При взрывном методе уплотнения известны два способа взрывания зарядов в каждой очереди: одновременный и последовательный.

По рекомендациям П.Л. Иванова [6] на начальном этапе внедрения взрывного метода на строительстве КЗС в 1987 году предпочтение отдавалось способу одновременного взрывания зарядов в каждой очереди. Этот способ заключался в монтаже взрывной сети, соединяющей все заряды данной очереди детонирующим шнуром и образующую в плане замкнутый контур, и их единовременный взрыв. В данном случае взрывание зарядов следующей очереди должно производиться только после полной стабилизации осадок основания от взрывания зарядов предыдущей очереди. При этом достигаемая степень уплотнения определяется только количеством очередей взрывов на данном основании.

Основную трудоемкость при осуществлении взрывного метода уплотнения представляет процесс погружения зарядов, она пропорционально усиливается с увеличением количества очередей взрывов. Кроме того, стоимость детонирующего шнура достаточно высока, что увеличивает себестоимость взрывного метода уплотнения.

Следует также отметить, что при уплотнении основания способом одновременного взрывания зарядов на участке примыкания дамбы №8 к судопропускному сооружению №2 не удавалось достигнуть проектной степени уплотнения песков даже после 6-й очереди.

В связи с существующими недостатками способа одновременного взрывания зарядов автором было предложено вместо него использовать последовательный способ. Проведенные исследования, основные результаты которых изложены в данной статье, позволили впервые доказать эффективность способа последовательного взрывания зарядов по сравнению со способом одновременного взрывания зарядов при площадочном уплотнении грунтов оснований [9]. Данное утверждение подтверждено теоретическим обоснованием, полевыми испытаниями и широкомасштабным применением этого способа в практике строительства.

## 2. Теоретическое обоснование

Теоретические исследования производились автором для обоснования преимущества способа последовательного взрывания зарядов, а также с целью определения оптимального временного интервала запаздывания  $\Delta t$  при последовательном взрывании зарядов. При этом должна быть ликвидирована неуплотненная зона в промежутках между смежными зарядами и достигнуто повторное воздействие взрыва на ранее уплотненный от взрыва предыдущего заряда слой.

В соответствии с [6] глубина заложения заряда в слое основания  $h$  из условия камуфлетности энергии взрыва определяется по зависимости

$$h = 3 \sqrt{\frac{C}{0,055}}, \quad (1)$$

где  $C$  – масса заряда взрывчатого вещества (ВВ), кг.

В этом случае по экспериментальным данным П.Л. Иванова [6] зависимость между расчетной глубиной заложения заряда в слое песчаного водонасыщенного грунта и глубиной уплотнения грунтов основания определяется соотношением

$$h_{уп} = \frac{h}{0,67}. \quad (2)$$

Для характеристики изменения напряженного состояния скелета грунта основания при действии ударной волны может использоваться соотношение

$$\Delta = \frac{\sigma(p_{max})}{\sigma(\gamma_{zp})}, \quad (3)$$

где  $\sigma(p_{max})$  – максимальные давления ударной волны, передающиеся на скелет грунта основания;  $\sigma(\gamma_{zp})$  – вертикальные напряжения в скелете грунта основания.

Вертикальные напряжения в скелете грунта основания на глубине  $Z$  с учетом взвешивающего действия воды определяются как

$$\sigma(\gamma_{zp}) = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)Z, \quad (4)$$

где  $\gamma_s$ ,  $\gamma_w$  – удельный вес частиц грунта и воды;  $n$  – пористость грунта.

В частном случае отсутствия заземленного газа в грунте основания по В.А. Флорину

$$\sigma(p_{max}) = \frac{(\beta_T m + \beta_B n) p_{max}}{(\beta_T m + \beta_B n + \beta_{СК})}, \quad (5)$$

где  $m = 1 - n$ ;  $\beta_T$ ,  $\beta_B$ ,  $\beta_{СК}$  – соответственно коэффициенты объемной сжимаемости минеральных частиц, воды и скелета грунта основания.

Так, например, для характерных песков с пористостью  $n = 0,42$  данные коэффициенты составляют  $\beta_T = 0,5 \cdot 10^{-4}$  МПа,  $\beta_B = 0,5 \cdot 10^{-3}$  МПа и  $\beta_{СК} = 2 \cdot 10^{-2}$  МПа, а величина  $\sigma(p_{max}) = 0,01 p_{max}$ .

Из многочисленных опытов со взрывами в грунтах Г.М. Ляховым [6] получена зависимость для максимального давления при сферических волнах:

$$p_{max} = \kappa_1 \left( \frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{\mu_1}, \quad (6)$$

где  $p_{max}$  – максимальное давление, МПа;  $C$  – масса заряда, кг;  $R$  – расстояние от центра заряда, м;  $\kappa_1$ ,  $\mu_1$  – эмпирические коэффициенты, зависящие в основном от влажности и содержания газа в грунте. Коэффициент  $\mu_1$  характеризует интенсивность затухания давления с увеличением расстояния от источника динамического воздействия.

В частном случае для водонасыщенных песков с незначительным содержанием в них заземленного газа зависимость (6) для максимального давления ударной волны в грунтах основания имеет вид:

Минаев О.П. Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений

$$p_{\max} = 60,0 \left( \frac{3\sqrt{C}}{R} \right)^{1,05}, \quad (7)$$

где  $p_{\max}$  – максимальное давление, МПа;  $C$  – масса заряда, кг;  $R$  – расстояние от центра заряда, м.

Критическое значение  $\Delta_k$  по экспериментальным данным П.Л. Иванова соответствует такому смещению частиц, при котором происходит полное разрушение структуры грунта основания, что позволяет определять контуры области наилучшего уплотнения грунта основания. Величина  $\Delta_k$  является обобщенной характеристикой для конкретного грунта и определяется из экспериментальных исследований максимальных зон разрушения его структуры и уплотнения. В частности, по результатам опытных взрывов глубинных зарядов в водонасыщенных мелких песках основания значение  $\Delta_k$  может быть принято при рыхлом их сложении равным 5–15 и средней плотности 15–30.

Данное соотношение П.Л. Иванова аналогично формуле профессора Н.В. Seed (США) [10–12] для вычисления коэффициента циклического нагружения, который используется специалистами в области сейсмостойкого строительства во всем мире [13–16], в том числе отечественными [17–19] для выявления условий опасного разжижения грунтов основания при землетрясении.

Рассмотрим взаимодействие зон разжижения грунта для взрыва двух рядом расположенных зарядов.

В составленной на ПК программе использовались формулы (1), (3)–(5) и (7). Расчеты были проведены для зарядов массой 5 кг (обычно принимаемых на практике), размещаемых в плане на расстоянии 8–10 м, и при различной границе  $r_1$  зоны переукладки частиц грунта в процессе консолидации от взрыва предыдущего заряда.

Из рисунка 1 следует, что при последовательном взрыве двух зарядов с интервалом  $\Delta t \geq t_{уп}$  в нижней части в промежутках между зарядами существует значительная «мертвая зона», не подверженная полному разжижению грунта.

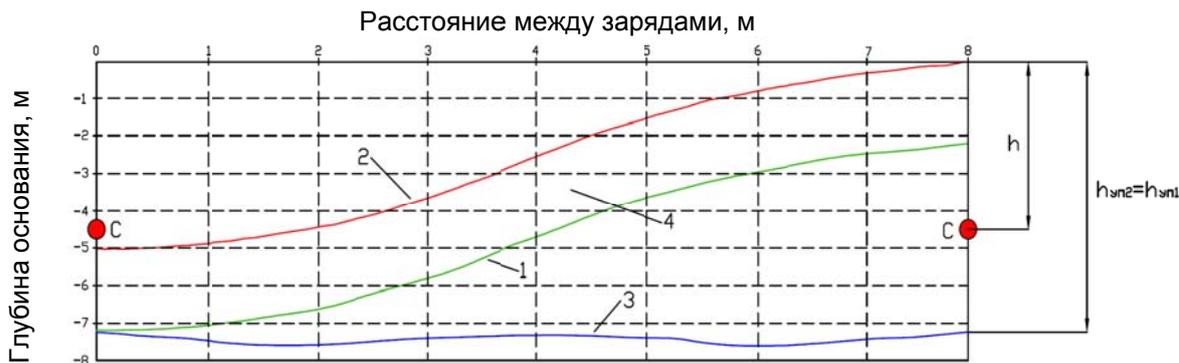
В процессе консолидации грунта граница  $r_1$  разжиженного слоя грунта перемещается к поверхности, и процесс консолидации полностью заканчивается при  $r_1 = h_{уп1}$ . При этом последующий взрыв рядом расположенного заряда с интервалом времени  $\Delta t < t_{уп1}$  позволяет не только обеспечить разжижение грунта в этой неразжиженной зоне, но и повторно воздействовать на грунты основания, подверженные воздействию предыдущего заряда. Данное обстоятельство приводит к многократному разжижению грунта в промежутках между зарядами, повторяющимися при последующих взрывах.

Данные расчеты показали (рис. 2), что наибольшая эффективность взрыва последующего заряда, способствующая разрушению структуры грунта и повторному (многократному) воздействию на грунты основания, достигается при соотношении границы  $r_1$  зоны консолидации грунта от взрыва предыдущего заряда к глубине уплотнения грунта  $h_{уп1}$  в пределах 0,25–0,30, что соответствует аналогичному интервалу между взрывами зарядов  $\Delta t$ .



**Рисунок 1. Характер зон разжижения грунта при последовательном взрыве двух расположенных рядом зарядов с интервалом времени  $\Delta t \geq t_{уп}$ :**

- 1** – зона разжижения грунта от взрыва первого заряда; **2** – то же, второго заряда;  
**3** – «мертвая зона», не подверженная разжижению грунта основания



**Рисунок 2. Взаимодействие зон разжижения грунта при последовательном взрывании двух расположенных рядом зарядов с интервалом  $\Delta t \leq t_{yn}$  : 1 – зона разжижения грунта от взрыва первого заряда; 2 – то же в процессе консолидации грунта за время  $\Delta t$ , после взрыва первого заряда; 3 – зона разжижения грунта от взрыва второго заряда с интервалом  $\Delta t = 0,3t_{yn}$ ; 4 – зона повторного разжижения грунта основания**

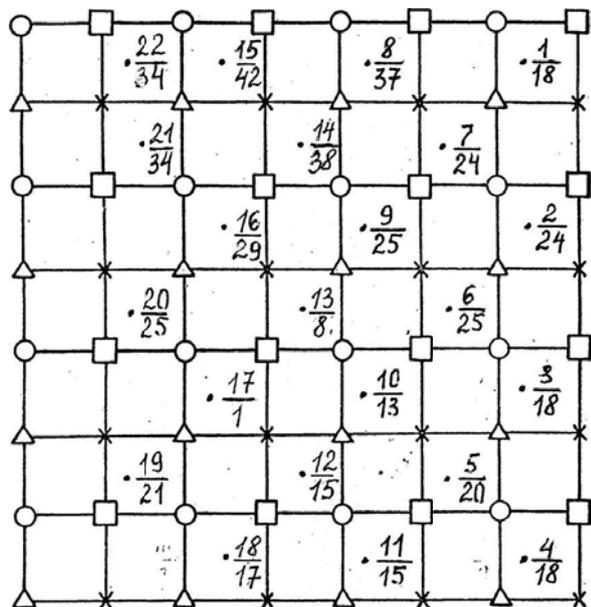
### 3. Опытные испытания

Сравнительные опытные испытания способов последовательного и одновременного взрывания зарядов периодически проводились на различных объектах на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений. Гранулометрический состав грунтов изменялся от мелкого до среднего. Ниже приведены, как характерные, данные одного из испытаний.

Для этого были выбраны два рядом расположенных участка дамбы, общая мощность слоя отсыпки техногенных мелких и средних песков основания на которых составляла около 7,0 м. На момент проведения взрывных работ дамба была отсыпана до отметки от +1,0 до +1,7 м (при средних отметках +1,2 и +1,4 м соответственно на первой и второй площадках). При этом горизонт уровня воды располагался на отметке около 0,0 от дневной поверхности.

До взрывных работ было проведено статическое зондирование грунтов. Результаты статического зондирования показали, что все отсыпанные под воду пески основания будущей автодороги имели рыхлое сложение (сопротивление внедрению острия зонда  $q_s$  – в основном около 2 МПа) и требуют уплотнения.

Исходя из мощности слоя основания и условия обеспечения камуфлетности взрыва, масса заряда ВВ назначалась равной 6 кг при глубине заложения 4,5–5,5 м. Расстояние между зарядами задавалось равным 10 м, а количество очередей взрывов – 4.



**Рисунок 3. Опытный участок уплотнения грунта основания последовательным взрыванием зарядов в каждой очереди: круги – заряды 1-й очереди; квадраты – заряды 2-й очереди; кресты – заряды 3-й очереди; треугольники – заряды 4-й очереди; в числителе – порядковые номера поверхностных марок; в знаменателе – суммарная осадка грунта после четырех очередей взрывов**

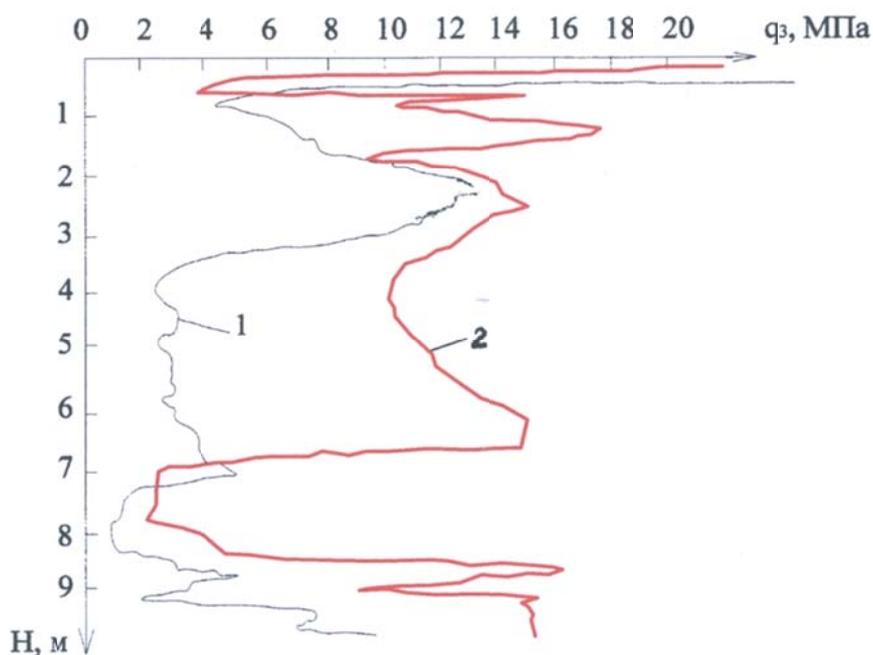
Заряды закладывались в полость обсадной трубы, погруженной вибратором, на глубине заложения 4,5–5,5 м. Расстояние между зарядами задавалось равным 10 м, а количество очередей взрывов – 4.

На каждой площадке основания (рис. 3) было погружено по 64 заряда взрывчатых веществ. Труба снабжалась в нижней части пластиной, которая после погружения заряда выдергивалась вместе с обсадной трубой.

На первой площадке основания производилось одновременное взрывание всех зарядов в каждой очереди, а на второй (см. рис. 3) – последовательное. Таким образом, на первой площадке одновременно взрывалось по 16 зарядов, собранных в единую схему с помощью детонирующего шнура. При этом взрывание зарядов последующей очереди производилось после гарантированного окончания выхода воды (примерно через 30 мин).

На второй площадке основания разрыв между взрывами отдельных зарядов составлял от 3 до 10 мин.

Контроль плотности основания осуществлялся после каждой очереди взрывов по осадке поверхностных марок (колышков), забитых достаточно равномерно на обеих площадках, и статическим зондированием. Окончательное зондирование производилось через 35 суток после проведения взрывных работ с тем, чтобы исключить возможность доуплотнения грунта.



**Рисунок 4. Результаты статического зондирования грунта песчаного основания при последовательном взрывании зарядов: 1 – до взрыва, 2 – после взрыва всех зарядов ( $q_z$  – сопротивление внедрению острия зонда;  $H$  – глубина внедрения зонда)**

Визуальные наблюдения показали, что на первой площадке после взрыва наблюдался интенсивный выход воды в виде фонтанирующих гейзеров. На второй площадке после взрыва отдельного заряда наблюдалось интенсивное отжатие воды, которое усиливалось при взрыве каждого последующего заряда. В конечном итоге поверхностный слой грунта основания постепенно переходил в неустойчивое состояние, при котором после каждого взрыва распространялись волнообразные смещения грунта.

Геодезические измерения осадок (рис. 3) показали, что средняя суммарная осадка поверхности основания на площадке последовательного взрывания после 4 очередей составила 23 см, а одновременного – 21 см. При этом максимальные осадки на первой площадке были 34–36 см, а на второй достигали 38–42 см.

Учитывая, что на первой площадке толщина уплотняемого слоя основания составляла в среднем 5,5 м, а на второй – 4,7 м, имеем величину относительной осадки на участке уплотнения оснований 0,038 и 0,049 для средних осадок и 0,064 и 0,085 для максимальных осадок

соответственно. Таким образом, относительные осадки уплотняемого слоя основания на второй площадке увеличились на 25–30 % по сравнению с первой.

Очень убедительными были результаты статического зондирования. На первой площадке сопротивление внедрению острия зонда изменилось лишь на 4–6 МПа, а на площадке последовательного взрывания (рис. 4) увеличилось с 2 до 10–14 МПа, что свидетельствует о значительном уплотнении грунта основания.

После окончания процесса уплотнения вторая площадка была почти полностью покрыта слоем отжатой воды, а первая гораздо меньше, хотя и имела более низкую среднюю отметку до взрывов.

Данным способом были уплотнены песчаные подушки, поставленные взамен слабых глинистых грунтов в основании водопропускных сооружений, тела дамб, в том числе в основании скоростной автодороги и зданий управления затворами водопропускных сооружений, в основании опор мостов и рамповой части подводного тоннеля при возведении судопропускных сооружений и на других объектах на строительстве КЗС. В результате уплотнения была достигнута проектная плотность песчаных грунтов оснований и сооружений  $I_D \geq 0,6$ , что гарантирует устойчивость их структуры при большинстве внешних, особенно динамических воздействий [20–23].

Общий объем внедрения взрывного метода уплотнения грунтов оснований последовательным взрыванием зарядов за период с 1987 по 2011 г. составил только на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений около 5 млн. м<sup>3</sup> на различных объектах его основного назначения.

В настоящее время, после завершения строительства в конце 2011 г., КЗС успешно эксплуатируется, обеспечивая защиту Санкт-Петербурга от периодически повторяющихся (не менее 2–3 раз в год) наводнений, а также в качестве транспортной развязки кольцевой автодороги вокруг города.

### Выводы

Проведенные теоретические расчеты и экспериментальные исследования в натуральных условиях, а также опыт практического внедрения позволяют сделать следующие выводы и дать основные рекомендации.

1. Доказана эффективность уплотнения водонасыщенных грунтов оснований способом последовательного взрывания зарядов при площадочном их уплотнении за счет многократного разрушения структуры грунта при последовательном взрывании зарядов в пределах уплотняемого основания.

2. Результаты теоретических исследований по разработанной на ПК программе показали, что оптимальный интервал времени  $\Delta t$  для достижения максимальных зон многократного разрушения и уплотнения структуры грунта при последовательном взрывании зарядов без увеличения глубины уплотнения основания составляет 0,25–0,30  $t_{yп}$ .

При этом гарантированно ликвидируется «мертвая зона», не подверженная разжижению грунта в промежутках между зарядами.

3. Как оказалось, метод уплотнения позволяет не менее, чем на 25–30 % увеличить относительные осадки уплотняемого слоя основания и достигнуть значительно большей плотности укладки грунтов основания, что позволяет сократить количество очередей взрывов для достижения проектной плотности грунтов оснований и сооружений.

Кроме того, способ последовательного взрывания зарядов позволяет сэкономить взрывчатые вещества за счет исключения необходимости монтажа взрывной сети, соединяющей все заряды данной очереди детонирующим шнуром в единую сеть, образующую в плане замкнутый контур.

4. Осуществление взрывного метода уплотнения должно производиться специализированными организациями, имеющими лицензию на данный вид работ. При этом приоритет следует отдавать военным частям, периодически производящим затратные работы по уничтожению взрывчатых веществ, отслуживших гарантированный срок хранения.

5. Данным методом были уплотнены основания и сооружения на различных объектах в ходе строительства комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений до относительной плотности песчаных грунтов  $I_D \geq 0,6$ .

Минаев О.П. Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений

6. Объем внедрения взрывного метода уплотнения грунтов оснований и сооружений последовательным взрыванием зарядов при строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений составил около 5 млн. м<sup>3</sup>.

### Литература

1. Liman A.K. Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives // Civil Engineering. 1940. Vol. 10. Issue 4. Pp. 9–15.
2. Hall C.E. Compacting a dam foundation by blasting // Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. 1962. Vol. 88. No.SM 3. Pp. 31–51.
3. Florin V.A., Ivanov P.L. Liquefaction of Saturated Sandy Soils // Proceedings of the Y International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1961. Vol. 1. Pp. 182–186.
4. Ivanov P.L. Compaction of Cohesionless Soils by Explosives // Proceedings of the YI Internachional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Monreal, 1966. Vol. 3. Pp. 352–354.
5. Ivanov P.L., Krasnikov N.D. Charge Expision Sounding of Saturated Cohesionliss Soils // YI Simposium on Earthquake Engineering: University of Roorkee. 1978. Vol.1. Pp. 151–156.
6. Иванов П.Л. Уплотнение несвязных грунтов взрывами. М.: Недра, 1983. 230 с.
7. Dembicki E., Kisielowa N., Nowakowski N., Nowakowski Z. Dynamic Consolidation of Mud Soils by Means of Blasting Changes // International Conference on Compaction. Paris, 1980. Vol. 1. Pp. 295–299.
8. Dembicki E., Kisielowa N., Nowakowski H., Osiecimski R. Compaction of Sandy Marine Subsoils by Means o Blasting // International Conference on Compaction. Paris. 1980. Vol. 1. Pp. 301–305.
9. Пат. 2060320 РФ, МКИ Е 02 Д 3/10. Способ уплотнения слабосвязных грунтов взрывами / О.П. Минаев, А.П. Крутов. Заявл. 05.03.1993г., опубл. в Б.И. 20.05.96, №14.
10. Seed H.B., Idriss I.M. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, C.A. USA, 1982. 320 p.
11. Seed H.B., Idriss I.M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Soil Mechanics and Foundation Division. 1971. No.97 (SM9). Pp. 1249–1273.
12. Idriss I.M., Boulanger R.W. Soil liquefaction during earthquakes. California: EERI. USA, 2008, 240 p.
13. Ishihara K. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Oxford, Clarendon Press: Department of Civil.: Engineering Science University of Tokyo. USA, 2006. 384 с.
14. Ishihara K. New challenges in Geotechnique for ground hazads due to intensely strong earthquake shaking // Geotechnical, Geological and Eathquake Engineering. 2009. No.11. Pp. 91–114.
15. Tsukamoto Y., Ishihara K. Analisis on settlement of soil deposits following liquefaction during earthquakes // Soils and Foundations. 2010. No. 50(3). Pp. 399–441.
16. Ishihara K., Araki K., Toshiyuki K. Liquefaction in Tokyo Bay and Kanto Regions in the 2011 Great East Japan Earthquake // Geotechnical, Geological and Eathquake Engineering. 2014. No. 28. Pp. 93–140.
17. Ильичев В.А., Михеев В.В., Петрухин В.П. НИИОСПу им. Н.М. Герсевича – 75лет // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. №5. С.30–32.
18. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: Издательство Ассоциации Строительных вузов, 2010. 448 с.
19. Уздин А.М., Белаш Т.А., Блехман И.И. О наследии профессора О.А.Савинова // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. №5. С. 12–17.
20. Минаев О.П., Крутов А.П. Разработка метода уплотнения песчаных водонасыщенных грунтов взрывами в зимних условиях // Гидротехническое строительство. 1993. №7. С.43–46.
21. Минаев О.П. Оценка качества уплотнения водонасыщенных песков зондированием // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №4. С.17–20.
22. Минаев О.П. Развитие виброметода уплотнения грунтов в строительстве // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. №5. С.18–21.
23. Минаев О.П. Разработка динамических методов глубинного уплотнения слабосвязных грунтов оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2013. №6. С.21–23.

*Олег Петрович Минаев, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)7411535; эл. почта: minaev.op@bk.ru*

© Минаев О.П., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.5

# Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

*Д.т.н., профессор В.С. Коровкин,**Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Аннотация.** Краткий анализ рассмотренных грунтовых моделей показал, что в связи с большим разнообразием типов грунтов и сложностью их свойств создание универсальной грунтовой модели невозможно.

Предложен вариант инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к расчету некоторых типов фундамента. Для раскрытия статической неопределимости поведения грунта от нагрузки, взаимодействующего с фундаментом или ограждением, используется его безразмерная диаграмма деформирования, представленная в виде нелинейной функции.

Приведено уравнение контактного давления грунта на фундамент, в котором используется предложенный коэффициент вертикального давления, связанный с коэффициентами бокового давления на условные стенки клина уплотнения. Получено инженерное решение осадки жесткого фундамента для полного цикла вертикальной нагрузки. Показан прием определения коэффициента жесткости грунта основания. Приведена реализация инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к некоторым практическим примерам.

**Ключевые слова:** модели механики грунтов; сплошная среда; фундамент; контактное давление грунта; смешанная задача; коэффициент жесткости основания; упругопластическая среда

## 1. Обзор теорий и моделей механики грунтовой среды

При разработке методов расчета грунтовой среды, а следовательно, математического описания наблюдаемых в ней процессов приходится прибегать к схематизации рассматриваемых явлений и свойств грунтов. Работами Н.П. Пузыревского, Н.М. Герсеванова, В.А. Флорина, Н.А. Цытовича, а также зарубежных ученых Ж. Буссинеска, Ф. Фламана, К. Роскоу, К. Терцаги, Ж. Керизель, И. Бринч-Хансена и др. была показана допустимость применения к грунтам решений теории упругости, обоснованы границы применения к грунтам этой расчетной модели.

Более универсальные упругопластические модели используют соотношение приращений напряжений и деформаций. Область упругих деформаций в пространстве напряжений ограничена поверхностью нагружения (пластичности)  $f$ . Развитие вычислительной техники позволило решать сложные упругопластические задачи численным методом конечных элементов [1]. Предложены упругопластические модели Cam-Clay [2] с различными поверхностями нагружения, основанные на концепции критического состояния. Это модели A.N. Schofield (1968), К.Н. Росское (1968), модель В.Н. Николаевского (1972, 1984) с поверхностью нагружения в виде конусов Губера – Шлейхера, модель с составной поверхностью O.C. Zienkiewicz (1975) и др.

В связи с занижением несущей способности основания в идеально-пластических моделях стали использовать модели упрочняемой пластической среды. Эти модели учитывают эффект упрочнения как при сжатии, так и при сдвиге грунта и зависимость жесткостных характеристик грунта от напряжений. Многоповерхностные модели упрочняемой упругопластической среды предложены З. Мрузом (1978), В. Норисом и О. Зенкевичем (1978), Ж. Прево (1978), Ю.К. Зарецким и В.Н. Ломбардо (1983) и др. Модели, учитывающие природную и наведенную анизотропию, рассмотрены Т. Matsuoka (1981), Г.А. Гениевым (1983), С.М. Капустянским (1995), А.К. Бугровым и А.И. Голубевым (1993). Для учета приобретенной анизотропии В.А. Прагер, Ю.И. Кадашевич и В.В. Новожилов (1958) предложили ее описывать перемещением центра поверхности нагружения (трансляционная теория анизотропного упрочнения). Автором данной статьи была предложена упрочняемая упругопластическая модель с наведенной анизотропией [3]. Использование плоскости инвариантов в виде  $e_x \sigma - \sigma$  ( $e_x$  – указатель направления нагружения) позволило на стабилометре конструкции В.Н. Бронина (ЛИСИ, Санкт-Петербург) установить, что поверхность нагружения двухсвязна, так как в ней при разгрузке возникают пластические деформации. Уравнение состояния, учитывающее взаимный инвариант  $\cos \chi$  (предложен

И.В. Марченко, 1975), описывает неассоциированный закон пластического течения грунтовой среды с учетом наведенной анизотропии.

Дальнейшая модификация модели Cam-Clay заключалась в изменении формы шатровой поверхности. Такие модели изложены в работах S. Pietruszczak, Z. Mroz (1980), Б.И. Дидука (1987), M.G. Jefferies, D.A. Shuttle (2005). Другие модификации модели Cam-Clay, которые можно отнести к этому направлению, изложены в работах M.D. Liu, J.P. Carter [4], F. Sancheez, N.A. Gonzales [5], F. Oka, S. Kimoto, T. Adachi [6] и др. [7–10]. Модель с независимым упрочнением от сдвиговых и объемных деформаций Hardening Soil model (модификация модели Cam-clay), разработанная П.А. Вермейером (Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., 1999), заложена в известную программу PLAXIS. Данный подход позволяет избежать основного недостатка шатровых моделей, а именно завышения жесткости грунта при деформациях формоизменения за счет учета пластических деформаций при разгрузке. Развитие указанной модели применительно к слабым глинистым грунтам для прогноза деформаций оснований получено А.Г. Шашкиным [11].

В настоящее время широко используются программные комплексы Геомеханика, PLAXIS, Msheet, ЛИРА, FEM models и др. на основе упругопластической модели сплошной среды. Усовершенствование этих моделей с целью приближения их к описанию поведения грунта при различных условиях не прекращается до сих пор. Однако упругопластические модели, использующие теорию сплошной среды (заимствованную из конструкционных материалов), лишь в определенном приближении отражают поведение реальной дискретной структуры грунта под нагрузкой. Так, модель сплошной среды плохо учитывает клиновое воздействие грунтового упругого клина на основание при нагрузках  $q > 0,4q^*$ , в связи с чем области предельного состояния грунта несколько завышены, также имеются определенные неточности в распределении бокового давления при расчете ограждений и т. д.

Применительно к грунтам И.И. Кандауровым в 1959 году была предложена модель дискретной среды, в которой все зернистые среды были разделены на безраспорные (блочные) и распорные в зависимости от принятой гипотезы об отсутствии или наличии клинового эффекта по отношению к действующей внешней силе. Работы Р.А. Муллера (1961) и Е. Литвинишина (1974) связаны с расчетом диффузионных перемещений зернистой среды (аналогично жидкости или газу). Модели, основанные на микроструктурном подходе, рассмотрены зарубежными учеными М. Ода и др. (1977), Р.А. Кундэл и др. (1979), Мацуока (1983) и др. В настоящее время механика зернистых сред находит ограниченное применение в расчетах, однако определенные шаги для ее возрождения и развития предпринимаются в Санкт-Петербургском политехническом университете, в работах А.Н. Баданина, А.К. Бугрова, О.И. Заяц и др. [12, 13].

Теория расчета конструкций по гипотезе Фусса – Винклера, лежащих на деформируемом основании с одним или двумя коэффициентами постели, получила развитие в трудах А.Н. Крылова (1930), М.Н. Герсеванова (1935), П.Л. Пастернака (1960), В.З. Власова (1960) и многих других. Среди зарубежных ученых этой задачей занимались О.С. Zienkiewicz (1965), С.С. Desai, J.T. Christian (1977), А.М. Ioannides и др. Использование в расчетах переменного коэффициента постели основания (коэффициента жесткости основания) лучше отражает работу фундамента. При этом достаточно подобрать закон изменения коэффициента постели, который обеспечивает нужный характер осадки. Однако для этой цели нужно решить задачу по теории упругости, а затем подобрать необходимый коэффициент, что лишает расчет смысла. Использованию коэффициента жесткости посвящены работы П.П. Шагина (1961), Б.А. Косицина (1963), В.И. Лишака (1964), Д.Д. Сергеева (1961), Д.Н. Соболева (1963), С.Н. Клепикова (1967), С.А. Ривкина (1969), В.Г. Федоровского (2000) и др. Программа КРОСС процедурой последовательных приближений применительно к фундаментам позволяет более точно определить коэффициент жесткости грунта [14]. Эта программа входит в состав пакета SCAD Office и предусматривает как автономную работу, так и обмен данными с интегрированной системой прочностного анализа конструкций SCAD [15]. В этом же направлении выполнена работа [16]. Указанная процедура последовательных приближений, на наш взгляд, допустима при небольших нагрузках на фундамент, так как отсутствует закон изменения коэффициента жесткости грунта от полного цикла нагрузки.

В изданиях последних лет зарубежных авторов по механике грунтов и фундаментам рекомендуются апробированные решения К. Терцаги, И. Бринч-Хансена, О.К. Зенкевича и др. и даются современные табулированные решения с учетом различных графиков [17–20].

Ниже дается попытка использования инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к некоторым типам фундаментов на всем диапазоне действия нагрузок.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

## 2. Основные положения инженерной кинематической теории контактного давления грунта

В основу теории положено описание поведения грунта под нагрузкой независимо от конструктивного признака сооружения, что объединяет и дополняет существующие частные случаи инженерного расчета конструкций, взаимодействующих с грунтом в упругом или предельном состоянии. Характер деформируемой зоны грунта в зависимости от величины и направления нагрузки для различных сооружений, а также направление траекторий смещения частиц грунта приведены в работе [21].

### 2.1. Механизм формирования контактного давления грунта на фундамент

**Полосовой фундамент.** Эксперименты показывают, что при нагрузке на фундамент уже при  $0,4q^*$  ( $q^*$  – предельная нагрузка) наблюдается зарождение грунтового ядра. Для иллюстрации механизма формирования контактного давления грунта на фундамент используем эпюры бокового давления на условные стенки грунтового ядра (рис. 1). Пусть левая часть полосового фундамента опирается на несвязный грунт, а правая – на связный или заглублена.

Известно, что в плотных грунтах предельные зоны носят локальный характер, а выпор грунта происходит как твердого тела по локальной полосообразной области скольжения, в которой возникает разрушение грунта (рис. 1, затененная область). В случае неплотных несвязных и глинистых грунтов мягкопластичной и текучей консистенций, частицы которых имеют неплотную упаковку, вначале происходит уплотнение грунта, а по мере увеличения нагрузки предельная область начиная с краевых зон охватывает весь клин выпирания (рис. 1 – светло-зеленые кривые активных зон уплотнения). На рисунке 1 приведены эпюры боковых давлений на условные подпорные стенки клина уплотнения для трех этапов загрузок ( $0,4q^*$ ,  $0,6q^*$ ,  $0,8q^*$ ). Нижние пунктирные эпюры для случая 3 отвечают пассивному давлению несвязного и связного грунта или заглубленного фундамента при предельной нагрузке на фундамент.

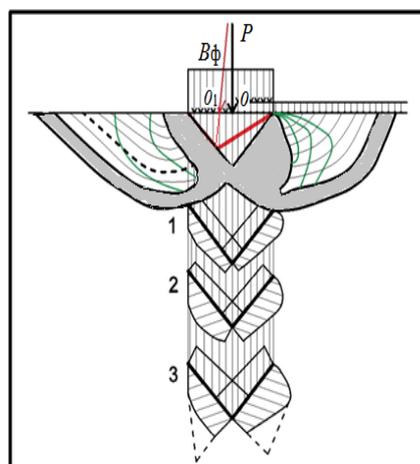


Рисунок 1. Эпюры контактных давлений (1, 2, 3) на условные стенки полосового жесткого фундамента в зависимости от величины внешней нагрузки

Характер распределения двухстороннего бокового давления грунта в зависимости от перемещений условной наклонной стенки, вызванной осадкой фундамента, имеет вид [22] (рис. 1):

$$\sigma_{x,y} = (q + \sum \gamma_i h_i) \cdot \lambda(e_x, \delta) - c \lambda_{ac}(\delta), \quad (1)$$

$$\sigma_{x,y} = (q_h + \sum \gamma_i h_i) \cdot \lambda(e_x, \delta) + c \lambda_{pc}(\delta), \quad (2)$$

где  $q$  – нагрузка от фундамента;  $q_h$  – нагрузка от заглубления фундамента;  $\gamma_i$ ,  $h_i$  – удельный вес и высота  $i$ -го слоя грунта;  $\lambda(e_x, \delta)$  – степенная безразмерная функция бокового давления, описывающая диаграмму связи давление – перемещение применительно к наклонной стенке в зависимости от направления смещения. Пределы изменения безразмерной функции бокового давления от перемещения имеют вид:

$$\lambda_0 \leq \lambda(e_x, \delta) \leq \lambda_n \text{ и } \lambda_0 \geq \lambda(e_x, \delta) \geq \lambda_a,$$

где  $\lambda_0$ ,  $\lambda_n$ ,  $\lambda_a$  – коэффициенты бокового давления покоя, пассивного и активного давления;  $e_x = \pm 1$  – указатель направления смещения, при  $e_x = -1$  стенка смещается от засыпки (1), при  $e_x = +1$  стенка смещается на грунт (2);  $c$  – удельное давление от сил сцепления;  $\lambda_{ac}(\delta)$ ,  $\lambda_{pc}(\delta)$  – аналогичные степенные функции от сил сцепления.

Для упрощения примем, что эпюра бокового давления на наклонную стенку (1) отвечает активному давлению. Эпюра реактивного давления на стенку в зависимости от ее перемещения в соответствии с уравнением (2) имеет параболический вид с предельным значением в верхней части. По мере повышения внешней нагрузки происходит трансформация параболической эпюры к треугольной в предельном случае.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

В случае связного грунта или заглубленного фундамента картина более или менее аналогична, однако краевые значения давления в верхней части стенки превышают аналогичное давление несвязного грунта. Отметим, что увеличение предельного краевого давления связного грунта зависит от значительного повышения сил сцепления в 1,2–2 раза от уплотнения нагрузкой [23].

Пересчет эпюр реактивного давления и смещения условных наклонных стенок показал, что контактное напряженно-деформированное состояние грунта под фундаментом учитывает пластические области [24].

Таким образом, поведение плотных несвязных грунтов ( $e = 0,45 - 0,55$ ), а также твердых и полутвердых связных грунтов ( $0 \leq I_L \leq 0,25$ ), в которых под нагрузкой происходит тенденция к разрыхлению грунта, близко к модели идеальной упругопластической среды. В грунтах меньшей плотности и большего числа пластичности проявляются свойства упрочняемой среды. Поэтому поведение этих грунтов под нагрузкой отвечает модели упрочняемой упругопластической среды (наведенная анизотропия). Причем благодаря учету упрочнения в несвязных грунтах несущая способность увеличивается до 30 %, а в случае связных грунтов это происходит за счет значительного увеличения сил сцепления при уплотнении. Вместе с тем анализ измеренных предельных реактивных эпюр показывает, что они, имея параболическое (в несвязных грунтах) и седлообразное (в связных грунтах) очертания, меньше полной величины предельной несущей способности (стреловидного очертания) на 20–30 %. Это связано со значительными осадками от приращения около предельных нагрузок, поэтому ограничения в величине нагрузки вполне разумны.

**Пространственный фундамент.** В случае пространственного фундамента примем, что условные наклонные стенки клина уплотнения его сторон более или менее совпадают по высоте, исходя из минимальной ширины фундамента. Данное положение соответствует опытам Л.М. Гольдштейна [25] и позволяет для этого случая использовать выражения (1–2).

**Для гравитационных подпорных стенок** практический интерес представляет отклонение равнодействующей на определенный угол, вызванный действием распорного давления. В этом случае высота напорной грунтовой стенки уменьшается за счет эксцентриситета ( $0,0_1$ ) до значения, определяемого графически или аналитически (рис. 1, красные линии). При отклонении равнодействующей  $P$  от вертикали на угол  $\varphi$  высота напорной грунтовой стенки уменьшается до конечного значения. Поскольку сопротивляемость грунта по плоскому сдвигу сооружения ( $Q\tau g\varphi$ ) становится меньше, чем по глубинному сдвигу, то более вероятен плоский сдвиг.

## 2.2. Контактное давление грунта на фундамент

Для раскрытия статической неопределенности поведения грунта от нагрузки используется его относительная диаграмма сжатия – растяжения, представленная в виде нелинейной функции. При этом безразмерным силовым показателем диаграммы в зависимости от конструктивного признака сооружения является коэффициент вертикального давления (для фундамента гравитационного гидротехнического или гражданского сооружения (днища шлюза, дока, фундаментных плит под вертикальной нагрузкой и т. д.) или известный коэффициент бокового давления (для стенки свайного сооружения, шлюзных, доковых, анкерных стен и т. д.) [24]. В общем виде они представляют силовые безразмерные функции грунтовой среды от деформации.

Известные в портовой гидротехнике коэффициенты покоя  $\lambda_0$ , активного  $\lambda_a$  и пассивного  $\lambda_p$  давлений есть граничные значения принятой безразмерной функции бокового давления грунта  $\lambda(e_x, \delta)$  в зависимости от величины смещения, которая имеет степенной вид [24]. Общность поведения грунтовой среды под нагрузкой для ограждения и фундамента позволила ввести аналогичную степенную функцию вертикального давления, поскольку считается, что вертикальная предельная нагрузка вызывает пассивное давление на сторонах клина уплотнения (условных грунтовых стенках) [24].

Характер изменения функции вертикального давления  $\lambda_b(\delta)$  для фундамента мелкого заложения, нагруженного вертикальной силой, на уплотненном ( $\varphi = 40^\circ$ ) и рыхлом ( $\varphi = 30^\circ$ ) песчаном основании приведен в работе [24]. Уравнение для контактного давления грунта на фундамент сооружения с использованием диаграммы деформирования по форме аналогично уравнению (2) [24].

$$\sigma_{y,x} = K_{об}[q_{пр} + q_{1пр} + \gamma x/tg(45^\circ - 0,5\varphi)]\lambda_b(\delta) \leq \sigma_{y,x}^*, \text{ при } \lambda_b(\delta) = \lambda_b \text{ имеем } \sigma_{y,x} = \sigma_{y,x}^* \quad (3)$$

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

где  $\sigma_{y,x}$ ,  $\sigma_{y,x}^*$  – вертикальное допредельное и предельное давление грунта на фундамент в зависимости от осадки (первый индекс в  $\sigma_{y,x}$  показывает направление напряжения, а второй – координату по ширине фундамента);  $K_{об} = 1,45$  – обобщенный коэффициент, учитывающий приближенность расчетной схемы;  $q_{пр}$ ,  $q_{1пр}$  – пригрузка основания вертикальной нагрузкой и сцеплением, а также частичным погружением в грунт;  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $x$  – горизонтальная координата рассматриваемой точки, считая от края фундамента,  $0 \leq x \leq 0,5B$  (вертикальная нагрузка) или  $0 \leq x \leq 0,5B_1$  ( $B_1 = B - 0,01$ , внецентренная нагрузка) (рис. 1);  $\lambda_b(\delta)$  – функция диаграммы вертикального деформирования  $\lambda_b(\delta) \leq \lambda_b$ . Приняв в уравнении (3) предельные значения  $\lambda_b(\delta) = \lambda_b$ , имеем предельное контактное давление по ширине  $x$ , а с учетом  $x = 0,5B$  предельное значение осредненной нагрузки на фундамент размером  $B \times L$ :

$$R_{пр} = 0,5 K_{об} B L [q_{пр} + q_{1пр} + \gamma 0,5B / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi)] \lambda_b. \quad (4)$$

**Учет изменения прочностных свойств грунта.** В случае несвязных и глинистых грунтов, частицы которых имеют неплотную упаковку, происходит уплотнение грунта под нагрузкой. За счет этого величина угла внутреннего трения увеличивается на  $(2-3)\varphi$ . В глинистых грунтах величина удельного сцепления  $c$  может повыситься в 1,5–2 раза. В случае плотных грунтов при значительных нагрузках или кинематическом нагружении начиная с краевых зон происходит разрыхление грунтов, которое уменьшает угол внутреннего трения в этих областях на  $(3-4)\varphi$ .

**Пример 1.** Определить предельную вертикальную нагрузку на грунт основания от гравитационного сооружения шириной подошвы  $B = 8$  м, опираемой на грунт основания со следующими характеристиками:  $\varphi = 25^\circ$ ,  $c = 20$  кПа,  $\gamma = 10$  кН/м<sup>3</sup>,  $\lambda_b = \lambda_{п, 32,5^\circ} / \lambda_{а, 32,5^\circ} = 11,67$ ,  $x = 0,5B$ ,  $K_{об} = 1,45$ .

Предельные нагрузки на 1 п. м. фундамента по выражению (4) и по СП 50-101-2004 равны:

$$R_{пр} = 0,5 K_{об} B [q_{пр} + q_{1пр} + \gamma x / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi)] \lambda_b = 0,5 \cdot 1,45 \cdot 8 [(0 + 42,55 + 0,5 \cdot 10 \cdot 8 / 0,637)] 11,67 = 7152,67 \text{ кН}$$

$$R_{пр} = B(N_\gamma B \gamma + N_c c + N_q \gamma h) = 8(5,87 \cdot 8 \cdot 10 + 20,72 \cdot 20 + 0) = 7072,0 \text{ кН},$$

где  $N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  – безразмерные коэффициенты, рекомендованные в СП 50-101-2004.

Для учета упрочнения грунта при уплотнении примем, что повышается только сцепление. Так, при увеличении сцепления в основании в 2 раза значение  $R_{пр}$  возрастает на 40 %.

### 2.3. Определение предельных областей в грунте основания

Высота краевой предельной области грунта  $h_{пл}$  в зависимости от величины нагрузки  $q$  определяется из равенства площадей активного и пассивного давления на условную вертикаль, проходящую через край фундамента (рис. 2) [26]:

$$\int_0^{h_{пл}} (q_1 + \gamma x \lambda_n + c \lambda_{nc}) dx = \int_0^{h_{пл}} [(q + \gamma x) \lambda_a - c \lambda_{ac}] dx, \quad (5)$$

где  $\lambda_{n(a)} = \operatorname{tg}(45^\circ \pm 0,5\varphi)$  – коэффициенты пассивного и активного бокового давления грунта без учета сил трения;  $\lambda_{nc}$ ,  $\lambda_{ac}$  – коэффициенты пассивного и активного давления от сил сцепления связного грунта без учета трения;  $q_1$  – влияние заглубления фундамента.

Очертание предельной области в грунте до границы естественной поверхности формируется плоскостями обрушения и выпора из точки, соответствующей  $h_{пл}$  (рис. 2, пунктирные линии). При нагрузке  $q = (0,3-0,4)q^*$  границы областей смыкаются в общей точке  $O$  на оси симметрии. Далее при повышении нагрузки под действием клина пластическая область расширяется, а точка  $O$  опускается вниз, вглубь массива. Высота пластической зоны в несвязных грунтах при малозаглубленном фундаменте из уравнения (5) равна:

$$h_{пл} = q \lambda_a / 0,5\gamma(\lambda_n - \lambda_a) \quad (6)$$

Откуда ширина контактной пластической зоны под фундаментом (без учета сил трения):

$$B_{пл} = h_{пл} \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi) \leq 0,5B_\varphi. \quad (7)$$

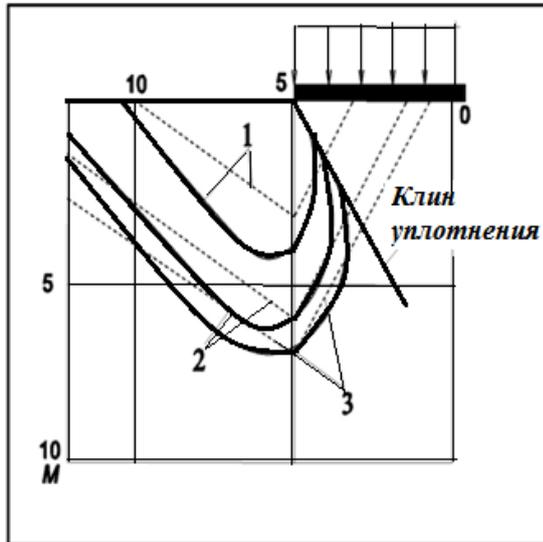


Рисунок 2. Пластические области в несвязном грунте при нагрузке  $q = (0,3-0,4)q^*$

**Пример 2.** Жесткий штамп шириной  $B_{\phi} = 10$  м опирается на основание из песчаного грунта  $\varphi = 27^\circ$ ,  $\gamma = 17,4$  кН/м<sup>3</sup>). Краевые предельные области при  $q = 0,18$  (1),  $0,33$  (2),  $0,4$  МПа (3) с использованием выражения (5) приведены на рисунке 2 (пунктир). Высота предельной области соответственно равна: при  $q = 0,18$  МПа  $h_{пл} = 3,4$  м; при  $q = 0,33$  МПа  $h_{пл} = 6,3$  м; при  $q = 0,40$  МПа  $h_{пл} = 7,6$  м.

Пластические области по выражениям (6)–(7) близки к полученным А.К. Бугровым (1980) решениям смешанной задачи методом конечных элементов (рис. 2 – сплошная линия).

На этом примере можно убедиться, что модель сплошной среды не учитывает действие грунтового клина на размеры пластической области. Так, при  $q^* = 1,48$  МПа (по СП 50-101-2004) имеем  $h_{пл} = 74,5$  м, что противоречит данным экспериментов. Принимая в уравнении (6) коэффициенты  $\lambda_n$  и  $\lambda_a$ , с учетом сил трения получим  $h_{пл} = 13,2$  м, что соизмеримо с результатами экспериментов.

В связных грунтах или в заглубленных фундаментах при отдельных нагрузках имеет место  $h_{пл} \leq 0$ , что показывает отсутствие предельной области за счет действия сил сцепления. В этих грунтах при примерных величинах нагрузки  $q \leq 0,5q^*$  имеет место продавливание глинистого грунта под основанием, что характеризуется серповидной формой пластической области непосредственно под фундаментом без призмы выпора. При дальнейшем повышении нагрузки происходит разрыв сплошности основания, и боковая граница пластической области запоздало начинает смещаться с наклоном в сторону от фундамента аналогично несвязному грунту с образованием призмы выпора.

#### 2.4. Осадка фундамента при полном цикле нагрузки

Нормативный метод расчета осадок в СП 50-101-2004 представляет модификацию метода послойного суммирования, рекомендуемого в СНиП 2.02.01-83\*. Все нормативные методы расчета осадки искусственно ограничивают глубину сжимаемой толщи ввиду несовершенства используемой модели грунта. Отсутствие учета реологических свойств грунтов в СП 50-101-2004 при определении осадки основания делает его уязвимым для критики [27]. Напряжения и осадки в грунтовом массиве под нагрузкой взаимосвязаны, а в предлагаемых выше СНиПах для их определения приводятся отдельные не связанные между собой выражения. В большинстве случаев расчет оснований лимитируется вторым предельным состоянием, когда прогнозируемые величины конечных деформаций не должны превышать значений, установленных из условий обеспечения нормальной эксплуатации. Отметим работы, связанные с усовершенствованием прогноза осадок фундаментов, опубликованные М.В. Малышевым (1996), В.Г. Федоровским и С.Г. Безволевым (2000, 2002), В.И. Шейниным с соавторами (2006), А.Б. Фадеевым с соавторами (2006), В.А. Барвашовым (2006), А.Н. Богомоловым с соавторами (2011), В.И. Столяровым (2011), И.Т. Мирсяповым с соавторами (2011) и др.

Натурные измерения показывают, что фундаменты сооружений, располагаемые, как правило, на слоистых и особенно связных грунтах имеют тенденцию к длительным осадкам во времени, происходящим по разным причинам десятилетиями. Известно, что численные значения напряжений основания под нагруженным штампом, определенные экспериментальными методами и вычисленные на основе известных и наиболее часто употребляемых решений, существенно отличаются друг от друга, а прогнозируемые осадки фундаментов и их расчетные величины могут отличаться в разы.

Представим упрощенно осадку фундамента от полного цикла распределенной нагрузки в виде степенной функции с показателем кривизны кривой в виде степени [24].

$$\Delta_{пл} = \Delta^*(q/q^*)^n, \quad (8)$$

где  $\Delta^*$  – предельная осадка жесткого фундамента от максимальной распределенной нагрузки  $q^*$ , имеющая самостоятельное значение:

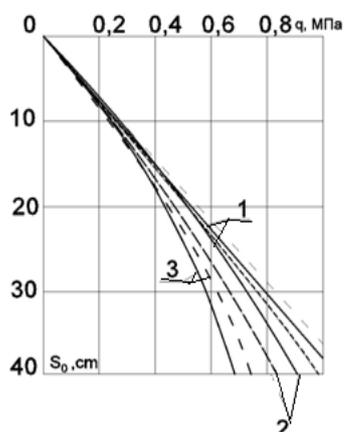
$$\Delta^* = K_{об} \cdot B_1 \cdot \gamma B^2, \quad (9)$$

где  $K_{об} = 0,25$  – обобщенный коэффициент;  $B_1 = (\lambda_{па} - \lambda_{аа}) \operatorname{tg}^2(45^\circ + 0,5\varphi) / K_a \cdot E_{пл} \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi)$ , где  $\lambda_{па}$ ,  $\lambda_{аа}$  – коэффициенты пассивного и активного давления на наклонную грань грунтового клина ( $a = 45^\circ - 0,5\varphi$ );  $K_a = 0,8 - 1,0$  – коэффициент анизотропии грунта, меньшие значения принимаются для глинистых грунтов;  $E_{пл} = (0,6 - 0,8)E$  – пластический модуль деформации грунта, меньшие значения принимаются для рыхлых и слабых грунтов. Как правило, показатель степени находится в пределах  $n = 1,5 - 2,0$ , где меньшее значение принимается для связного грунта (рис. 3 и 4).

Поскольку механизм возникновения осадки фундамента включает две составляющие: упругую при  $q \leq (0,4 - 0,5)q^*$  от уплотнения грунта и пластическую при  $q > 0,5q^*$  от сдвига грунта уплотненным клином, то рекомендуется проверить характер кривизны кривой. С этой целью определяется упругая осадка по достоверному решению и по уравнению (8) для нагрузки, составляющей  $q = (0,4 - 0,5)q^*$ . При их совпадении по уравнению (8) находится дальнейшая осадка при  $q > 0,5q^*$ . В случае несовпадения значений в уравнении (8) подбирается показатель кривизны  $n$  (включая десятичные значения).

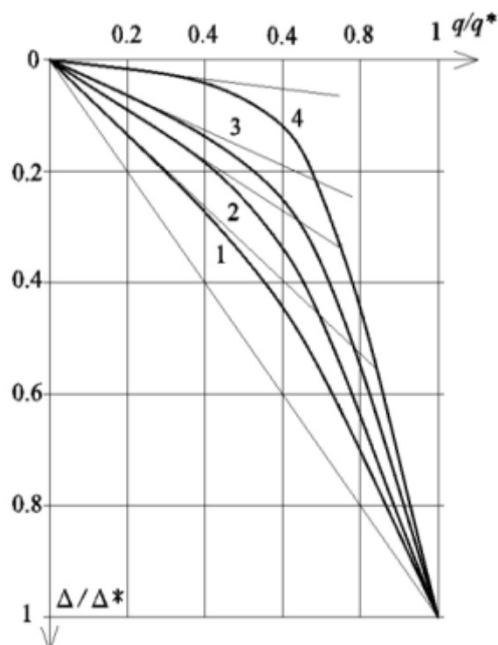
Для учета влияния сцепления на величину предельного смещения связных грунтов находится условный угол внутреннего трения  $\varphi_{ус}$  подбором из равенства несущей способности глинистого грунта (4) и несущей способности равнозначного несвязного грунта:

$$(q_{1пр} + \gamma \cdot 0,5B / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi))\lambda_{в.} = (\gamma \cdot 0,5B / \operatorname{tg}(45^\circ - 0,5\varphi_{ус}))\lambda_{в.} \quad (10)$$



**Рисунок 4. Кривые осадки грунта при действии на жесткий штамп полосовой нагрузки. Решение А.К. Бугрова (1980) обозначено сплошной линией, предложенное решение – пунктирной**

Отметим, что принятые одинаковые значения  $E$  для различных грунтов меняют общую закономерность изменения величин  $\Delta^*$ .



**Рисунок 3. Относительные кривые осадки грунта для полного цикла нагрузки для разных деформационных характеристик грунта, влияющих на степень кривизны: 1 для  $n = 1,5$ ; 2 для  $n = 2$ ; 3 для  $n = 3$ ; 4 для  $n = 4$**

**Пример 3.** Определить расчетную кривую деформирования грунта основания при действии полосовой нагрузки от фундамента на грунт основания шириной 10 м для слоя основания 20 м при одинаковых значениях  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ ,  $E = 30 \text{ МПа}$  с различными характеристиками прочности.

Используя выражения (3), (4), (8)–(10), вычислим следующие значения.

1.  $\varphi = 30^\circ$ ,  $c = 0,011 \text{ МПа}$ ,  $E_{пл} = 0,8E = 24 \text{ МПа}$ ,  $\lambda_{п,а} = 9,01$ ,  $\lambda_{а,а} = 0,43$ ;  $K_a = 1,0$ ,  $q^* = 2,48 \text{ МПа}$ ;  $\Delta^* = 1,6 \text{ м}$ .

2.  $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 0,039 \text{ МПа}$ ,  $\varphi_{ус} \approx 25^\circ$ ;  $E_{пл} = 0,6E = 18 \text{ МПа}$ ,  $\lambda_{п,а} = 6,1$ ;  $\lambda_{а,а} = 0,52$ ,  $K_a = 0,8$ ;  $q^* = 1,15 \text{ МПа}$ ;  $\Delta^* = 1,17 \text{ м}$ .

3.  $\varphi = 10^\circ$ ,  $c = 0,068 \text{ МПа}$ ,  $\varphi_{ус} \approx 23^\circ$ ,  $E_{пл} = 0,6E = 18 \text{ МПа}$ ,  $\lambda_{п,а} = 5,1$ ,  $\lambda_{а,а} = 0,53$ ,  $K_a = 0,8$ ,  $q^* = 0,99 \text{ МПа}$ ;  $\Delta^* = 0,82 \text{ м}$ .

### 3. Функция коэффициента жесткости основания

Представим механическую модель комбинированного коэффициента жесткости (постели) под фундаментом, которая, кроме упругого тела Гука ( $H$ ) и пластичного тела Сен-Венана ( $SV$ ), включает структурный элемент ( $S$ ), учитывающий разную степень упрочнения или разупрочнения грунта (рис. 5, а). Примем, что под фундаментом располагается семейство пружин, в которых число витков зависит от длины условных полосок в активной зоне грунта [21]. Следовательно, при небольших внешних нагрузках пружины сопротивляются сжатию более или менее равномерно, что отвечает почти равномерному (седлообразному) реактивному давлению грунта. Последующее увеличение нагрузки за счет структурного элемента ( $S$ ) приводит к ограничению величины сопротивляемости сжатию краевых пружин при ее отсутствии в промежуточных пружинах, что приводит к нелинейной эпюре давления грунта (рис. 5, б).

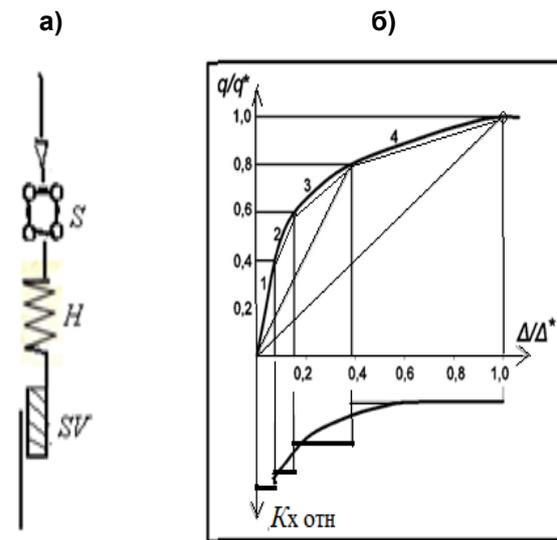


Рисунок 5. Механическая модель грунта с учетом структурного элемента (а); график изменения относительного коэффициента жесткости от безразмерной кривой деформирования (б)

Пусть четыре участка относительной деформационной кривой от конкретной нагрузки  $q/q^*$  ( $q^*$  – предельная переменная нагрузка для каждого участка) характеризуют четыре участка полуширины жесткого фундамента, которым отвечают значения относительного коэффициента жесткости основания (рис. 5 б, нижний). При полном цикле нагрузки в каждом участке фундамента аналогично меняется  $K_{x,y}$ . Следовательно,  $K_{x,y}$  – функция, зависящая от координаты и нагрузки.

$$K_{x,y} = K(q, x, y) = p(q, x, y)/\Delta(q, x, y), \quad (11)$$

где  $p(q, x, y)$  – значения реактивного давления на плоский фундамент в координатной точке  $(x, y)$  в зависимости от величины нагрузки;  $\Delta(q, x, y)$  – осадка фундамента в данной точке.

На рисунке 6 показаны криволинейные пространственные поверхности вышеупомянутой функции, отвечающие двум крайним значениям состояния грунта основания (упругому и предельному).

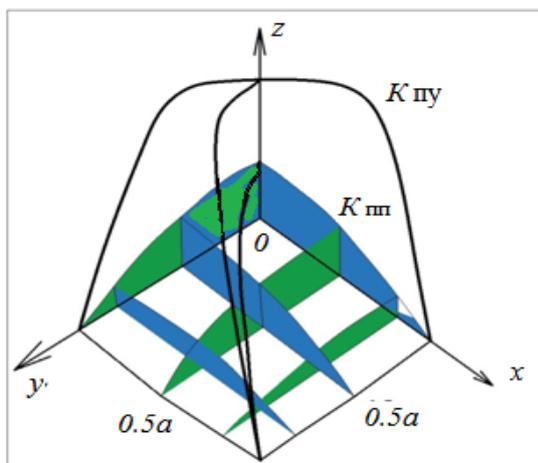


Рисунок 6. Поверхность функции коэффициента жесткости грунта под плоским жестким фундаментом для упругого ( $K_{ny}$ ) и предельного ( $K_{nn}$ ) состояний

В случае полосового фундамента нелинейная функция коэффициента жесткости основания из пространственной превращается в плоскую. Характеристики коэффициента жесткости для упругого состояния грунта известны, а в предельном состоянии они определяются с использованием выражений (3), (9). Для промежуточных состояний по выражению (7) находится крайняя предельная зона, в которой учитывается локальный предельный коэффициент постели. Анализ существующих экспериментальных данных показал, что при нагрузке более  $0,4q$  значения коэффициента жесткости  $K_x$  снижаются, уменьшаясь в предельном состоянии, как правило, в 2–4 раза. Характер изменения  $K_x$  для линейного жесткого фундамента по координате  $x$  для полуширины фундамента ( $L = 0,5B_{\Phi}$ ) в зависимости от значения нагрузки и типа грунта представим уравнением второго порядка:

$$K_x = K_0 + Ax + Bx^2, \quad (12)$$

где  $K_0$  – начальное значение;  $A$  и  $B$  – постоянные, которые находятся из следующих условий.

1. Для участка фундамента в предельной области с координатой  $x = x_{пр}$  принимается предельный коэффициент жесткости основания  $K_{х пр}$  по (3) и (9):

$$K_{х пр} = Ax_{пр} + Bx_{пр}^2 = \sigma_x^* / \Delta_x^*$$

2. Для координаты полуширины фундамента  $L$  (на оси симметрии) принимается коэффициент жесткости основания в зависимости от нагрузки:

$$K_L = AL + BL^2 = K_{L_{пн}} - (K_{L_{пн}} - K_{L_{пн}})q/q^*,$$

где  $K_{L_{пн}}$  – значение коэффициента жесткости, отвечающее упругому состоянию грунта.

По двум известным для вертикальной нагрузки значениям  $K_x$  по уравнению (12) определяется его величина по всей полуширине фундамента.

#### 4. Метод инженерного расчета фундаментов и плит

1. По формуле внецентренного сжатия определяется линейная эпюра реактивного давления грунта на фундаментную плиту от первой ступени внешних воздействий, например,  $0,2 q^*(4)$ :

$$\sigma_{\max, \min} = q \pm M_x/W_x \pm M_y/W_y, \quad (13)$$

где  $M_x$ ,  $M_y$  и  $W_x$ ,  $W_y$  – изгибающие моменты и моменты сопротивления площади основания относительно осей симметрии. Для полосового фундамента или гравитационного причального сооружения в уравнении (13) используются только два первых слагаемых (рис. 7, а, прямая  $mn$ ).

По ширине пластической зоны под фундаментом (5)–(7) строится предельная эпюра контактного давления на фундамент (3) (наклонная прямая  $ab_1$  – несвязный грунт (слева) и ломаная  $efg_1$  – связный грунт (справа)). Эти линии накладываются на линейную эпюру  $amne$  (13) с перераспределением давления срезаемой части вглубь фундамента (рис 7, а).

2. С помощью выражений (3) и (8) строится деформационная кривая для всего цикла нагрузки (рис. 7, б). Ввиду относительности величины нагрузки характер этой кривой как для всего фундамента, так и для каждой его части аналогичен. Поэтому каждому из пяти участков полуширины фундамента соответствует свой участок деформационной кривой (7, б) в зависимости от  $m = q/q^*$ . К примеру,  $m = 1$  соответствует предельной области под краем фундамента, что отвечает пятому участку, а  $m = 0,4$  – второму (рис. 7, б).

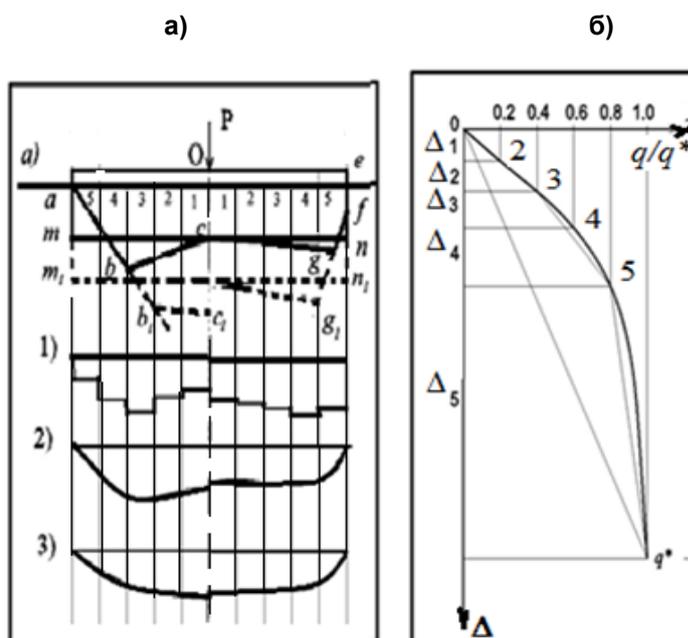


Рисунок 7. Схема упругопластического расчета фундамента на несвязном грунте (левая часть) и связном грунте или заглубленном фундаменте (правая часть) (а); зависимость осадки от нагрузки (б)

Используя перераспределенную эпюру реактивного давления (рис. 7, а) и осадку фундамента (рис. 7, б) для данного значения нагрузки, мы находим коэффициент жесткости основания  $K_x$  (11) для каждого участка фундамента (рис. 7, а, эпюра 1).

3. Выполняется расчет напряженно-деформированного состояния основания фундамента с использованием программного комплекса SCAD с учетом переменного  $K_x$ .

4. Далее используется следующий этап нагрузки с повторением пунктов 2 и 3 и с суммированием конечных результатов.

5. В случае линеаризации упругопластического поведения грунта используется один (секущий) коэффициент жесткости  $K_x$  для принятой нагрузки (рис. 7, б), а при билинейной зависимости – два (секущих) значения  $K_x$ .

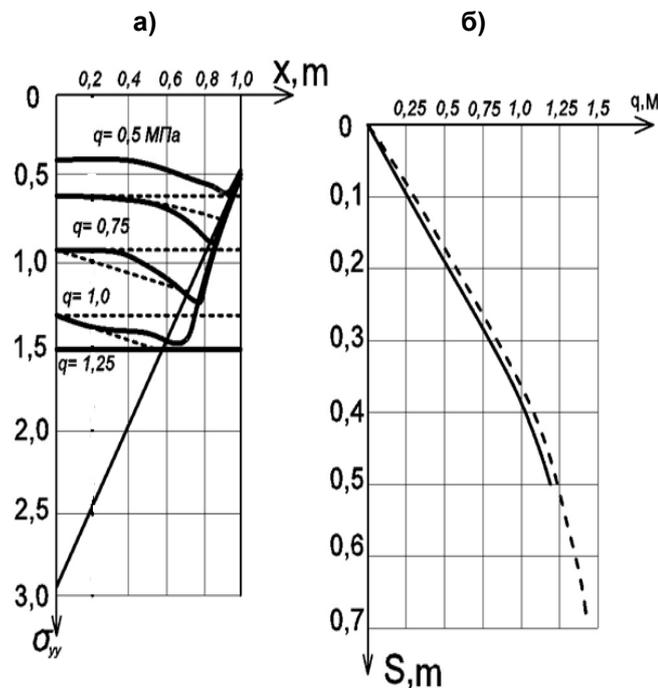
6. Эпюры реактивного давления на жесткий фундамент несвязного грунта и связного грунта представлены на рисунке 7, а (эпюра 2, левая и правая часть соответственно). Эпюры изгибающих моментов представлены эпюрой 3 того же рисунка.

### 5. Реализация упругопластического расчета фундаментов

Рассмотрим пример упругопластического расчета фундамента по предлагаемой выше методике.

**Пример 3.** Определим контактную эпюру давления связного грунта на жесткий фундамент при его медленном нагружении. Ширина фундамента 2 м. Грунт: водонасыщенный лессовидный суглинок с характеристиками  $C_{oct}^* = 0,07$  МПа и  $\tau_{oct}^* = 0,67$ ,  $E = 16,25$  МПа,  $\gamma = 19$  кН/м<sup>3</sup>,  $E_{пл} = 0,6E$ .

Значение предельной нагрузки с учетом критерия прочности Мора – Кулона по уравнению (4) при  $\lambda_b = 16,74$  составило  $q^* = 1,37$  МПа. По данным эксперимента  $q^* = 1,25$  МПа [28]. Величина предельного смещения, полученная по уравнению (11), для  $\varphi_{yc} = 35^\circ$  при  $\lambda_{па} = 15,4$  и  $\lambda_{аа} = 0,37$  составила  $\Delta^* = 0,67$  м. По данным эксперимента  $\Delta^* = 0,5$  м [28]. Отметим, что более высокие теоретические значения предельных нагрузки и смещения по сравнению с экспериментальными связаны со значительными осадками грунта в эксперименте при небольших приращениях около предельной нагрузки. Это заставляет остановить эксперимент вследствие недопустимых осадок. При этом замеренная контактная эпюра давления грунта несколько меньше теоретической и не совпадает с ней по очертанию.



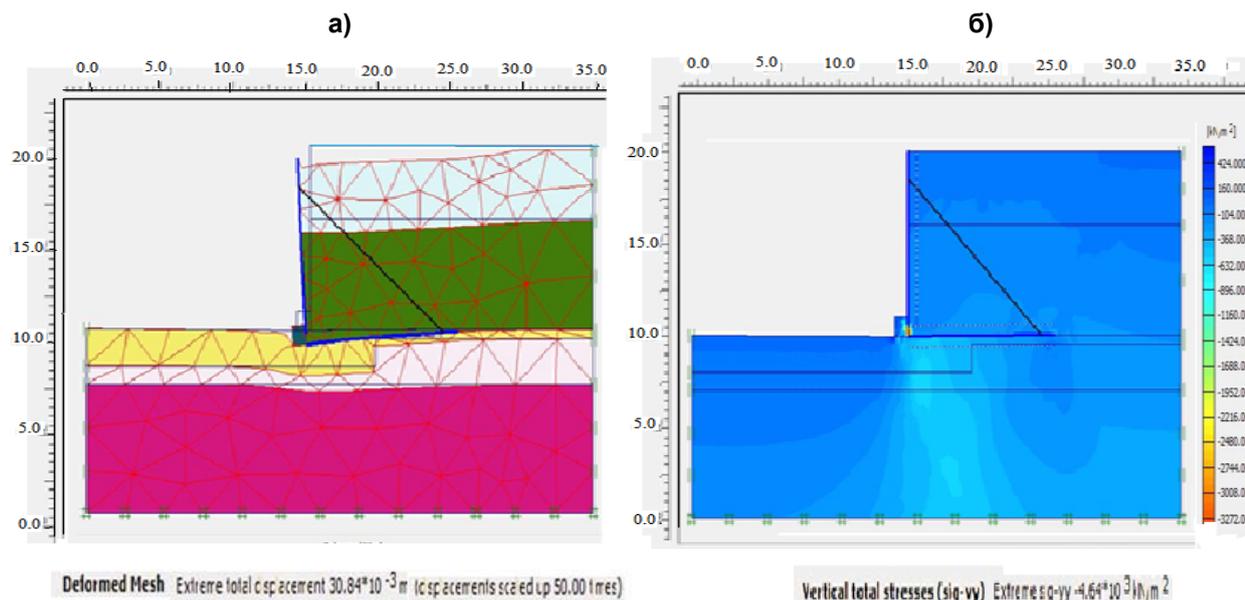
**Рисунок 8. Контактные давления (а) и осадки ленточного фундамента на связном грунте (б).  
Условные обозначения: сплошная линия – эксперимент,  
пунктирная – предложенный расчет**

В портовой гидротехнике для грунтов, не позволяющих использовать свайное основание, используют причальные сооружения гравитационного типа, состоящие из вертикальной стенки, которая опирается на фундаментную плиту из сборного железобетона. Стенка и фундамент связаны между собой наклонным анкером.

**Пример 4.** Определить напряженно-деформированное состояние гравитационной уголковой стенки высотой 12 м из сборного железобетона таврового профиля.

Фундамент шириной 10,4 м опирается на разновысотную постель из щебня (2 м и 1 м, рис. 9),  $E = 29$  МПа,  $\gamma = 10$  кН/м<sup>3</sup>, ниже которого располагается гравийно-древсяной грунт  $\varphi = 33^\circ$ ,  $E = 33$  МПа. За стенкой – двухслойная засыпка песком  $\varphi = 26^\circ$  и  $\varphi = 31^\circ$ ,  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup> (рис. 9).

Для сравнения расчеты были также выполнены в программе PLAXIS (рис. 9) [29].



**Рисунок 9.** Деформация уголковой стенки (а) и изолинии вертикальных напряжений (б)

Вертикальный элемент сооружения представляет балку на двух сосредоточенных крайних опорах, нагруженную боковым давлением грунта (рис. 9). Фундаментная плита – полосовая балка – взаимодействует с грунтом основания и нагружена полезной нагрузкой и весом засыпки. Дополнительно на плиту действуют две сосредоточенные силы от веса стенки и наклонной анкерной реакции. Для определения бокового давления грунта на стенку использовался прием, приведенный в работе [22]. При расчете фундаментной плиты учитывалась неоднородность грунта. Расчет вертикальной стенки с учетом коэффициента постели  $K_n = 2800$  кН/м<sup>3</sup> [30] выполнялся методом зеркального отображения. При расчете фундамента использовалась приведенная выше методика определения  $K_x$  ( $K_n = 20000$  кН/м<sup>3</sup>), реализованная в программе SCAD [31].

Результаты расчета и данные натурных измерений [32] приведены в таблице №1.

**Таблица 1.** Результаты расчета уголковой подпорной стенки

Наименование	Предложенный метод в программе SCAD	Программа PLAXIS	Натурные измерения [32]
Изгибающий момент в стенке, кНм	350	420	300
Анкерная реакция в стенке на 1 п. м., кН	400	450	423
Изгибающий момент в фундаментной плите, кНм	111,0	119,66	120

Как видно из таблицы 1, результаты расчета по двум программам практически соизмеримы между собой, что связано с относительно небольшими вертикальными нагрузками. Уменьшение изгибающего момента в предложенном методе по сравнению с программой PLAXIS связано с некоторым перераспределением по высоте давления в стенке от ее прогиба.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

## Заклучение

1. Рассмотренный краткий обзор теорий и моделей механики грунтовых сред показал разнообразие типов грунтов и сложность их свойств, следовательно, разработать универсальную модель грунтовой среды невозможно. Так, несвязные и глинистые грунты с малым сцеплением проявляют свойства дискретной среды. Наличие в глинистых грунтах значительного сцепления добавляет свойства сплошной среды на начальных этапах нагружения, а илы и слабые глинистые грунты текучей консистенции ( $\lambda_a \approx 1$ ) включают динамику вязкой жидкости. Однако применительно к расчету фундаментов усовершенствованные упругопластические модели сплошной среды дают результаты, более или менее соизмеримые с экспериментом.

2. Рассмотрены основные положения варианта инженерной кинематической теории контактного давления грунта, раскрывающие механизм формирования давления грунта, применительно к некоторым типам фундаментов. Для раскрытия статической неопределенности поведения грунта, взаимодействующего с конструкцией, используется безразмерная диаграмма деформирования грунта, представленная в виде нелинейной функции.

3. Приведено уравнение контактного давления грунта на фундамент, использующее функцию вертикального давления на основе коэффициентов бокового давления на условные стенки грунтового клина уплотнения на всем диапазоне нагрузок.

4. Получено решение осадки жесткого фундамента от полного цикла вертикальной нагрузки.

5. Показан инженерный прием определения коэффициента жесткости грунта основания.

6. Приведена практическая реализация инженерной кинематической теории контактного давления грунта применительно к некоторым типам фундаментов.

## Литература

1. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2005. 736 p.
2. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунта. Обзор. М.: ВНИИИС, 1985. 73 с.
3. Коровкин В.С. Вариант упрочняемой вязкопластической среды. Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемых в качестве оснований сооружений // Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемых в качестве оснований сооружений Ж. междуз. сб. тр. Л.: 1991. С. 72–75.
4. Liu M.D., Carter J.P. Effect of sample preparation method on sand behaviour simulated by the Sydney Soil Model // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 401–408.
5. Sanchez F., Gonzales N.A. Elastoplasticity within the framework of microplane models. Part II, applicable models for their use in geotechnical analyses. // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 497–504.
6. Oka F., Kimoto S., Adachi T. Calibration of elasto-viscoplastic models for cohesive soils // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. Pp. 449–456.
7. Benz T., Schwab R., Vermeer P.A. On the numerical modeling of quasistatic cyclic problems. // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. Pp. 257–264.
8. Oh S., Kim T.-K., Park H.-I. An anisotropic hardening constitutive model for dilatant soils. // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. Pp. 441–448.
9. Andrianopoulos K.I., Papadimitriou A.G., Bouck-ovalas G.D. Bounding surface models of sands: pitfalls of mapping rules for cyclic loading // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. Vol. 1. Pp. 241–248.
10. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS. Balkema, Rotterdam, 1999.
11. Шашкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта // Развитие городов и геотехническое строительство. 2011. № 2. [Электронный ресурс]. URL: <http://urban-development.ru/2011/7.pdf>
12. Заяц О.И., Баданин А.Н., Кротов А.В. Проблемы применения теории зернистых сред в строительстве // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2012. №1. С. 22–27.

Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов

13. Баданин А.Н., Бугров А.К., Кротов А.В. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания // Инженерно-строительный журнал. 2012. №9. С. 29–34.
14. Крискунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Семенцов А.И., Федоровский В.Г. КРОСС – программа для определения коэффициентов постели // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002. №1. С. 10–11.
15. Ватин Н.И., Мойся А.А. Совместный расчет здания и фундамента мелкого заложения в SCAD. Методические указания [Электронный ресурс]. СПб., 2007. URL: <http://elib.spbstu.ru/dl/1382.pdf/view>.
16. Сарана Е.П., Шейнин В.И. Усовершенствование методики инженерного расчета осадок и крена фундаментной конструкции высотного здания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007. №6. С. 2–7.
17. Budhu M. Soil Mechanics and Foundations. New Jersey: Wiley, 2010. 780 p.
18. Day R.W. Foundation Engineering Handbook. Mc Graw-Hill Professional, 2010. 1008 p.
19. Pinney M. Soil Mechanics and Foundations. 2011. 312 p.
20. Cheng Liu, Evett J. Soils and Foundations. Prentice Hall, 2013. 288 p.
21. Коровкин В.С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта и ее приложение к расчету тонких причальных стенок // Инженерно-строительный журнал. 2013. №6(41). С. 39–49.
22. Коровкин В.С. Расчет эксплуатируемых причальных сооружений с учетом реологических свойств основания и суровых климатических условий континентального шельфа. СПб.: СПбГПУ, 2013. 88 с.
23. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. Ростов н/Д: Изд-во Ростовского ун-та, 1989. 608 с.
24. Коровкин В.С. [и др.] Гидротехнические сооружения морских портов. Под общ ред. А.И. Альхименко. СПб: Лань, 2014, 428 с.
25. Гольдштейн Л.М. О приближенном решении задачи пространственного предельного равновесия грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1969. № 5. С. 12–15.
26. Буряков О.А., Коровкин В.С. Определение предельных областей под камерой шлюза // XXXVIII неделя науки СПбГПУ. Материалы международной межвузовской НПК. Часть 1. СПб.: Изд-во Политех. ун-та. 2009. С. 26–28.
27. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Л. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям). СПб., 2012. 284 с.
28. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988. 362 с.
29. PLAXIS. Plaxis v. 8.2. Finite Element Code for soil and rock analyses, Netherlands, 2002.
30. РД 31.31.55-93. Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений. М., 1996.
31. Карпиловский В.С., Крискунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. Вычислительный комплекс «SCAD» М.: Изд-во АСВ-2004, 592 с.
32. Гуревич В.Б. Речные портовые гидротехнические сооружения. М.: Речной транспорт, 1968. 415 с.

*Владимир Сергеевич Коровкин, Санкт-Петербург, Россия*  
Тел. моб.: +7(911)1905172; эл. почта: [korovkin40@yandex.ru](mailto:korovkin40@yandex.ru)

© Коровкин В.С., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.6

## Оптимизированная конструкция навесного вентилируемого фасада

*Магистр В.А. Емельянова;  
ассистент Д.В. Немова;  
студент Д.Р. Мифтахова,*

*Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Аннотация.** На сегодняшний день одним из самых универсальных видов облицовки по соотношению цена – качество по праву называют навесные фасадные системы. Навесной вентилируемый фасад характеризуется наличием вертикальной воздушной прослойки. Если монтаж системы произведен с нарушениями, образуются невентилируемые участки. Недостаточный воздухообмен приводит к снижению теплозащитных свойств конструкции.

Необходимо четко представлять, как работает вентилируемый зазор, и как его толщина влияет на работу всей системы. Установив связь размеров канала (высоты  $L$  и толщины  $h$ ) со средней скоростью свободноконвективных течений, можно оптимально подобрать толщину воздушной прослойки. Это позволит системе работать максимально эффективно, тем самым окупая стоимость затрат на ее установку.

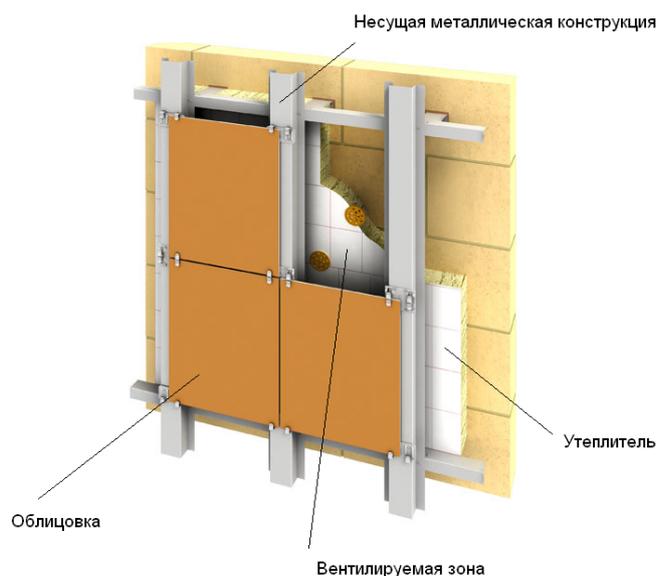
Целью данной работы является совершенствование конструкции НВФ, поиск методики определения гидравлически оптимального воздушного зазора и оценка экономии при установке системы с максимальной производительностью. В результате была доказана целесообразность применения гидравлически оптимального фасада.

**Ключевые слова:** гидравлика; навесной вентилируемый фасад; свободно-конвективное течение; вертикальная воздушная прослойка; цена потерь напора; гидравлически оптимальный канал

### Введение

В настоящее время происходит поиск новых возможностей для повышения энергоэффективности зданий. Широко стали применяться ограждающие конструкции с использованием эффективных утеплителей, в их числе навесные вентилируемые фасады с вентилируемым воздушным зазором. Воздушная вентилируемая прослойка оказывает влияние на все теплофизические характеристики фасада, и ее правильная организация является важной практической задачей [1].

Навесной вентилируемый фасад (НВФ) – это конструкция, состоящая из утеплителя, материалов облицовки и под облицовочной конструкции. НВФ отличается от других типов фасадов наличием воздушного зазора под облицовкой. Воздушный зазор работает по принципу вытяжной трубы: перепад давления и разница температур снаружи и внутри зазора заставляют воздух в пространстве между наружной облицовкой и поверхностью изоляционного материала циркулировать. Создается тяга, воздух в вентилируемом промежутке поднимается вверх, за счет чего из него удаляется атмосферная и внутренняя влага. Чем выше температура воздуха в зазоре, тем больше воздушная тяга. Схема конструкции навесного фасада с воздушным зазором представлена на рисунке 1.



**Рисунок 1. Схема конструкции навесного фасада с воздушным зазором**

Целью данной работы было совершенствование конструкции навесного вентилируемого фасада, для этого поставлены следующие задачи:

- определение оптимальной ширины воздушной прослойки;
- оптимизация стоимостных показателей НВФ за счет изменения ширины вентилируемой воздушной прослойки.

### Обзор литературы

Большой вклад в изучение характеристик свободноконвективных течений (СКТ) внесли российские и зарубежные исследователи. Определению теплофизических свойств вентилируемых воздушных прослоек и их влиянию на температурно-влажностный режим ограждающих конструкций посвящены работы М.А. Михеева, Э.Р. Эккерта, Г.З. Гершуни, Ю.А. Соковишина, О.Г. Мартыненко, Е.И. Идельчика, В.Л. Шифринсона, Е.М. Жуховицкого, Г.А. Остроумова, Ю.С. Чумакова, С.Б. Колешко, В.Д. Мачинского, К.Ф. Фокина, Х. Уонга, В.Н. Богословского, Ю.А. Табунщикова, В.Г. Гагарина, В.В. Козлова, Е. Ю. Цыкановского и многих других специалистов [2–19].

Гидравлика термогравитационных движений (ТГД) практически не представлена в обозримой литературе, в то время как количество частных гидродинамических решений огромно и нарастает по мере развития симуляторов для получения так называемых «точных» решений уравнений с частными производными невысокого порядка. Принципиальные вопросы верификации гидродинамических решений часто требуют особого исследования, что специально подчеркивается в работе [8]. Нормативно-техническая литература по расчету ТГД в элементах строительных конструкций и инженерных сетей зданий и сооружений бедна, но содержит некоторые эмпирические рекомендации, выверенные практикой проектирования. Например, имеются рекомендации по расчету средних скоростей и коэффициентов переноса, представляющие исключительно эмпирическую рецептуру.

С этой точки зрения гидравлические решения задач ТГД необходимы для рациональной оценки основных гидравлических характеристик свободно-конвективного потока (расхода и средней скорости, температуры, интенсивности переноса теплоты и влаги).

Под гидравлическими решениями понимаются решения не для плотностей распределений, а для распределений (или функционалов, или аддитивных функций множества – в других терминах). Известны работы по гидродинамике и тепло- и массообмену при ТГД в строительных конструкциях [20–30].

Приближение (или модель) Буссинеска применяется для расчета термогравитационных движений.

Предполагается, что:

- жидкость – совершенный газ,  $p = R\rho T$ ;
- (\*) движение баротропное, т. е. существует взаимно-однозначное отображение (биекция)  
 $p : P \leftrightarrow \Pi, p = p(\rho)$ ;
- статическое (термодинамическое) давление  $p$  следует условию равновесия  $\frac{dp}{\rho} + g dz = 0$ , координата  $z$  направлена вертикально вверх.

Применение модели Буссинеска в гидродинамических задачах позволяет исключить поверхностные силы статического давления и силу тяжести и записать теорему импульсов в виде  $\frac{\partial u_z^2}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial y}(u_y u_z) = \nu \frac{\partial^2 u_z}{\partial y^2} + g\theta$ ,  $\theta := \frac{T - T_c}{T_h - T_c} \in [0,1]$ , где  $T$  – температура;  $T_c, T_h$  – температуры холодного воздуха и горячей поверхности канала;  $y$  – координата, направленная поперек канала (рис. 2).

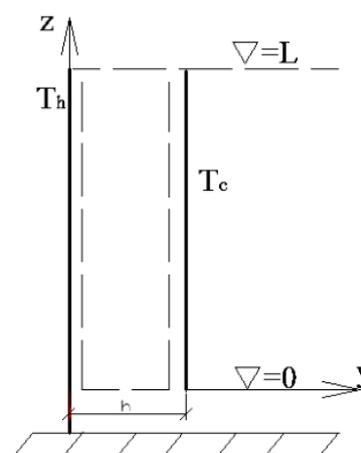


Рисунок 2. Схема вертикального канала

Отмеченное (\*) условие, вообще говоря, не предполагается моделью Буссинеска, замыкаемой уравнением энергии:  $\frac{\partial u_z \theta}{\partial z} + \frac{\partial u_y \theta}{\partial y} = \frac{\nu}{\sigma} \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2}$ , где  $\sigma$  – число Прандтля. Условие баротропности  $p = p(\rho)$ , аппроксимируемое степенной (политропной) зависимостью  $p = A\rho^n$  ( $A$  – постоянная), при  $n < k$  отвечает подводу теплоты в СКТ и интегрально заменяет решение уравнения энергии [31, 32].

### Средняя скорость СКТ в вертикальном призматическом канале

При подводе теплоты к воздушному потоку  $n \leq k$ . Тогда:

- техническая работа расширения при отсутствии внешнего теплообмена,

$$l_{T,k} := - \int_{p_0}^p \left( \frac{dp}{\rho} \right)_k \text{ не превосходит технической работы политропного расширения } l_{T,n},$$

$$n \leq k, l_{T,n} := - \int_{p_0}^p \left( \frac{dp}{\rho} \right)_n, \forall p \leq p_0, \text{ где } p_0 \text{ – статическое давление при } z = 0 \text{ (рис. 3);}$$

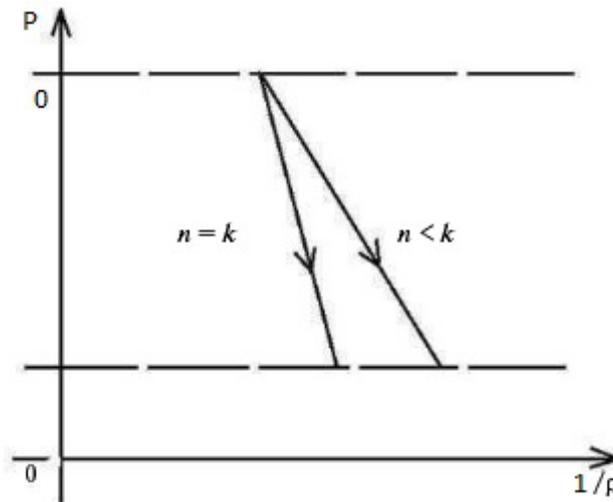


Рисунок 3. Техническая работа адиабатного и политропного потоков

- избыток технической работы  $\Delta l_{T,n-k} = l_{T,n} - l_{T,k} > 0, k > n$  затрачивается на перемещение массы воздуха по воздушному каналу. Точнее,  $\Delta l_{T,n-k} = \frac{v^2}{2\varphi^2}$ , где  $\varphi < 1$  – коэффициент скорости. По определению:  $\varphi := \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_r}}$ ,  $\zeta_r$  – коэффициент потерь,  $\zeta_r > 0$ .

Следовательно,

$$v = \varphi \Lambda \sqrt{RT_c} \sqrt{\frac{1}{n} - \frac{1}{k}}, \Lambda := \frac{gL}{RT_c}. \tag{1}$$

Формула (1) приводится в работе [31]. В [33] сделана попытка найти зависимость показателя политропы  $n$  от интенсивности внешней теплопередачи в канале. По существу, это требует решения уравнения энергии для потока.

Величина разности  $n^{-1} - k^{-1}$  может быть определена через среднюю температуру холодного воздуха  $T_c$  и горячей грани  $T_h$  и относительную длину канала  $\Lambda$ . Для этого необходимо введение

понятия давления тяги как разности давлений холодного и горячего воздуха на плоскости  $z=0$  [33]. В приближении Буссинеска:

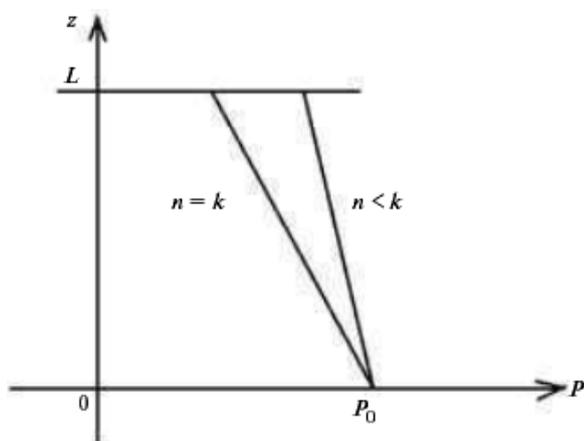
$$\Delta p := p_c - p_h = gL \left( \frac{p_c}{RT_c} - \frac{p_h}{RT_h} \right) = p_c \frac{gL}{RT_c} \left( 1 - \frac{p_c - \Delta p}{p_c} \frac{T_c}{T_h} \right).$$

В безразмерных переменных  $\Delta \pi := \frac{\Delta p}{p_c}$ ,  $\theta := \frac{T_c}{T_h}$ ,  $\Lambda := \frac{gL}{RT_c}$  из предыдущей формулы следует:

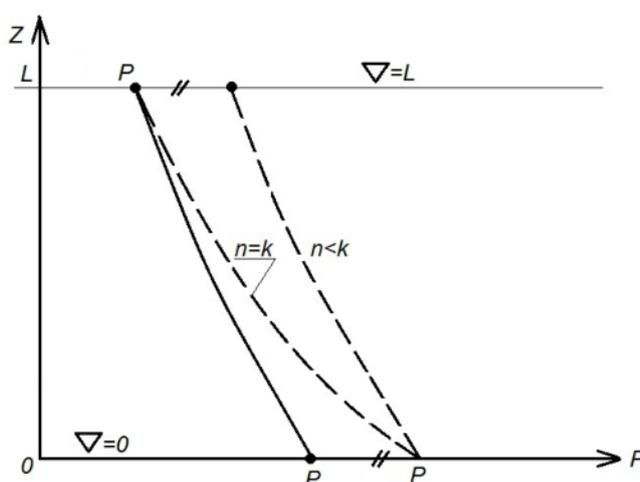
$$\Delta \pi := \Lambda \frac{1 - \theta}{1 - \Lambda \theta}. \quad (2)$$

Далее, из приближения Буссинеска получается:

$$\Delta \pi = \frac{\Lambda^2}{2} \left( \frac{1}{n} - \frac{1}{k} \right). \quad (2_1)$$



**Рисунок 4. Распределение давления по координате  $z$  от давления  $p_0$**



**Рисунок 5. Линия давления СКТ в вертикальном щелевом канале**

На рисунке 4 показано распределение давления по координате  $z$  от давления  $p_0$ . Для реального вертикального канала давление в створе  $z = L$  одинаково для холодного ( $n = k$ ) и для горячего ( $k > n$ ) столбов воздуха. Поэтому величина  $\Delta \pi$  переносится на отметку  $z = 0$  (рис. 5).

Из (2) и (2<sub>1</sub>) следует:

$$\frac{1}{n} - \frac{1}{k} = \frac{2\Delta \pi}{\Lambda^2} = \frac{2}{\Lambda} \frac{1 - \theta}{1 - \Lambda \theta},$$

что является вполне очевидным результатом. Разность  $n^{-1} - k^{-1}$  стилизует теплопередачу, вызывающую возникновение плавучести (архимедовой подъемной силы). Можно сделать вывод о том, что:

- величина этой силы возрастает при уменьшении  $\theta = T_c/T_h$ ;
- с увеличением длины (высоты) канала тяга (драфт) возрастает. Например, если  $\Lambda$  мала, то для создания движения необходима большая разность  $n^{-1} - k^{-1}$ , т. е. интенсивный нагрев и наоборот, в длинном канале тяга создается меньшим нагревом.

В силу (1)

$$v = \varphi \sqrt{\frac{1 - \theta}{1 - \Lambda \theta}} \sqrt{2gL} = \varphi \sqrt{1 - \theta} \sqrt{2gL} = \sqrt{\frac{1 - \theta}{1 + \zeta_r}} \sqrt{2gL}. \quad (3)$$

Здесь  $\zeta_r > 0$  – коэффициент потерь давления (или напора).

Согласно традиции Вейсбаха  $\zeta_r = \lambda \frac{L}{h} + \sum \zeta_j$ , где  $\lambda$  – число Дарси;  $\zeta_j$  – коэффициент потерь напора на местных сопротивлениях, кроме коэффициента потерь напора на выход. Таким образом, (3) решает поставленную задачу.

Тогда

$$Q := vh = h \sqrt{\frac{1-\theta}{1+\zeta_r}} \sqrt{2gL}. \quad (4)$$

Рассматривая  $Q$  как функцию от  $L, h$ ,  $Q=Q(L, h)$ , утверждаем:

$$Q(0, h) = 0, Q(\infty, h) = \sqrt{\frac{2gh^3}{\lambda}} (1-\theta) > 0, \quad (4_1)$$

и  $Q(L, h)$  – монотонно возрастающая функция от  $L$ . Точно так же  $Q(L, 0) = 0, Q(L, h) \approx h \sqrt{\frac{2gL(1-\theta)}{1+(\sum \zeta_j)_{h=\infty}}}, \frac{L}{h} = O(1)$  и, как и в предыдущем случае,  $Q(L, h)$  – монотонно возрастающая функция от  $h$ . Из сравнения предельных значений  $Q(L, h)$  следует:

$$\sqrt{\frac{h}{\lambda}} = \sqrt{\frac{L}{1+(\sum \zeta_j)_{h=\infty}}}.$$

Сравнивая условия, реализующие максимальный расход сквозь щель, получаем:

$$\frac{L}{h} = \frac{1+(\sum \zeta_j)_{h=\infty}}{\lambda}.$$

При больших размерах щели вертикальный канал с обогреваемой гранью подобен вертикальной обогреваемой пластине (ТГД в полуограниченном вертикальной плоскостью  $y=0$  полупространстве). Естественно, в этом случае движение мало отличается от равномерного и  $(\sum \zeta_j)_{h=\infty} = 0$ . Значит, оптимальный размер канала, отвечающий максимуму пропускной способности:

$$\frac{L}{h} = \frac{1}{\lambda}.$$

Если местные потери напора отсутствуют (кроме потерь напора на выход), то в силу (4<sub>1</sub>) максимальный расход составит:

$$Q_{\max} = \lambda \sqrt{1-\theta} \sqrt{2gL^3}. \quad (4_2)$$

Следовательно, чем меньше число Дарси  $\lambda$ , тем меньше скорость. Это парадоксально, но следует иметь в виду, что в оптимальном канале  $h = \lambda L$ , т. е. чем меньше  $\lambda$ , тем уже оптимальный канал. Значит, при заданной высоте канала его пропускная способность максимальна за счет увеличения средней скорости  $V$  в ТГД.

Итак, оптимальная ширина канала зависит от физических свойств воздуха и от температурного фактора  $\theta$ . Канал, оптимальный при значении  $\theta = 0,98$ , окажется неоптимальным при  $\theta = 0,95$ . Для поддержания максимальной пропускной способности канала необходимо увеличивать его ширину при увеличении  $\theta$  (при увеличении температуры  $T_c$  холодного воздуха) и уменьшать ширину канала при уменьшении  $\theta$  [34–37].

### Модель объекта исследования

Модель исследования – это наружная стена жилого здания в климатическом районе Санкт-Петербурга. Наружная стена представляет собой конструкцию НВФ с вентилируемой воздушной прослойкой. В качестве несущей подконструкции фасада принимается решение компании «Юкон Инжиниринг» АТС 234. Для данной системы кронштейны могут иметь длину 80, 120, 190, 220, 250 мм. Цены на них взяты из [38] (табл. 1).

**Таблица 1. Цена на комплектующие для установки 1 м<sup>2</sup> НВФ при различной длине кронштейна**

Длина кронштейна, м	0,080	0,120	0,153	0,190	0,220	0,250
Цена за 1 м <sup>2</sup> НВФ с учетом НДС, руб	463,62	483,64	493,68	524,52	552,49	574,09

С целью определения экспериментальных характеристик воздушного потока В.Я. Ольшевским был проведен натурный эксперимент [39–40], основной целью которого было понимание реальной картины происходящего в прослойке НВФ. Объект исследования располагается в Санкт-Петербурге, ул. Орловская, д. 3. Это комплекс зданий, состоящий из 4 корпусов одинаковой высоты ( $L = 28$  м), на которых располагается система навесных вентилируемых фасадов. Ширина зазора между утеплителем и облицовочным материалом на каждом из зданий разная и варьируется от 8 до 15 сантиметров. Эксперимент проводился с помощью термоанемометра путем опускания датчика, расположенного на телескопической трубке. После некоторого времени, когда установились показания, фиксировался результат.

Состав ограждающей конструкции:

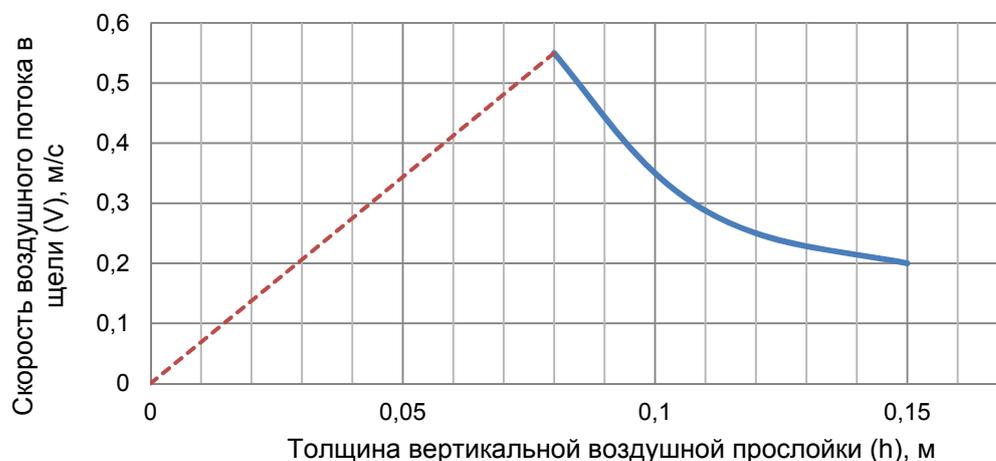
- кирпичная кладка пустотностью 22 % – 380 мм;
- минераловатный утеплитель Rockwool – 100 мм;
- воздушный зазор;
- облицовочные керамогранитные плиты – 600х600 мм.

Результаты проведенных испытаний представлены в таблице 2.

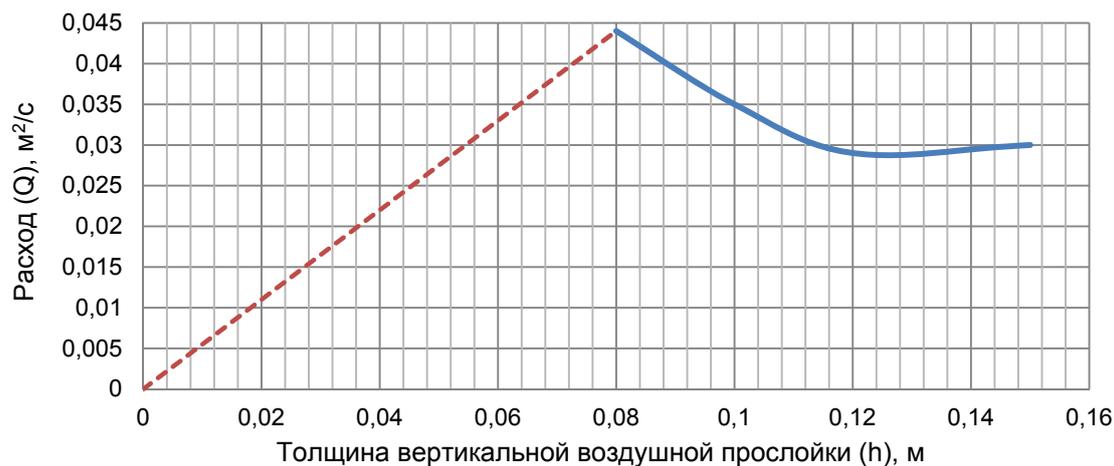
**Таблица 2. Результаты проведенных испытаний [40]**

L, м	h, м	L/h	V, м/с	Q, м <sup>2</sup> /с
28	0,08	350	0,5–0,6	0,040–0,048
28	0,10	280	0,3–0,4	0,030–0,040
28	0,12	233	0,2–0,3	0,024–0,036
28	0,15	186	0,2	0,030

На основе данных, полученных В.Я. Ольшевским [40], авторами данной статьи были построены графики зависимости скорости  $V$  и расхода  $Q$  от толщины вертикальной воздушной прослойки (ВВП) (рис. 6, 7).

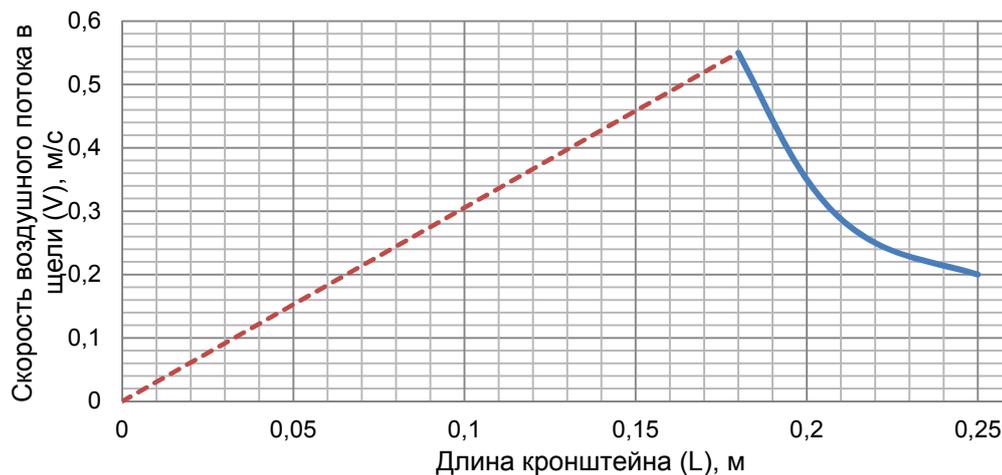


**Рисунок 6. График зависимости скорости воздушного потока от толщины вертикальной воздушной прослойки**

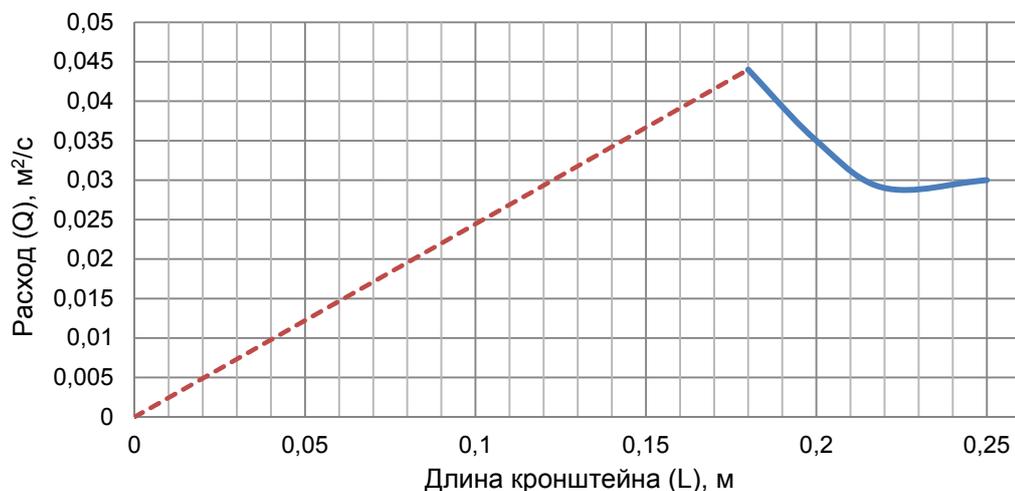


**Рисунок 7. График зависимости расхода от толщины вертикальной воздушной прослойки**

В длину кронштейна входят толщина ВВП и толщина утеплителя. В данных испытаниях утеплитель был толщиной 100 мм, следовательно, можно перейти от толщины воздушной прослойки к длине кронштейна. Графики зависимости скорости  $V$  и расхода  $Q$  от длины кронштейнов представлены на рисунках 8, 9.



**Рисунок 8. График зависимости скорости воздушного потока от длины кронштейна**



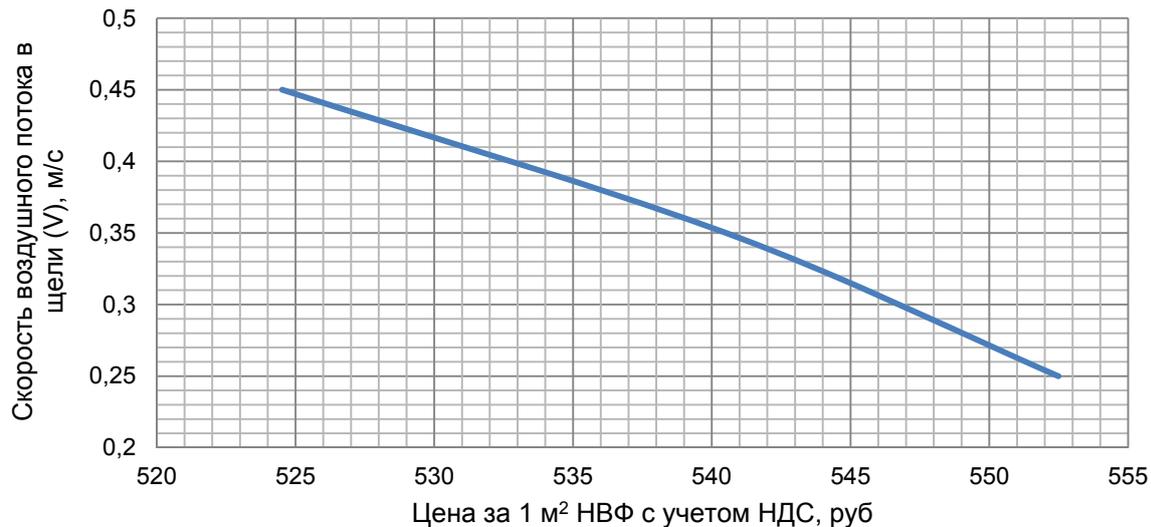
**Рисунок 9. График зависимости расхода от длины кронштейна**

Сведем данные, полученные для скорости  $V$  и расхода  $Q$ , а также цену на комплектующие для установки  $1 \text{ м}^2$  фасада в таблицу 3.

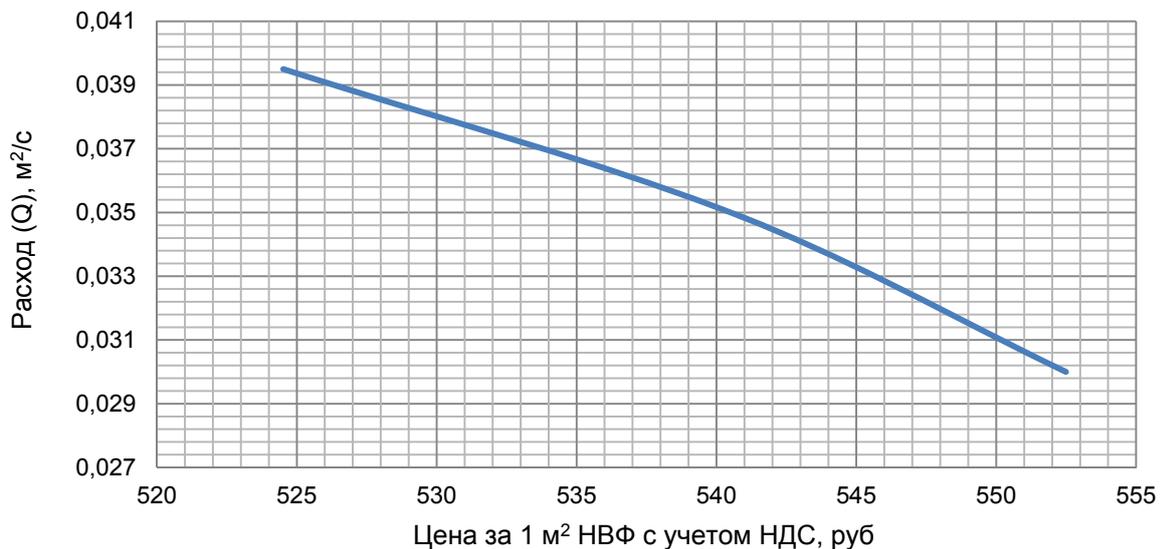
**Таблица 3. Сопоставление экспериментальных данных с ценами на комплектующие**

Длина кронштейна, м	0,180	0,190	0,200	0,220	0,250
Цена за $1 \text{ м}^2$ НВФ с НДС, руб.	523,48	524,52	540,51	552,49	574,09
$V$ , м/с	0,55	0,45	0,35	0,25	0,20
$Q$ , $\text{м}^2/\text{с}$	0,044	0,0395	0,035	0,032	0,030

Графики зависимости скорости  $V$  и расхода  $Q$  от цены на комплектующие для установки  $1 \text{ м}^2$  фасада представлены на рисунках 10, 11.



**Рисунок 10. График зависимости скорости воздушного потока от цены  $1 \text{ м}^2$  НВФ с учетом НДС**



**Рисунок 11. График зависимости расхода от цены  $1 \text{ м}^2$  НВФ с учетом НДС**

### Экономически выгодный фасад

При проведении натурного эксперимента [40] для получения данных рассматривались здания высотой 28 метров с различными зазорами воздушной прослойки (0,08, 0,10, 0,12, 0,15 м).

Для наглядности обработки экспериментальных данных, воспользовавшись формулами Емельянова В.А., Немова Д.В., Мифтахова Д.Р. Оптимизированная конструкция навесного вентилируемого фасада

$$v = \varphi \sqrt{\left(1 - \frac{T_c}{T_h}\right) \cdot 2gL}, \tag{5}$$

$$\frac{v_1}{v_2} = \sqrt{\frac{1 + \lambda \cdot \frac{L_2}{h}}{1 + \lambda \cdot \frac{L_1}{h}}} \cdot \sqrt{\frac{L_1}{L_2}}, \tag{6}$$

мы можем получить теоретические значения параметров воздушного потока в вентилируемом зазоре для зданий, имеющих высоту, отличную от экспериментальных [40].

Рассмотрим три здания с применением НВФ:

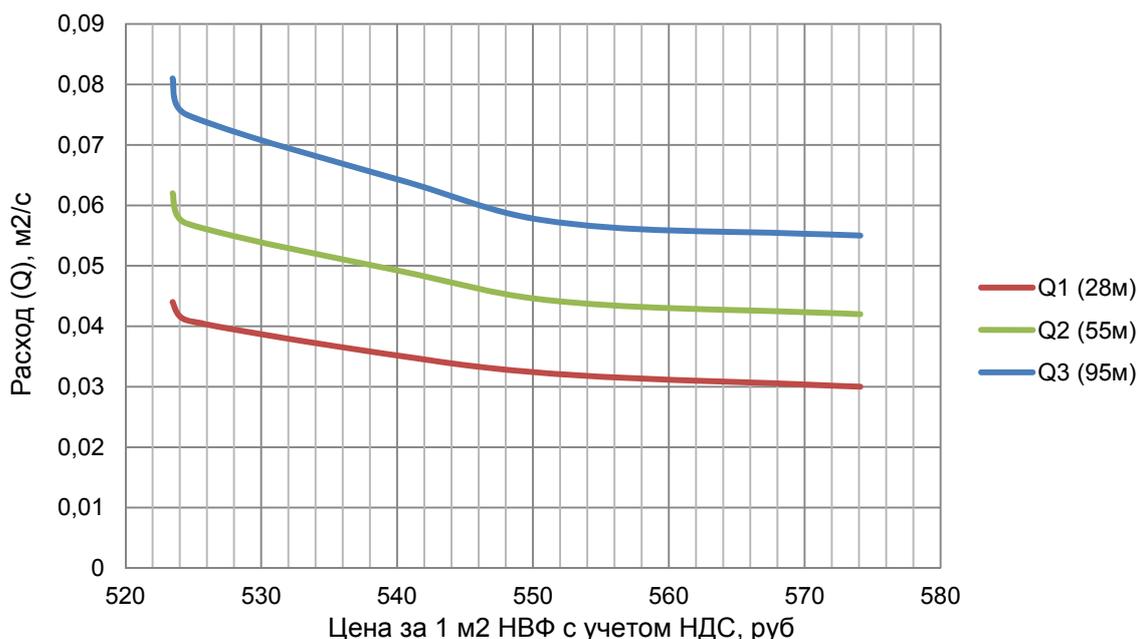
- жилой дом «Князь Александр Невский», 35 этажей, высота 95 м (Санкт-Петербург, пр. Обуховской Обороны, д. 138, корп. 2);
- гостиница «Holiday Inn St. Petersburg MoskovskyeVorota», 17 этажей, высота 55 м (Санкт-Петербург, Московский пр., д. 97а);
- жилой дом, 8 этажей, высота 28 м (Санкт-Петербург, ул. Орловская, д. 3).

Скорости и расходы в воздушных зазорах были пересчитаны для вышеперечисленных зданий и представлены в таблице 4.

**Таблица 4. Скорости и расходы в воздушных зазорах для вышеперечисленных зданий**

h ВВП, м	Здание высотой 28 м		Здание высотой 55 м		Здание высотой 95 м	
	V1, м/с	Q1, м <sup>2</sup> /с	V2, м/с	Q2, м <sup>2</sup> /с	V3, м/с	Q3, м <sup>2</sup> /с
0,080	0,55	0,044	0,771	0,062	1,013	0,081
0,090	0,45	0,041	0,631	0,057	0,829	0,075
0,100	0,35	0,035	0,491	0,049	0,645	0,064
0,120	0,25	0,032	0,364	0,044	0,479	0,057
0,150	0,20	0,030	0,280	0,042	0,368	0,055

На рисунке 12 приведены зависимости расходов Q1 (28 м), Q2 (55 м), Q3 (95 м) от цены на комплектующие на установку 1 м<sup>2</sup> фасада при различной длине кронштейнов.



**Рисунок 12. График зависимости расхода от цены 1 м<sup>2</sup> НВФ с учетом НДС**

Оптимальный размер канала, отвечающий максимуму пропускной способности:

$$\frac{L}{h} = \frac{1}{\lambda}. \quad (7)$$

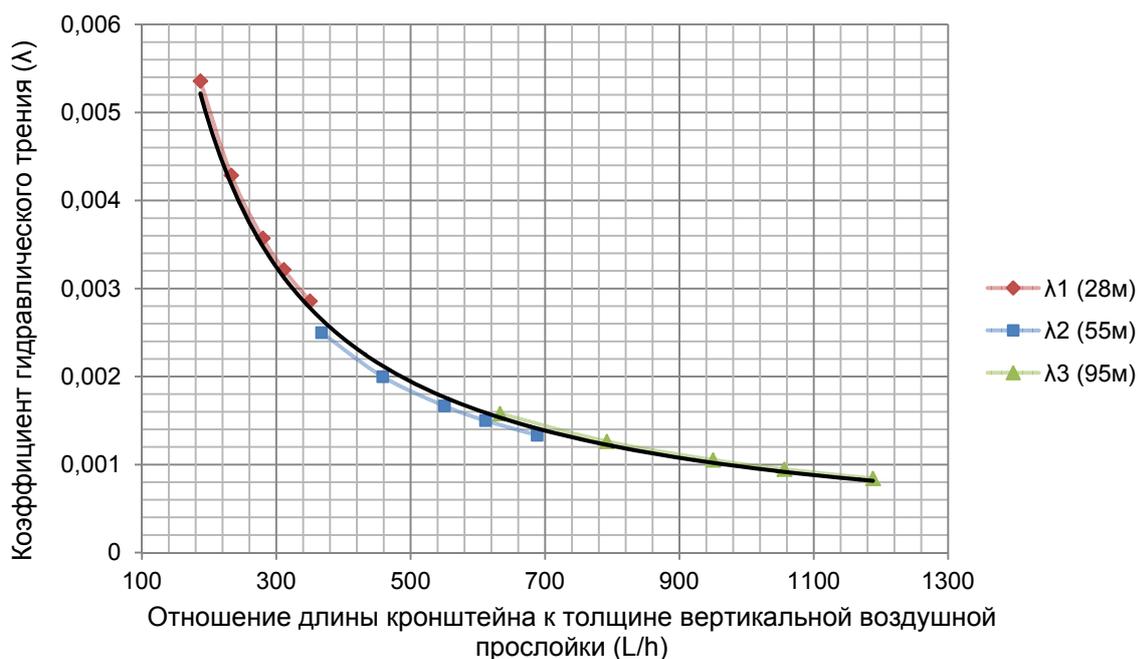
Следовательно,  $\lambda = \frac{h}{L}$ .

Значения коэффициентов гидравлического трения  $\lambda$  для каждого из зданий представлены в таблице 5.

**Таблица 5. Значения коэффициентов гидравлического трения  $\lambda$  для каждого из зданий**

h ВВП, м	$\lambda_1(28\text{м})$	$\lambda_2(55\text{м})$	$\lambda_3(95\text{м})$
0,080	0,002857	0,001333	0,000842
0,090	0,003214	0,0015	0,000947
0,100	0,003571	0,001667	0,001053
0,120	0,004286	0,002	0,001263
0,150	0,005357	0,0025	0,001579

Изменение коэффициента гидравлического трения в зависимости от высоты здания представлено на рисунке 13.



**Рисунок 13. График зависимости коэффициента гидравлического трения от отношения  $L/h$**

Сведем все данные в таблицу 6.

**Таблица 6. Расходы для рассматриваемых зданий**

L1, м	L2, м	L3, м	h ВВП, м	L1/h	L2/h	L3/h	Q1(28м), м <sup>2</sup> /с	Q2(55м), м <sup>2</sup> /с	Q3(95м), м <sup>2</sup> /с
28	55	95	0,08	350	688	1188	0,044	0,062	0,081
28	55	95	0,09	311	611	1056	0,041	0,057	0,075
28	55	95	0,10	280	550	950	0,035	0,049	0,064
28	55	95	0,12	233	458	792	0,032	0,044	0,057
28	55	95	0,15	187	367	633	0,030	0,042	0,055

Изменение расхода Q представлено на рисунке 14.

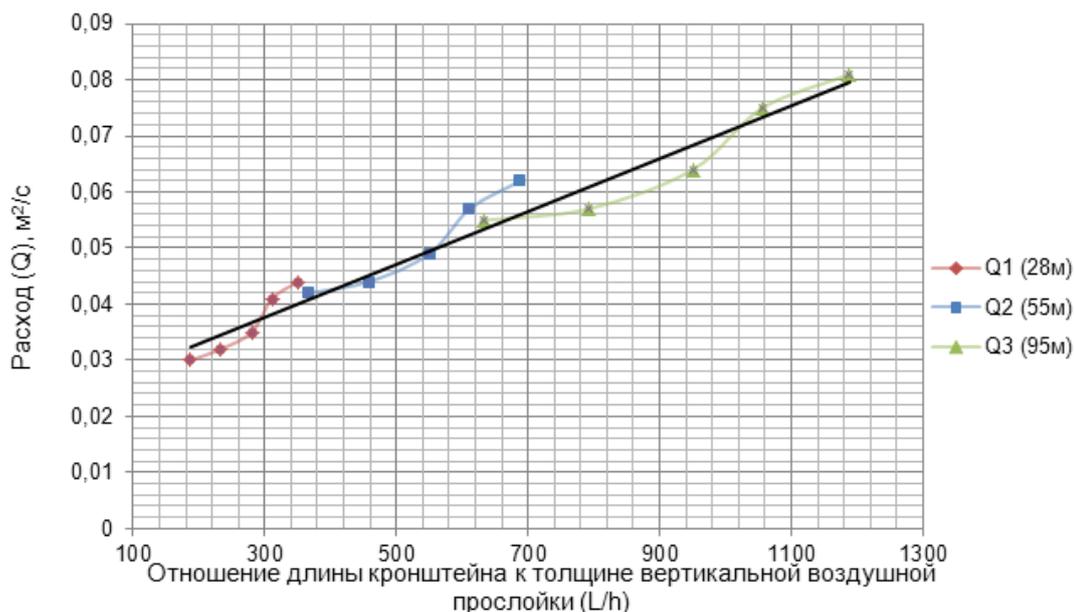


Рисунок 14. График зависимости расхода от отношения L/h

Как видно из таблицы 6, по мере увеличения высоты здания при той же толщине ВВП расход также возрастает. Сравним цены потерь  $\frac{Ц}{Q}$  напора для рассматриваемых зданий.

Таблица 7. Цена потерь напора для рассматриваемых зданий

L кр, м	Ц, руб.	Q1(28м), м²/с	Q2(55м), м²/с	Q3(95м), м²/с	Ц/Q1, руб.·с/м²	Ц/Q2, руб.·с/м²	Ц/Q3, руб.·с/м²
0,18	463,62	0,044	0,062	0,081	10537	7518	5720
0,19	524,52	0,041	0,057	0,075	12951	9241	7031
0,20	541,37	0,035	0,049	0,064	15429	11008	8376
0,22	552,49	0,032	0,044	0,057	17265	12635	9614
0,25	574,09	0,030	0,042	0,055	19136	13654	10389

Изменение цены потерь напора с увеличением расхода показано на рисунке 15.

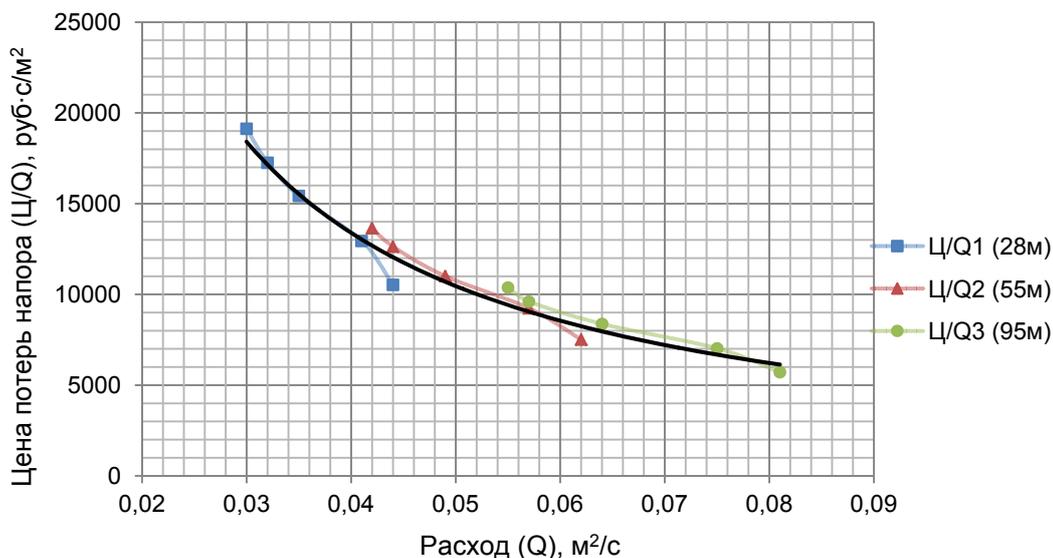


Рисунок 15. График зависимости цены потерь напора от расхода

### Основные результаты и выводы

1. Давление тяги пропорционально разности  $T_n - T_c$  температур горячей грани канала и холодного воздуха.
2. Интенсивность передачи теплоты от горячей стенки холодному воздуху пропорциональна  $n^{-1} - k^{-1}$ ,  $n < k$ . Эта разность обратно пропорциональна  $\Lambda$  (приведенной высоте канала) и прямо пропорциональна относительному напору  $1 - \theta = (T_n - T_c) / T_c$ . Следовательно, чем короче канал, тем большая интенсивность теплопередачи требуется для реализации ТГД с фиксированной средней скоростью.
3. Гидравлически оптимальный канал, обладающий при фиксированных значениях  $\zeta_r$ ,  $\theta$ ,  $L$  максимальной пропускной способностью, имеет толщину  $h$ , в  $\lambda$  раз меньшую высоты канала ( $\lambda$  – число Дарси).
4. Выполненные расчеты показали, что при существующих типах кронштейнов сокращение затрат достигается на ограждающих конструкциях высотой не менее 50...60 м. Для зданий малой этажности не существует типоразмеров кронштейнов данного производителя.

### Литература

1. Кузьменко Д.В., Ватин Н.И. Ограждающая конструкция «нулевой толщины» – термopанель // Инженерно-строительный журнал. 2008. №1. С. 13–21.
2. Явтушенко Е.Б. Основы гидравлического расчета навесных вентилируемых фасадов // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2013. № 2(7). С. 55–61.
3. Ayinde T.F., Said S.A.M., Habib M.A. Experimental investigation of turbulent natural convection flow in a channel // Heat and Mass Transfer. 2006. Vol. 42. Issue 3. Pp. 169–177.
4. Ayinde T.F., Said S.A.M., Habib M.A. Turbulent natural convection flow in a vertical channel with anti-symmetric heating // Heat and Mass Transfer. 2008. Vol. 44. Issue 10. Pp. 1207–1216.
5. Bodia J.R., Osterle J.F. The development of free convection between heated vertical plates // Journal Heat Transfer. 1962. Vol. 84. Issue 1. Pp. 40–43.
6. Elenbaas W. Heat dissipation of Parallel plates by free Convection // Physica 1942. Vol. 9. Issue 1. Pp. 1–28.
7. Fedorov A.G., Viskanta R., Mohamad A.A. Turbulent heat and mass transfer in an asymmetrically heated, vertical parallel plate channel // International Journal of Heat and Fluid Flow. 1997. Vol. 18. Issue 3. Pp. 307–315.
8. Fedorov A.G., Viskanta R. Turbulent natural convection heat transfer in an asymmetrically heated, vertical parallel-plate channel // International Journal of Heat and Mass Transfer. 1997. Vol. 40. Issue 16. Pp. 3849–3860.
9. Naylor D., Floryan J.M., Tarasuk J.D. A Numerical study of Developing Free convection Between Isothermal vertical plates // Journal of Heat Transfer 1991. Vol. 113. Issue 3. Pp. 620–626.
10. Naylor D., Tarasuk J.D. Natural Convective Heat Transfer in a Divided vertical channel Part-I – Numerical Study // Journal of Heat Transfer. 1993. Vol. 115. Issue 2. Pp. 377–387.
11. Sparrow E.M., Azevedo L.F.A. Vertical channel natural convection spanning between fully-developed limit and the single-plate boundary-layer limit // International Journal Heat Mass Transfer. 1985. Vol. 28. Issue 10. Pp. 1847–1857.
12. Tanda G. Natural Convection Heat Transfer in vertical channels with and without transverse square ribs // International Journal of Heat Mass Transfer. 1997. Vol. 40. Issue 9. Pp. 2173–2185.
13. Miyamoto M. [et al] Turbulent Free Convection Heat Transfer From Vertical Parallel Plates // Proceeding of the International Heat Transfer Conference. 1986. Vol. 4. Pp. 1593–1598.
14. Badr H.M. [et al] Turbulent natural convection in vertical parallel-plate channels // International Journal Heat Mass Transfer. 2006. Vol. 43. Pp. 73–84.
15. Habib M.A. [et. al]. Velocity characteristics of turbulent natural convection in symmetrically and asymmetrically heated vertical channels // Experimental Thermal and Fluid Science. 2002. Vol. 26. Issue 1. Pp. 77–87.

16. Yilmaz T., Gilchrist A. Temperature and velocity field characteristics of turbulent natural convection in a vertical parallel-plate channel with asymmetric heating // *Heat Mass Transfer*. 2007. Vol. 43. Issue 7. Pp. 707–719.
17. Vatin N.I., Gorshkov A.S., Nemova D.V., Staritsyna A.A., Tarasova D.S. The Energy-Efficient Heat Insulation Thickness for Systems of Hinged Ventilated Facades // *Advanced Materials Research*. 2014. No. 941–944. Pp. 905–920.
18. Корниенко С.В. Температурно-влажностный режим наружных стен с вентилируемым фасадом // *Academia. Архитектура и строительство*. 2009. №5. С. 389–394.
19. Туснина О.А., Емельянов А.А., Туснина В.М. Теплотехнические свойства различных конструктивных систем навесных вентилируемых фасадов // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. №8(43). С. 54–63.
20. Исаев С.А., Ватин Н.И., Баранов П.А., Судаков А.Г., Усачов А.Е., Егоров В.В. Разработка и верификация многоблочных вычислительных технологий для решения нестационарных задач строительной аэродинамики высотных зданий в рамках подхода URANS // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. №1. С. 47–61.
21. Машенков А.Н., Косолапов Е.А., Чебурканова Е.В. Свободная одномерная конвекция в воздушном зазоре навесных фасадов зданий с разными тепловыми потоками через облицовочный слой и стенку // *Жилищное строительство*. 2009. №9. С. 27–31.
22. Машенков А.Н., Чебурканова Е.В. Определение коэффициента теплотехнической однородности навесных фасадных систем с воздушным зазором // *Строительные материалы*. 2007. №6. С. 10–12.
23. Машенков А.Н., Косолапов Е.А., Чебурканова Е.В. Математическое моделирование конвективного теплообмена около стены здания в приближении пограничного слоя // *Известия вузов. Строительство*. 2011. №5. С. 65–71.
24. Машенков А.Н., Чебурканова Е.В. Графический анализ влажностного режима и паропроницаемости навесной фасадной системы с воздушным вентилируемым зазором типа Uкоп в диаграмме Шпайделя // *Жилищное строительство*. 2007. №11. С. 2–5.
25. Машенков А.Н., Косолапов Е.А. О методах численного решения двумерных уравнений Буссинеска для свободной конвекции // *Academia. Архитектура и строительство*. 2010. №3. С. 292–296.
26. Машенков А.Н., Косолапов Е.А., Чебурканова Е.В. Общая система уравнений Буссинеска для одномерной свободной конвекции в плоском вертикальном слое // *Приволжский научный журнал*. 2012. №2. С. 93–98.
27. Гагарин В.Г., Козлов В.В., Лушин К.И. Скорость движения воздуха в прослойке навесной фасадной системы при естественной вентиляции // *Жилищное строительство*. 2013. №10. С. 14–17.
28. Гагарин В.Г. Теплофизические проблемы современных стеновых ограждающих конструкций многоэтажных зданий // *Academia. Архитектура и строительство*. 2009. №5. С. 297–305.
29. Лапин В.Г., Лапин С.В. Расчет конвективного движения воздуха в канале вентилируемого фасада при наличии горизонтальных щелей между плитками облицовки // *Приволжский научный журнал*. 2012. №2. С. 85–92.
30. Корнилов Т.А., Амбросьев В.В. Экспериментальные исследования влияния воздушного потока в зазоре на теплозащитные свойства вентилируемых фасадных систем // *Academia. Архитектура и строительство*. 2010. №3. С. 344–347.
31. Умнякова Н.П. Элементы навесных вентилируемых фасадов, определяющие их теплозащитные качества // *Academia. Архитектура и строительство*. 2009. №5. С. 372–380.
32. Петриченко М.Р., Петроченко М.В. Гидравлика свободноконвективных течений в ограждающих конструкциях с воздушным зазором // *Инженерно-строительный журнал*. 2011. №8(26). С. 51–56.
33. Немова Д.В. Интегральные характеристики термогравитационной конвекции в воздушной прослойке навесных вентилируемых фасадов // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. №2(37). С. 24–36.
34. Петриченко М.Р., Петроченко М.В. Достаточные условия существования свободноконвективного течения в вертикальном щелевом канале // *Научно-технические ведомости СПбГПУ*. 2012. №147. С. 276–282.
35. Петриченко М.Р., Петроченко М.В., Явтушенко Е.Б. Гидравлически оптимальная вентилируемая щель // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. №2(37). С. 35–40.

36. Немова Д.В., Емельянова В.А., Мифтахова Д.Р., Экстремальные задачи расчета свободноконвективных движений в навесных вентилируемых фасадах // Инженерно-строительный журнал. 2013. №8(43). С. 46–53.
37. Петроченко М.В. Основы гидравлического расчета СКТ в ограждающих строительных конструкциях. Автореферат дисс. .... канд.тех.наук. Санкт-Петербург, 2012. 20 с.
38. Прайс-лист на алюминиевую подконструкцию U-коп (03.12.2013.)
39. Немова Д. В., Ольшевский В. Я., Цейтин Д. Н. Гидростатика термогравитационной конвекции в вертикальном канале // Научно-технические ведомости СПбГПУ. 2013. №183. С. 295–301.
40. Ольшевский В. Я. Результаты экспериментального определения скоростей и расходов в вентилируемых прослойках НВФ [Электронный ресурс]: магистерская диссертация. Санкт-Петербургский государственный политехнический университет. Инженерно-строительный институт. Кафедра строительства уникальных зданий и сооружений. Санкт-Петербург, 2014.

*Варвара Алексеевна Емельянова, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(904)5503696; эл. почта: shein91@mail.ru*

*Дарья Викторовна Немова, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)8900267; эл. почта: darya.nemova@gmail.com*

*Динара Робертовна Мифтахова, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(981)8883718; эл. почта: dinara.miftakhova@gmail.com*

© Емельянова В.А., Немова Д.В., Мифтахова Д.Р., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.7

## Особенности состава и очистки поверхностного стока крупных городов

*К.х.н., старший научный сотрудник В.Н. Чечевичкин,  
д.т.н., директор Инженерно-строительного института Н.И. Ватин,  
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Аннотация.** На примере площадок предприятий Санкт-Петербурга проведена оценка степени загрязненности поверхностного стока крупных городов в современных условиях.

Показано увеличение содержания нефтепродуктов и ионов тяжелых металлов в дождевом и особенно талом стоке. Установлено, что состав инфильтрационного стока с новых застроенных территорий в черте города часто определяется предысторией этих территорий, в особенности в местах бывших несанкционированных микросвалок, погребенных при планировке площадок под строительство. Содержание ионов тяжелых металлов и нефтепродуктов в таком инфильтрационном стоке может существенно превышать их содержание в стоке с полигонов твердых бытовых отходов. Подавляющая часть нефтепродуктов содержится в поверхностном стоке в эмульгированной и ассоциированной со взвешенными веществами форме, что приводит к вторичному загрязнению вод при накоплении этих форм в отстойниках и ловушках локальных очистных сооружений.

Сорбционно-фильтрационные технологии очистки поверхностных сточных вод являются наиболее эффективными и простыми в плане реализации как самих процессов очистки, так и утилизации отходов.

**Ключевые слова:** очистка поверхностного стока; ливневый сток; талый сток; инфильтрационный сток; тяжелые металлы; нефтепродукты

### *Введение*

Поверхностный сток крупных городов является значимым фактором загрязнения гидросферы [1–5], причем его состав, особенно в последнее время, все более определяется результатами технической деятельности человека.

Состав поверхностного стока, допустимого к сбросу в коллекторы ливневой канализации, регламентируется [6], и в случае превышения нормативов такой сток требует очистки.

В черте города выделяют три территории функционального использования: селитебную, производственную и ландшафтно-рекреационную [7]. Поверхностный сток, подлежащий очистке, формируется на селитебной и производственной территориях.

Основные загрязняющие компоненты поверхностного стока определены и рекомендованы для расчета по ориентировочным средним количественным показателям [8].

### *1. Литературный обзор*

Свежих данных, характеризующих реальную ситуацию с уровнем загрязнения поверхностного стока на территории городов, довольно мало, и в основном используются результаты оценок, проведенных 20 и более лет назад [9, 10].

Вместе с тем, как свидетельствуют исследования, проведенные в отношении поверхностного стока автодорог [11, 12], в связи с непрерывным увеличением интенсивности движения автотранспорта на дорогах в последнее время значительно возросло содержание в стоке не только взвешенных веществ и нефтепродуктов, но и ионов тяжелых металлов. Поскольку автодороги являются главной составной частью как селитебных, так и производственных территорий, то их влияние сказывается на параметрах стока с этих территорий.

Очистка больших объемов вод с высокими концентрациями загрязняющих веществ до очень низких концентраций для сброса в ливневую канализацию и особенно в рыбохозяйственные водоемы представляет собой сложнейшую задачу. Практически все растворенные в воде вещества (тяжелые металлы, нефтепродукты, органические вещества) не удаляются методами отстаивания и коалесценции даже в самых современных отстойниках и ловушках, несмотря на заявления производителей таких устройств.

Наиболее эффективными методами очистки от растворимых веществ являются химреагентные [13–17] и сорбционно-фильтрационные [18–23].

Первая группа методов (применительно к очистке поверхностного стока) высокочувствительна в плане капитальных вложений, требует специальных помещений и подвода электроэнергии, весьма чувствительна к условиям проведения процесса и требует наличия подготовленного персонала; утилизация продуктов очистки в этом случае сложна и затратна.

Вторая группа методов мало чувствительна к реальным условиям проведения процесса, не требует подвода электроэнергии (в самотечном режиме), обладает высокой эффективностью и селективностью очистки и малозатратна. Недостатком является ограниченный ресурс работы сорбционно-фильтрационных материалов (обычно применяют активированные угли и природные цеолиты), что компенсируется их дешевизной и простотой замены. Кроме того, эти материалы содержат в фиксированной форме все загрязнения, удаленные ими из воды, что делает утилизацию этих материалов вместе с загрязнениями крайне простой и малозатратной (не более 5 % от стоимости этих материалов как отходов IV класса).

Сорбционно-фильтрационные технологии очистки больших объемов вод (что характерно для поверхностного стока) наиболее экономически эффективны именно как технологии глубокой доочистки, т. е. окончательного доведения состава этих вод на выходе до соответствующих нормативов их сброса. Их применение в условиях сложного состава стока с современных городских территорий дает лучшие результаты в комбинации с современными технологиями предварительного отделения (предочистки) основного количества взвешенных частиц и эмульгированных нефтепродуктов в различного рода отстойниках и ловушках.

## 2. Постановка задач исследования

Технический прогресс постоянно увеличивает свое негативное влияние на среду обитания человека. Поверхностные сточные воды крупных городов, загрязнение которых прямо зависит от состояния их территорий, давно перестали быть «условно чистыми» и требуют постоянного контроля над их составом.

Целью данного исследования являлась оценка современного состояния уровня загрязнения реальных поверхностных вод различными компонентами на территории крупного мегаполиса (Санкт-Петербург), а также выяснение его причин и источников. Для достижения цели были поставлены следующие задачи:

- сбор и анализ фактического материала по загрязнению поверхностного стока различных объектов Санкт-Петербурга;
- аналитические исследования состояния некоторых загрязнителей в реальных сточных водах.

## 3. Описание исследований

Для получения объективной картины современного уровня загрязнений ливневого и талого стоков с территорий промышленных предприятий первой группы [6] был проведен анализ этих вод на выходе из систем ливневой канализации для 40 объектов, расположенных в Санкт-Петербурге, за период 2012–2013 гг.

Определение состава и свойств поверхностных сточных вод с территорий объектов в Санкт-Петербурге проводили в аккредитованных на компетентность и независимость аналитических лабораториях, зарегистрированных в Государственном реестре, на аттестованном оборудовании. Испытания проводились по утвержденным методикам с погрешностями результатов измерений, которые соответствовали внедренным методикам, обеспеченными контролем стабильности получаемых результатов.

Результаты представлены в таблицах 1 и 2. Для сравнения приведены значения, рекомендованные для использования при проектировании систем очистки поверхностного стока с селитебных территорий (современная застройка с малой транспортной нагрузкой) более 20 лет назад [9, 10].

Видно, что рекомендованные показатели загрязнения поверхностного стока [9] по взвешенным веществам и нефтепродуктам, а также фосфатам и иону аммония существенно выше реальных. Измеренные концентрации ионов тяжелых металлов в ливневом стоке близки к рекомендованным [6] для селитебных территорий. Однако их концентрация в талом стоке выше, чем в ливневом для меди и цинка примерно в 5 раз, а для свинца, алюминия и нефтепродуктов –

Чечевичкин В.Н., Ватин Н.И. Особенности состава и очистки поверхностного стока крупных городов

более чем в 10 раз. Это говорит о накоплении этих загрязнений в зимний период в снежном покрове и их залповом сбросе во время снеготаяния весной.

**Таблица 1. Характеристики загрязненности поверхностного стока\* в 2012–2013 гг. с территорий промышленных предприятий I группы\*\*, расположенных в Санкт-Петербурге**

№ п/п	Контролируемые показатели	Единица измерения	Ливневый сток			Талый сток	
			Интервал колебаний min/max	Среднее значение	По данным [6]	Интервал колебаний min/max	Среднее значение
1	Водородный показатель	ед. рН	6,5 ÷ 8,0	7,3	–	6,8 ÷ 7,8	7,2
2	Химическое потребление кислорода (ХПК)	мг/дм <sup>3</sup>	26 ÷ 244	160	90 ÷ 120	160 ÷ 550	350
3	Биологическое потребление кислорода (БПК <sub>20</sub> )	мг/дм <sup>3</sup>	1,6 ÷ 19	8,0	20 ÷ 40	3,5 ÷ 28	14,3
4	Взвешенные вещества	мг/дм <sup>3</sup>	4 ÷ 150	52	300 ÷ 600	3 ÷ 150	60
5	Нефтепродукты	мг/дм <sup>3</sup>	0,01 ÷ 2,0	0,38	7 ÷ 12	0,24 ÷ 29	4,2
6	Синтетические поверхностно-активные вещества (СПАВ)	мг/дм <sup>3</sup>	0,03 ÷ 1,5	0,32	–	0,15 ÷ 0,25	0,19
7	Фенолы	мг/дм <sup>3</sup>	0,002 ÷ 0,100	0,017	–	0,001 ÷ 0,005	0,003
8	Фосфатион	мг/дм <sup>3</sup>	0,03 ÷ 0,20	0,09	0,5 ÷ 0,8	0,08 ÷ 0,16	0,13
9	Аммонийион	мг/дм <sup>3</sup>	0,1 ÷ 19	2,1	8 - 10	0,4 ÷ 4,5	1,8

\*Пробы отбирались из сливного коллектора в конце сети ливневой канализации объекта. Замеры проводились для выборки из 40 объектов по ливневому стоку и из 25 объектов по талому стоку.

\*\* В число исследуемых объектов входили: промышленные площадки, складские территории, территории торговых комплексов, бизнес-центров (с автостоянками).

**Таблица 2. Характеристики загрязненности поверхностного стока по тяжелым металлам (Санкт-Петербург, 2012–2013) с территорий промышленных предприятий I группы**

№п/п	Контролируемые показатели	Единица измерения	Ливневый сток			Талый сток	
			Интервал концентр. min/max	Среднее значение	По данным [6]	Интервал концентр. min/max	Среднее значение
10	Железо (общ)	мг/дм <sup>3</sup>	0,24 ÷ 5,2	3,3	3 ÷ 10	0,40 ÷ 9,6	3,0
11	Марганец	мг/дм <sup>3</sup>	0,02 ÷ 1,0	0,31	0,3 ÷ 0,5	0,12 ÷ 0,67	0,35
12	Медь	мг/дм <sup>3</sup>	0,002 ÷ 0,037	0,014	0,03 ÷ 0,04	0,030 ÷ 0,080	0,055
13	Никель	мг/дм <sup>3</sup>	0,002 ÷ 0,020	0,006	0,007 ÷ 0,009	0,01 ÷ 0,040	0,002
14	Цинк	мг/дм <sup>3</sup>	0,01 ÷ 0,35	0,10	0,25 ÷ 0,30	0,06 ÷ 2,2	0,5
15	Алюминий	мг/дм <sup>3</sup>	0,04 ÷ 0,78	0,23	1 ÷ 3	0,55 ÷ 6,6	2,7
16	Свинец	мг/дм <sup>3</sup>	0,04 ÷ 0,12	0,055	0,05 ÷ 0,07	0,04 ÷ 0,75	0,580

Условия отбора проб и объекты соответствуют таблице 1.

Для иона марганца средние концентрации в ливневом и талом стоках не превышают рекомендованных [9], что свидетельствует о малой растворимости продуктов окисления марганецсодержащих антидетонационных добавок к топливу, которые сейчас широко используются вместо свинецсодержащих.

Вместе с тем нельзя не отметить, что полученные значения ХПК (при низких значениях БПК<sub>20</sub>) существенно выше рекомендованных (как для ливневого, так и для талого стока), что говорит о серьезном загрязнении этих вод трудно окисляемыми органическими веществами. Состав этих органических загрязнений требует, на наш взгляд, более пристального внимания и детального изучения.

Оценка концентраций нефтепродуктов в поверхностном стоке, особенно при использовании их для расчета очистных сооружений, весьма неоднозначна. Как справедливо отмечено в работе [12], нефтепродукты попадают в ливневый сток только во время дождя, т. к. на сухом асфальте они быстро испаряются, а их неиспарившаяся часть мало растворима в воде. В талом стоке, когда значительная часть нефтепродуктов длительно находится в твердой фазе (снег или частицы песка) и при таянии снега постепенно контактирует с жидкой водой, происходит насыщение ее растворимыми компонентами нефтепродуктов и образование их эмульгированных и пленочных форм.

Определение содержания эмульгированных нефтепродуктов в воде проводили методом ИК-спектроскопии с использованием концентромера ИКН-025 с погрешностью  $\pm 0,02 \div \pm 2,0$  мг/л для концентраций нефтепродуктов в диапазоне  $0,1 \div 50$  мг/л.

На рисунке 1 представлена зависимость концентрации ( $C$ , мг/л) от времени практически нерастворимого в воде нефтепродукта – турбинного масла марки ТН-22с – после его эмульгирования в емкости с лопастной мешалкой (3300 об/мин, 20 минут). Видно, что через 1 месяц после эмульгирования концентрация этого нефтепродукта в воде постоянна и составляет не менее 6 мг/л. Такие устойчивые формы эмульгированных нефтепродуктов, образование которых на дорогах со скоростным движением очень вероятно, не могут быть очищены ни на одном из известных видов отстойников (в том числе и тонкопалочных). Присутствие в воде различных СПАВ делает эти формы еще более устойчивыми.

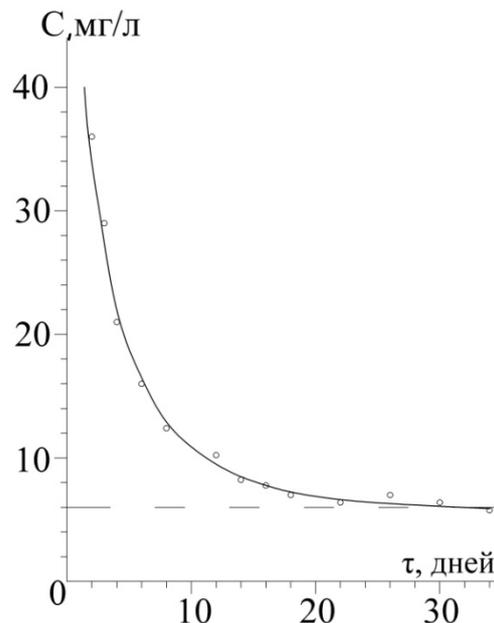


Рисунок 1. Кинетика изменения концентрации ( $C$ , мг/л) эмульгированного в воде турбинного масла ТН-22с

Одним из наиболее эффективных способов очистки таких вод может быть их фильтрация через пористые волокнистые материалы (дорнит, синтепон, полипропиленовое волокно и т. д.) или через зернистые гидрофобные загрузки (активированные угли, антрацит, шунгит и т. д.), так как размер пор указанных материалов соизмерим с размером микрочастиц эмульгированных нефтепродуктов, что способствует максимальному коалесцентному разделению фаз.

Другим немаловажным фактором, влияющим на содержание нефтепродуктов в поверхностных водах, является их фиксация на поверхности частиц взвешенных веществ путем адсорбции, адгезии, коалесценции и т. д.

В таблице 3 представлены значения концентраций нефтепродуктов, экстрагированных из песка различных фракций, в талой воде, полученной при растоплении снега с обочины одной из автодорог в Санкт-Петербурге. Видно, что с уменьшением размера частиц количество нефтепродуктов на единицу массы песка значительно возрастает. При этом максимальная концентрация растворенных нефтепродуктов в надосадочной воде (время контакта 12 часов) весьма мала – 0,37 мг/л, что говорит об их слабой растворимости. Содержание растворенных в талой воде нефтепродуктов составляло всего 0,05 % от их общего содержания в твердой и жидкой фазах.

Таким образом, взвешенные вещества являются дополнительным существенным фактором, снижающим реальное содержание нефтепродуктов в поверхностных водах.

**Таблица 3. Содержание нефтепродуктов на поверхности частиц взвешенных веществ в талой воде**

№ п/п	Фазовое состояние	Размер частиц у взвешенных веществ, мкм	Концентрация нефтепродуктов, мг/г *
1	Вода талая после отстоя	-	0,00037
2	Пена	< 3	219,8
3	Очень мелкий песок	3 ÷ 60	27,3
4	Мелкий песок	60 ÷ 125	11,5
5	Средний песок	125 ÷ 250	6,24
6	Крупный песок	250 ÷ 2000	0,87

\* Для пены и фракций песка концентрация нефтепродуктов дана в пересчете на сухое вещество.

С другой стороны, при значительном накоплении таких нефтесодержащих взвешенных веществ в отстойниках (особенно тонкопелочных) они могут существенно увеличивать концентрацию растворенных нефтепродуктов в ливневом стоке после периода между дождями. Негативное действие оказывают также и пленочные нефтепродукты, а также пены в отстойниках и ловушках, длительное время контактирующие с водами, поскольку их удаление из отстойников (как и взвешенных веществ) производится крайне редко.

Весьма важной составляющей поверхностного стока является инфильтрация (просачивание) грунтовых вод внутрь трубопроводов через их стенки, стыки, а также стенки и днища колодцев [24]. В сетях ливневой канализации, расположенной ниже уровня грунтовых вод, приток инфильтрационных вод происходит практически непрерывно в течение года, поэтому и дождевой и талый стоки всегда разбавлены в той или иной степени инфильтрационными водами.

По составу загрязнений и их количеству инфильтрационный сток считается [9] чище дождевого и талого. Однако это утверждение справедливо только для взвешенных веществ и нефтепродуктов, которые могут задерживаться компонентами почв. Если инфильтрационный сток формируется из безнапорных пластовых вод, то довольно часто он содержит ионы железа и марганца биогенно-почвенного происхождения в высоких концентрациях. Как видно из рисунка 2а, максимальная концентрация этих ионов наблюдается в летние и даже осенние месяцы, т. е. во время биологической активности почв.

Значительно худшая картина формируется, когда дренажная сеть в городских условиях прокладывается в насыпных грунтах на месте свалок строительных отходов, иногда смешанных с бытовыми и промышленными. Такие захороненные под слоем строительного мусора и насыпного грунта отходы участвуют в различного рода процессах их деградации: электрохимическое растворение металлов, биохимическое анаэробное разложение и т. д. В результате этого в дренажные воды на таких территориях попадают не только ионы железа и марганца в высоких концентрациях, но и ионы цинка, алюминия, меди, а в некоторых случаях – ртути, кадмия, свинца.

Как видно из рисунка 2б, превышение реальных концентраций по сравнению с ПДК в этом случае гораздо больше и пик их значений приходится на весенние месяцы, то есть на время снеготаяния или сразу после него.

Такие воды, с превышениями концентраций ионов тяжелых металлов в десятки и сотни раз по сравнению с ПДК, требуют безусловной очистки во всем их объеме.

Следует отметить, что инфильтрационный сток с промышленных территорий (а иногда и с территорий, относящихся к селитебным), устроенных на местах бывших захороненных строительных или иных микросвалок, а также территорий, бывших до этого в промышленном пользовании и как следствие имеющих сильно загрязненные грунты (часто скрытые под асфальтовыми покрытиями и газонами), приближается по составу и концентрациям компонентов к стоку с полигонов твердых бытовых отходов (ТБО).

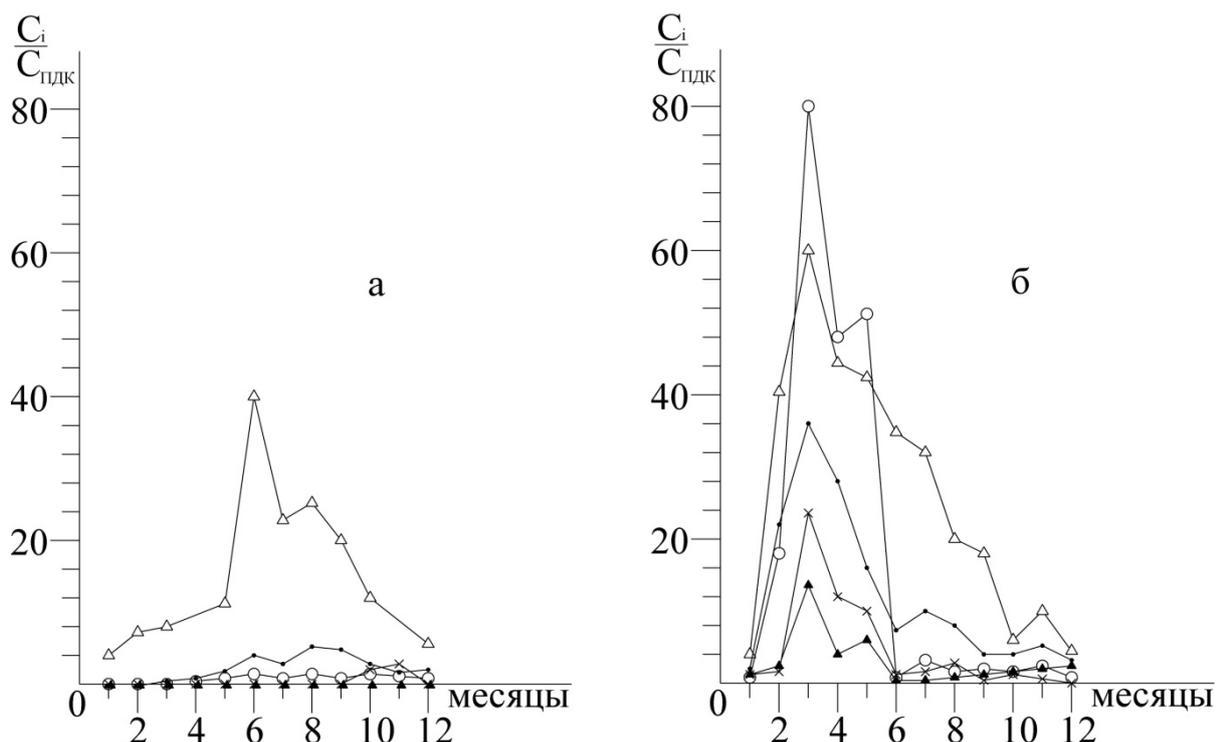


Рисунок 2. Изменение во времени состава инфильтрационного стока с различных территорий:

а – естественный инфильтрат при наличии железомарганцевых подземных вод;  
б – инфильтрат с территории захороненной свалки промышленно-строительного мусора.

$\frac{C_i}{C_{ПДК}}$  – относительная концентрация загрязнителей (превышение реальных концентраций по сравнению с их ПДК); загрязнители:  $\triangle$ – $\triangle$ – $\triangle$ –марганец,  $\circ$ – $\circ$ – $\circ$  – железо,  $\times$ – $\times$ – $\times$  – алюминий,  $\circ$ – $\circ$ – $\circ$  – цинк,  $\blacktriangle$ – $\blacktriangle$ – $\blacktriangle$  – медь

В таблице 4 представлен состав инфильтрационного стока с двух объектов, расположенных на селитебной территории (бизнес-центр и торговый центр, Санкт-Петербург) в сравнении с составом усредненного стока полигона ТБО (Московская область) [11].

Таблица 4. Сравнение показателей состава инфильтрационного стока с селитебных территорий, расположенных на площадках, загрязненных погребенными производственными отходами, и стока полигона ТБО

№ п/п	Показатели состава стока	Концентрация, мг/л			ПДК		
		Бизнес-центр*	Торг. центр**	Полигон ТБО***	В водоем рыбохоз. значения	В ливневую канализацию	В общесплавную канализацию
1	Нефтепродукты	710	0,5	0,5 ÷ 10	0,05	0,3	0,7
2	Жиры	1726			отс	отс	50
3	Аммония СПАВ	0,90	0,16		0,1	0,1	1,4
4	Фосфаты	2,9	0,20		0,2	0,2	2,0
5	Фенолы	0,162	0,006		0,001	0,001	0,080
6	Железо (общ)	322	26	до 22,5	0,10	0,22 ÷ 0,43	1,10
7	Марганец	6,0	2,7	до 2,6	0,01	0,01	0,1
8	Алюминий	17,5	1,9		0,04	0,12 ÷ 0,48	0,50
9	Цинк	31,90	0,52	до 0,9	0,01	0,02 ÷ 0,04	0,10
10	Медь	0,720	0,045	до 0,590	0,001	0,006 ÷ 0,009	0,040
11	ХПК	1100	700	1200 ÷ 8700	30	30	-

\* инфильтрационный сток с территории бывшего предприятия по ремонту трансформаторов

\*\* инфильтрационный сток с территории захороненной свалки

\*\*\* усредненный сток полигона ТБО.

На территории бизнес-центра ранее работало небольшое предприятие по ремонту трансформаторов, которое загрязняло почву отходами производства (масла, тяжелые металлы). На территории торгового центра (окраина Санкт-Петербурга) раньше была несанкционированная свалка, засыпанная впоследствии грунтом при подготовке территории под новое строительство. Как видно из таблицы 4, инфильтрационный сток с вышеназванных площадок, расположенных на территориях, отнесенных к селитебным, по большинству показателей более загрязнен, чем сток (инфильтрат) с полигона ТБО.

Необходимость очистки инфильтрата с полигонов ТБО ни у кого не вызывает сомнений [25], а вот проблема очистки инфильтрационного стока с селитебных территорий как наиболее чистого [9] до недавнего времени вообще не рассматривалась. Однако такой высокий уровень загрязнения в дренажных водах, объединенных с поверхностным стоком, при крайне жестких нормативах на сброс их в ливневую канализационную сеть (таблица 4) классифицируется в настоящее время как залповый сброс промышленных сточных вод со всеми вытекающими отсюда последствиями для пользователей территории, к загрязнению которой они не имеют никакого отношения.

### Выводы

1. Сравнение результатов оценок поверхностных сточных вод крупных городов, проведенных более 10 лет назад и в настоящее время, показывает увеличение их загрязнения, особенно ионами тяжелых металлов и нефтепродуктами. В талом стоке концентрации этих загрязнителей могут быть наиболее высоки, значительно превышая не только существующие нормативы водоотведения, но и показатели состава этих вод, рекомендованные для расчетов систем водоочистки при их проектировании.

2. Особенно неблагоприятная ситуация возникает, когда канализационная сеть поверхностного стока прокладывается в грунтах на месте бывших захороненных несанкционированных микросвалок. Уровень загрязнения поверхностных сточных вод за счет инфильтрации этих загрязнений через элементы канализационной сети наиболее высок и может составлять до нескольких сотен ПДК, что приближает их по составу к стокам (инфильтратам) полигонов ТБО.

3. Большая часть нефтепродуктов содержится в поверхностном стоке в виде эмульгированных и эмульгированно-ассоциированных с твердыми частицами форм, особенно в присутствии СПАВ. Эти формы являются источниками вторичного загрязнения вод при их накоплении и нерегулярном удалении из отстойников и других элементов очистных сооружений.

4. Поверхностный сток крупных городов, как сильно загрязняющий, должен подвергаться дополнительной глубокой очистке, например по сорбционно-фильтрационной технологии.

### Литература

1. Revelle P., Revelle C. The environment issues and choices for society. Boston: Jones and Barlett Publish, 1988. 650 p.
2. Hammer M.J. Water and waste-water technology. New-York-London: John Willey & Sons, Inc. 1975. 400 p.
3. Heineman M., Eichenwald Z., Gamache M., Miner R., Keohan P. A comprehensive water quality model of Boston's drainage systems, World Environmental and Water Resources Congress 2013, Showcasing the Future // Proceedings of the 2013 Congress. 2013. Pp. 63–76.
4. Bressy A., Gromaire M.-C., Lorgeoux C., Saad M., Leroy F., G. Chebbo F. Efficiency of source control systems for reducing runoff pollutant loads, Feedback on experimental catchments within Paris conurbation // Water Research. 2014. Vol. 57. Pp. 234–246.
5. Denafas G., Ruzgas T., Martuzevičius D., Shmarin S., Hoffmann M., Mykhaylenko V., Ogorodnik S., Romanov M., Neguliaeva E., Chusov A., Turkadze T., Bocheidze I., Ludwig C. Seasonal variation of municipal solid waste generation and composition in four East European cities // Resources, Conservation and Recycling. 2014. Vol. 89. Pp. 22–30.
6. Рекомендации по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока с селитебных территорий, площадок предприятий и определению условий выпуска его в водные объекты. М.: ВСТ, 2006. 60 с.
7. Свод правил СП 42. 13330. 2011 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских территорий. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89. М.: ЦПП, 2011. 109 с.

8. Алексеев М.И., Курганов А.М., Организация отведения поверхностного (дождевого и талого) стока с урбанизированных территорий. Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2000. 352 с.
9. Дикаревский В.С., Курганов А.М., Нечаев А.П., Алексеев М.И. Отведение и очистка поверхностных сточных вод. Учебное пособие. Л.: Стройиздат, 1990. 224 с.
10. Молоков М.В., Шифрин В.Н. Очистка поверхностного стока с территорий городов и промышленных площадок. М.: Стройиздат, 1977. 104 с.
11. Леонов Е.А., Михайлова М.С. Проблемы очистки сточных вод с поверхности автомобильных дорог на примере кольцевой автомобильной дороги вокруг Санкт-Петербурга // Жизнь и безопасность. 2002. №3. С. 280–286.
12. Пшенин В.Н., Коваленко В.И. Загрязнение ливневых стоков с автомобильных дорог // Вестник ИНЖЭКОНА. 2007. №6(19). С. 140–145.
13. Brombach H., Weiss G., Fuchs S. A new database on urban runoff pollution: Comparison of separate and combined sewer systems // Water Science and Technology. 2005. Vol. 51(2). Pp. 119–128.
14. Колосова Д.Д., Вовк М.П., Молодкина Л.М., Чусов А.Н. Влияние редокс-потенциала среды на эффективность технологии очистки нефтесодержащих жидких отходов // Научно-технические ведомости СПбГПУ. 2013. №3(178). С. 306–313.
15. Андрианова М.Ю., Ведмецкий Ю.В., Кудояров М.Ф., Молодкина Л.М., Патрова М.Я., Федоров М.П., Чусов А.Н. Комплекс очистки токсичных нефтесодержащих жидких отходов. Патент РФ 126699. 10.04.2013.
16. Ватин Н.И., Чечевичкин В. Н., Чечевичкин А. В. Особенности очистки воды из р. Вуокса в летний период // Инженерно-строительный журнал. 2010. №2(12). С. 23–26.
17. Andrianova M.Ju., Vorobjev K.V., Lednova Ju.A., Chusov A.N. A short-term model experiment of organic pollutants treatment with aquatic makrophytes in industrial and municipal waste water // Applied Mechanics and Materials. 2014. Vol. 587–589. Pp. 653–656.
18. Петров Е.Г., Киричевский Д.С. Сорбционная технология очистки производственных и поверхностно-ливневых стоков // Водоснабжение и санитарная техника. 2005. № 6. С. 34–36.
19. Vatin N., Golovkova N., Chechevichkin V. The hydroengineering constructions for continuous sorbention sewage treatment // The International Youth Science Environmental Forum, "Ecobaltica 2008", St.-Peterburg, 26–28 june, 2008. Saint-Petersburg, 2012. Pp. 177–180.
20. Widiastuti N., Wu N., Any M., Zhang D. The potential application of natural zeolite for greywater treatment // Desalination and Water Treatment. 2008. Vol. 18. No. 1–3. Pp. 271–280.
21. Erdem E., Karapinar N., Donat R., The removal of heavy metal cations by natural zeolites // Colloid and Interface Sci. 2004. Vol. 280. No. 2. Pp. 309–314.
22. Hus H.S., Chaoc J.H., Hot S.C.J. Removal of mixed heavy metal ions in wastes water by zeolite // Journal of Hazardows Water. 2005. Vol. 127. No. 1–3. Pp. 89–101.
23. Sutherland K. Filters and filtrations Handbook. Amsterdam: Butterworth – Heinemann – Elseivier, 2008. 523 p.
24. Канцибер Ю.А., Штыков В.И. Оценка характеристик дренажного стока с селитебных и производственных территорий Северо-Запада России // Инженерно-строительный журнал. 2012 №4(30). С. 46–70.
25. Гонопольский А.М., Николайкина Н.Е., Миташова Н.И., Мурашов В.Е., Кушнир К.Я. Многостадийная технология очистки фильтрата полигонов твердых бытовых отходов // Вода: Химия и экология. 2008. №2. С. 25–30.

*Виктор Николаевич Чечевичкин, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)9581442; эл. почта: filter-w@mail.ru*

*Николай Иванович Ватин, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. моб.: +7(921)9643762; эл. почта: vatin@mail.ru*

© Чечевичкин В.Н., Ватин Н.И., 2014

doi: 10.5862/MCE.50.8

## The capacity limitations of power transmission cable lines in the structure of civil and industry engineering networks

*V.V. Titkov;  
S.M. Dudkin;  
P.D. Tukeev,  
St. Petersburg Polytechnic University;  
A.V. Kosorukov,  
LLC "ELNAP"*

**Abstract.** The present study analyses heat modes of high voltage cable lines typical for laying in the area of communications, different obstacles and engineering networks, such as, for instance, hot water supply lines.

It is well-known that the load capacity of modern high voltage cable lines with a plastic insulation is limited by the maximum permissible heating temperature of 90 °C. This study focuses on two typical cases of heating mains influence on heat exchange of a power cable line with surrounding ground: 1) the rapprochement of a power cable line with a heating main – the segment of a parallel disposal of a cable line and a heating pipe; 2) the intersection of a cable line and a heating main – the area where the cable line going above the heating main crosses it at the angle of 90 degrees.

We have proposed the model of a prolonged cylinder with inhomogeneous thermophysical and heat exchange parameters distribution along this cable for the temperature distribution along a power cable in terms of non-regular laying. The finite-element method has been used to solve the problem of cable line heating fields near heating main calculation. A quantitative analysis of the cases described above has revealed that the local cable temperature excess up to several tenths of degrees is typical for them. It leads to the transmission capacity decrease by 20–30 % and limits the cable line ability to cover peak loads occurring in industrial, natural or other disasters. Besides, cable line segment spillover out of permissible temperature mode leads to emergency, power shortage and further repairing efforts. While engineering and calculations of the cable lines modes, our proposed techniques allow avoiding critical temperature conditions which may lead to the consequences described above.

**Key words:** underground high voltage power cable; capacity limitation; specially developed math models

The appliance of power cables with paper-oil or plastic insulation in the power transmission technology is a commonly used approach in the power supply of major cities, industrial organizations and complexes [1, 2]. The high level of power consumption and high electrical power distribution density is typical for them. The most appropriate technical solution of the power supply by techno-economic criteria is the appliance of average and high voltage power cables with XLPE-insulation [3, 4]. A relatively small price and mass production of this cable type caused its vast application. These cables are also very workable at laying under different conditions [5]. The fast adaptation of a new type of cables with XLPE-insulation caused a number of problems associated with the lack of experience in diagnostics and reliability estimation [6] and also their insulation testing [7, 8].

The power cable insulation construction feature is high operating electrical field density. A relatively thin conductive shield is required for the proper field distribution sustenance in a polyethylene insulation. It guarantees the maximum field density limitation in the insulation and eliminates an electrical field outside the cable.

In this case a standard laying technology assumes shield grounding in several points along a cable line. Laying additional currents in shields cause significant additional heating which limits cable line capacity. These problems and possible solutions have been considered in [4]. For instance, the application of shield grounding in one point (one-side grounding) or shield transposition by means of a special box joints along the line has been proposed. Such a remarkable attention to the heat generation and cable line heating problems is concerned due to their influence on cable life-time and reliability [9, 10].

Titkov V.V., Dudkin S.M., Tukeev P.D., Kosorukov A.V. The capacity limitations of power transmission cable lines in the structure of civil and industry engineering networks

This study mostly focuses on an important aspect of the cable line heating mode typical for the cable line on 35 kV or higher voltage.

In this case the maximum cable temperature is the main reason of load-carrying limitation capacity, i.e. maximum line transmission capacity [11–14].

Unlike the cable line heating modes in regular laying area [12, 14–17] which have been thoroughly researched before, this study considers more complicated cases associated with local temperature excesses caused by the features of cable line laying next to the engineering networks and communication. In particular, a “breach” method is used to study cable line heating in case of its laying across the obstacles (roads, walls, rivers etc). In this case a cable line mechanical protection in the area of the “breach” complicates the heat exchange between the cable and the ground causing the local temperature excess.

However, even the local temperature excess becomes the reason for the cable line capacity limitation in general. In addition, local temperature excesses may appear in the case of its rapprochement or the intersection with heating mains.

Although different approaches to cable line heat mode estimation were described in the numerous publications, the particular qualities of a cable line temperature distribution field in terms of cable line uniformity breaches caused by the obstacles (“breaches” in places of crossings with pipelines, walls, water obstacles etc.), convergences or crossings with heat pipelines were not considered in details.

We have made an attempt to estimate the temperature excesses of cable lines in the proximity of sections mentioned before. The significance of this estimation is obvious assuming that the capacity of the high voltage cable lines is limited by their maximum temperature. Hereinafter three typical cases are considered: heat mode in a “breach” area, a heat pipeline and cable line crossing area and a heat pipeline and cable line proximity area.

In the area of natural obstacles (walls, roads etc) when steel or plastic tubes are used for the mechanical protection of cable lines a significantly more problematic heat mode, limiting cable line capacity, occurs in comparison with the uniform cable laying area [13, 18]. The presence of air in a protective tube significantly decreases heat exchange between the cable line and the ground. Besides, the steel tubes, if applied, are becoming the source of an additional heat generation caused by eddy currents. Thus such areas being relatively short still limit the cable line capacity in general.

In the paper [18] heat modes of cable lines laid in steel and polymeric tubes of different diameters with respect to long line segments have been analyzed. At the same time, as noted before, the obstacle length is mostly limited by 10 meters. Therefore cable heat mode in the area of obstacles will be formed not only by the heat exchange with surrounding soil (a transverse heat exchange) but also by the heat transfer along a cable line from a higher temperature area (a tube laying area) to the less heated ground laying area.

An exact analysis of a heat mode for the given conditions demands solving a three-dimensional problem with a number of terms which significantly complicates the given problem. They are the following: an air convection process inside the tube area of cable laying, a sophisticated eddy current distribution inside conductive construction elements (shields, tubes), very small ratio between transversal and lengthwise sizes of the cable line.. Therefore geometric parameters and the necessity to solve mutually dependent systems of electrodynamic and thermodynamic equations significantly complicates the problem. Thus, the application of standard software using a finite-element method seems to be ineffective.

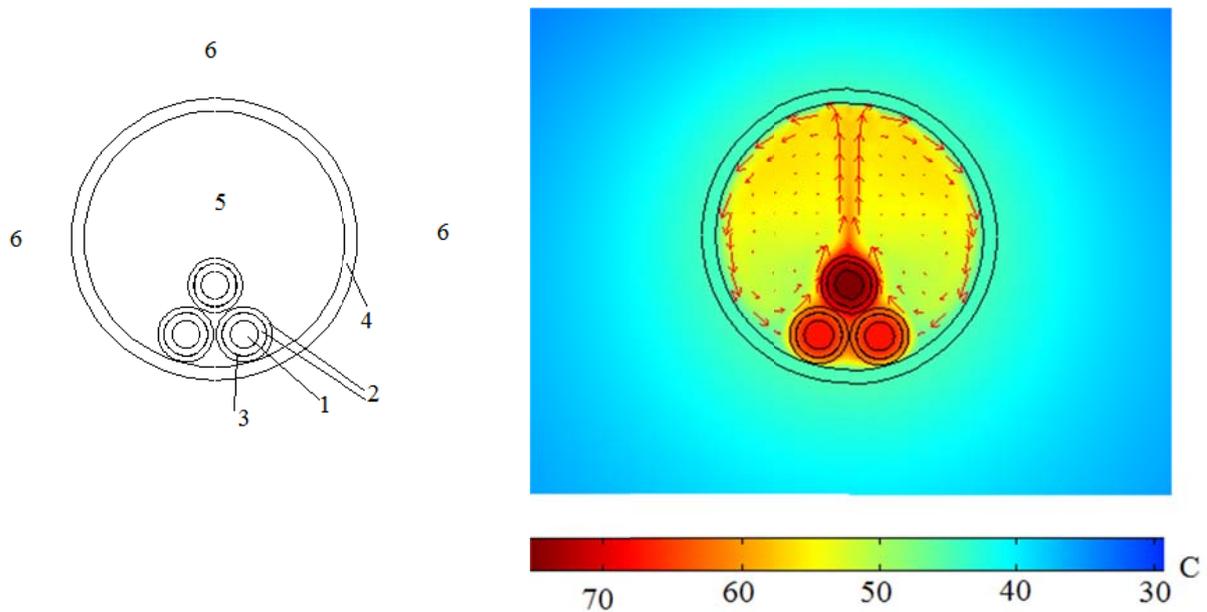
We have considered an approach based on the representation of a cable line as an elongated object with uniform distributions of temperature and physical characteristics within each cross-section of this line calculated as mean values over the cross-sections of the real line. At the same time we have assumed that the mean values of the cross-section characteristics can change along the line. For instance, they will differ in the areas of the in-tube or in-ground cable laying. This approach has been implemented in several studies taking into consideration the analysis of temperature distribution along the current-carrying busbars with contact connections [19].

The paper considers the basis for averaged over the cable line cross-section characteristics calculation, for instance, in studies [12, 13, 20]. It also deals with the model of plane parallel temperature fields and air flow due to convection, which finds usage in the analysis of long (theoretically infinite) cable line sections. Nowadays polymeric tubes are widely used in cable line laying. Let us consider a temperature field in a cross-section of a cable line laid in a polymeric tube of a big diameter (Fig. 1).

Titkov V.V., Dudkin S.M., Tukeev P.D., Kosorukov A.V. The capacity limitations of power transmission cable lines in the structure of civil and industry engineering networks

Let us also consider the shields of single-phased cables to be transposed and neglect the input of eddy currents in them in total heat generation. Although this approach does create slightly easier terms according to heating value, the implemented simplifications are not significant while estimating a “breach” influence on the lengthwise temperature distribution.

It's convenient to take a round cross-section limited by a protective tube as the computation cross-section of the cable line with equivalent averaged parameters. Then the equivalent cross-section will exactly match the cross-section of the protective tube. In the area of in-ground laying air space will be replaced by ground in calculating the averaged parameters. The results of the finite-element analysis by means of the models mentioned before are used as distributions for the averaging by the cross-section of the equivalent line. Table 1 shows mean characteristics calculation formulas.



**Figure 1. Temperature field and convective air flow scheme of 35 kV cable line laid in a polymeric tube: 1 – cable conductor, 2 – insulation layers, 3 – conductive shield, 4 – tube, 5 – air, 6 – ground**

It seems to be rational to take round cross-section limited by the protective tube diameter as the computation cable cross-section with the equivalent averaged parameters. Then the equivalent cable line cross-section will perfectly match to the protective tube cross-section. In case of regular cable laying the air space and the protective tube will be replaced by ground in the calculation of averaged parameters. The results of a finite-element analysis by means of the models mentioned before are used as distributions for averaging across the equivalent cable line cross-section S. Formulas for averaged characteristics calculation are given in the table below.

**Table 1. Formulas and numerical values of the averaged parameters for the cable line of 35 kV with phase load of 850 A in polymeric tubes of big and small diameters**

Averaged values	Formulas	Units of measure	Small tube		Big tube	
			Ground	Tube	Ground	Tube
Thermal conductivity along the line	$\tilde{\lambda} = \frac{1}{S} \int \lambda dS$	W/m*K	53	54	12.8	13.3
Volume heat generation power in the cable line cross-section	$\tilde{q} = \frac{1}{S} \int q dS$	W/m <sup>3</sup>	2700	2700	630	630
Temperature of a distant perimeter L of a computation area	$\tilde{T}_e = \frac{1}{L} \int T_e dL$	° C	10	10	10	10

Averaged values	Formulas	Units of measure	Small tube		Big tube	
			Ground	Tube	Ground	Tube
Temperature in the cable line cross-section	$\tilde{T} = \frac{1}{S} \int_S T dS$	°C	83	116	69	89
Coefficient of a heat generation from equivalent line surface	$\tilde{\alpha} = \frac{\tilde{q}S}{(\tilde{T} - \tilde{T}_e)p}$	W/m <sup>2</sup> *K	0.74	0.51	0.9	0.67
Equivalent line cross-section perimeter	$p$	m	0.5	0.5	1.02	1.02
Equivalent line cross-section	$S$	m <sup>2</sup>	0.02	0.02	0.086	0.086

The computation model for a cable line with averaged parameters is based on the solution of the equation given below according to Figure 2:

$$\tilde{\lambda} \frac{d^2 \tilde{T}}{dx^2} + \dot{q}_+ - \dot{q}_- = 0,$$

where  $x$  – the coordinate along the line;  $\dot{q}_+ = \tilde{q}$  – averaged heat generation power (Table 1);

$$\dot{q}_- = \frac{\tilde{\alpha} p}{S} (\tilde{T} - \tilde{T}_e) -$$

the volume power density of a transverse heat generation from the equivalent line surface to the ground, where  $p$  – the equivalent line cross-section perimeter;  $\tilde{\alpha}$ ,  $\tilde{T}_e$  – the effective coefficient of the heat source from the equivalent line surface and the temperature of the ground distant from the cable line laying area (Table 1). Using the designations

$$\theta = \tilde{T} - \tilde{T}_e, \quad k^2 = \frac{\tilde{\alpha} p}{S \tilde{\lambda}}, \quad w = \dot{q}_+ / \tilde{\lambda},$$

the equation of a heat generation along a cable line may be transformed into the form

$$\frac{d^2 \theta}{dx^2} - k^2 \theta = -w. \tag{1}$$

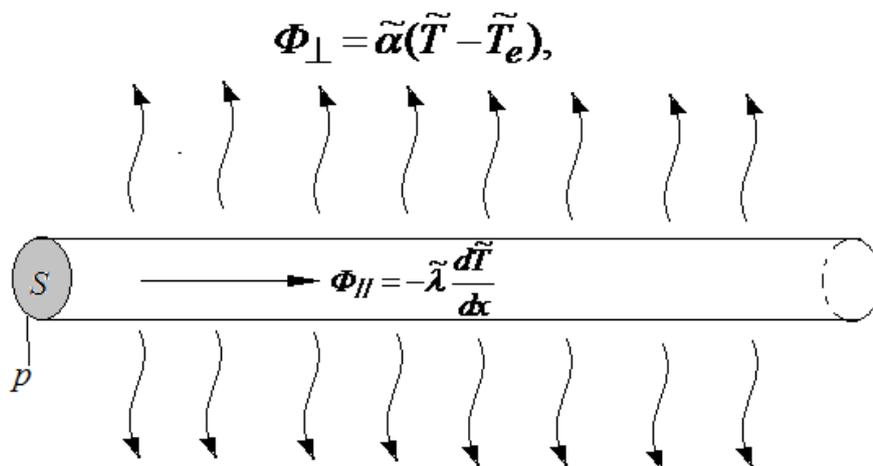


Figure 2. Computation model of the heat exchange in the equivalent cable line

The solution of the last equation will be obtained on the half-infinite line starting in ( $x = 0$ ) the middle of the in-tube area of the line  $l$ . In addition, the equation (1) parameters step-like change occurs on the boundary ( $x = l/2$ ) between the in-tube and in-ground cable areas.

$$k = k_1, \quad w = w_1 \quad \text{at } 0 \leq x \leq l/2;$$

$$k = k_2, \quad w = w_2 \quad \text{at } \infty \geq x > l/2.$$

Accordingly it appears to be rational to write down the equation (1) solution in form of the two functions –  $\theta_1(x)$  и  $\theta_2(x)$  for the in-tube and the in-ground areas consequently. In that case the terms of temperature and the longwise heat flow in the boundary ( $x = l/2$ ) of the indicated segments are fulfilled which means

$$\theta_1(l/2) = \theta_2(l/2);$$

$$S_1 \tilde{\lambda}_1 \left. \frac{d\theta_1}{dx} \right|_{x=l/2} = S_2 \tilde{\lambda}_2 \left. \frac{d\theta_2}{dx} \right|_{x=l/2} \quad (2)$$

Besides, due to the symmetry of the temperature distribution along the line with respect to the in-tube segment middle point ( $x=0$ ) another boundary condition can be received.

$$\left. \frac{d\theta_1}{dx} \right|_{x=0} = 0. \quad (3)$$

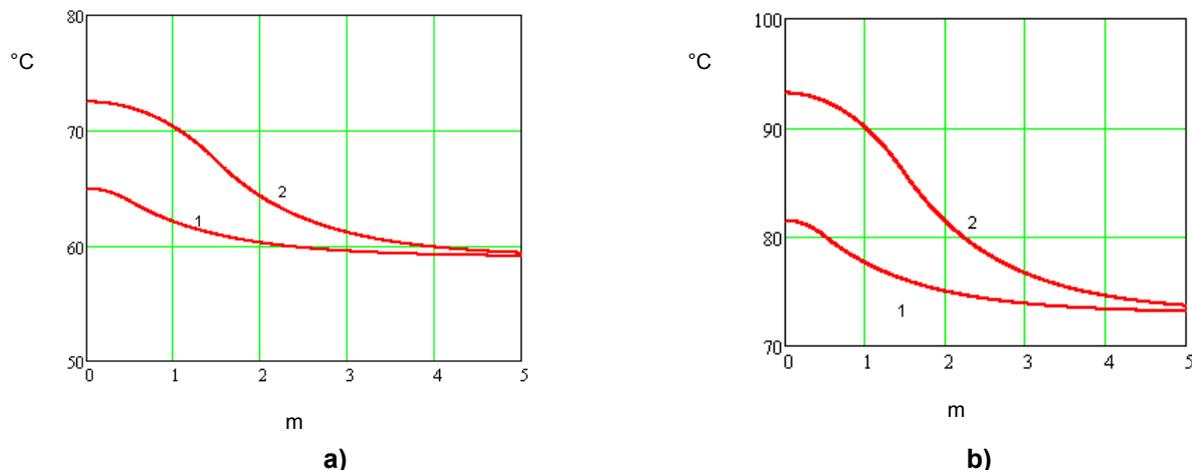
Equation (1) solution with regard to the boundary conditions (2)–(3) formulates the equations for the temperature distribution along the line given below

$$\theta_1(x) = \frac{(Q_2 - Q_1)}{ch\left(\frac{k_1 l}{2}\right) + \frac{k_1 \tilde{\lambda}_1 S_1}{k_2 \tilde{\lambda}_2 S_2} sh\left(\frac{k_1 l}{2}\right)} ch(k_1 x) + Q_1; \quad (4)$$

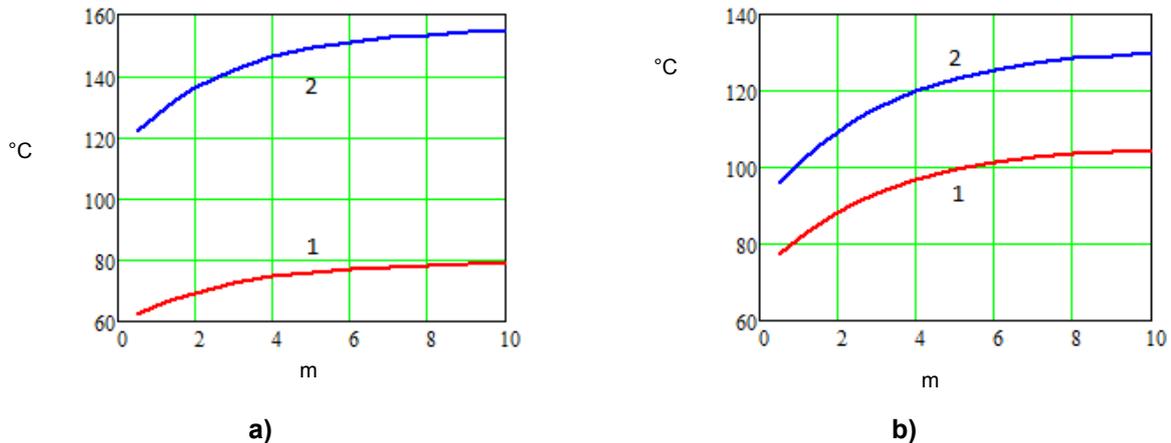
$$\theta_2(x) = \frac{(Q_2 - Q_1) \frac{k_1 \tilde{\lambda}_1 S_1}{k_2 \tilde{\lambda}_2 S_2} sh\left(\frac{k_1 l}{2}\right)}{ch\left(\frac{k_1 l}{2}\right) + \frac{k_1 \tilde{\lambda}_1 S_1}{k_2 \tilde{\lambda}_2 S_2} sh\left(\frac{k_1 l}{2}\right)} \exp\left[k_2 \left(\frac{l}{2} - x\right)\right] + Q_2, \quad (5)$$

where

$$Q_1 = w_1 / k_1^2, \quad Q_2 = w_2 / k_2^2.$$



**Figure 3. Functional correlation between the average line temperature excess with respect to the ground and the distance from the in-tube segment middle point at the tube length 1 m (curve 1) and 3 m (curve 2). Cable laid in big (a) and small (b) tubes**



**Figure 4. Functional correlation between the average (1) and the maximum (2) line temperature in the in-tube segment middle point and the in-tube segment length. The cable is laying in big (a) and small (b) tubes.**

Figure 3 shows averaged temperature distribution examples along the line with the zero point in the middle of the in-tube segment calculated by (4) and (5).

Figure 3 and 4 show that the in-tube segment extension leads to the significant increase in temperature in its middle point. It is essential to know the maximum temperature, i.e. the cable core temperature to estimate carrying capacity. Averaged and maximum temperatures ratio is determined in context of a plain problem solution (fig.1). For the cases assumed the averaged and the maximum temperatures are interrelated by the linear ratios  $T_{\max} \cong 1.96\tilde{T}$  for a big tube and  $T_{\max} \cong 1.2\tilde{T}$  for a small one.

Figure 4 shows dependences indicating that in the in-tube segment length exceeding 3 m the lengthwise heat transfer along the line is not able to promote a temperature reduction in the middle point. At the same time in the in-tube segment length no more than 1 m temperature is going down by 30 % in comparison with long in-tube segments. The temperature mode of long in-tube cable segments may be improved by filling the tube with higher thermal conductivity than the ground one after cable laying.

The increase in temperature in the in-tube cable segment in comparison with regular laying area leads to the maximum load-carrying capacity limitation. In the considered case the presence of the in-tube segment leads to the necessity of reducing load current from 850 A to 650 A in case of small tube laying and to 600 A in case of big tube laying for the maximum permissible temperature of 96 °C. It corresponds to the decrease of load-carrying capacity by 24 % and 29 % respectively.

Typical elements of engineering network infrastructure are heating mains. Heating mains placed in the proximity of a cable line, especially in case of their thermal insulation faults, may complicate heat exchange of the cable line with the ground. This circumstance is also the reason for the reduction of cable line load-carrying capacity. Below we consider two extreme cases of the heating main and the cable line heat fields superposition – the rapprochement (parallel heating main and cable line axes orientation) and the intersection (a cable line and the heating main axes are placed perpendicularly).

It is convenient to examine the cable line load-carrying capacity limitation caused by the proximity of a heating main for the case of rapprochement of a cable line with parallel directed heating main. In this case a well-approved plain-parallel electromagnetic and heating field model and suitable finite-element software can be applied. Figure 5 shows the example of this calculation.

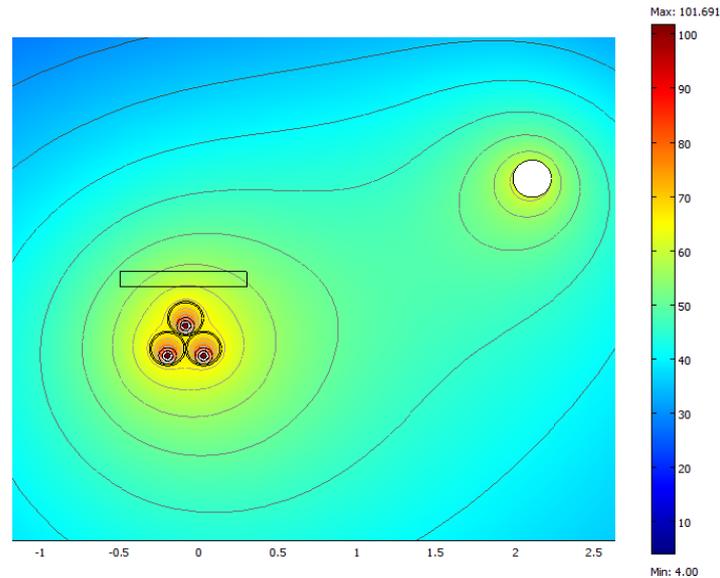


Figure 5. Temperature field fragment of a cable line near the heating main

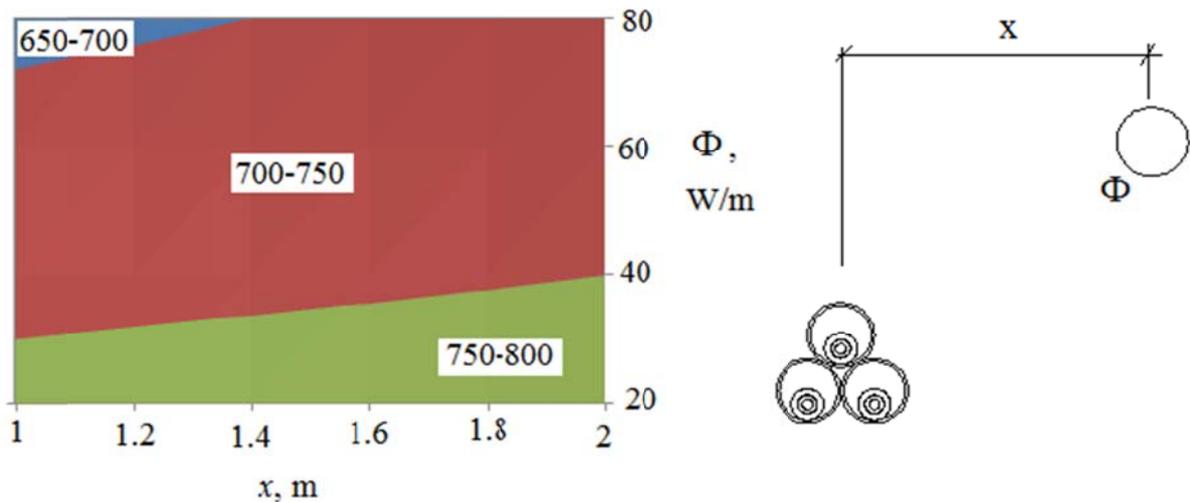


Figure 6. Limiting continuous phase current (A) according to rapprochement distance of a cable line with a heating main with linear heat flux  $\Phi$

Figure 6 shows the functional correlation between the maximum phase load current in terms of thermal stability and the rapprochement  $x$  of a cable line with a heating main which thermal insulation permits linear heat flux  $F$ .

Figure 6 indicates a negative combination of rapprochement of a cable line and a heating main in addition to its thermal insulation property deterioration (e.g. in case of local damage) may cause the reduction of cable line load-carrying capacity by 15–20 %.

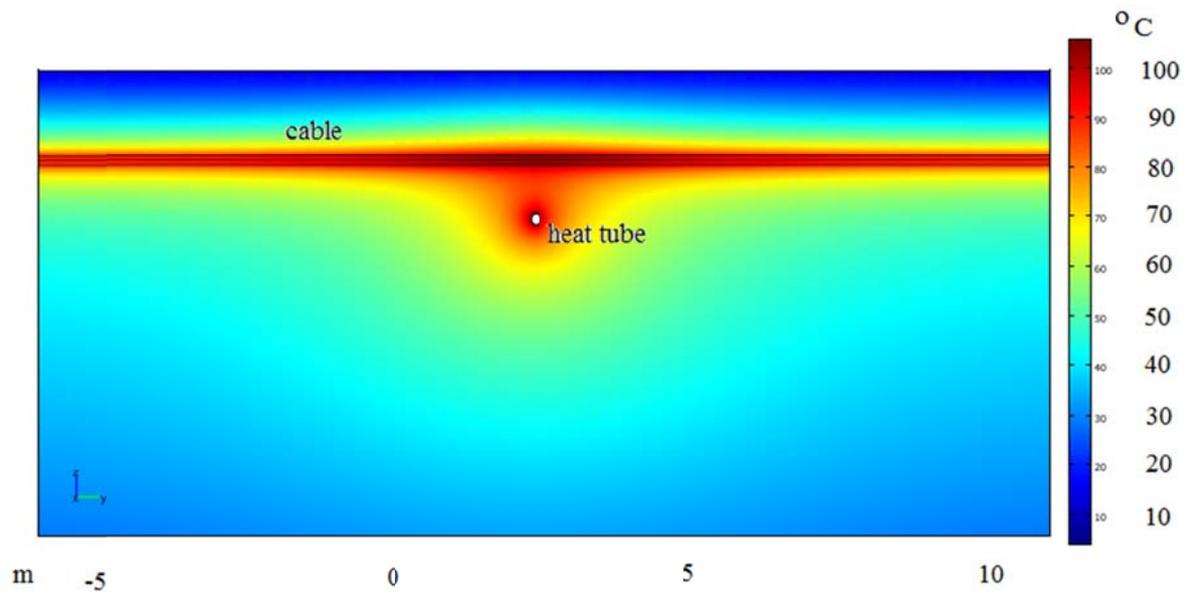


Figure 7. Temperature field in the proximity of a cable line and a heating main intersection

Table 2. Cable line local temperature excess in the proximity of a heating main intersection

Linear heat flux to the ground, W/m	Distance from a cable line to a heating main	
	0.5 m	1 m
	Temperature excess, C	
50	24	14
100	47	29

The calculation results of the example for the second extreme case considered in this study are the following. A perpendicular intersection of a cable line and a heating main (Fig. 7.) indicates the local temperature increase in the area of heating main projection. At the same time, according to a heat flux intensity from the heating main surface and the distance from a heating main to a cable line the local temperature excess in the considered case may reach several tenths of degrees Celsius.

Table 2 shows that the most difficult mode form corresponds to the reduction of cable line load-carrying capacity by 30 %.

### Conclusions

In this study we have come to the conclusion that the examples of the power cable lines laying inside or in the proximity of the elements of engineering networks features show that they may lead to the remarkable local temperature excess of the cable line. The given circumstance causes the reduction of load-carrying capacity reduction by 30 %.

The underestimation of local temperature excess of the cable line laid near the municipal engineering networks may lead to emergency mode and cable line outage.

Typical analytic computation models of cable line heating mode developed for regular laying cases are not applicable for the terms considered in the given study. The most suitable approach for the described cases is the finite-element analysis and also the specially oriented calculation methods which are similar to the “breach” model proposed in this study.

### References

1. Heinhold L. *Power Cables and Their Applications, third edition*. Berlin, Munchen: Siemens-Aktienges, 1990. Part 1. 464 p.
2. Larina E.T. *Silovyye kabeli i vysokovoltnyye kabelnyye linii* [Power cables and high-voltage cable line]. Moscow: Energoatomizdat, 1996. 464 p.
3. High voltage XLPE cable systems. Technical user guide. BRUGG KABEL AG. 2006.

Titkov V.V., Dudkin S.M., Tukeev P.D., Kosorukov A.V. The capacity limitations of power transmission cable lines in the structure of civil and industry engineering networks

4. Nevar G. Ob ekspluatatsii kabeley s izolyatsiyey iz sshitogo polietilena [On the operation of cables with XLPE insulation]. *Kabel-news*. 2011. No. 3. Pp. 40–46.
5. Shevelev V. Sovremennyye metody stroitelstva i montazha silovykh kabelnykh liniy napryazheniyem 110–220 kV [Modern methods of construction and installation of power cable lines 110–220 kV]. *Kabel-news*. 2011. No. 1. Pp. 44–52.
6. Novoposelenskikh N. Vysokovoltnyye kabelnyye seti. Nadezhnaya ekspluatatsiya v techeniye dlitel'nogo sroka [HV cable networks. Reliable operation over the long term]. *Kabel-news*. 2012. No. 6. Pp. 44–52.
7. Diagnostika silovykh kabelnykh liniy [Diagnosis of power cable lines] *Elektronpribor*. 2012. Vol. 2. [Online resource]. URL: [http://www.electronpribor.ru/resources/docs/journal\\_022012.pdf](http://www.electronpribor.ru/resources/docs/journal_022012.pdf).
8. Kucherenko V., Kuryumov G., Zakharov M. Diagnostika kabelnykh liniy klassov napryazheniya 35–110 kV [Diagnostics cable lines classes of 35–110 kV]. *Kabel-news*. 2012. No. 6. Pp. 52–57.
9. Kaniskin V.A., Kostenko E.M., Tadzhibayev A.I. Nerazrushayushchiy metod opredeleniya resursa elektricheskikh kabeley s polimernoy izolyatsiyey v usloviyakh ekspluatatsii [Non-destructive method for determining the resource of electrical cables with polymeric insulation under operating conditions]. *Electricity*. 1995. No. 5. Pp. 19–13.
10. Nazarychev A., Andreyev D. Vybor metodiki opredeleniya srobotannogo resursa, sovremennykh kabelnykh liniy [The choice of methodology for determining the load resource, advanced cable lines]. *Kabel-news*. 2014. No.1. Pp. 40–45.
11. Anders G.J. *Rating of Electric Power Cables. Ampacity Computations for Transmission, Distribution and Industrial Applications*. New York: McGraw Hill, 1997. 494 p.
12. Nahmana J., Tanaskovich M. Evaluation of the loading capacity of a pair of three-phase high voltage cable systems using the finite-element method. *Electric Power Systems Research*. 2011. Vol. 81. Pp. 1550–1555.
13. Dudkin S.M., Tadjibaev A.I., Titkov V.V. Thermal conditions in three-phase cable lines of medium and high voltages, featuring plastic insulation. *Proceedings of the 7-th International Scientific Symposium Electrical Power Engineering Elektroenergetika 2013*, September 18–20, 2013. Stara Lesna, Slovak Republic. Pp. 366–369.
14. Slim A., Hau X. Analytical method of calculating the transient and steady-state temperature rises for cable-bundle in tray and ladder. *IEEE Trans. PWRD* 13. 1998. Pp. 691–698.
15. Titkov V.V. K otsenke teplovogo rezhima trekhfaznoy linii iz SPE-kabelya [The estimation of the thermal regime of the three-phase line of XLPE cable]. *Kabel-news*. 2009. No. 10. Pp. 31–35.
16. Rachek M., Larbi S.N. Magnetic eddy-current and thermal coupled models for the finite-element behavior analysis of underground power cables. *IEEE Trans. Magn.* 2008. Vol. 44(12). Pp. 4739–4746.
17. Electric cables – calculation of the current rating – part 3-2: Sections on operating conditions – economic optimization of power cable size, IEC Standard 60287.
18. Dudkin S.M., Titkov V.V. Kabelnyye linii 6–10 kV i vyshe. Vliyaniye sposobov prokladki na temperaturnyy rezhim [Cable lines 6–10 kV and above. Influence of ways of laying on the temperature regime]. *Electrical Engineering News*. 2012. No.3(75). Pp. 38–40.
19. Sukhichev M.I., Titkov V.V. K voprosu o teplovoy diagnostike kontaktnykh soyedineniy [On the issue of thermal diagnostics of contact connections]. *Elektro*. 2010. No.3. Pp. 42–44.
20. Carlos del-Pino-López J., Cruz-Romero P., Serrano-Iribarnegarayb L., Martínez-Román J. Magnetic field shielding optimization in underground power cableduct banks. *Electric Power Systems Research*. 2014. Vol. 114. Pp. 21–27.

Vasily V. Titkov, St. Petersburg, Russia  
+78125554286; e-mail: [titkovprof@yandex.ru](mailto:titkovprof@yandex.ru)

Sergey M. Dudkin, St. Petersburg, Russia  
+78125554286; e-mail: [dudkin@eef.spbstu.ru](mailto:dudkin@eef.spbstu.ru)

Pavel D. Tukeev, St. Petersburg, Russia  
+78125554286; e-mail: [paultuk@yandex.ru](mailto:paultuk@yandex.ru)

Anton V. Kosorukov, St. Petersburg, Russia  
+78125554286; e-mail: [kosorukov\\_anton@inbox.ru](mailto:kosorukov_anton@inbox.ru)

© Titkov V.V., Dudkin S.M., Tukeev P.D., Kosorukov A.V., 2014

Titkov V.V., Dudkin S.M., Tukeev P.D., Kosorukov A.V. The capacity limitations of power transmission cable lines in the structure of civil and industry engineering networks

## Требования к материалам, представляемым к публикации

Материалы принимаются только через систему электронной редакции журналов СПбГПУ. Авторам необходимо зарегистрироваться в системе (<http://journals.spbstu.ru/>) и подать статью через нее, предварительно ознакомившись с нижеприведенными требованиями и условиями опубликования. Публикация в журнале бесплатна для авторов.

### Этические нормы и авторские права

Подавая статью в журнал, автор соглашается на условия лицензионного договора, в частности, на то, что все статьи без исключения публикуются в открытом доступе на сайте журнала и в Научной электронной библиотеке России. Также автор подтверждает, что статья является оригинальной, ранее не опубликованной, содержит только проверенные и точные данные; любые данные, полученные не автором, имеют соответствующие ссылки на источник.

### Тематика статей

В «Инженерно-строительном журнале» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, по тематике «Строительство». Статьи принимаются в тот или иной номер в соответствии с тематикой на текущее полугодие.

№	Дата выхода	Срок подачи материалов	Тема номера
7(51)	14.11.2014	06.10.2014	Строительные материалы и изделия. Технология и организация строительства
8(52)	19.12.2014	10.11.2014	Ограждающие конструкции. Энергоэффективность зданий
1(53)	13.02.2015	26.12.2014	Строительные конструкции. Строительная механика
2(54)	27.03.2015	16.02.2015	Технология и организация строительства. Строительные материалы и изделия

### Структура и содержание статей

Обязательны следующие элементы статьи: введение, включающее обзор иностранной и отечественной литературы и постановку задачи; основная часть (описание исследования); заключение, включающее нумерованные выводы; список литературы; источник финансирования (если есть).

### Технические требования к статьям

Статьи подаются в формате docx (MS Word 2007–2013). Файл статьи, подаваемый через электронную редакцию, должен содержать только сам текст, без названия, списка литературы, фамилий и данных авторов. Все эти поля заполняются отдельно при подаче через электронную редакцию.

Рекомендуемый объем статей: от 15000 до 30000 знаков с пробелами. Таблицы выполняются средствами Word (не рисунками) и располагаются внутри текста статьи. Иллюстрации должны быть представлены в отдельных графических файлах (один рисунок – один файл). Допустимые форматы: JPEG, TIFF, BMP. В текстовый файл иллюстрации можно вставить для обозначения рекомендуемого места их использования.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5-2008. Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки. Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы. Также к статье прилагается список литературы на латинице, оформленный в соответствии с инструкцией по транслитерации списка литературы, размещенной на сайте издания.

### Аннотация к статье

В журнал подается расширенная аннотация на двух языках: русском и английском. Особое внимание следует уделить аннотации на английском языке (если статья на русском). Аннотация должна повторять структуру статьи: актуальность, цель, методика, результаты, выводы. Аннотация должна содержать от 100 до 250 слов.

**Подробные требования к статьям см. на сайте журнала:**

<http://www.engstroy.spb.ru/autors.html>



## Магистратура по направлениям «Строительство» и «Природообустройство и водопользование»

### Что такое магистратура?

- Фундаментальное профессиональное образование
- Получение специализированных знаний в рамках направления
- Подготовка к научно-исследовательской или педагогической деятельности
- Получение квалификации, признанной во всем мире
- Возможность дальнейшего обучения в аспирантуре и получения ученой степени



### Условия поступления и обучения

- ✓ На обучение принимаются лица, имеющие высшее образование (квалификация «бакалавр», «специалист» или «магистр»)
- ✓ Документы принимаются в период работы приемной комиссии ФГБОУ ВПО «СПбГПУ»
- ✓ Зачисление проходит на конкурсной основе по результатам междисциплинарного экзамена в объеме требований ФГОС ВПО по направлению подготовки
- ✓ Обучение проходит в течение 2 лет
- ✓ Обучение проходит на бюджетной или контрактной основе
- ✓ Обучение проходит по очной или заочной форме



### Особенности обучения

#### на инженерно-строительном факультете:

- фундаментальность образования Политехнического университета
- научная школа, проверенная временем – в 2007 г. факультету исполнилось 100 лет
- широкий выбор самых актуальных специальностей
- индивидуальная работа с каждым студентом, включающая активную научно-исследовательскую работу и опыт педагогической деятельности;
- регулярное участие магистров в семинарах, конференциях, научных форумах;
- ориентация учебного процесса на применение современных компьютерных технологий;
- постоянное общение с представителями ведущих строительных и проектных организаций.

Магистерская программа	Кафедра
Теория и практика организационно-технологических и экономических решений в строительстве	СУЗИС
Морские гидротехнические сооружения и сооружения водных путей	ВИГС
Речное и гидротехническое строительство	ВИГС
Проектирование, строительство, управление и экспертиза объектов недвижимости в энергетике и водном хозяйстве	ВИГС
Теория и проектирование зданий и сооружений	СМИСК
Организация и управление инвестиционно-строительными проектами	СУЗИС
Теория и методы компьютерного моделирования в расчетах сооружений	СМИСК
Строительство объектов ландшафтной архитектуры	ВИГС
Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений	СМИСК
Автоматизированное проектирование зданий и сооружений	СУЗИС
Инженерные системы зданий и сооружений	СУЗИС
Ландшафтное обустройство территории	ВИГС
New! Civil engineering (на англ. яз.)	СУЗИС

### Контакты



Инженерно-строительный институт  
Курсы повышения квалификации и профессиональной  
переподготовки  
195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,  
тел/факс: 552-94-60, [www.stroikursi.spbstu.ru](http://www.stroikursi.spbstu.ru),  
[stroikursi@mail.ru](mailto:stroikursi@mail.ru)

Приглашает специалистов проектных и строительных организаций,  
**не имеющих базового профильного высшего образования**  
на курсы профессиональной переподготовки (от 500 часов)  
по направлению «Строительство» по программам:

#### **П-01 «Промышленное и гражданское строительство»**

Программа включает учебные разделы:

- *Основы строительного дела*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Технология и контроль качества строительства*
- *Основы проектирования зданий и сооружений*
- *Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD*
- *Автоматизация сметного дела в строительстве*
- *Управление строительной организацией*
- *Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика*

#### **П-02 «Экономика и управление в строительстве»**

Программа включает учебные разделы:

- *Основы строительного дела*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Технология и контроль качества строительства*
- *Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика*
- *Управление строительной организацией*
- *Экономика и ценообразование в строительстве*
- *Управление строительной организацией*
- *Организация, управление и планирование в строительстве*
- *Автоматизация сметного дела в строительстве*

#### **П-03 «Инженерные системы зданий и сооружений»**

Программа включает учебные разделы:

- *Основы механики жидкости и газа*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Проектирование, монтаж и эксплуатация систем вентиляции и кондиционирования*
- *Проектирование, монтаж и эксплуатация систем отопления и теплоснабжения*
- *Проектирование, монтаж и эксплуатация систем водоснабжения и водоотведения*
- *Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD*
- *Электроснабжение и электрооборудование объектов*

#### **П-04 «Проектирование и конструирование зданий и сооружений»**

Программа включает учебные разделы:

- *Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем*
- *Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений*
- *Проектирование и расчет железобетонных конструкций*
- *Проектирование и расчет металлических конструкций*
- *Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD*
- *Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office*

#### **П-05 «Контроль качества строительства»**

Программа включает учебные разделы:

- *Основы строительного дела*
- *Инженерное оборудование зданий и сооружений*
- *Технология и контроль качества строительства*
- *Проектирование и расчет железобетонных конструкций*
- *Проектирование и расчет металлических конструкций*
- *Обследование строительных конструкций зданий и сооружений*
- *Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика*

По окончании курса слушателю выдается диплом о профессиональной переподготовке  
установленного образца, **дающий право на ведение профессиональной деятельности**

