

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская академия естествознания
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению
Международное общество по геосинтетике
Администрация Волгоградской области
Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет

ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ, ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО И ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы III Международной
научно-технической конференции,
10–12 апреля 2012 г., Волгоград

Волгоград 2012

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская академия естествознания
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению
Международное общество по геосинтетике
Администрация Волгоградской области
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

**ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ
СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ,
ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО И ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

Материалы
III Международной научно-технической конференции,
10—12 апреля 2012 г., Волгоград

Волгоград 2012

УДК 691+624.15+625.71.8] (063)
ББК 38.3я431+39.311я431+38.582я431
И 662

Редакционная коллегия: д-р техн. наук, проф. А.Н. Богомолов,
канд. техн. наук, проф. Т.К. Акчурин,
д-р техн. наук, доц. С.В. Алексиков,
канд. техн. наук., доц. А.В. Жиделёв

Инженерные проблемы строительного материаловедения, геотехническо-
и 662 го и дорожного строительства : материалы III Международной научно-
технической конференции, 10—12 апреля 2012 г., Волгоград / М-во образова-
ния и науки РФ ; Российская академия архитектуры и строительных наук ; Рос-
сийская академия естествознания ; Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению ; Международное общество по геосинтети-
ке ; Администрация Волгоградской области ; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. —
Волгоград : ВолгГАСУ, 2012. — 249 с.

ISBN 978-5-98276-509-3

Представлены результаты теоретических и экспериментальных исследований в области повы-
шения эффективности работы строительного комплекса в регионе по следующим направлениям:
вопросы рационального использования местных сырьевых ресурсов и техногенного сырья в про-
мышленности строительных материалов, перспективные направления повышения качества и эф-
фективности работы строительного и дорожного хозяйства, результаты научных исследований в об-
ласти геотехнического строительства.

Содержатся статьи и доклады участников конференции: представителей органов власти, веду-
щих специалистов жилищно-коммунальных служб, дорожных и строительных организаций, ученых
и преподавателей вузов.

Для научных и инженерно-технических работников, преподавателей вузов и аспирантов.

УДК 691+624.15+625.71.8] (063)
ББК 38.3я431+39.311я431+38.582я431

ISBN 978-5-98276-509-3



© Федеральное государственное
бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-
строительный университет», 2012

СОДЕРЖАНИЕ

Доморадский К.Л., Алексиков С.В. Повышение прочности дорожной одежды за счет модификации асфальтобетонов	5
Артёмова С.Г., Артемов С.Н. Качественный анализ аварийности на дворовых территориях	10
Артёмова С.Г. Исследование загрузки автостоянок открытого типа в многоэтажной жилой застройке	14
Артёмова С.Г. Исследование загрузки дворовых территорий паркующимися автомобилями	18
Ахмедов А.М. Эффективность применения инновационных кровельных материалов фирмы «ТехноНИКОЛЬ»	21
Богомолов А.Н., Алексиков И.С., Прокопенко А.В. Методика обоснования расчетных физико-механических характеристик земляного полотна в условиях Юга РФ	26
Богомолов А.Н., Алексиков И.С. Оптимальные конструкции дорожных одежд для региональных условий Нижнего Поволжья	31
Богомолов А.Н., Калиновский С.А., Богомолова О.А., Ушаков А.Н. Анализ методов определения коэффициентов бокового давления грунта (экспериментальные методы)	33
Богомолов А.Н., Калиновский С.А., Богомолова О.А., Ушаков А.Н., Прокопенко А.В. Анализ методов определения коэффициентов бокового давления грунта (аналитические методы)	58
Богомолов А.Н., Кузнецова С.В., Богомолова О.А., Шиян С.И., Бабаханов Б.С., Нестеров Р.С., Соловьев А.В., Богомолова О.А., Ушаков А.Н., Прокопенко А.В. Оценка рисков возникновения оползневой процесса и назначение коэффициентов запаса при расчете откосов грунтовых сооружений на устойчивость	85
Акчурина Р.Т. Европейский подход к строительству и модернизации современной энергоинфраструктуры	95
Богомолова О.А., Ечевский А.В., Бабаханов Б.С., Шиян С.И., Бартоломей И.Л., Прокопенко А.В. Инженерный метод расчета устойчивости нагруженных откосов	99
Богомолова О.А., Иванов А.А., Бабаханов Б.С., Калиновский С.А., Кузнецова С.В., Нестеров Р.С. Моделирование процесса образования и развития областей пластических деформаций в основании щелевого фундамента	109
Богомолова О.А., Кузнецова С.В., Статун А.С., Соловьев В.А., Шиян С.И. Физическое моделирование процесса разрушения перекрытия подземного пространства на модели с использованием эквивалентных материалов	121
Буров В.В., Вовко В.В., Акчурина Т.К. Комплексная оценка структуры, свойств и эффективности асфальтобетонов на основе модифицированных нефтяных битумов	127
Буров В.В., Вовко В.В., Акчурина Т.К. Применение модифицированных вяжущих для ремонта и строительства автомобильных дорог	135
Волченко Е.Ю., Акчурина Т.К. Методология подбора и оптимизации свойств композита строительного назначения на основе техногенных отходов с учетом технологических факторов	139

Волченко Е.Ю., Акчури Т.К. Оценка стойкости строительных композиций на основе техногенных отходов металлургии и инструментального производства к агрессивным средам	143
Губанова Л.Н., Алимова Л.А., Хирис Н.С., Пушкарская О.Ю., Акчури Т.К. Оценка качества смешивания компонентов высоконаполненной цементной композиции	147
Ермилов А.А., Алексиков С.В. Исследование плотности проблемных и труднодоступных мест асфальтобетонных покрытий городских дорог	151
Ларичев А.В., Алексиков С.В. Дорожно-климатическое районирование Астраханской области	155
Разинкова О.А., Акчури Т.К. Мелкозернистые цементные и асфальтовые бетоны с использованием порошковых модификаторов и наполнителей из отвалных кеков гидрометаллургического производства	158
Соловьева Т.А., Акчури Т.К., Пушкарская О.Ю. Перспективы и возможности использования отходов углеволокна в технологии эффективных цементных композиций	172
Сухин К.А., Быкодеров М.В., Колобанов А.А. К вопросу устройства ограждений заглубленных котлованов	175
Тухарели В.Д., Акчури Т.К. Состояние и перспективы использования модифицирующих добавок в повышении эксплуатационных свойств цементных бетонов	179
Потапов А.А., Акчури Т.К. Сухие строительные смеси с использованием сталеплавильных шлаков	183
Богомоллова О.А., Вайнгольц А.И., Кузнецова С.В., Бабаханов Б.С., Нестеров Р.С., Торшин Д.П. Анализ трансформации полей напряжений и областей пластических деформаций в двухслойном основании равномерно нагруженного незаглубленного ленточного фундамента	189
Бартоломей И.Л. Регулирование осадок составного плитного фундамента при помощи перераспределения внешней нагрузки	210
Богомоллов А.Н., Нестеров Р.С. Постановка задачи о влиянии жесткого штампа на напряженное состояние грунтового основания	216
Бартоломей И.Л., Богомоллов С.А. Предложение о регулировании осадок основания близ расположенных фундаментов, путем улучшения физико-механических свойств грунта	220
Жиделёв А.В., Карасёв Г.М. Исследование технического состояния и прогноз возможных разрушений конструкций пространственной бункерной рамы здания ПОМОЛ-1 ОАО «Себряковцемент» в связи с заменой железобетонных бункеров на металлические	226
Михайлов М.А., Акчури Т.К. Технологическое оборудование для производства пенобетона неавтоклавного твердения в построечных условиях	242
Симончук Д.Н., Алексиков И.С. Влияние плотности грунтов на несущую способность рабочего слоя земляного полотна	246
Сведения об авторах	248

К.Л. Доморадский, С.В. Алексиков

ПОВЫШЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ ЗА СЧЕТ МОДИФИКАЦИИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Для обеспечения долговечности и необходимых эксплуатационных характеристик асфальтобетонного покрытия, в виду неуклонного роста интенсивности движения, необходимо повысить его устойчивость к воздействию нагрузок с учётом работы в реальных условиях температурно-временного и напряженно-деформированного характера нагружения, его несущей способности в целом. Одним из способов решения вопроса о повышении прочности покрытия и увеличения его срока службы является применение в составе асфальтобетонов специальных структурирующих волокон, армирующих асфальтобетон, увеличивая показатели прочности, в частности предела прочности на растяжение при расколе (трещиностойкости) и сдвигоустойчивости, что особенно важно при высоких среднесуточных температурах, характерных для юга России.

Концептуальная схема работы асфальтобетона на сопротивление сдвигающим напряжениям, и принципы его структурообразования были сформированы в 60-х годах прошлого столетия Н.В. Горелышевым и М.И. Волковым. Ими было сделано заключение, что именно щебеночный остов, формируя прочный «каркас», принимает сдвигающие нагрузки и предупреждает пластическое деформирование покрытия. В ходе дальнейших исследований была установлена следующая закономерность: сдвигоустойчивость асфальтобетона возрастает по мере повышения процентного содержания в нём щебня до определённого значения (приблизительно 50%), после которого увеличивается пористость, приводя к снижению прочностных и качественных показателей [1].

Нормативная база, регламентирующая производство и применение дисперсно-армированных асфальтобетонов, в настоящее время ограничивается документами рекомендательного характера, СТО, ТУ на фибру, и отдельными методическими рекомендациями по узконаправленному применению фибры в составе асфальтобетонов, которые к тому же зачастую разрабатываются предприятиями-изготовителями армирующих волокон. Кроме того, такие нормативные документы, как ГОСТ 9128-2009, ГОСТ 54401-2011 и ГОСТ 31015-2002, устанавливающие нормы качества асфальтобетонов и асфальтобетонных смесей не включают в себя требований к волокнам, технологии производства и конечному продукту.

Однако данная технология постепенно внедряется различными дорожно-строительными и научно-производственными предприятиями, как в России, так и за рубежом. Асфальтобетон с волокнами Forta успешно применялся при устройстве верхнего слоя покрытия автомобильных дорог в штате Аризона, имеющем высокие среднесуточные температуры. По данным ФГУП «РосдорНИИ» технология дисперсного армирования асфальтобетона применялась в России на опытных участках при строительстве дорог в Ульяновской области (дорога Майна-Новая-Анинково-Сущёвка), Саратовской области (г. Энгельс, Саратов-Тамбов), Тюменской области (г. Ялуторовск, федеральная трасса Р-402), Республике Башкортостан (Уфа-Бирск-Янаул), Тверской области и Красноярском крае.

Ниже приведены результаты испытаний, показывающие влияние армирования асфальтобетонных смесей разными типами волокон. На основании испытаний образцов асфальтобетонных смесей тип Б, модифицированных добавками фибры, представленной в виде волокон на основе полиакрилонитрила (0,56 текс) ООО «СНВ» г. Саратов, проведённых ФГУП «РосдорНИИ», построен график 1, показывающая влияние процента содержания добавки на показатели физико-механических свойств.

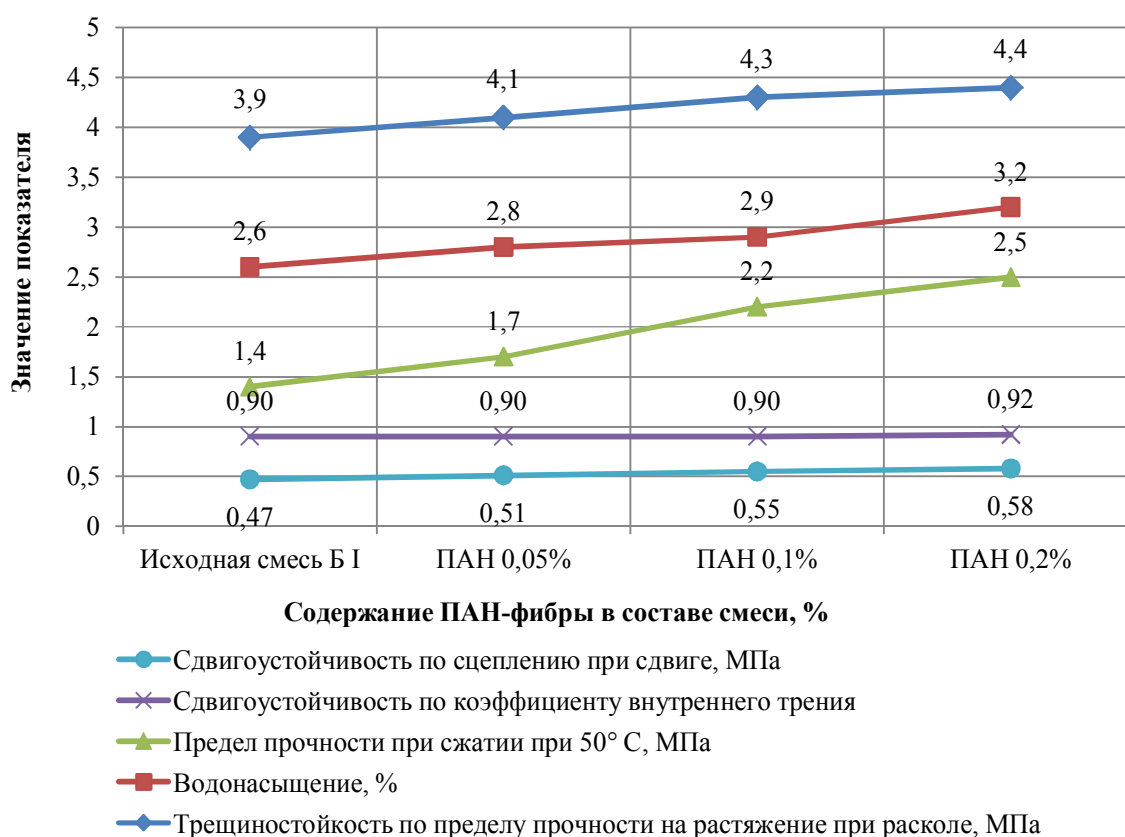


Рис. 1. График изменения физико-механических свойств дисперсно-армированного асфальтобетона в зависимости от процента содержания волокна в его составе

Стоит обратить внимание на тот факт, что вследствие сильного структурирующего действия армирующих волокон, при подборе оптимального состава дисперсно-армированного асфальтобетона следует уменьшать количество минерального порошка в смеси пропорционально количеству вводимых волокон [2].

Сравнительные испытания асфальтобетонов марки I типов А и Б с добавкой волокон Forta(полипропилен/aramid) с традиционными были проведены ООО «Компания Би Эй Ви» при устройстве верхнего слоя покрытия на федеральной дороге «Москва – Санкт-Петербург» и при ремонте автомобильных дорог в г. Санкт-Петербурге. Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты определений показателей физико-механических свойств асфальтобетонов, дисперсно-армированных волокном Forta

№ п/п	Наименование показателя	Значения показателей			
		«Москва – Санкт-Петербург»		Санкт-Петербург	
		исходная смесь А I	смесь с Forta	исходная смесь Б I	смесь с Forta
1	Средняя плотность, г/см ³	2,39	2,41	2,41	2,41
2	Водонасыщение, %	2,4	2,0	2,2	1,5
3	Предел прочности при сжатии при 50°С, МПа	1,3	1,45	1,4	1,8
4	Водостойкость	1,0	1,0	0,92	0,98
5	Сдвигоустойчивость по коэффициенту внутреннего трения	0,88	0,89	0,87	0,88
6	Сдвигоустойчивость по сцеплению при сдвиге, МПа	0,37	0,42	0,38	0,49
7	Трещиностойкость по пределу прочности на растяжение при расколе при температуре 0°С, МПа	4,8	5,1	5,2	4,7

Также следует отметить, что по результатам контрольных испытаний асфальтобетона тип Б марка I, применявшегося в г. Санкт-Петербург, величина средней глубины колеи без добавки составила 20 мм, с добавкой – 10 мм.

Ефремовым С.В. и Лапченко А.С. Проведена работа по определению возможности регулирования физико-механических и реологических свойств многощебенистого асфальтобетона введением полимерных воло-

кон. Испытания показали, что при равном содержании битума, значение показателя водонасыщения выросло на 2,5%, прочность на сжатие при 20°C увеличивается на 0,6 МПа. Однако резко снизился коэффициент водоустойчивости на 0,08. Такое уменьшение коэффициента длительной водоустойчивости $K_{вод}$, по мнению авторов статьи, не может быть связано лишь с повышением водонасыщения. Вероятно, дополнительным обстоятельством такого ухудшения стало слабое сцепление битума с фиброй. Отсюда следует, что эффективность фибры может быть обеспечена только при совместном ее использовании с ПАВ. Так же авторы отмечают, что особое значение имеет ориентация волокон в композиционной системе: чем большее их количество располагается по направлению растягивающих напряжений, тем эффективнее их работа [3].

Полученные результаты испытаний дисперсно-армированных асфальтобетонов позволяют сделать следующие выводы о влиянии введения фибры на показатели физико-механических свойств:

Увеличение прочности при сжатии, показателей сдвигоустойчивости и трещиностойкости:

1. Незначительный рост средней плотности асфальтобетона;
2. Повышенное значение показателя водонасыщения и снижение водоустойчивости асфальтобетона компенсируется повышенным содержанием вяжущего, использования ПАВ и уменьшения массовой доли минерального порошка.

Большое значение имеет материал, из которого выполнены волокна, так как от этого зависит качество сцепления и эффективность его работы в целом. Наиболее распространённые материалы для производства волокон, приведены в табл. 2 с указанием их ориентировочных качественных показателей.

На данной стадии развития этой технологии неразъяснёнными остаются следующие вопросы, требующие дальнейших исследований:

1. Целесообразность применения фибры в холодных и горячих асфальтобетонах разных типов;
2. Особенности технологии устройства слоев асфальтобетонных покрытий из дисперсно-армированного асфальтобетона при строительстве и ремонте дорог;
3. Производство дисперсно-армированных асфальтобетонных смесей: температурный режим, система подачи и дозирования волокна;
4. Применение фибры в асфальтогранулобетонах, при производстве работ методами холодной регенерации;
5. Возможность расширения ассортимента применяемых каменных материалов и битумных вяжущих;
6. Экономическая эффективность применения.

Таблица 2

Технические характеристики
армирующих волокон из различных материалов

Наименование волокна (сырье)	Плотность, г/см ³	Модуль упругости, ГПа	Прочность, МПа	Относительное удлинение, %	Температура плавления, °С
ПАН (полиакрилонитрил)	1,09	20	500–600	10	230
Целлюлоза	0,5–1,5	1,8–4,3	20–200	0,8–4	200
Полипропилен	0,91	0.6-5	200–400	15-50	160
Углеродное волокно (ПАН)	1,9	350	1800–3500	0.5	400
Базальт	2,6–2,8	90–110	1100	4	900
Стекловолокно	2,55	70–80	1500–2500	3	1000
FORTA полипропилен/арамид	1,44	70	2700	5–7	165

Подводя итоги, можно сформулировать следующие выводы: введение армирующего волокна в состав асфальтобетонной смеси приводит к увеличению прочностных и деформативных характеристик асфальтобетона, повышает температуру перехода в фазу пластических деформаций за счёт создания достаточно прочной структуры, и как следствие снижает колееобразование.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Горелышев Н.В. «Оптимальная структура минерального остова асфальтобетона» Материалы работ симпозиума по структуре и структурообразованию в асфальтобетоне. Москва, 1968. – С. 61–75.
2. Руденский А.В. Заключение по результатам испытаний асфальтобетонов типа «Б» марки I, модифицированных добавками волокон ЗАО «ХК «Композит». Москва, 2010.
3. Ефремов С.В., Лапченко А.С. «Влияние волокна на физико-механические и реологические свойства асфальтобетона» Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. Харьков, 2011. №1 – С. 121–127.

С.Г. Артёмова, С.Н. Артемов

КАЧЕСТВЕННЫЙ АНАЛИЗ АВАРИЙНОСТИ НА ДВОРОВЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Глобальная автомобилизация породила кроме пробок еще одну проблему. Построенные в основном в 80-е и 90-е годы дворы современных домов не были рассчитаны на такое количество автомобилей, и стандартных двухместных парковок возле подъездов типовой девятиэтажки стало попросту не хватать. В результате автовладельцы вынуждены идти на различные ухищрения, в том числе парковать машины на зеленых зонах, тротуарах, детских площадках, вызывая справедливый гнев жителей прилегающих домов. К сожалению, эксплуатируемая дорожная инфраструктура, была создана в середине прошлого века, когда, объективно, существовали совершенно иные условия автомобильного движения. Опыт зарубежных стран показал, что при уровне автомобилизации, который превысил 200 автомобилей на 1000 жителей, возникают серьезные проблемы, связанные с переполнением территории жилых районов автомобилями и острой нехваткой парковочных мест [1]. Сегодня, исходя из международной классификации, Волгоград стремительно приближается к высокому уровню автомобилизации (**на 1 000 жителей приходится 216 автомобилей**). Ежегодный прирост в Волгограде составляет около 12–16 тысяч автомобилей. Ситуация в большинстве волгоградских дворов приближается к той картине, которую раньше можно было наблюдать только в Москве – огромное количество хаотично припаркованных автомобилей. Организовать и упорядочить эту ситуацию какими-то традиционными мерами, в виде запретов, заграждений и шлагбаумов, сегодня вряд ли уже возможно.

Вообще же в городе существует проблема не только с внутридворовыми парковками, но и парковками на городских улицах. Однако здесь все же существует разделение обязанностей. Федеральные законодательные власти отдали внутридворовую территорию в собственность ТСЖ. Соответственно, все заботы об обустройстве парковок лежат на плечах управляющих компаний. Что же касается территорий за границами микрорайона, то здесь обустройством парковок должен заниматься сугубо муниципалитет. Однако, как это ни прискорбно, все те места, где могли бы быть бесплатные парковки, заняты либо платными парковками, либо объектами другого назначения.

Чтобы определить степень опасности любого участка дорожной сети в городе или за городом необходимо выполнить анализ аварийности за период не менее 3 лет. ГИБДД постоянно ведет учет ДТП совершенных в пределах района, города, области, отдельной дороги, но данные по аварийности на дворовых территориях полностью отсутствуют.

Авторами было проанализировано более 12 500 протоколов по Ворошиловскому району г. Волгограда за период 2008–2011 гг., в результате было установлено, что на дворовых территориях рассматриваемого района города ежегодно происходит более 400 ДТП. Из-за малой скорости движения во дворах ДТП в большинстве случаев не приносят ущерба здоровью водителей, пассажиров или других участников происшествия. Попавшие в такие ДТП несут, как правило, материальные и моральные потери.

Несмотря на то, что абсолютное число ДТП по данному району ежегодно уменьшается, относительное количество происшествий во дворах постоянно растет. Так в 2008 году их доля от всех ДТП составляла 12%, в 2009 г. – 12,5%, в 2010 г. – 12,8%, а за 2011 г. она достигла 13,8% от числа всех ДТП (рис. 1).

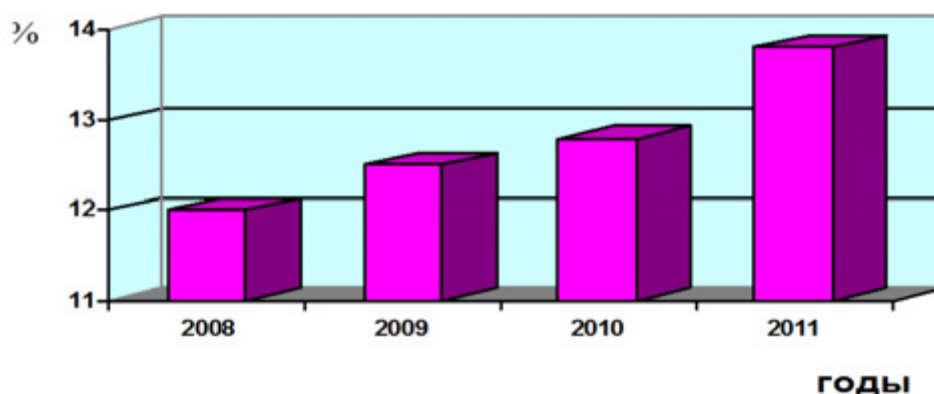


Рис. 1. Изменение доли ДТП во дворах за период 2008–2011 гг.

Ежегодно увеличивается число водителей получающих водительские права и не имеющих достаточного опыта вождения, растет и число происшествий с их участием. Более 35% от всех виновных водителей, попавших в ДТП, имеют стаж вождения до трех лет. Водители обоих полов чаще всего попадают в аварии в возрасте 26–30 лет, что в среднем составляет 16,7% от общего числа дорожно-транспортных происшествий во дворах.

Распределение по возрасту водителей виновных в ДТП на дворовых территориях Ворошиловского района г. Волгограда за период 2008–2011 гг. показало, что в возрасте 22–26 лет доли водителей обоих полов виновных в ДТП по величине практически равны. Необходимо также отметить, что 80% водителей мужского пола и 90% водителей женского пола виновных в совершении ДТП были моложе 50 лет (рис. 2).

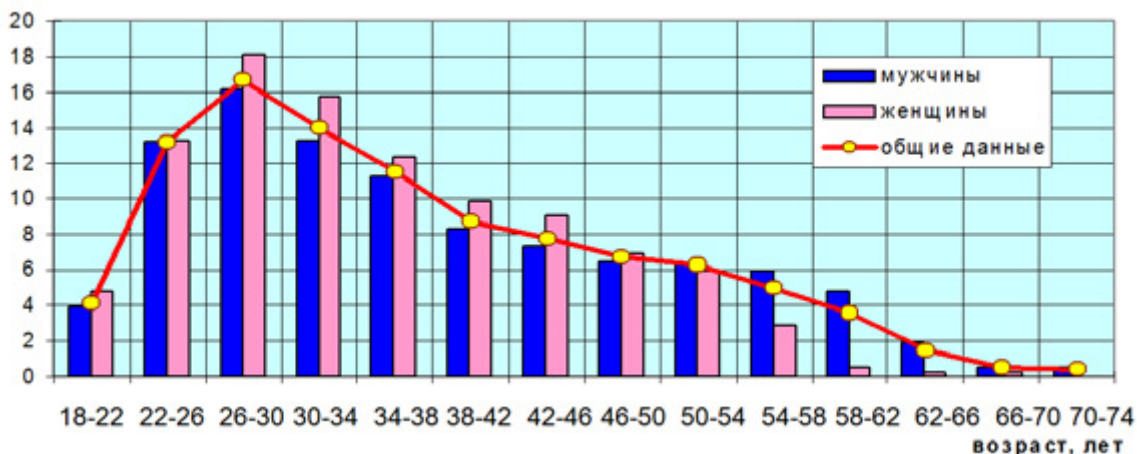


Рис. 2. Распределение ДТП во дворах по возрасту виновных водителей за 2008–2011 гг.

Позади автомобиля, особенно при движении задним ходом, существует так называемая «мертвая зона», и большинство водителей об этом знает. При этом заметить металлический столбик, торчащий из земли, пенек дерева или бетонный блок находящиеся в непосредственной близости за машиной, практически невозможно. В такой ситуации препятствие, скорее всего, не «увидят» ни специальные датчики («парктроники»), ни видеокамеры. Так в 2008 году из 443 ДТП на дворовых территориях было совершено 167 ДТП (37,7%) при движении автомобиля задним ходом, в 2009 г. – 39,5%, в 2010 г. – 43,3%, а в 2011 г. – уже 49,0%.

Качественный анализ статистических данных аварийности во дворах за весь период показал, что 59,4% ДТП приходится на наезд на стоящее транспортное средство, 30,0% – на наезд на препятствие, 9,3% – на столкновение, 0,9% – на наезд на пешехода, 0,2% – на наезд на велосипедиста, 0,2% – на другие виды происшествий (рис. 3).

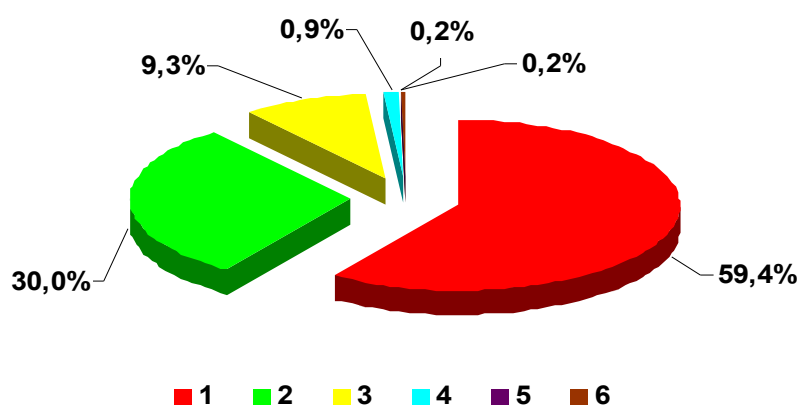


Рис. 3. Общее распределение по видам ДТП во дворах:
 1 – наезд на стоящее транспортное средство; 2 – наезд на препятствие; 3 – столкновение; 4 – наезд на пешехода;
 5 – наезд на велосипедиста; 6 – иные виды

Большие неудобства для проживающих оказывают парковки автомобилей на дворовых территориях в неустановленных для этого местах, особенно на детских площадках и зеленых зонах. Так из всех видов ДТП наезды на деревья составляли в 2008 г. – 13,7%, в 2009 г. – 16%, а в 2011 г. уже – 19,5%. Чтобы совершить наезд на дерево во дворе необходимо заехать на зеленую зону, отделенную, как правило, от дворового проезда бордюрным камнем. При этом уничтожается травяной покров, и ломаются сами бордюры, тем самым, ухудшая эстетический вид дворовых территорий (рис. 4).



Рис. 4. Вид дворового проезда и прилегающей к нему «зеленой зоны»

Увеличение относительных показателей аварийности и загруженности паркующимися автомобилями территорий жилых дворов неуклонно ведет к снижению уровня безопасности и комфортности проживания в жилых зонах. Практически во всех городах нашей страны ведется поиск решения данной проблемы на фоне постоянного роста автопарка при сложившейся существующей структуре городской застройки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Клинковштейн Г.И., Афанасьев М.Б. Организация дорожного движения: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 2001. – 247 с.

С.Г. Артёмова

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАГРУЗКИ АВТОСТОЯНОК ОТКРЫТОГО ТИПА В МНОГОЭТАЖНОЙ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКЕ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

С целью установления динамики изменения загрузки автомобилями автомобильных стоянок в период 2010–2011 гг. были организованы наблюдения на 5 платных автостоянках расположенных в Ворошиловском районе г. Волгограда общей вместимостью 420 машино-мест. Все выбранные автостоянки открытого типа, имели огражденную территорию с твердым покрытием, охраной и освещением. Каждой из 5 автостоянок был присвоен соответствующий порядковый номер: №1 – автостоянка на 150 машино-мест; №2 – на 75 машино-мест; №3 – на 45 машино-мест; №4 – на 80 машино-мест и №5 – 70 машино-мест. Автостоянки обслуживают территорию, имеющую многоэтажную жилую застройку, включая прилегающий частный сектор.

По данным проведенных наблюдений были построены графики иллюстрирующие динамику изменения загрузки автомобилями пяти автостоянок в рабочие и выходные дни по сезонам года, на основе которых, суточное изменение загрузки автостоянок автомобилями можно разделить на 6 характерных временных периодов:

1 – период стабильной максимальной загрузки ($Z_a^{\max}$), в течение которого число припаркованных автомобилей остается постоянным (00:00 – 05:00 в рабочие и 00:00 – 06:00 в выходные дни);

2 – период начала разъезда автомобилей с территории автостоянки (05:00 – 07:00 в рабочие и 06:00 – 07:00 в выходные дни);

3 – период интенсивного разъезда автомобилей с территории автостоянки (07:00 – 11:00 в рабочие и 07:00 – 13:00 в выходные дни);

4 – период минимальной загрузки, с неявно выраженным пиком в 14:00 ($Z_a^{\min}$), в течение которого число припаркованных автомобилей изменяется незначительно (11:00 – 16:00 в рабочие и 13:00 – 16:00 в выходные дни);

5 – период интенсивной загрузки автостоянки автомобилями (16:00 – 22:00 в рабочие и 16:00 – 21:00 в выходные дни);

6 – период окончания загрузки автостоянки автомобилями, когда число припаркованных автомобилей близко к $Z_a^{\max}$ (22:00 – 24:00 в рабочие и 21:00 – 24:00 в выходные дни).

Необходимо отметить, что размах загрузки ($Z_a^{\max} - Z_a^{\min}$) и период минимальной загрузки автостоянок в рабочие дни имеют большую величину, чем в выходные дни не зависимо от сезона года (рис. 1, 2)

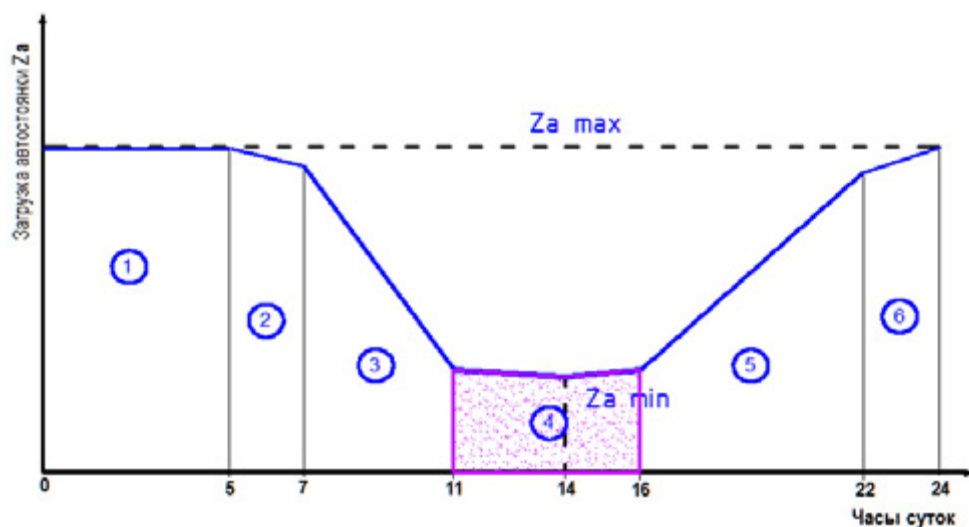


Рис. 1. Характер изменения загрузки автостоянок по часам суток в рабочие дни

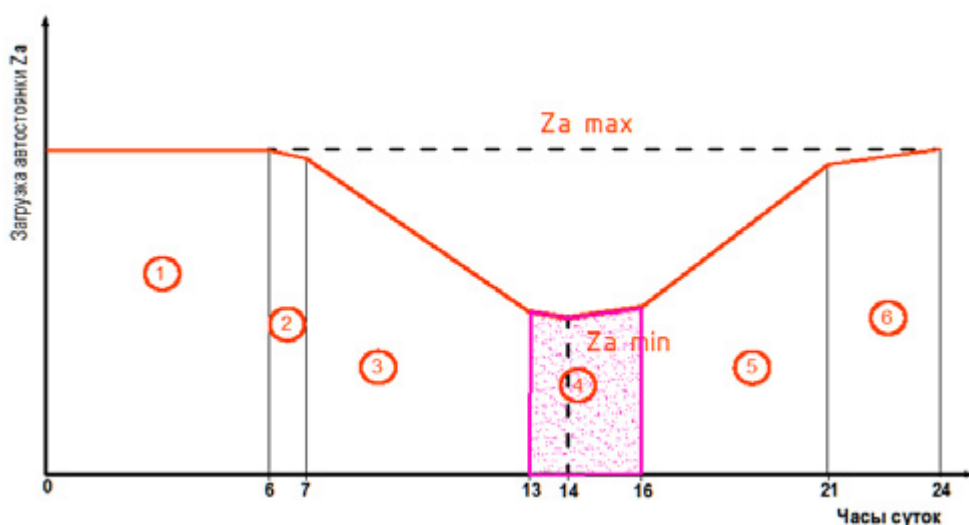


Рис. 2. Характер изменения загрузки автостоянок по часам суток в выходные дни

Средние минимальные и максимальные уровни загрузки автостоянок зависят от их вместимости и дня недели. Чем меньше вместимость автостоянки, тем значительнее её загрузка, по сравнению с парковками, рассчитанными на большее число машино-мест. В выходные дни минимальная загрузка автостоянок имеет большие значения, чем в рабочие дни, а максимальная — наоборот принимает меньшие, чем в рабочие дни значения.

Минимальные загрузки автостоянок в рабочие и выходные дни имеют большую разницу, чем максимальные загрузки в те же дни. Это можно объяснить тем, что в ночное время, максимальное число водителей, не зависи-

мо от дня недели, паркуют свои автомобили и идут отдыхать. В выходные дни максимальная нагрузка автостоянок несколько меньше, чем в будние дни, так как часть автовладельцев уезжает с ночевкой на природу или свои приусадебные участки, а часть отгоняют автомобили в гаражи для осуществления мелкого ремонта. Уровень минимальной нагрузки в выходные дни выше, чем в рабочие дни, так как большая доля водителей предпочитают не пользоваться автомобилем в эти дни и «отдохнуть от руля».

Минимальные и максимальные нагрузки автостоянок достаточно хорошо коррелируют между собой в рабочие и выходные дни (рис. 3, 4).

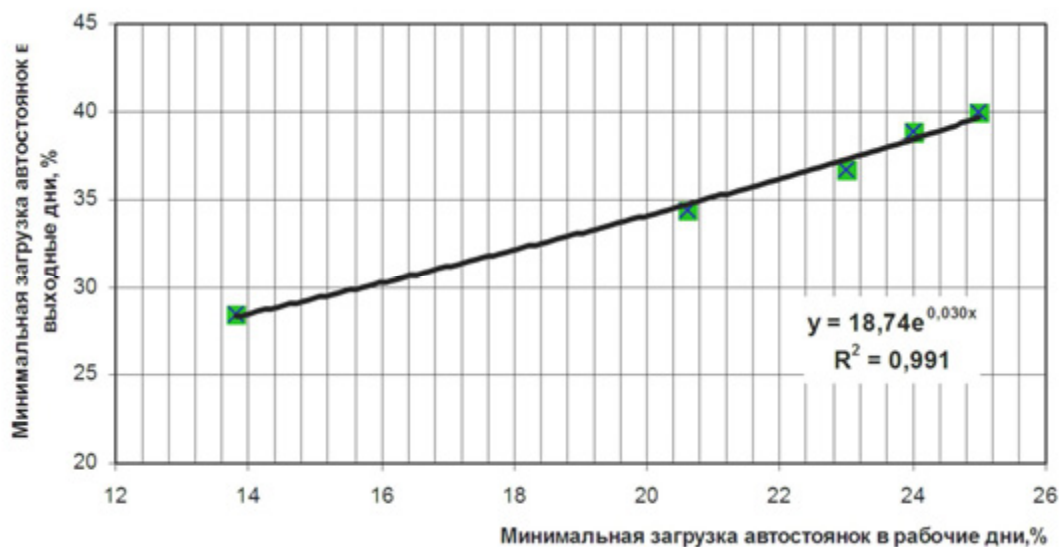


Рис. 3. Зависимость минимальных нагрузок автостоянок в рабочие и выходные дни

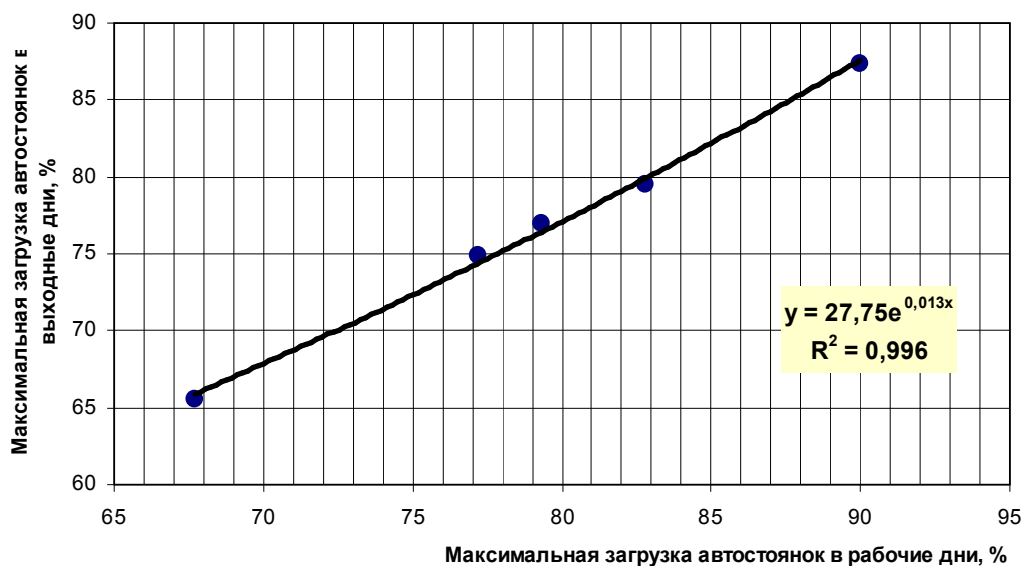


Рис. 4. Зависимость максимальных нагрузок автостоянок в рабочие и выходные дни

Сопоставив значения минимальных и максимальных загрузок пяти автостоянок, был построен график их взаимных зависимостей от дня недели, которые позволяют при наличии данных о минимальной загрузке парковки в рабочие или выходные дни получать с достаточной степенью точности, не зависимо от вместимости автостоянки, её пиковые значения в ночное время (рис. 5).

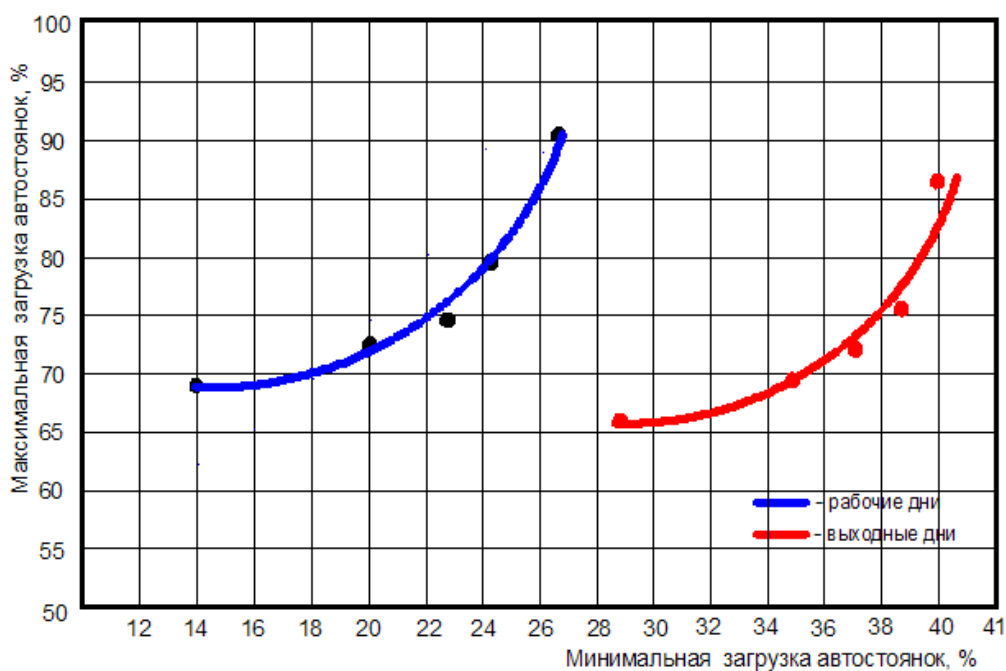


Рис. 5. График зависимости максимальной от минимальной загрузки автостоянки в рабочие и выходные дни недели

Полученные зависимости для рабочих ($R^2 = 0,9424$) и выходных дней ($R^2 = 0,9588$) недели описываются соответственно следующими выражениями:

$$y = 0,2054x^2 - 6,682x + 121,74 \quad (1)$$

$$y = 0,2991x^2 - 18,856x + 360,38 \quad (2)$$

С.Г. Артёмова

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАГРУЗКИ ДВОРОВЫХ ТЕРРИТОРИЙ ПАРКУЮЩИМИСЯ АВТОМОБИЛЯМИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В условиях интенсивного роста автопарка городов постоянно увеличивается и потребность в парковочных местах, особенно в вечернее и ночное время. По предпочтению вида парковки автомобиля в этот период времени всех автовладельцев можно разделить на 4 категории:

А – паркующие автомобили, как правило, на дворовой территории, в местах проживания;

В – отдающие предпочтение парковке на близлежащей автостоянке;

С – предпочитающие ставить автомашины в личные гаражи;

Д – периодически выбирающие один из вышеперечисленных видов парковки автомобиля.

С целью установления динамики изменения загрузки автомобилями дворовых территорий в период 2010–2011 гг. были организованы наблюдения. Относительный показатель заполнения дворовой территории припаркованными автомобилями (Z_d) рассчитывался как отношение числа припаркованных автомобилей к суммарному числу жилых квартир (k) в домах, образующих рассматриваемую дворовую территорию.

$$Z_d = N_i / k, \quad (1)$$

где N_i – количество припаркованных автомобилей на i -й час суток.

На основе полученных графиков, суточное изменение относительной загрузки дворов автомобилями в рабочие и выходные дни можно разделить на 5 характерных временных периодов (рис. 1, 2).

1 – Период стабильной максимальной загрузки ($Z_a^{\max}$), в течение которого число припаркованных автомобилей практически остается постоянным (00:00 – 06:00 в рабочие и 00:00 – 07:00 в выходные дни).

2 – Период начала разъезда автомобилей с дворовой территории (06:00 – 07:00 в рабочие и 07:00 – 08:00 в выходные дни).

3 – Период интенсивного разъезда автомобилей с территории двора начинается в 07:00 в рабочие и в 08:00 в выходные дни, а заканчивается (в отличие от автостоянок) по-разному для различных типов дворов. Так в рабочие дни для дворов 1 и 2 этот период заканчивается в 11:00, для дворов 5 и 6 – в 12:00, а для дворов 3 и 4 – в 14:00. Этот факт видимо, связан с различными режимами работы магазинов, офисов и других учреждений,

расположенных (или отсутствующих) в цокольных этажах жилых зданий образующих дворовую территорию, а также с социальным составом проживающих в этом дворе. В выходные дни период 3 заканчивается во всех дворах в 14:00.

4 – Период интенсивной загрузки дворовой территории паркующимися автомобилями по тем же причинам, что и период 3 для различных дворов начинается в разное время. Так в рабочие и выходные дни для дворов 1 и 2 этот период заканчивается в одно время (21:00), для дворов 3, 4, 5 и 6 – в 22:00.

5 – Период окончания загрузки дворовых территорий автомобилями, когда число припаркованных автомобилей близко к $Z_d^{\max}$ заканчивается к 24:00 в рабочие и выходные дни.

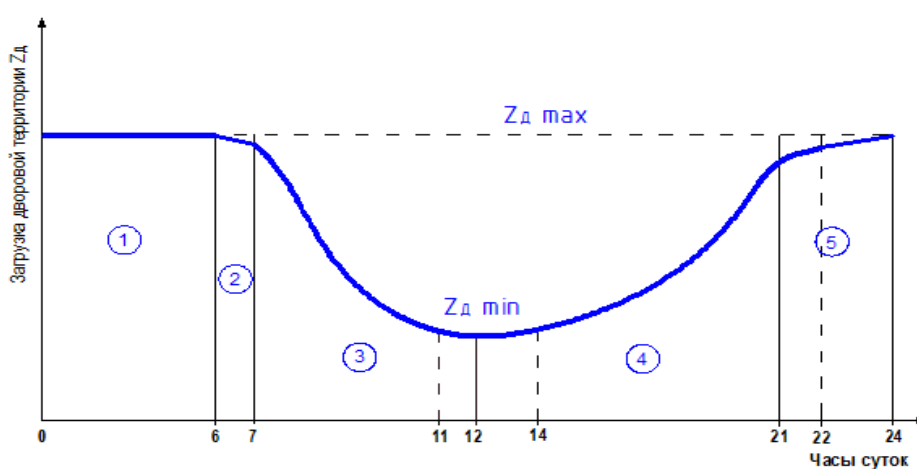


Рис. 1. Характер изменения относительной загрузки дворов по часам суток в рабочие дни

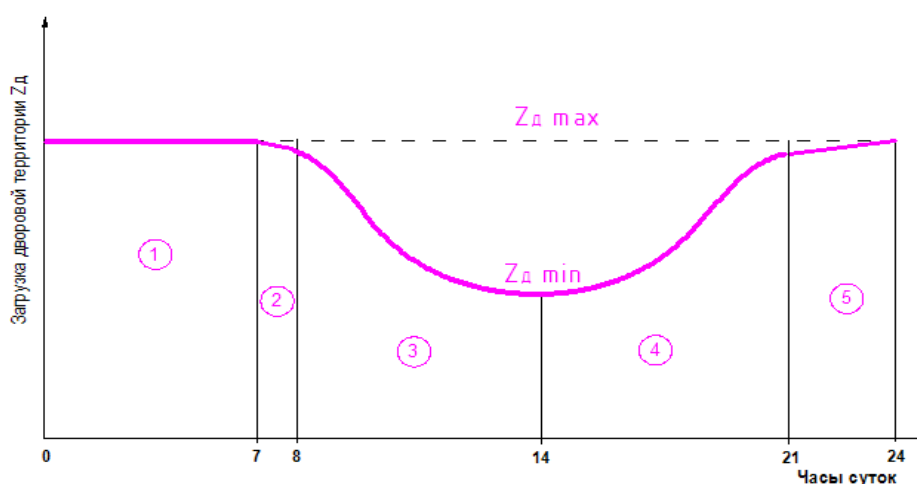


Рис. 2. Характер изменения относительной загрузки дворов по часам суток в выходные дни

Размах относительной загрузки ($Z_{\text{д}}^{\text{max}} - Z_{\text{д}}^{\text{min}}$) дворовых территорий в рабочие дни имеют большую величину, чем в выходные дни независимо от сезона года, так как в выходные дни многие автовладельцы предпочитают «отдохнуть от руля» и не пользоваться своим автомобилем.

Изменение загрузки дворов по сезонам года невелико и колеблется в среднем от 4,8% до 13,5%. Было установлено 2 характерных периода изменения относительной загрузки дворов автомобилями. В рабочие дни эти периоды имели место утром и вечером соответственно с 7:00 до 8:00 и с 18:00 до 19:00, а в выходные дни утром с 8:00 до 9:00 и вечером с 19:00 до 20:00. В эти часы кривые относительной загрузки в весенний, летний и осенний сезоны пересекают кривую относительной загрузки зимнего сезона. Это объясняется тем, что весной, летом и осенью загрузка дворов больше чем в зимний период и разъезд автомашин с дворовых территорий происходит более интенсивно. В вечерний период весной, летом и осенью загрузка дворов паркующимися автомобилями происходит также более динамично, чем зимой. Интенсивный разъезд автомобилей с дворовых территорий в утренний период начинается в 7 часов в рабочие дни, а в выходные – в 8 часов. Основная загрузка дворов автомобилями заканчивается в период с 20:00 до 21:00.

В отличие от автостоянок период минимальной загрузки во дворах отсутствует. Наблюдения показали, что разгрузка дворовой территории (количество уезжающих больше числа приезжающих) продолжается непрерывно до момента, после которого сразу же начинается период загрузки двора (количество приезжающих больше числа покидающих двор).

На основе данных наблюдений были построены зависимости минимальных ($Z_{\text{д}}^{\text{min}}$) и максимальных ($Z_{\text{д}}^{\text{max}}$) относительных загрузок обследуемых шести дворовых территорий в рабочие и выходные дни (рис. 3, 4).

Распределение полученных данных подчиняется экспоненциальному закону (коэффициент согласия R^2 находился в пределах 0,97–0,98) и может быть описано следующим уравнением:

$$Z_{\text{д}}^{\text{max}} = \alpha \cdot e^{b \cdot Z_{\text{д}}^{\text{min}}}, \quad (2)$$

где α и b – эмпирические коэффициенты (табл. 1).

Таблица 1

Дни недели	Эмпирические коэффициенты	
	α	b
Рабочие дни	0,156	4,564
Выходные дни	0,135	4,102

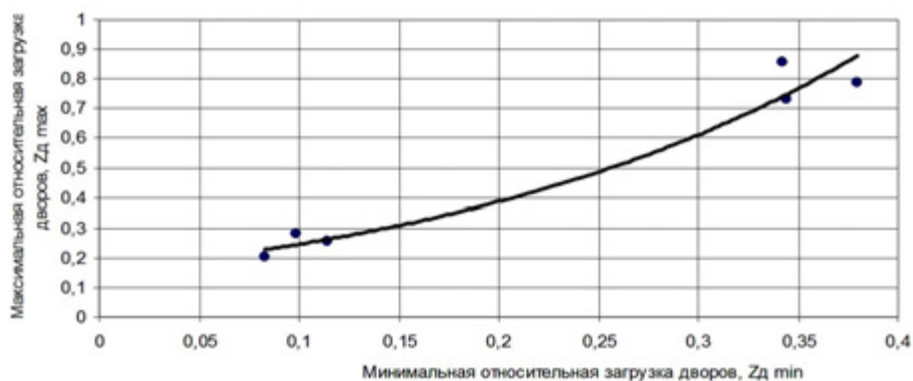


Рис. 3. Зависимость минимальных и максимальных относительных нагрузок дворовых территорий в рабочие дни

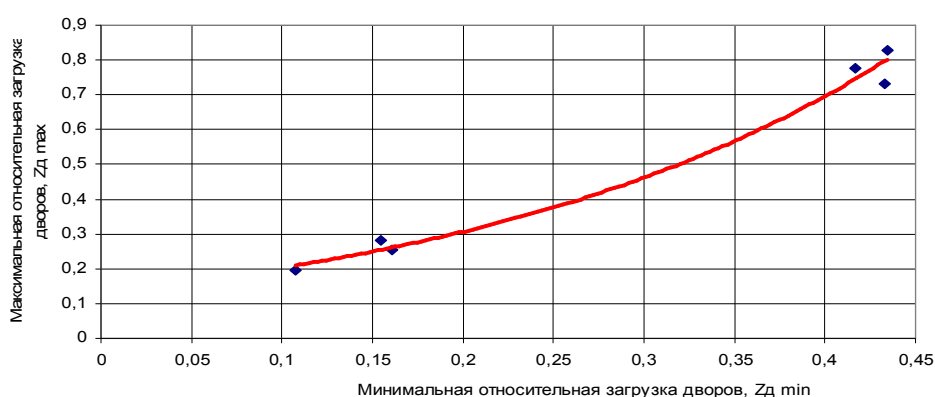


Рис. 4. Зависимость минимальных и максимальных относительных нагрузок дворовых территорий в выходные дни

Полученная зависимость, при наличии фактических значений минимальной относительной нагрузки позволяет, получить с определенной точностью величину максимальной относительной нагрузки паркующимися автомобилями дворовой территории всех 4-х классов.

А.М. Ахмедов

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ИННОВАЦИОННЫХ КРОВЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ ФИРМЫ «ТЕХНОНИКОЛЬ»

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Инновационные технологии и материалы, новая техника в сочетании с методами экономического обоснования выбранного варианта выполнения работ характеризуют в совокупности технический и экологический уровни строительного производства.

Отказ от градостроительной политики советского периода, сыгравшей свою роковую роль в обезличивании застройки городов, в области проектирования жилых зданий ставит на первое место вопросы долговечности, надежности, качества и как следствие этого экономическую эффективность. Делает целесообразным применение инновационных кровельных материалов, а также открывает неограниченные возможности при разработке индивидуальных проектов ярусных зданий и линейных сооружений.

Кровля является важнейшей частью конструкции здания. Самым важным потребительским свойством кровли является надежность, а именно отсутствие протечек за период эксплуатации. При этом сама эксплуатация кровель жилых зданий и сооружений имеет свои характерные особенности. В течение последних десяти лет обследуя кровли ЖКХ различных регионах нашей страны сотрудниками компании ТехноНИКОЛЬ было замечено, что причиной образования протечек на крышах ярусных зданий и сооружений очень схожи. Около восьмидесяти процентов протечек связано с ошибками и дефектами заложенными при выполнении работ по устройству новой кровли. В течение двух трех лет эксплуатации проявляются наиболее грубые ошибки такие как: неправильный подбор материалов, плохая подготовка поверхности под укладку, нарушение технологии наплавления, неправильное выполнение узлов сопряжений кровельного покрытия с парапетами; трубами; вентиляционными шахтами и другими кровельными конструкциями. Примыкание кровельного ковра к парапетам, трубам, антеннам является наиболее вероятными местами протечек и от качества выполнения этих узлов зависит долговечность кровли. Остальные протечки возникают из-за неправильной эксплуатации кровель.

По данным материалов ТехноНИКОЛЬ [1], силами стандартного подрядчика, кровли из битумно-полимерных материалов можно выполнить со сроком службы более пятнадцати лет. Европейский опыт говорит, что при надлежащий эксплуатации кровель из наплавляемых рулонных материалов служат двадцать пять и более лет, в зависимости от выбранного материала.

Максимальный срок службы кровли достигается при уклонах основания не менее полутора процента и устройстве разуклонки в ендове между воронками. При выполнении требований к уклону на основании как правило должны отсутствовать застойные зоны и кровельный материал будет функционировать в оптимальном режиме. При наличии застойных зон вода на кровельном материале при замерзании расширяется, сдирая защитную подсыпку верхнего слоя. В лужах концентрируется пыль и создается питательная среда для роста мха и других растений. Все это приводит к более быстрому старению материала и преждевременному выходу из строя кровельного ковра.

В данной работе мы рассмотрим отличие материалов различных классов, Филлизол, Кромэл, ТН-КРОВЛЯ Стандарт, Вестопласт, Техноэласт-Вент.

Вестопласт (ТУ 5774-003-00287852-99) многофункциональный, АПП-модифицированный наплавляемый кровельный и гидроизоляционный

материал повышенной надежности. Высокие физико-механические характеристики материала Вестопласт обеспечиваются применением битума модифицированного специальным высококачественным полипропиленом (АПП). Это позволяет материалу Вестопласт быть весьма пластичным при низких температурах и сохранять прочность в самое жаркое лето. Высокие адгезионные свойства материала Вестопласт позволяют наплавлять его практически на любое негорючее основание (цементно-песчаная стяжка, минплиты и т.п.). Совместимость с окисленными битумами позволяет использовать Вестопласт для ремонта даже старых рубероидных крыш. Вестопласт наносится в два слоя при организации нового кровельного ковра и наплавляется при помощи пропановой горелки.

Филизол (ТУ 5774-008-05108038-99) полимерно-битумный кровельный материал. Он состоит из полиэфирного нетканого полотна или же из стеклоосновы. Нетканое полотно, из которого изготавливается филизол во время производства, покрывают слоем полимерно-битумной вяжущей основы с обеих сторон, содержащего термоэластопласт SBS или аналогичные полимеры, за счет этого, во-первых, во время кровельных работ удастся добиться наиболее качественного результата, а во-вторых благодаря применению SBS Филизол может эксплуатироваться в интервале температур от -50°C до +100°C.

Кромэл (ТУ 5774-002-41993527-97), изготавливаемый из резиновой смеси на основе этилен-пропилендиенового каучука, сдублированной с армирующей основой (или без нее) и вулканизированной по электронно-химической технологии. Он идеально ложится на любую неровную поверхность (в том числе на старый кровельный ковер). Кромэл выпускается в мягком и жестком(армированном) виде, а также со светоотражающим слоем (для устройства крыш в южных регионах).

Система ТН-КРОВЛЯ Стандарт применяется для устройства крыши на объектах жилого и общественного назначения с несущими конструкциями из железобетона. Система представляет собой традиционную схему устройства кровельного пирога, зарекомендовавшую себя с хорошей стороны в строительстве. Пользуется особой популярностью среди строителей и эксплуатирующих организаций благодаря своей высокой надежности и ремонтпригодности. Роль пароизоляции в системе ТН-КРОВЛЯ Стандарт выполняет свободно уложенный битумно-полимерный материал. Армированная стяжка, которую устраивают поверх уклонообразующего слоя керамзита, придает конструкции кровли прочность и надежность. Также в системе применяется двухслойный «дышащий» битумно-полимерный кровельный ковер, который позволяет избежать образования вздутий на ее поверхности, за счет применения в качестве нижнего слоя специальный материал Унифлекс ВЕНТ ЭПВ.

Техноэласт ВЕНТ получают путем двухстороннего нанесения на полиэфирную основу битумно-полимерного вяжущего, состоящего из битума, бутадиен-стирольного термоэластопласта и наполнителя. В качестве за-

щитного слоя используют крупнозернистую (сланец) посыпку сверху и вентилируемую поверхность снизу. Вентилируемая поверхность имеет полосы из битумно-полимерного вяжущего, пространство между которыми заполнено мелкофракционным песком и вся поверхность покрыта тонкой полимерной пленкой.

Особенности; возможность устройства однослойного кровельного покрытия; решает проблему вздутий на кровле; позволяет увеличить долговечность кровельного ковра.

Приведем сравнения между различными материалами по некоторым показателям.

Таблица 1

Технические характеристики рулонных материалов

Технические характеристики	Наименование материала				
	Филизол	Кромэл	ТН-Кровля Стандарт (Техноэласт ЭКП)	Вестопласт	Техноэласт-Вент
Водонепроницаемость (72 часа $p=0,001$ МПа)	абсолютная	абсолютная	абсолютная	абсолютная	абсолютная
Гибкость на брусе $R=10$ мм, °С, не выше Разрывная сила при растяжении Н, не менее	-25	гибкость на брусе с закругл. $R=5$ мм, °С не более -60	-25	-15	-25
Разрывная сила при растяжении Н, не менее	490	300	400	360–800	1000-в прод напр. 800 в попер.напр.
Вес 1 м ² материала (в зависимости от марки) кг	4,2–4,8	2–3	5	3,2–5	6
Водопоглощение в течение 24 часов % по массе не более	1	0,5	1	1	1
Срок службы, лет	20	25	30	25	25–30
Теплостойкость °С,	80	120	120	130	100

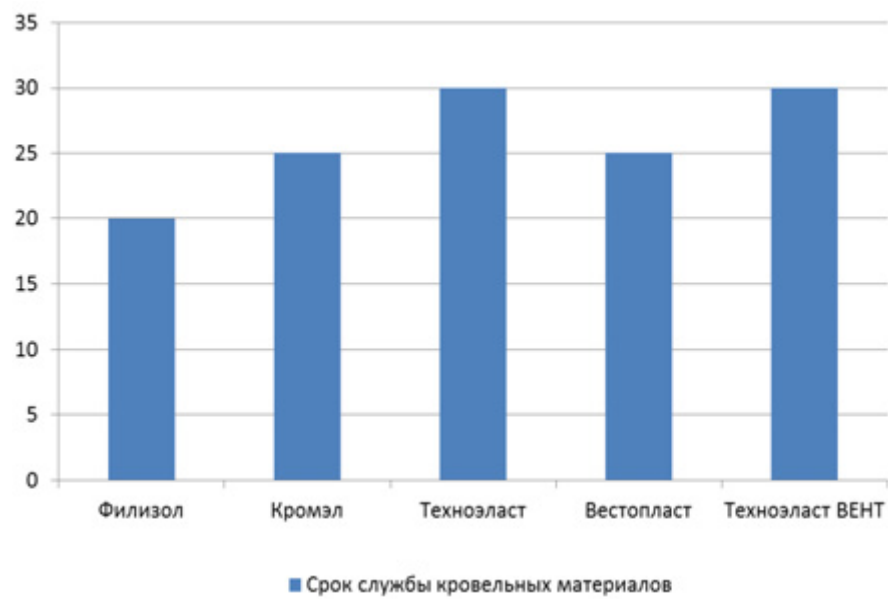


Рис. 1

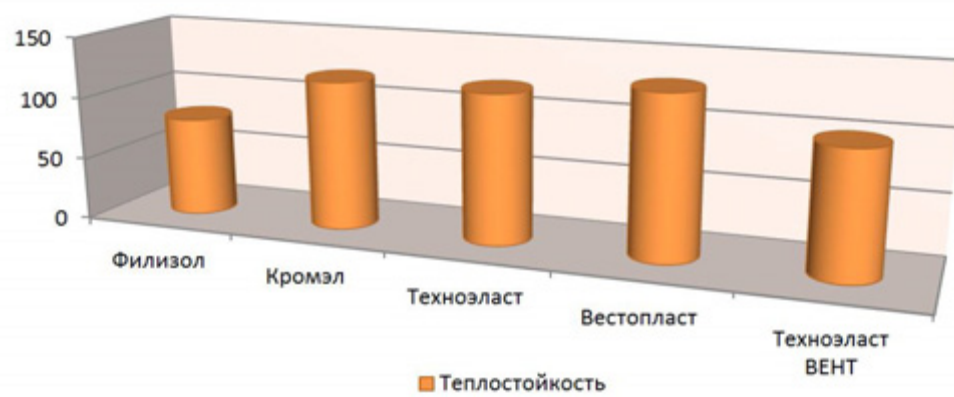


Рис. 2

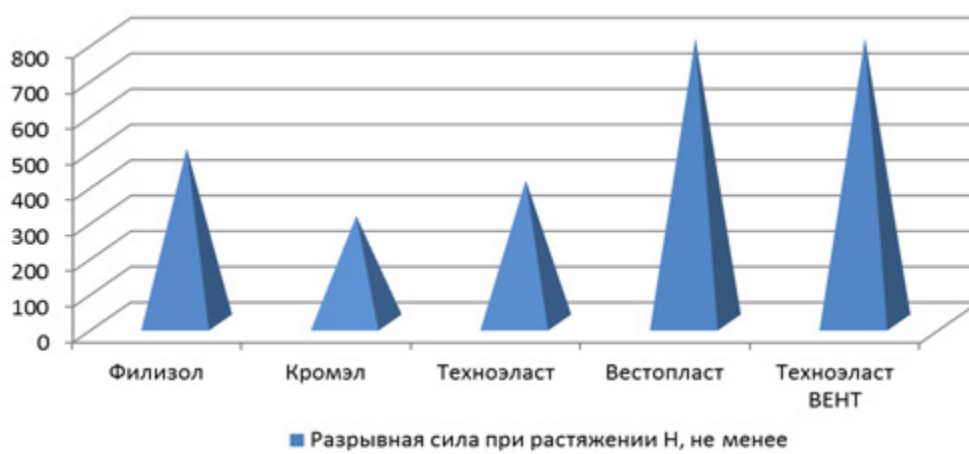


Рис. 3

При выборе решения для устройства кровель необходимо учитывать не только первоначальную стоимость работ, но и стоимость ее эксплуатации, а также ее долговечность. Дешевизна некоторых кровельных систем на этапе устройства не является экономически правильным решением, в связи с тем, что самые малые вложения в устройство кровель оборачиваются самыми крупными ежегодными расходами на эксплуатацию кровель. Заплатив вначале один раз за хороший материал, с хорошими характеристиками и долговечностью, получаем неплохую экономию средств на ее содержание.

Как показывают данные табл. 1 и диаграмма на рис. 1 приведенные материалы имеют все характеристики для долгой и надежной эксплуатации (особенно Техноэласт-Вент, хотя масса этого материала почти 1,5–2 раза больше по сравнению с другими). Чтобы получить полную картину о эффективности применяемого материала необходимо выполнить расчет экономического эффекта с учетом приведенных затрат на заводское изготовление, по устройству на стройплощадке по сравниваемым вариантам базового и нового материала, доли сметной стоимости строительных материалов в расчете на 1 год их службы по сравниваемым вариантам, экономии в сфере эксплуатации материалов за срок их эксплуатационной службы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Материалы компании «ТехноНИКОЛЬ» (ПроектНавигатор). [Электронный ресурс]. Режим доступа – <http://vsp-region.ru/articles/4759-2012-01-26-17-32-44.html> // Дата обращения – 05.05.2012 г.

А.Н. Богомолов, И.С. Алексиков, А.В. Прокопенко

МЕТОДИКА ОБОСНОВАНИЯ РАСЧЕТНЫХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА В УСЛОВИЯХ ЮГА РФ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Толщина конструктивных слоев дорожной одежды в основном зависит от несущей способности грунтового основания. Модуль упругости, угол внутреннего трения, сцепление грунта определяются его влажностью и плотностью. Обоснование расчетных физико-механических характеристик земляного полотна выполняется в следующей последовательности:

1. Расчетная влажность грунтов земляного полотна рассчитывается по данным многолетних наблюдений на ближайшей агрометеостанции по годовой сумме атмосферных осадков (KX_r) и среднемесячных положи-

тельных температур воздуха ($\sum t > 0$). Расчет выполняется в следующей последовательности:

1.1. Определяется расчетная влажность открытого поля ($W_p^{оп}$)

$$W_p^{оп} = W_{cp}(1 + tC_v^{оп}), \quad (1)$$

где средняя влажность почво-грунтов в расчетный период (W_{cp})

$$W_{cp} = \left(\frac{A_i \cdot KX_2}{5,88 \sum t > 0 + 260} + B_i \right) W_T, \quad (2)$$

A_i и B_i – коэффициенты уравнения, зависят от типа грунта; t – одностороннее нормированное отклонение, зависит от принятого уровня надежности; C_v – коэффициент вариации относительной влажности почво-грунта:

$$C_v^{оп} = 0,5104W_{cp}^2 - 0,9046W_{cp} + 0,4883. \quad (3)$$

1.2. Расчетная влажность грунтов земляного полотна определяется типом грунта, конструкцией дорожной одежды и типом местности по условиям увлажнения:

$$W_{3п}^p = \alpha\beta\gamma W_p^{оп}(1 + tC_{v2}), \quad (4)$$

где β – коэффициент, учитывающий тип местности по условиям увлажнения, равен 1 для 1-го типа, 1,01–1,03 – для 2-го типа, 1,04–1,07 – для 3-го типа; γ – коэффициент, равным 1 для пористых граничных слоев дорожной одежды (песок, щебень, ПГС, гравий и т.п.), непосредственно укладываемых на земляное полотно и 0,85–0,95 для плотных грунтов (укрепленные грунты); α – коэффициент перехода от влажности грунтов открытого поля к влажности грунтов земляного полотна, равен 0,83; C_{vr} – коэффициент вариации влажности грунта в активной зоне полотна (при $W_p = 0,4W_T$, $C_v = 0,02$ при $W_p = 0,5W_T$, $C_v = 0,03$, при $W_p = 0,6W_T$, $C_v = 0,04$).

2. В расчетах дорожных одежд в качестве прочностных характеристик грунтов используются: модуль упругости ($E_{гр}$), угол внутреннего трения ($\phi_{гр}$) и удельное сцепление ($C_{гр}$).

2.1. Модуль упругости грунта определяется типом грунта и его расчетной влажностью:

$$E_{гр} = aW_{3п}^{p2} - bW_{3п}^p + c, \quad (5)$$

где a , b , c – коэффициенты уравнения, принимаются по табл. 1.

Таблица 1

Коэффициенты уравнения (5)

Тип грунта	Значение коэффициентов уравнения		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
Супесь легкая	214,29	359,86	195,14
Супесь пылеватая	642,86	1089,30	493,00
Суглинок легкий	659,00	1130,50	510,50
Суглинок тяжелый	642,86	1089,30	493,00

2.2. Сдвиговые характеристики глинистых грунтов зависят от относительной влажности грунта и суммарного числа приложений расчетной нагрузки N_p . Зависимость угла внутреннего трения и сцепления грунтов от указанных факторов имеет вид:

$$R = C_0 \cdot W^{\alpha_1} \cdot N_p^{\alpha_2}, \quad (6)$$

где R – сдвиговая характеристика глинистого грунта (угол внутреннего трения $\varphi_{гр}$, сцепление $C_{гр}$); C_0 – коэффициент масштабирования; α_1 , α_2 – коэффициенты влияния указанных факторов на сдвиговые характеристики глинистого грунта, принимаются по табл. 2.

Таблица 2

Коэффициенты уравнения (4.6)

Сдвиговые характеристики грунтов	Тип грунта	Значение коэффициентов уравнения		
		C_0	α_1	α_2
Угол внутреннего трения	Суглинки и глины	0,0045	-4,2380	-0,1034
	Супеси	0,0071	-1,6906	-0,0843
Сцепление	Суглинки и глины	5,5634	-3,4660	-0,0931
	Супеси	35,3085	-0,1021	-0,0802

2.3. Грунты территории в основном представлены суглинками тяжелыми (44%), суглинками легкими пылеватыми (19%) и глинами (26%). Легкие грунты, предпочтительные для сооружения полотна составляют 11% (рис. 1).

Оценка грунтово-гидрологических условий области показала, что 98% территории относится к 1-ому типу местности по условиям увлажнения. Уровень грунтовых вод изменяется от 3 до 20 м. Достаточно сложные условия отмечены в Волго-Ахтубинской пойме. Грунтовые воды расположены на глубине от 1 до 3 м (рис. 2).

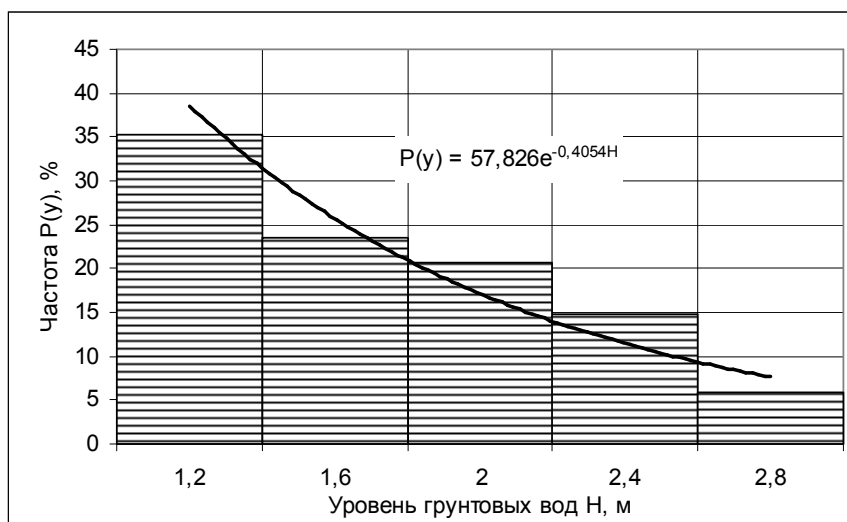


Рис. 2. Гистограмма уровня грунтовых вод на территории Волго-Ахтубинской пойме

Согласно существующему дорожно-климатическому районированию РФ территория Волгоградской области делится на IV и V зоны. Севернее г. Волгограда территория относится к IV дорожно-климатической зоне, южнее к V-ой. По территории выделено 5 дорожно-климатических подзон (рис. 4), описание которых приведено в табл. 3.

На участках местности с близким залеганием УГВ и высотой насыпи менее значений рекомендованных СНиП 2.05.02-85 (V-б подзона), прочностные характеристики грунтов назначать с поправкой m (рис. 3).

$$E_{zp} = (aW_{3п}^{p2} - bW_{3п}^p + c)m, \quad (4.7)$$

$$R = C_0 \cdot W^{\alpha_1} \cdot N_p^{\alpha_2} \cdot m. \quad (4.8)$$

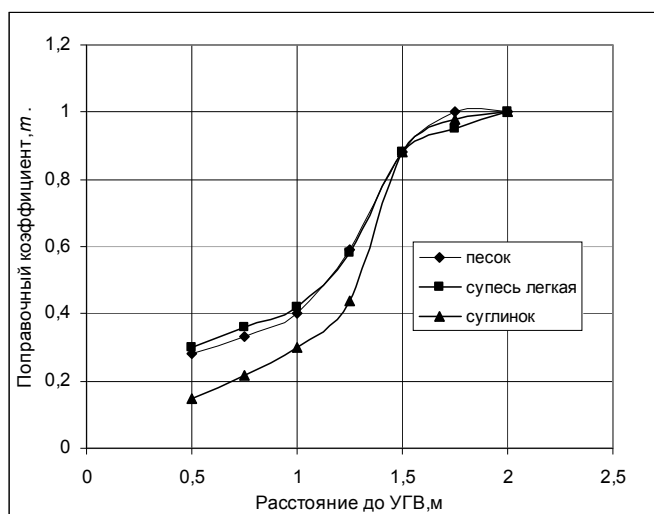


Рис. 3. Поправка на прочностные характеристики грунтов на участках с близким УГВ

Таблица 3

Дорожно-климатические зоны Волгоградской области

№ под-зоны	Описание грунтово-гидрологических условий	Максимальная глубина промерзания грунта, см	Среднегодовая влажность грунта в весенний расчетный период	Средний модуль упругости грунта, МПа
IV дорожно-климатическая зона достаточного увлажнения				
IV-а	Преимущественно 1-ый тип местности по условиям увлажнения, грунты – грунтовые воды на глубине 3–20 м	90–120	Суглинок – 0,48–0,51W _т Супесь – 0,37–0,41W _т (1- тип местности)	Суглинок – 105 Супесь – 87
IV-б		90–160	Суглинок – 0,53–0,55W _т Супесь – 0,42–0,46W _т (1- тип местности)	Суглинок – 96 Супесь – 78
IV-в		130–150	Суглинок – 0,59–0,60W _т Супесь – 0,50–0,53W _т (1- тип местности)	Суглинок – 73 Супесь – 66
V дорожно-климатическая зона недостаточного увлажнения				
V-а	1-й тип местности по условиям увлажнения, грунтовые воды на глубине 8–25 м	100–140	Суглинок – 0,48–0,50W _т Супесь – 0,37–0,41W _т (1- тип местности)	Суглинок – 110 Супесь – 87
V-б	3-ий тип местности (Волго-Ахтубинская пойма), уровень грунтовых вод 1,0–3,0 м	90–100	Суглинок – 0,48, 0,51W _т Супесь – 0,40–0,52W _т (3- тип местности)	Суглинок – 96 Супесь – 84

Примечание: Влажность и модуль упругости грунтов приведены для 1-го типа местности по условиям увлажнения и минимальной высоты насыпи согласно СНиП 2.05.02-85. Для подзоны V-б данные приведены для 3-го типа местности по условиям увлажнения.

А.Н. Богомолов, И.С. Алексиков

ОПТИМАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД ДЛЯ РЕГИОНАЛЬНЫХ УСЛОВИЙ НИЖНЕГО ПОВОЛЖЬЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Реализация федеральной программы строительства сельских дорог, обеспечивающих бесперебойное транспортное сообщение более 600 малых населенных пунктов с районными центрами и Волгоградом, происходит в условиях дефицита финансирования. Одним из перспективных направлений снижения стоимости объектов является оптимизация наиболее дорогого элемента дороги – дорожной одежды. Постоянный рост стоимости строительства, изменение традиционных поставщиков материалов, требуют шире использовать местные строительные материалы и вторичную продукцию промышленности. Разработанные 20–25 лет назад по отмененной инструкции ВСН 46–83 региональные альбомы конструкций дорожных одежд устарели и не могут быть использованы в практике проектирования. Необходима разработка новых конструкций дорожных одежд в структуре автоматизированного проектирования в виде электронного банка данных.

С этой целью разработаны СУБД «Оптимальные конструкции дорожных одежд из местных материалов» и компьютерная программа ДО «Расчет дорожных одежд из местных материалов (для региональных условий Нижнего Поволжья)». В результате обобщения производственного опыта дорожного строительства Юга России, исследований физико-механических свойств грунтов земляного полотна, каменных материалов, отсеков щебня, геотекстилей разработано 12 экспериментальных конструкций дорожных одежд из местных материалов. Опытно-производственная проверка предложенных конструкций выполнена на дорогах Волгоградской области в 1997–2008 гг., которая доказала их экономичность и долговечность.

Выполненные исследования позволили разработать 150 конструкций дорожных одежд для региональных условий Нижнего Поволжья. В конструкциях использованы следующие местные строительные материалы (см. табл. 1).

Таблица 1

№	Конструктивный слой	Наименование материала
1	Покрытие	Мелкозернистый плотный асфальтобетон 2 марки, тип Б из щебня осадочных пород на битуме БНД 60/90
		Черный щебень с заклинкой
2	Верхний слой основания	Крупнозернистый высокопористый асфальтобетон из щебня осадочных пород на битуме БНД 60/90
		Черный щебень с заклинкой
3	Несущий слой основания	Щебень фракционированный 40–80мм осадочных пород из Липкинского карьера с заклинкой
		Щебень фракционированный 40–80мм осадочных пород из Зимовского карьера с заклинкой
		Отсевы щебня осадочных пород без подобранного грансостава
		Щебень рядовой из мела по типу «минеральный бетон»
		Щлаковый щебень ПО «Баррикады»
4	Дополнительные слои	Песок мелкий
		Суглинок повышенной плотности с $K_y=1,05$
		Геотекстиль типа «Дорнит»
		Отсевы щебня осадочных пород без подобранного грансостава
5	Грунт земляного полотна	Суглинок тяжелый

В основании дорожных одежд использован суглинок тяжелый, как наиболее представительный грунт для Волгоградской области. Расчеты выполнены для 1-го, 2-го и 3-го типов местности по условиям увлажнения в пределах выделенных пяти дорожно-климатических районов области. На участках 3-го типа местности по условиям увлажнения (преимущественно Волго-Ахтубинская пойма) учтено снижение прочности грунтового основания при высоком уровне грунтовых вод. Предложенные конструкции дорожных одежд из местных материалов рекомендуются для сельских автомобильных дорог с интенсивностью движения до 300 авт/сут. По сравнению с традиционной конструкцией, снижение строительных затрат составляет от 40 до 400 руб/кв.м. Наибольший экономический эффект достигается в засушливых районах Заволжья, за счет замены песчаного дренирующего слоя геотекстилем и повышенного уплотнения грунтового основания.

А.Н. Богомолов, С.А. Калиновский, О.А. Богомолова, А.Н. Ушаков

АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА (ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ)

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Введение. Коэффициент бокового давления грунта является одним из важнейших параметров в механике грунтов. Его необходимо учитывать при расчете креплений откосов, различных подпорных сооружений, ограждений, стен подземных сооружений, а также при учёте взаимодействия сооружений, расположенных вблизи друг от друга и т.д. Однако, до настоящего времени нет единого мнения по поводу принятия единой методики экспериментального определения величины коэффициента бокового давления грунта.

Способы, предложенные различными исследователями, дают существенно отличающиеся друг от друга результаты. Существующие неточности, недостатки и разночтения в определении коэффициента бокового давления грунта влияют на точность расчётов.

Согласно определению коэффициента бокового давления грунта, данному в Геологическом словаре [1], «коэффициент бокового давления грунта есть отношение поперечных напряжений в грунте к вертикальным». Его сущность заключается в том, что он показывает, какая часть вертикальной нагрузки, действующей на грунт, передаётся через него в горизонтальном направлении. Это означает, что при приложении вертикальной нагрузки на грунтовую поверхность, происходит сжатие грунта с одновременными его расширением в стороны и как следствие этого – возникновение горизонтального давления, так называемого бокового распора. Таким образом, числовое значение коэффициента бокового давления грунта представляет собой отношение бокового давления (распора) к вызвавшей его вертикальной нагрузке.

Принято полагать, что значение коэффициента бокового давления грунта зависит от таких факторов как: плотность, дисперсность, влажность, химико-минералогический состав и др.

Изучением вопросов, связанных определением величины коэффициента бокового давления, занимались большое число исследователей: Бишоп А.У., Богомолов А.Н., Булычев В.Г., Васильев Б.Д., Герсегонов Н.М., Гольдштейн М.Н., Голубцова М.Н., Давиденков Н.Н., Динник А.Н., Клейн Г.К., Кульчицкий Г.Б., Лазебник Г.Е., Малышев М.В.,

Мачтет Б.Г., Медков В.И., Покровский Г.И., Пузыревский Н.П., Рахманов Г.Г., Резников О.М., Рыжов А.М., Рыженко А.П., Тейлор Д., Терцаги К., Фёдоров И.Ф., Флорин Н.А., Цилюрик Н.А., Цытович Н.А., Швецов Г.И., Шихиев Ф.М., Щербина В.И., Чеботарев Г.П., Черняев В.Ф., Хенкель Д.Д., Яропольский И.В., Franke E., Berger, Y., Jaky., Hartmann, F. и др. И, хотя эти исследования продолжаются довольно долго, интерес к ним не уменьшается.

Существующие методы определения коэффициента бокового давления грунта можно подразделить на две основные группы. К первой группе относятся экспериментальные (практические), то есть значения получены практически в результате экспериментов, направленных конкретно на получение числового значения коэффициента бокового давления грунта по результатам конкретного эксперимента и для конкретных типов грунтов. Именно эти методы рассматриваются в первой части статьи.

Экспериментальные методы определения коэффициента бокового давления грунта использовали многие исследователи. В основном эти методы основаны на экспериментах по определению величины коэффициента бокового давления грунта при его испытаниях на приборах одноосного и трёхосного сжатия (стабилометрах), сжатия при приложении динамических нагрузок, а также при помощи центробежных установок (центрифуг).

Подобным образом определяли коэффициент бокового давления грунта многие экспериментаторы, однако, результаты их опытов, даже при использовании аналогичной лабораторной базы и видов грунтов, значительно отличаются друг от друга.

Так, некоторые авторы считают, что коэффициент бокового давления есть постоянная величина для некоего данного типа грунта, а другие предлагают для всех грунтов считать коэффициент бокового давления равным 0,5. Такое значение для песка (вне зависимости от его плотности), например, давал Г.П. Чеботарёв [2].

М.Н. Гольдштейн [3] писал, что в больших массивах грунта, ограниченных горизонтальной поверхностью и находящихся в состоянии равновесия, боковое давление на данной глубине составляет половину вертикального. Однако, им же приводятся данные, согласно которым для плотного песка $\xi_0 = 0,49$, а для рыхлого – $\xi_0 = 0,64$.

В работах Б.Г. Мачтета [4] $\xi_0 = 0,23$ – для рыхлых песков; 0,4 – для плотных и до 0,81 – в уплотнённых вибрацией грунтах. По данным И.В. Фёдорова и М.В. Малышева [5] величина ξ_0 увеличивается от 0,31 до 0,52 с повышением плотности. У И.В. Яропольского [6] $\xi_0 = 0,35$ и $\xi_0 = 0,40$ – для рыхлого и плотного песка соответственно, у Г.И. Швецова [7] для плотного песка $\xi_0 = 0,24$ –0,35; для рыхлого – $\xi_0 = 0,45$, у А. Бишоп и Д. Хенкеля [8] $\xi_0 = 0,46$ и $\xi_0 = 0,37$ – для рыхлых и плотных песков, соответственно.

О.М. Резников и Г.Г. Рахманов [9] получали значения ξ_0 для песка, меняющееся в пределах от 0,47 до 0,78, а Б.Д. Васильева [10] утверждает, что в среднем $\xi_0 = 0,2$.

В большинстве работ указано, что величина ξ_0 для глинистых грунтов выше, чем для песчаных (до 0,82 и более у Н.А. Цытовича [11], в отдельных случаях у Н.Н. Маслова [12] и В.А. Мизюмского [13]).

Ниже описаны основные, из известных нам, практических методов определения величины коэффициента бокового давления и его численные значения, предлагаемые отечественными и зарубежными исследователями на основе анализа результатов выполненных ими экспериментов.

Экспериментальные данные Н.А. Цытовича. Н.А. Цытович [11] предложил такое определение коэффициента бокового давления: «Коэффициент бокового давления грунтов есть отношение приращения горизонтального давления грунта q , к приращению действующего вертикального давления p », т.е.

$$\xi_0 = \frac{dq}{dp}. \quad (1)$$

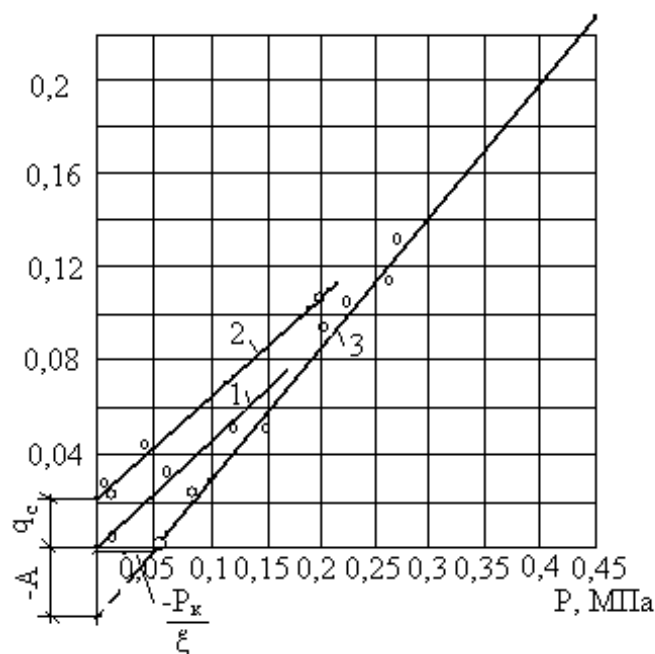


Рис. 1. Определение коэффициента бокового давления грунта по результатам опытов Н.А. Цытовича:

1 – совершенно рыхлый песок; 2 – уплотнённый песок;

3 – водонасыщенный суглинок

При разделении переменных и последующим интегрировании получается выражение:

$$q = \xi_0 p + D \quad (2)$$

или

$$\xi_0 = \frac{q - D}{p}, \quad (3)$$

где D – определяется начальным напряженным состоянием.

Согласно данным, приводимых в работах Н.А. Цытовича, коэффициент бокового давления может принимать значения для глинистых грунтов, в зависимости от их консистенции – $0,11 \leq \xi_0 \leq 0,82$, а для песчаных грунтов $0,25 \leq \xi_0 \leq 0,37$.

Практический метод К. Терцаги. Для определения коэффициента бокового давления К. Терцаги [14] применял способ, указанный на рис. 2.

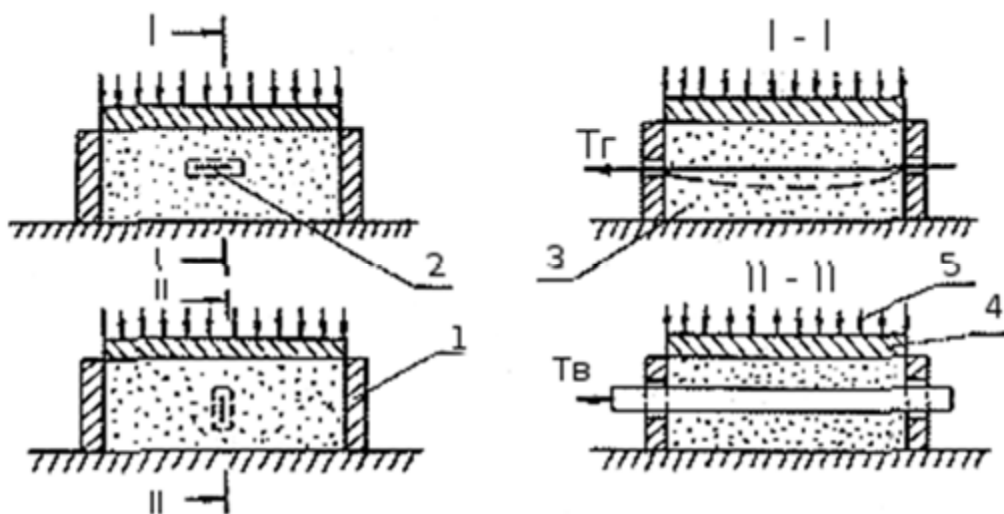


Рис. 2. Схема опыта К. Терцаги:

1 – корпус установки; 2 – лента; 3 – испытываемый грунт;
4 – передающая нагрузку плита; 5 – нагрузка P ,
прикладываемая к испытываемому грунту

При применении этого способа следует сначала приложить вертикальную нагрузку и в соответствии со схемой на рис. 2 определить усилие T_B , при котором преодолевается трение и выдёргивается лента, расположенная в вертикальной плоскости. Затем аналогичным образом определяется усилие T_G , при котором выдёргивается лента, расположенная в горизонтальной плоскости. Тогда обозначая через F , боковую площадь ленты и через f коэффициент трения лента по грунту, величина коэффициента бокового давления грунта может быть определена по выражению:

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{2fF\sigma_x}{2fF\sigma_z} = \frac{T_G}{T_B}. \quad (4)$$

Согласно экспериментальным данным К. Терцаги величина коэффициента бокового давления грунта более – менее постоянна и равна для песков 0,40–0,42.

Определение коэффициента бокового давления песчаных грунтов в стабилометрах конструкции Н.А. Цилюрика и Е.И. Медкова. Впервые лабораторное определение коэффициента бокового давления грунта на приборе трёхосного сжатия, называемом стабилометром, предложено Н.Н. Давиденковым и независимо от него Г.И. Покровским.

Конструкция стабилометра позволяет передавать на образец независимо друг от друга вертикальное и боковое давление и измерять боковое давление, продольные (вертикальные) и объёмные деформации.

Коэффициент бокового давления покоя ξ_0 грунта определяется как отношение бокового давления σ_3 к нормальному давлению σ_1 :

$$\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}. \quad (5)$$

Нормальное давление следует задавать исходя из условий работы грунта основания в интервале давлений, соответствующих давлению, эквивалентному природному σ_3 или давлению, соответствующему структурной связности $\sigma_{св}$, и заданному проектному давлению.

Боковое давление определяется из опыта в стабилометре с применением аэростатического манометра (капиллярная трубка).

Боковое давление вычисляется по формуле:

$$\sigma_2 = \sigma_0 \left(\frac{L_0}{L_i} - 1 \right), \quad (6)$$

где σ_2 – давление в капилляре, равное боковому давлению в образце, в МПа; σ_0 – атмосферное давление в МПа; L_0 – длина столбика воздуха до опыта при атмосферном давлении; L_i – длина столбика воздуха после сжатия в конце опыта.

Прибор должен обеспечивать максимальное боковое давление не менее 0,4 МПа, измеряемое по шкале манометра с точностью 0,001 МПа.

Резиновая оболочка 10 (рис. 3) отделяющая образец грунта от гидравлической камеры 6, заполненной водой, должна соответствовать диаметру образца и быть на 6–7 см длиннее корпуса камеры. Прочность резины должна обеспечивать испытание грунта в стабилометре при нормальных нагрузках до 0,5 МПа.

Перед опытом следует определять по формуле боковое давление σ_p на образец от растянутой резины:

$$\sigma_p = \left(\frac{D}{d} - 1 \right) \frac{2bE}{D}, \quad (7)$$

D – внутренний диаметр резиновой оболочки до растяжения; d – диаметр образца; b – толщина стенки резиновой оболочки; E – модуль упругости резины при растяжении.

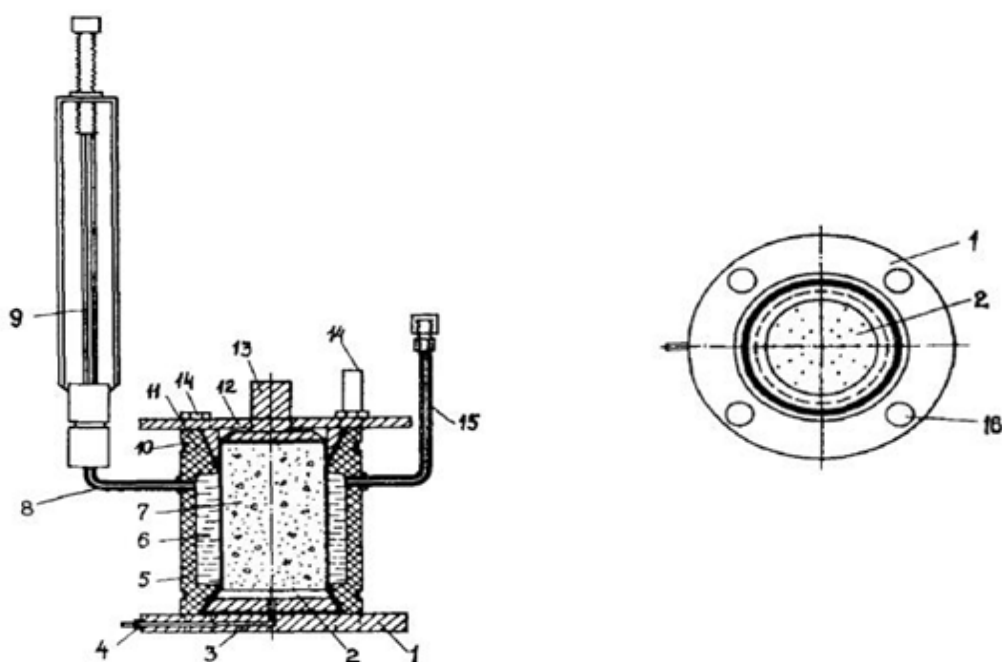


Рис. 3. Модернизированный стабилометр конструкции Н.А. Цилюрика:

1 – днище; 2 – перфорированное основание; 3 – канал, 4 – трубка для удаления воды из образца; 5 – корпус камеры; 6 – гидравлическая камера; 7 – рабочая камера; 8 – патрубок, соединяющий аэростатический манометр 9 с гидравлической камерой; 10 – резиновая оболочка; 11 – выступы стенки корпуса камеры; 12 – металлический фланец; 13 – штамп; 14 – стяжные болты; 15 – трубка для заполнения гидравлической камеры водой; 16 – отверстия под стяжные болты

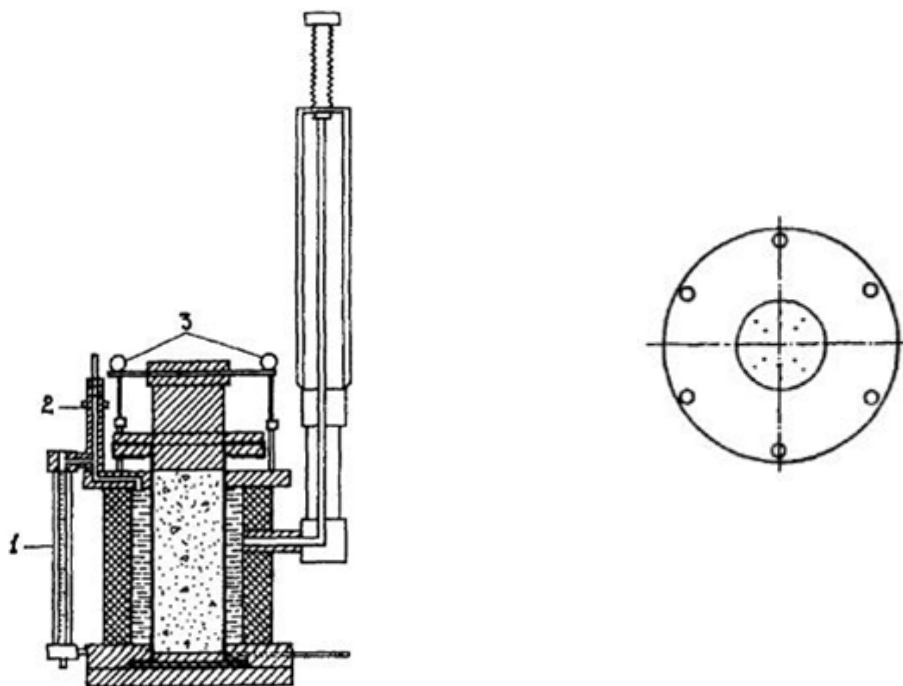


Рис. 4. Модернизированный стабилометр конструкции Е.И. Медкова:
1 – волюмометр; 2 – клапан (кран) перекрытия трубки волюмометра; 3 – мессуры

Осевая нагрузка на образец должна передаваться методом принудительного нагружения через жесткий штамп. Для передачи осевой нагрузки рекомендуется пользоваться рычажными прессами. Осевую деформацию образца грунта следует определять по перемещению штампа, а измерение осевой деформации производить самописцем или индикатором часового типа (мессура) с точностью до 0,01 мм.

Согласно опытам Н.А. Цилюрика [15] коэффициент бокового давления песчаного грунта зависит от его плотности. Для рыхлого песка $\xi = 0,39$; для плотного $\xi_0 = 0,29$.

У Е.А. Медкова [16] коэффициент бокового давления песка составляет от 0,3 до 0,4.

Г.И. Покровский и В.Г. Булычев [17] проведя опыты на стабилометре, утверждали, что коэффициент бокового давления для плотного песка составляет примерно 0,50, а для рыхлого 0,35–0,41.

Опыты Г.Е. Лазебника, А.А. Смирнова, В.И. Симакова по определению коэффициента бокового давления мелкообломочных и песчаных грунтов. В опытах этих исследователей [18] коэффициенты ξ_0 определялись для мелкого днепровского песка и мелкого щебня при разных плотностях. Гранулометрический состав и другие характеристики этих грунтов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Г Р У Н Т	А	Количество фракций									Объём- ный вес γ, г/см ³	Коэффи- циент пористо- сти e	Угол есте- ственно- го отко- са			
		10 - 7	7 - 5	5 - 3	3 - 2	2 - 1	1 - 0,5	0,5 – 0,25	0,25 – 0,1	менее 0,1			рыхлый	плотный	рыхлый	плотный
Б	8,3	-	-	-	0,4	0,55	8,2	45,95	43,23	1,67	1,58	1,82	0,68	0,45	33	36,5
	14,9															
	30,0															
	22,2															
	19,0															
	4,4															
	0,4															
	0,5															
	-															
	1,46															
	1,7															
	0,82															
	0,56															
	39															
	42,5															

Каждый опыт с данной плотностью песков дублировался, представленные в таблицах и на графиках значения вычислялись как средние из 8–16 измерений. Всего было проведено 322 опыта.

Определение ξ_0 производилось с помощью колец (косвенный способ), грунтовых датчиков, в тарировочном устройстве и в специальном устройстве («устройство ξ_0 ») прямым измерением бокового давления грунта на контакте с жёсткими стенками.

Косвенный способ заключается в том, что на стальные хромированные и отполированные кольца диаметром $D = 26$ и 30 см, высотой соответственно $h = 13$ и 10 см наклеили 8 пар проволоочных датчиков. Кольцо устанавливали на жёсткую плиту рычажного пресса, а затем на выровненной поверхности грунта устанавливали жесткий штамп. Давление пресса на штамп прикладывалось ступенями. К следующей ступени переходили после стабилизации осадки, установленной по индикаторам деформаций. Напряжения в стенках колец (толщиной 6,4 и 6,5 мм) измерялись с помощью датчиков и тензометра типа SA-2 с чувствительностью $5 \cdot 10^{-6}$ и по ним вычисляли величину бокового давления грунта.

С помощью колец определялась величина возможного искажения напряжённого состояния образца грунта по сравнению с однородным, которое могло бы быть вследствие трения о стенки колец при различной величине нагрузки, разной плотности грунта и нескольких циклах загрузки. О наличии искажений можно судить, сравнивая полученные в опытах с разными кольцами коэффициенты бокового давления грунта.

Тарировочное устройство (рис. 5) представляет собой низкий жёсткий, отполированный внутри цилиндр с приваренным снаружи массивным фланцем и толстым днищем. Боковое давление в грунте, помещённом в тарировочное устройство, измерялось четырьмя плоскими датчиками типов ПДГС и ПДГЗ. Протарированные в горизонтальном положении датчики для определения горизонтальных напряжений σ_x устанавливались вертикально тремя различными способами, чтобы учесть влияние возможного перемещения их в массе грунта (в данном случае приведены результаты измерений при крестообразном расположении датчиков) (рис. 5, б).

Определения напряжённого состояния в слое грунта в тарировочном устройстве показали, что наибольшее снижение давление в нижней части слоя обусловленное, трением грунта о стенки составляет 7–9%. Эта величина учтена при обработке результатов исследований.

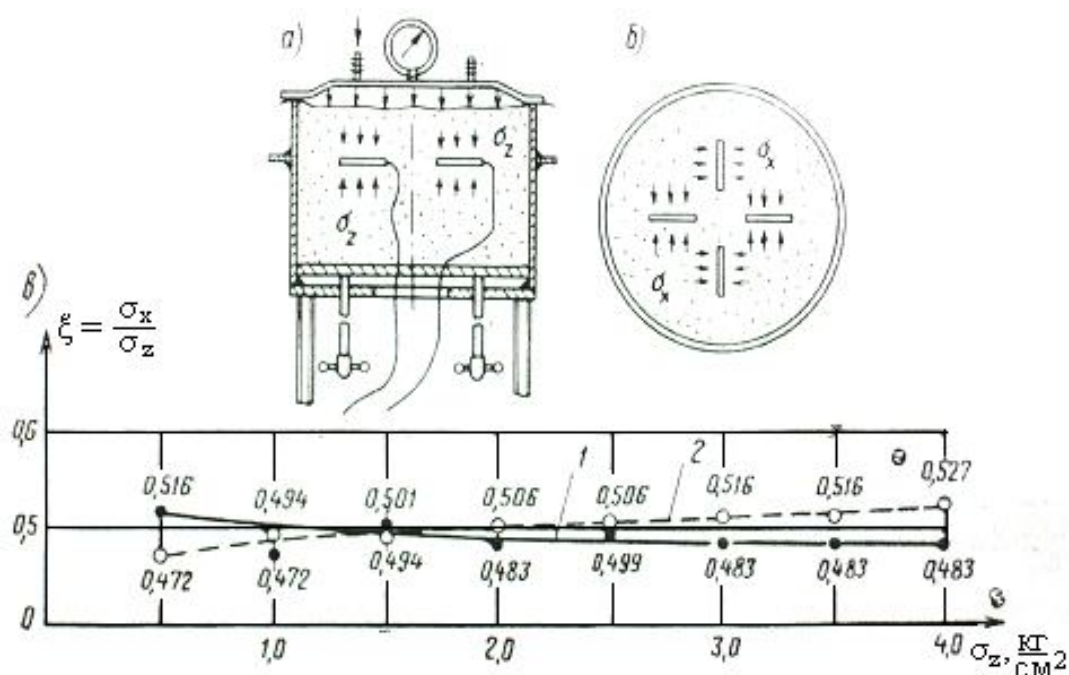


Рис. 5 Схема тарировочного устройства и график зависимости коэффициента бокового давления песка в состоянии покоя от вертикального давления при опытах в тарировочном устройстве:
1 – в плотном песке; 2 – в рыхлом песке

Устройство ξ_0 (рис. 6), в котором боковое давление грунта измерялось контактными датчиками, состоит из квадратной толстостенной стальной коробки 1 с полированными внутренними поверхностями. В стенках коробки имеются окна для установки динамометров-датчиков 2. Внешняя часть устройства представляет отрезок широкой стальной трубы 3, в которой крепятся держатели 4 для мессур 5. Пространство между коробкой и трубой заполнено бетоном. Таким образом образуется полость с жёсткими стенками в которую помещают исследуемый грунт 6. Грунтовые динамометры 2 представляют собой жёсткие датчики давления грунта с гидравлическим рычагом и электроакустической измерительной системой. Конструкция динамометра допускает измерение давление грунта с высокой точностью, так как контактирующие с грунтом поверхности достаточно велики (диаметр 132 мм.), деформативность соизмерима с деформативностью бетона (менее мк на 1 кг/см^2), а чувствительность $0,008 \text{ кг/см}^2$. Кроме того, прослойка жидкости между контактной площадкой и рабочей мембраной 7 датчика не допускает передачи на последнюю никаких усилий, кроме нормального давления.

Устройство ξ_0 устанавливали на массивную стальную плиту 8. Вертикальная нагрузка на грунт создавалась гидравлическим прессом, передающим усилие на жёсткий квадратный штамп 9. Давление прикладывалось ступенями по 0,1; 0,5; 1 кг/см^2 с точностью $0,03 \text{ кг/см}^2$. Величина бокового давления определялась как среднее из показаний 4-х датчиков.

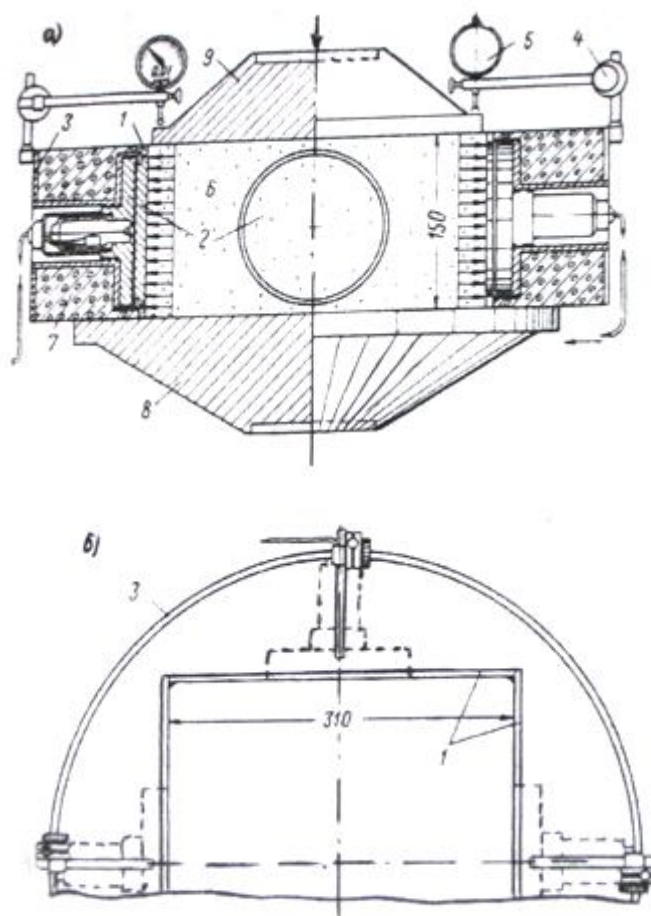


Рис. 6. Схема устройства для прямого измерения коэффициента бокового давления грунта в покое («устройство ξ »): *а* – разрез; *б* – план

Ряд величин коэффициента бокового давления грунта ξ , полученных в кольцах для песка различной плотности, обнаруживает тенденцию уменьшения по мере возрастания вертикального давления (рис. 7), что можно объяснить некоторой деформативностью колец и увеличением размеров грунтового образца в радиальном направлении.

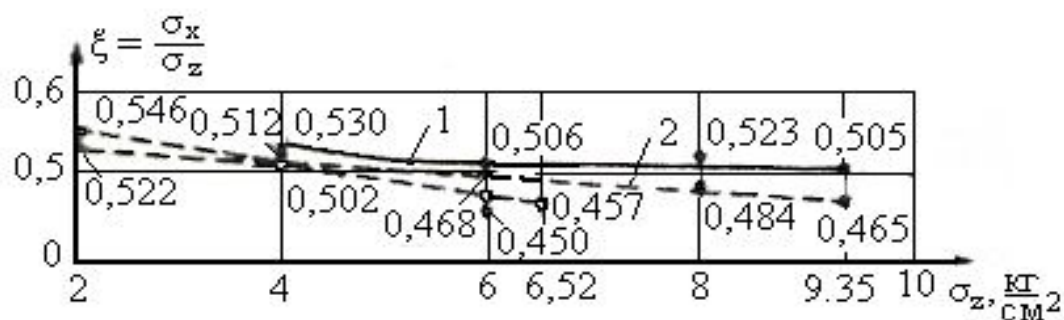


Рис. 7. График зависимости коэффициента бокового давления песка в состоянии покоя ξ от вертикального давления σ_z при опытах в кольцах

На рис. 8 приведены результаты определения ξ_0 в тарировочном устройстве для песка двух плотностей. Величина коэффициента бокового давления грунта в диапазоне вертикальных напряжений 0,5–4 кг/см² в тарировочном устройстве близка к 0,5. Видна тенденция некоторого уменьшения ξ в плотном песке при возрастании вертикального давления и увеличении ξ при тех же условиях в рыхлом песке. Это ещё заметнее при расположении грунтовых датчиков в плане «квадратом». В данной группе опытов, так же как и в кольцах, величины ξ для рыхлого и плотного песка одного состава близки.

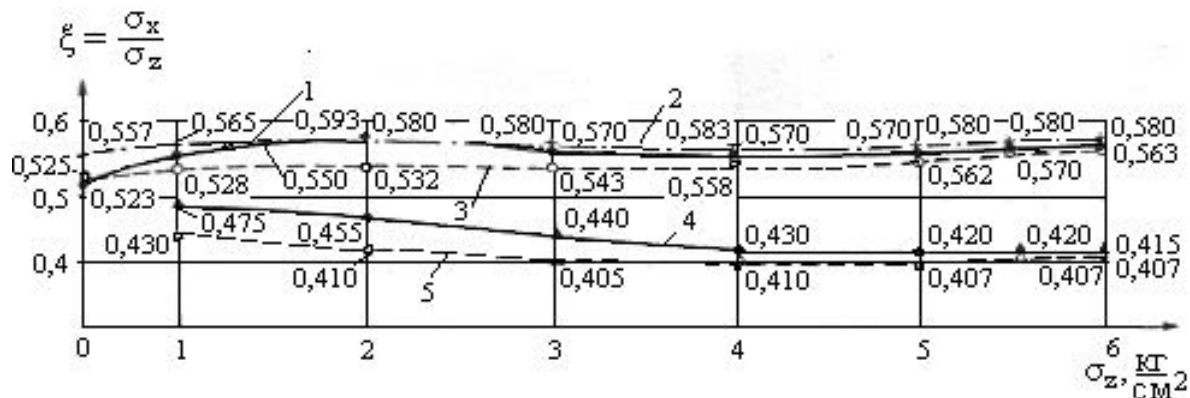


Рис. 8. Зависимость коэффициента бокового давления грунта в состоянии покоя от вертикального давления при опытах в «устройстве ξ »:
 1 – в плотном песке ($\gamma_1 = 1,798\text{--}1,8$ г/см³); 2 – в уплотнённом песке ($\gamma_2 = 1,72$ г/см³);
 3 – в рыхлом песке ($\gamma_3 = 1,60\text{--}1,62$ г/см³); 4 – в плотном щебне ($\gamma_4 = 1,66\text{--}1,695$ г/см³);
 5 – в рыхлом щебне ($\gamma_5 = 1,46\text{--}1,49$ г/см³)

Полностью исключены боковые деформации образца грунта и измерителей давления в устройстве ξ_0 . Одновременно с этим боковое давление измеряется непосредственно датчиками.

В условиях компрессии без бокового расширения грунт обладает постоянным коэффициентом бокового давления покоя $\xi_{оп}$, который выше, чем у грунта, состоящего из более мелких частиц. Он также несколько зависит от начальной плотности грунта. В случаях, когда $\sigma_z < 2$ кг/см² ξ_0 на 6–12% выше, чем в уплотнённом и плотном и плотном. В щебне эта разница составляет 8–10%. При давлении выше 4 кг/см² разница уменьшается до 2–4%, по сравнению с величинами ξ_0 , вычисленными по формуле (8), которые оказались близкими по величине соответствующим значениям, приведённым в табл. 2:

$$\xi = \frac{d\sigma_x}{d\sigma_z}, \quad (8)$$

где $d\sigma_z$ – приращение вертикального давления; $d\sigma_x$ – приращение горизонтального давления.

Таблица 2

Вертикальное давление σ_z , кг/см ²	Песок			Щебень	
	плотный $e_0 = 0,472$	уплотнённый $e_0 = 0,542$	рыхлый $e_0 = 0,656$	плотный $e_0 = 0,563$	рыхлый $e_0 = 0,815$
	ξ_0	ξ_0	ξ_0	ξ_0	ξ_0
1	0,55	0,56	0,53	0,48	0,43
2	0,58	0,59	0,53	0,46	0,41
3	0,57	0,58	0,54	0,44	0,40
4	0,57	0,58	0,56	0,43	0,41
5	0,57	0,58	0,56	0,42	0,41
6	0,56	0,58	0,56	0,42	0,41

Опыты М.Н. Голубцовой по определению влияния динамической нагрузки на коэффициент бокового давления грунта. Испытания проводились в лабораторных условиях на стабилометре [19]. Грунт песок влажностью $W_p = 7,64$; $W_t = 16,67$. Гранулометрический состав частиц диаметром 0,5–1 мм – 17,9%; 0,5–0,25 мм – 36%; 1–2 мм – 45,2%; более 2 мм – 0,6%; менее 0,1 мм – 0,3%. Исследуемый песок относится к пескам средней крупности. Удельный вес 2,65 г/см³. Значения коэффициентов пористости соответствующих наиболее плотному и рыхлому сложению, $e_{\min} = 0,47$; $e_{\max} = 0,73$.

Методика определения бокового давления заключалась в следующем. Образец грунта помещали в рабочую камеру прибора, ограниченную по торцам пористыми дисками, а с боков тонкой резиновой оболочкой, отделяющей грунт от гидравлической камеры с водой, и загружали вертикальной статической нагрузкой. Возникающее при этом боковое давление грунта передавалось через резиновую оболочку на воду. Давление в воде измеряли аэростатическим манометром, применение которого позволило предельно снизить количество сжатого воздуха, что в совокупности с полной герметичностью гидравлической камеры практически исключало поперечное расширение образца.

Вертикальную статическую нагрузку, с целью сохранения постоянства массы прибора, передавали на образец посредством тарированной пружины ступенями по 0,45 кг/см² до максимальной величины 4,4 кг/см², для создания динамической нагрузки использовали вибрационный испытательный стенд, позволяющий менять частоту и амплитуду вертикальных колебаний.

Схема опытной установки приведена на рис. 9.

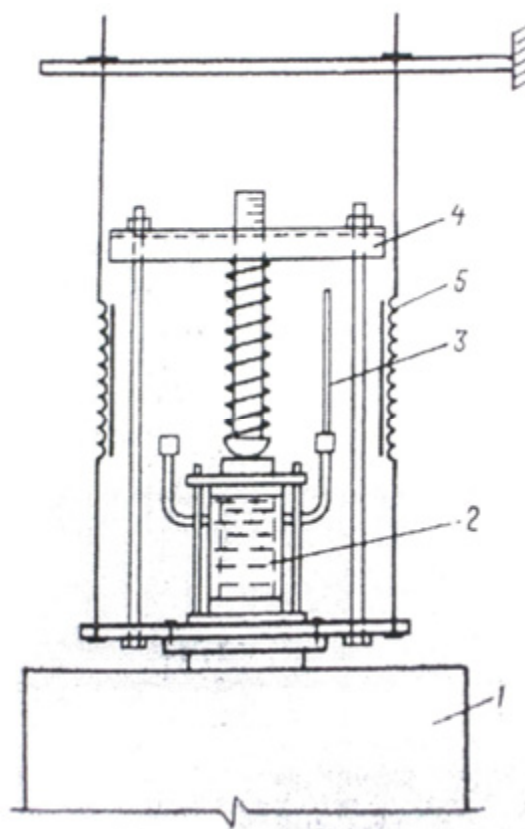


Рис. 9. Схема экспериментальной установки:
 1 – вибростенд; 2 – камера стабилометра;
 3 – аэростатический манометр; 4 – нагрузочное устройство;
 5 – упругие подвески для уменьшения давления на стенд

В результате испытаний были получены данные о боковом давлении песка q при различной величине вертикальной статической нагрузки p и одновременном действии динамической нагрузки разной интенсивности. Частота колебаний менялась от 5 до 50 Гц с постепенно возрастающими амплитудами (максимальное значение амплитуды 2,5 мм.). Пределы изменения ускорения колебаний – от 0,007 до $5g$ (g – ускорение силы тяжести).

Динамические опыты проводились с образцами, предварительно уплотнёнными до предельно плотного состояния. Это исключало возможность изменения ξ_0 вследствие уплотнения грунта при колебаниях. В связи с этим значение ξ_0 , полученное при динамических испытаниях песка, сравнивалось со статическим коэффициентом бокового давления, определённым для песка в состоянии, близком к упруго – уплотнённому (от 0,31 до 0,38 для песка средней крупности).

Результаты опытов показали, что вибрационное воздействие достаточно большой интенсивности вызывает мгновенное увеличение бокового давления песчаного грунта, независимо от величины вертикальной статической нагрузки. После прекращения вибрации боковое давление постепенно уменьшается до исходной величины.

При определении величины дополнительного бокового давления от динамической нагрузки $q_{\text{дин}}$ исследовалась его зависимость от амплитуды A , частоты f и ускорения колебаний W при постоянном значении вертикальной статической нагрузки. На рис. 10 показаны графики зависимости динамического бокового давления воздушно-сухого песчаного грунта от амплитуды колебаний для различных частот, построенные по опытным данным при $p = 4,4 \text{ кг/см}^2$. Из рисунка видно, что характер зависимости для различных частот одинаков. При амплитудах, меньших некоторого предельного значения A_0 , боковое давление сохраняет постоянную величину, соответствующую статической вертикальной нагрузке, а затем возрастает пропорционально увеличению амплитуды. Эта зависимость может быть представлена в виде

$$q_{\text{дин}} = K_1(A - A_0), \quad (9)$$

где K_1 – коэффициент пропорциональности между $q_{\text{дин}}$ и A при $A > A_0$.

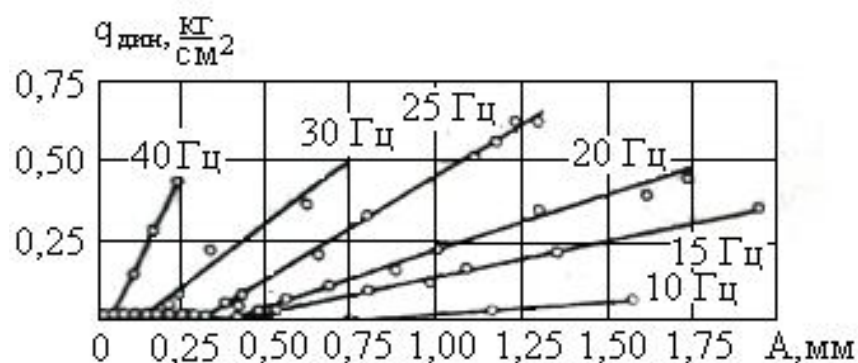


Рис. 10. График зависимости динамического бокового давления песка от амплитуды колебаний

Параметры A_0 и K_1 существенно зависят от f . Величина A_0 изменяется в гиперболической зависимости от f

$$A_0 = \frac{C}{f} - D, \quad (10)$$

где C и D – числовые коэффициенты.

Величина K_1 с увеличением f возрастает по параболическому закону

$$K_1 = a \cdot f^2 - b \cdot f + c, \quad (11)$$

где a , b , c – числовые коэффициенты.

Таким образом, чем выше частота колебаний, тем в большей степени на величине бокового давления сказывается амплитуда колебаний.

В связи с тем что на величину $q_{\text{дин}}$ оказывают влияние как частота, так и амплитуда колебаний, целесообразно выявить зависимость $q_{\text{дин}}$ от ускорения колебаний, являющегося функцией амплитуды и частоты.

Из рис. 11, на котором приведён график зависимости $q_{\text{дин}}$ от W для воздушно сухого песка, следует, что до некоторой предельной величины ускорения W_0 , боковое давление практически не меняется. При ускорениях $W > W_0$ боковое давление возрастает пропорционально увеличению ускорения. Характер зависимости для всех трёх исследованных образцов одинаков.

$$q_{\text{дин}} = K(W - W_0), \quad (12)$$

где W_0 – предельное значение ускорения колебаний, при котором динамическое воздействие не сказывается на величине бокового давления грунта; K – эмпирический коэффициент, характеризующий угол наклона экспериментальной прямой.

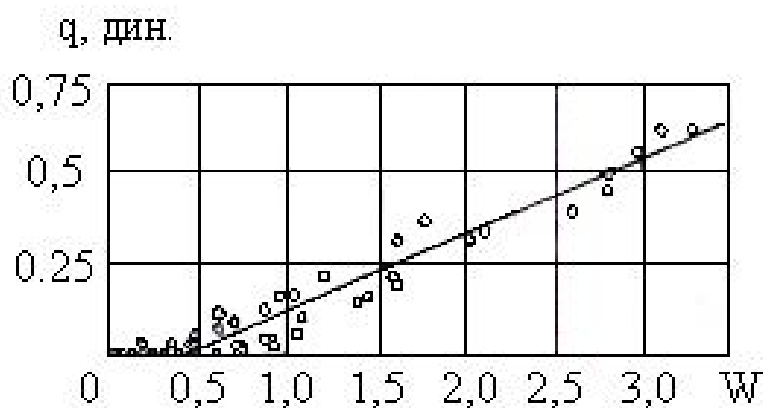


Рис. 11. График зависимости динамического бокового давления воздушно-сухого песка от ускорения колебаний

Выражение (12) справедливо для значений ускорения $W \geq W_0$.

На основании опытов получены следующие значения параметров K и W_0 : для воздушно-сухих песков – $W_0 = 0,4g$; $K = 0,21$; для водонасыщенных песков – $W_0 = 0,7g$; $K = 0,22$; для смеси песка с глиной – $W_0 = 1,0g$; $K = 0,20$. Таким образом, в зависимости от вида и состояния грунта меняется значение W_0 , при котором боковое давление грунта не зависит от динамического воздействия, возрастая с увеличением связности грунта, а значение коэффициента K , характеризующего зависимость $q_{\text{дин}}$ от W при $W > W_0$, сохраняется практически постоянным.

Для выяснения величины ξ_0 при увеличении бокового давления в результате вибрационного воздействия были проведены опыты по загрузке песка вертикальной статической нагрузкой с непрерывно действу-

ющей вибрацией постоянной интенсивности. Графики зависимости $q = f(p)$ при колебаниях с ускорением равным 2,21 и 1,17g, приведены на рис. 12 (кривые а и б). Кривая в представляет зависимость $q_{ст} = f(p)$ по результатам опытов без динамической нагрузки.

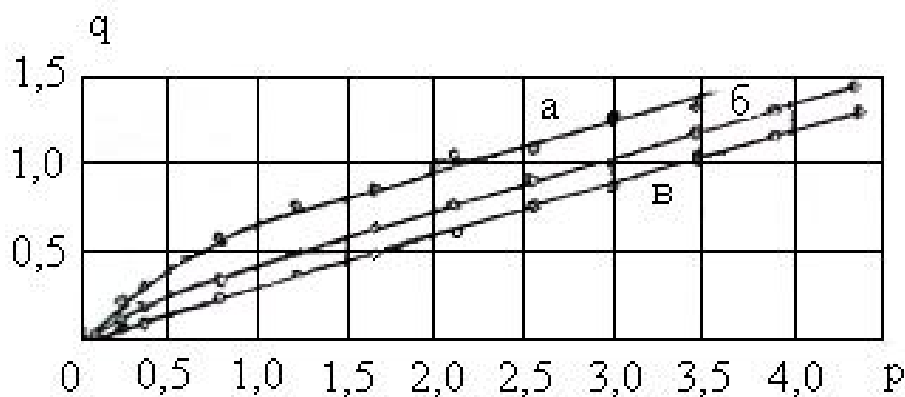


Рис. 12. Графики зависимости $q = f(p)$ для песчаного грунта при статических и динамических испытаниях: а – при $W = 2,21g$; б – $W = 1,171g$; в – при отсутствии вибрационного воздействия

На графиках можно выделить два участка – начальный криволинейный, где дополнительное боковое давление от вибрации $q_{дин} = q - q_{ст}$ интенсивно возрастает, и второй, где зависимость $q = f(p)$ прямолинейна, а $q_{дин}$ – постоянная величина, независимая от p . Характер графика зависит от соотношения величин динамического и статического бокового давлений.

При $\frac{q_{дин}}{q_{ст}} > 1$ зависимость $q = f(p)$ при вибрации криволинейна, а ξ – переменная величина. При $\frac{q_{дин}}{q_{ст}} < 1$ график прямолинейный, а ξ – постоянная величина. Для исследованного диапазона ускорений величина вертикальной статической нагрузки, при которой $\frac{q_{дин}}{q_{ст}} > 1$, не превышает 1 кг/см².

Определение ξ_0 для прямолинейного участка зависимости $q = f(p)$ при различных параметрах колебаний показало, что коэффициент бокового давления грунта не зависит от интенсивности колебаний. Среднее значение ξ_0 для исследованного песка составляет примерно ту же величину, что и при статических испытаниях плотного песка ($\xi_0 = 0,30$), также и при испытаниях водонасыщенного песка ($\xi_0 = 0,28$) и смеси песка с глиной ($\xi_0 = 0,36$).

Таким образом, в песчаных грунтах не зависимо от их влажности и состава ξ при сжатии в пределах давлений примерно от 1 до 4 кг/см² в условиях динамического воздействия остаётся постоянной величиной.

Увеличение бокового давления, вызываемое динамическим воздействием, связано с изменением напряжённого состояния в грунте. При снятии динамической нагрузки постепенно восстанавливается первоначальное напряжённое состояние и дополнительное боковое давление снимается.

Для практических расчётов бокового давления песчаного грунта в пределах вертикальных давлений от 1 до 4 кг/см² при одновременном действии динамических нагрузок может быть использовано уравнение

$$q = \xi_p + q_{\text{дин}} \quad (13)$$

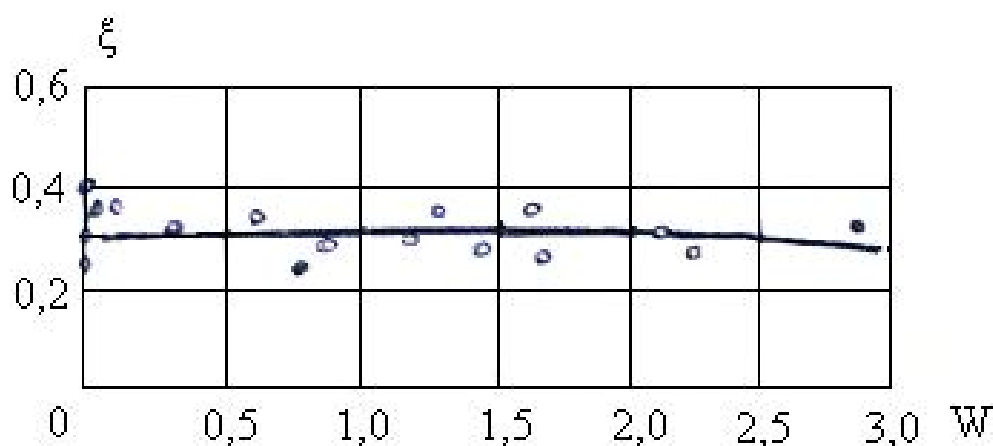


Рис. 13. График зависимости коэффициента ξ_0 воздушно-сухого песка от ускорения колебаний W

Опыты Г.Б. Кульчицкого по определению коэффициента бокового давления для крупных грунтов. Для исследования [20] был взят гранитный дресвяно-песчаный элювий. Необходимые грунтовые смеси получены путём отсева. За основную фракцию принят грунт, прошедший через сито с отверстиями 2 мм, с которым смешивали крупные частицы размером 2–10 мм.

Испытание проведено путём сжатия смесей в жёстких кольцах диаметром и высотой 100 мм, оборудованных четырьмя электрогидравлическими месдозами для замера бокового давления.

Опыты выполнены при вертикальном давлении 0,5; 1,0; 1,5; 2; 3; 4 и 5 кг/см². Коэффициент бокового давления определяли на каждой ступени как отношение средней замеренной величины бокового давления к вертикальному. Полученные величины коэффициентов приведены в табл. 3.

Влажность исследуемых смесей колебалась в незначительных пределах (от 2,7 до 4,3%).

Таблица 3

Вид грунта	Объёмный вес γ , г/см ²	Коэффициент бокового давления ξ_0^*	Среднее значение коэффициента бокового давления $\xi_{ср}$
Крупный песок (вес частиц больше 0,5 мм – 51,4%)	1,36	0,49	0,51
	1,3	0,51	
	1,26	0,53	
Гравелистый песок (вес частиц размером менее 2 мм – 30%)	1,62	0,38	0,41
	1,58	0,42	
	1,54	0,45	
Грунт дресвяный (вес частиц размером менее 2 мм – 60%)	1,67	0,3	0,33
	1,63	0,33	
	1,56	0,36	
Грунт дресвяный (вес частиц размерами 2–10 мм – 100%)	1,53	0,21	0,23
	1,52	0,23	
	1,47	0,26	

* Приведены средние значения величин, замеренных при каждой ступени вертикальной нагрузки.

Анализ результатов испытаний подтвердил сделанные ранее выводы, что коэффициент бокового давления грунтов зависит от начальной плотности и гранулометрического состава. С увеличением плотности и содержания крупных фракций этот коэффициент уменьшается. Для данного типа грунта величина коэффициента бокового давления является величиной практически постоянной во всём диапазоне изменения вертикальной нагрузки.

Опыты В.И. Щербиной по определению коэффициента бокового давления грунта на центробежной установке [21]. Первые попытки применения этого метода были сделаны еще в 40-х годах В.И. Швеем, Г.А. Алиевым и Д. Тейлором. Однако большие трудности при организации измерений и передачи информации с вращающейся с большой скоростью модели, а также отсутствие надежного механизма, обеспечивающего перемещение стенки во время опыта, не позволили получить ожидаемых результатов, и дальнейшие работы в этом направлении были надолго прекращены.

В НИСе Гидропроекта разработаны и изготовлены измерительная аппаратура и установка, обеспечивающая перемещения стенки по заданной программе во время эксперимента.

Использовались два вида измерительных устройств: двухкомпонентные измерители перемещений и датчики измерения давления грунта. Измерители перемещений позволяли во время опыта фиксировать одновременно осадку и горизонтальное смещение модели, испытываемой при центробежном ускорении до $300g$. Максимальная измеряемая осадка составляла 25 мм, горизонтальное перемещение – 20 мм. Погрешность измерения при этом была не более 2% при доверительном интервале вероятности 0,9 верхнего предела измерения. Боковое давление грунта измерялось с помощью тензометрических датчиков давления, работающих в диапазонах 0–0,3 и 0–0,6 МПа.

Для проведения экспериментов с подпорной стенкой, перемещающейся в процессе опыта, использовалась установка, оснащенная электрическим приводом с дистанционным управлением. Она представляет собой открытую сверху стальную испытательную кассету жесткой рамной конструкции с двойными боковыми стенками (внутренние из полированного оргстекла с нанесенной на ней координатной сеткой, наружные из стальной плиты, укрепленной ребрами жесткости). В торцевой части кассеты была установлена шарнирно закрепленная по нижней своей грани жесткая подпорная стенка (рис. 14).

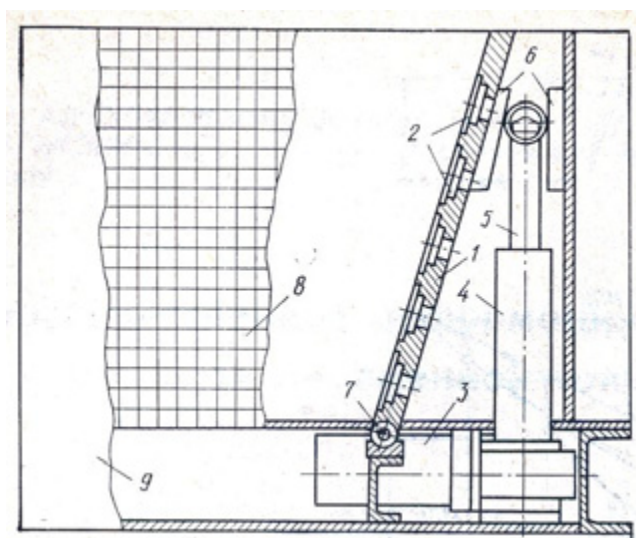


Рис. 14. Схема экспериментальной кассеты с подпорной стенкой:

- 1 – подпорная стенка; 2 – грунтовые динамометры;
- 3 – двигатель, перемещающий стенку; 4 – редуктор;
- 5 – шток двигателя; 6 – направляющая подшипников;
- 7 – шарнирная опора стенки; 8 – стекло с координатной стенкой; 9 – боковая стенка

Стенка могла с помощью электромеханического привода циклически поворачиваться вокруг нижней опоры на грунт от грунта. Стенка в опытах вращалась вокруг нижнего шарнирного закрепления. Максимальная суммарная нагрузка стенки на грунт составляла около 40 кН, амплитуда перемещений ее верха задавалась с пульта экспериментатора в пределах от 0,1 до 15 мм. Перемещение стенки измерялось с помощью индуктивного датчика перемещений с погрешностью 0,05 мм и измерялось на уровне ее верха.

Все датчики были выведены на управляющий вычислительный комплекс, с помощью которого обрабатывались результаты и строились графики. Первоначально опыты проводились с воздушно-сухим среднезернистым Люберецким песком. При этом важно обеспечить однородную плотность грунта обратной засыпки.

Опыты проводились по следующей схеме. Первоначально модель неподвижной стенки с обратной засыпкой, установленная в каретке центрифуги, выводилась на расчетный режим ускорений $50g$, далее измерялось боковое давление покоя, и затем стенка начинала отклоняться от грунта ступенями по 0,1 мм, что соответствовало $1/400H$ (где H – высота стенки). В некоторых опытах ступени перемещений увеличивались до 1мм, тогда общий диапазон перемещений составлял 12–14 мм. После отклонения стенки на заданную величину от грунта ее начинали наваливать на грунт с теми же интервалами и с замерами промежуточных боковых давлений. Стенка продолжала наваливаться на грунт до тех пор, пока усилия навала не компенсировались реактивным отпорным давлением грунта.

Коэффициент бокового давления грунта с увеличением начальной плотности уменьшается. Так, при относительной плотности, близкой к 0,2, коэффициент бокового давления ξ_0 составил в среднем по опытам 0,36, а при относительной плотности, близкой к 0,9, он уменьшился до 0,24 (рис. 15).

Представляет интерес сопоставление коэффициента бокового давления, полученного на моделях, испытанных в центрифуге, с коэффициентами, полученными в трехосных испытаниях грунта.

Характер изменения ξ_0 в зависимости от уровня напряжений в обоих экспериментах примерно одинаковый, однако его значения, полученные на моделях, меньше, чем в трехосных испытаниях.

Д. Тейлором [22], в результате экспериментов с применением центрифуги для моделей из песка, уложенного с начальной плотностью, близкой к предельно рыхлому состоянию было получено значение $\xi_0 = 0,42$ как и у К. Терцаги при одноосных испытаниях. Сопоставление величин коэффициента бокового давления, полученных Д.Тейлором при трёхосных испытаниях, с величинами ξ_0 , полученными на моделях, испытанных в центрифуге, показывает, что его значения, полученные на центробежной установке, меньше, чем при трёхосных испытаниях. Определено также, что с увеличением плотности грунта, величина ξ_0 уменьшается.

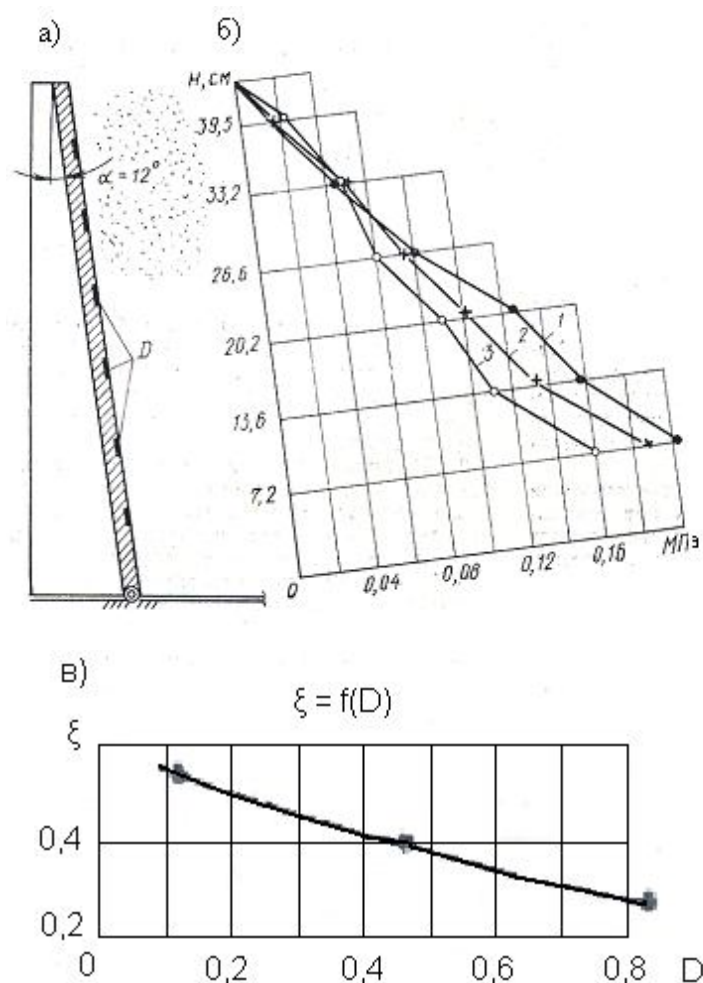


Рис. 15. Боковое давление грунта на неподвижную стенку при различной начальной плотности засыпки:
 a – схема расположения датчиков давления D ; b – измеренные эпюры давления (1 – при плотности грунта $\rho = 1,47$; 2 – $1,60$ г/см³; 3 – $1,74$ г/см³); v – зависимость коэффициента бокового давления от начальной относительной плотности грунта

Опыты С.Р. Месчана, Р.П. Малакяна [23] и В.А. Мизюмского [13] по определению коэффициента бокового давления глинистых грунтов. Приведём пример определения коэффициента бокового давления киевской глины ($\gamma_{уд} = 2,67$ г/см³; $\gamma = 1,88$ г/см³; $W = 20,4$) естественного сложения после её предварительного водонасыщения и уплотнения под действием $\sigma_{1,2} = 0,25$ МПа.

Опыты проводились на приборе кручения сплошных образцов М-5. Диаметр образцов – 101 мм, высота 24 мм. Для замера бокового давления на образцы грунта надевали защитные кольца толщиной 0,4 мм и высотой 4 мм из нержавеющей стали. Обойма была составлена из отдельных колец, для того, чтобы определить боковое давление грунта при последующем его кручении.

Для замера бокового давления, как и в исследованиях В.А. Мизюмского [13], по наружной окружности среднего кольца были наклеены компенсационные датчики. Между образцом грунта и защитными кольцами была помещена тонкая полиэтиленовая плёнка. Малая толщина испытанных образцов (отношение высоты к диаметру образца 1/4), а также наличие полиэтиленовой плёнки практически полностью исключали трение по их боковой поверхности. Тарирование колец осуществлялось в тарировочном приспособлении. Давление в камере тарировочного приспособления измерялось аппаратурой, цена деления шкалы которой составляла 0,005 МПа. Относительная деформация кольца под действием внутреннего давления измерялась универсальным измерительным устройством УМ-111, позволяющим определить эту деформацию с точностью 10^{-6} (деформация колец, за исключением небольших значений внутреннего давления (до 0,04 МПа), линейна). Образцы глины испытывались на компрессионную ползучесть с замером бокового давления при постоянном (0,2 МПа) нормальном напряжении и напряжениях σ_1 возрастающих по ступеням (0,05 и 0,1 МПа). Кривые ползучести образцов, испытанных в выше указанных условиях, приведены на рис. 17, а кривые, характеризующие изменение величины коэффициента бокового давления грунта – на рис. 18.

Результаты опытов показывают, что коэффициент бокового давления грунта для плотной киевской глины естественного сложения (независимо от размера ступени нормального напряжения) возрастает от нуля до конечного значения за 2–3 дня, а затем остаётся постоянным. Максимальное значение коэффициента бокового давления грунта ($\xi_0 = 0,82$), как и следовало ожидать, было зафиксировано при приложении наибольшей постоянной уплотняющей нагрузке $\sigma_1 = 0,2$ МПа. Коэффициент бокового давления при $\sigma_1 = 0,1$ МПа, $\xi_0 = 0,76$, а от действия $\sigma_1 = 0,05$ МПа, $\xi_0 = 0,65$. Это значит, что по мере снижения постоянной внешней нагрузки коэффициент бокового давления грунта постепенно уменьшается. Таким образом, коэффициент бокового давления грунта зависит от постоянной внешней нагрузки.

Из рис. 17 следует, что коэффициент бокового давления грунта изменяется также при возрастании внешней нагрузки ступенями. Причём характер изменяемости ξ зависит от размера ступени нагрузки – скорости возрастания нагрузки.

При последовательном приложении двух ступеней нагрузки $\sigma_1=0,1$ МПа значение ξ уменьшается почти на 25%. Такая же ситуация наблюдается при переходе от первой ступени $\sigma_1 = 0,05$ МПа ко второй равной ступени. Здесь коэффициент бокового давления уменьшается на 18%. При приложении третьей ступени $\sigma_1=0,05$ МПа наблюдается скачкообразное увеличение ξ от 0,56 до 0,72. Однако при последующих двух ступенях нагрузки снижается соответственно до 0,65 и 0,5.

Отмеченное выше увеличение коэффициента бокового давления грунта зафиксированное при приложении третьей ступени внешней нагрузки $\sigma_1 = 0,05$ МПа, можно объяснить скачкообразным изменением структуры грунта под действием всех внешних уплотняющих нагрузок. Такое явление можно наблюдать только в случае нарастания нагрузок небольшими ступенями. При приложении больших ступеней нагрузок переход от одной ступени к другой сопровождается заметным нарушением структуры и уплотнения грунта, приводящим к закономерному уменьшению коэффициента бокового давления.

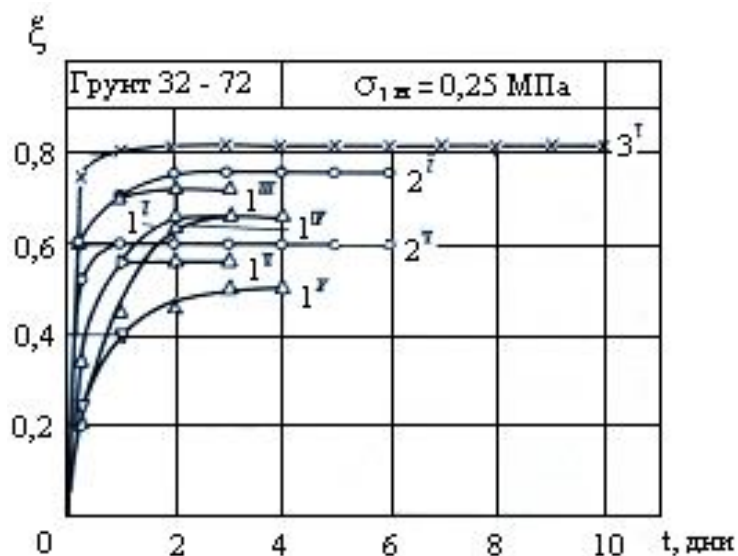


Рис. 1.17. Семейство экспериментальных кривых компрессионной ползучести киевской глины

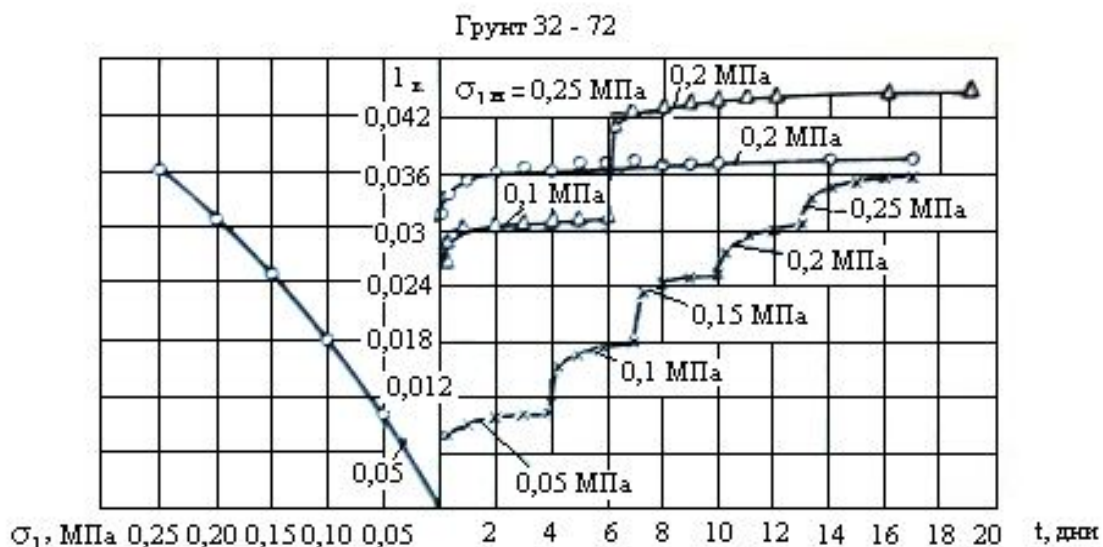


Рис. 18. Кривые изменяемости коэффициента бокового давления киевской во времени

На рис. 19 приведены результаты опытов В.А. Мизюмского. Подобное изменение коэффициента со временем связано, по мнению автора, с процессами фильтрационной консолидации глинистого грунта. В первый момент внешняя нагрузка воспринимается только водой, и напряжённое состояние грунта имеет гидростатический характер. В процессе фильтрационной консолидации давление воды в порах снижается, и одновременно возрастают эффективные напряжения. Минимальные значения ξ_0 указывают на завершение стадии фильтрационной консолидации. После этого изменение напряжённого состояния зависит от реологических свойств, уплотняемых грунтов. Максимальные значения величины коэффициента бокового давления грунта, согласно данным, приведенным в публикациях В.А. Мизюмского, могут асимптотически приближаться к единице.

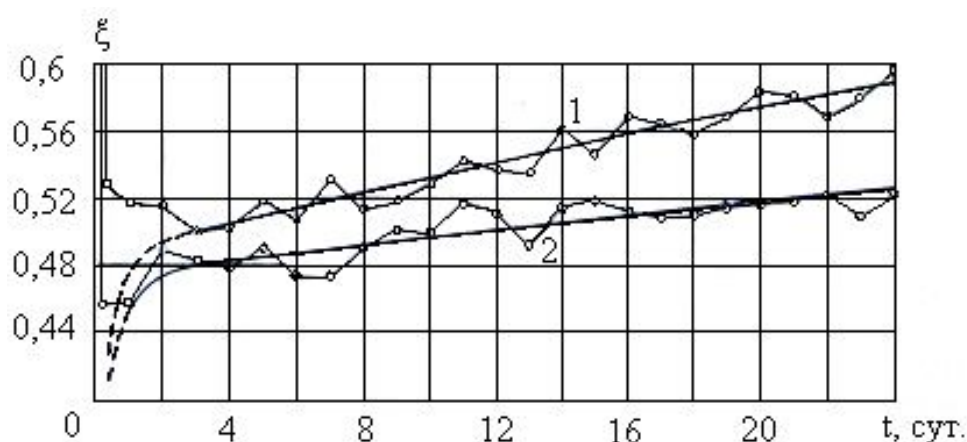


Рис. 19. Изменение коэффициента бокового давления при длительном воздействии постоянной нагрузки согласно опытам В.А. Мизюмского:
1 – ломаные линии – экспериментальные кривые;
2 – плавные линии – расчётные кривые

Таким образом, коэффициент бокового давления глинистого грунта зависит не только от начальной постоянной уплотняющей нагрузки, но и от скорости её приложения.

Выводы:

1. Анализ результатов, полученных экспериментальным путем различными исследователями, позволяет утверждать, что величина коэффициента бокового давления для глинистых грунтов в зависимости от консистенции изменяется в пределах $E_0^{\text{глин}} \in [0,11 - 0,82]$, а для песчаных грунтов в зависимости от плотности $E_0^{\text{пес}} \in [0,25 - 0,39]$.

2. При увеличении плотности величина коэффициента бокового давления грунта уменьшается.

3. Величина коэффициента бокового давления зависит не только от интенсивности прикладываемой нагрузки, но и скорости ее изменения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Паффенгольц К.Н. и др.* Геологический словарь. – М.: Недра. В 2 томах. 1978.
2. *Чеботарев Г.П.* Механика грунтов, фундаментные конструкции. Нью-Йорк, 1958.
3. *Гольдштейн М.Н.* Механические свойства грунтов. Госиздат по строительству и архитектуре, М., 1952.
4. *Мачтет Б.Г.* Действие вибрации на коэффициент распора песка. Труды Гидропроекта, Сб № 7, 1962.
5. *Фёдоров И.В., Малышев М.В.* О боковом давлении в песчаных грунтах. Гидротехническое строительство №2, 1964.
6. *Яропольский И.В.* Основания и фундаменты. Водтрансиздат, Л, 1954.
7. *Швецов Г.И.* Экспериментальные исследования сжимаемости грунтов в районе Новосибирска. Автореферат диссертации, 1965.
8. *Бишоп А.У., Хенкель Д.Д.* Определение свойств грунтов в трёхосных испытаниях. Гостройиздат, М., 1961.
9. *Резников О.М., Рахманов Г.Г.* О величине коэффициента компрессионного распора в песках. Сб. «Вопросы механики», выпуск 2, изд-во «Наука», Ташкент, 1965.
10. *Васильев Б.Д.* Основания и фундаменты. Госиздат по строительству и архитектуре, М.-Л., 1955.
11. *Цытович Н.А.* Механика грунтов. Изд-во «Высшая школа», М., 1983.
12. *Маслов Н.Н.* О коэффициенте бокового давления глин. Основания, фундаменты и механика грунтов №5, 1973.
13. *Мизюмский В.А.* Коэффициент бокового давления глин при длительной нагрузке. Основания, фундаменты и механика грунтов №5, 1973.
14. *Терцаги К.* Строительная механика грунта на основе его физических свойств. Госстройиздат, М. –Л., 1933.
15. *Цилюрик Н.А.* К вопросу об исследовании механических свойств грунтов. Автореферат диссертации. Свердловск, 1955.
16. *Медков Е.И.* О боковом давлении песка. Бюллетень №6. Материалы по обмену опытом изысканий, проектирования и строительства гидроэлектростанций, 1951.
17. *Булычев В.Г., Покровский Г.И.* О зависимости между давлением и объёмом грунтов. Сборник трудов ВИОС, № 3, М., 1934.
18. *Лазебник Г.Е., Смирнов А.А., Симаков В.И.* «Экспериментальное определение коэффициента бокового давления и коэффициента Пуассона несвязных грунтов». Основания, фундаменты и механика грунтов №5, 1966.
19. *Голубцова М.Н.* О коэффициентах бокового давления песчаных грунтов «Основания и фундаменты», Сборник 56 НИОСП, М., 1966.
20. *Кульчицкий Г.Б.* Зависимость коэффициента бокового давления от плотности и гранулометрического состава крупных песков. «Основания, фундаменты и механика грунтов», №2, 1967.
21. *Щербина В.И.* Исследование давления грунта на подпорные стенки на центробежной установке. Основания, фундаменты и механика грунтов №4, 1989.
22. *Тейлор Д.* Основы механики грунтов. Госстройиздат, М., 1960.
23. *Месчан С.Р., Малакян Р.П.* К вопросу о боковом давлении глинистых грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов №5, 1974.

*А.Н. Богомолов, С.А. Калиновский,
О.А. Богомолова, А.Н. Ушаков, А.В. Прокопенко*

АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА (АНАЛИТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ)

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Введение. Сущность этих методов заключается в том, что коэффициент бокового давления грунта не определяется непосредственно по результатам эксперимента, а вычисляется по формулам, которые основываются на его аналитических связях с другими расчетными параметрами механики грунтов. Ряд исследователей делали попытки определить универсальную связь коэффициента бокового давления с расчетными параметрами, которые определяются экспериментально, и являются постоянными величинами для некоторого данного типа грунта. В основном это были публикации, затрагивающие аналитические взаимные связи коэффициента бокового давления грунта ξ_0 с коэффициентом Пуассона ν или углом внутреннего трения φ . В приведенном ниже материале делается попытка некоторого обобщения накопленных результатов с целью определения аналитических выражений, которые могут быть предложены для вычисления величины ξ_0 в практических целях.

Связь величины коэффициента бокового давления ξ_0 с величиной коэффициента Пуассона ν . Часто предполагается, что гравитационные напряжения в ненарушенном массиве в большинстве случаев соответствуют гипотезе А.Н. Динника, исходя из которой, числовое значение коэффициента бокового давления связана с числовым значением коэффициента Пуассона соотношением

$$\xi_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (1)$$

В данном случае грунтовый массив рассматривается как упругий однородный и изотропный.

Считается, что такое соотношение между вертикальными и горизонтальными напряжениями справедливо для массивов изверженных или осадочных пород на сравнительно небольших глубинах, не превышающих 500 м. На больших глубинах закон распределения напряжений приближается к гидростатическому, т.е. $\xi_0 \rightarrow 1$.

Есть мнение, что коэффициент бокового давления грунта изменяется в зависимости от глубины по следующему закону

$$\bar{\xi} = \int_0^H \sigma_x(y) dy. \quad (2)$$

Авторами работы [1] выполнен расчет величин ξ_0 , соответствующих глубинам 7,09; 6,58; 5,65 м, в результате получено, что соответствующие значения $\xi_0 = 0,523; 0,691; 0,501$.

Проф. Н.А. Цытович, В.А. Флорин и М.Н. Гольдштейн также предлагали использовать выражение (1), но в различной интерпретации самого понятия о коэффициенте бокового давления грунта. Так В.А. Флорин [2] считал данное отношение коэффициентом бокового давления грунта в условиях ограниченной поперечной деформации, при этом утверждал, что его не следует определять как отношение горизонтальных нормальных напряжений к вертикальным в условиях естественного залегания грунтов. Н.А. Цытович, напротив, называет данное отношение коэффициентом бокового давления грунта в состоянии покоя при сжатии неограниченного слоя грунта в естественных условиях.

Определение коэффициента бокового давления грунта засыпки на ограждения Ф.М. Шихиева и М.Н. Варгина. Ф.М. Шихиев и М.Н. Варгин [3] определяли коэффициент бокового давления на подпорную стенку в зависимости от её смещения. Для определения коэффициента бокового давления грунта покоя в случае песчаных грунтов (отсутствие сцепления) они предложили следующую формулу:

$$\xi_0 = \frac{1 - \frac{a'_0}{\vartheta_{кр}} \cdot \sin \varphi \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)}{1 + \frac{a'_0}{\vartheta_{кр}} \cdot \sin \varphi \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2)}, \quad (3)$$

где $a'_0 = a_0 \sigma$; a_0 – коэффициент относительной сжимаемости, определяемый путём компрессионных испытаний при этом следует принимать $\sigma = 1 \text{ кг/см}^2$; $\vartheta_{кр}$ – критический угол сдвига, достаточный для образования предельного равновесия, определяется на приборах объёмного сдвига или трёхосного сжатия.

Определение коэффициента бокового давления состояния покоя для зернистой среды по Л. Прушке. Зернистые среды, состоящие из отдельных зёрен, обладают по сравнению со сплошной средой, той особенностью, что напряжения в них распределяются не непрерывно, а только по контактам между зёрнами [4]. При этом вместо сплошного поля напряже-

ний получаем некоторую непрерывную сеть напряжений, характер которой зависит от свойств и структуры зернистой среды. Рассмотрим напряжённое состояние такой среды, предполагая, что зёрна её являются абсолютно жёсткими, недеформируемыми, прочность их выше прочности связей между ними, а деформация среды обусловлена только изменением порового пространства. Под напряжениями будем понимать только их эффективные составляющие, пренебрегая влиянием порового давления.

Эффективные напряжения в зернистой среде передаются в виде «межчастичных» сил, действующих вдоль контактов между зёрнами и направленных под некоторым углом φ относительно нормали к контактной площадке. Как только значение этого угла превысит предельный угол сдвига φ , касательная составляющая «межчастичной» силы превысит силу трения между зёрнами, что вызовет их относительное смещение. Таким образом, векторы «межчастичных» сил, действующих в некотором объёме среды, находящемся в статическом равновесии, заключены в пространстве, ограниченном боковой поверхностью конуса с углом при вершине равным 2φ .

Выделим в зернистой среде элементарный куб, сторона которого, намного больше диаметра зерна (рис. 1). Расположение в нём зёрен и контактов неравномерно и случайно. Нормали к контактным поверхностям наклонены под различными углами к вертикали. Будем считать, что они заполняют все направления пространства. Введём общую прямоугольную систему координат x, y, z . Из начальной точки «О» проведём направления нормалей и спроектируем их на плоскости xOy, xOz, yOz . В дальнейшем будем рассматривать только первый квадрант и проекции нормалей на положительные четверти координатных плоскостей, например, на плоскость четверти xOz . Полученное число проекций обозначим через $2n$, а отклонения их от оси $+x$ через α . Отклонения, очевидно, принимают все значения от $\alpha_1 = 0^0$ до $\alpha_2 = \frac{\pi}{2}$.

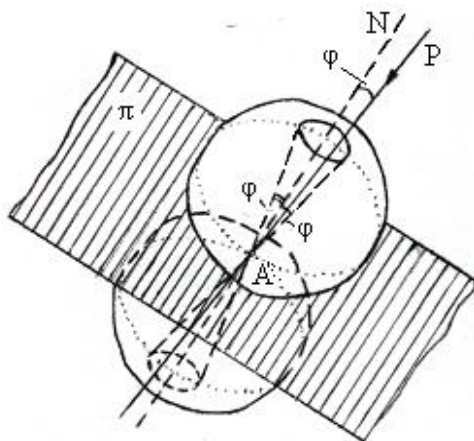


Рис. 1. Конус направлений «межчастичных» сил

Это среднее отклонение в определённом смысле является заменой всех реальных направлений нормалей и как бы результирующим направлением. Аналогичным образом получим средние направления проекций нормалей во всех остальных квадрантах (рис. 2).

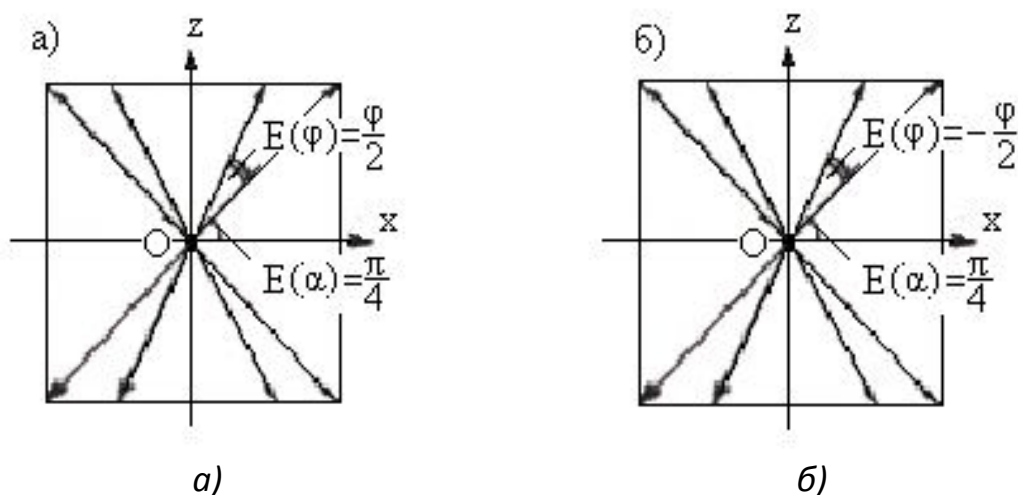


Рис. 2. Средние отклонения проекций нормалей и «межчастичных» сил на плоскость xz :
 a – при возрастании давления; $б$ – при понижении давления

Обращаясь к «межчастичным» силам соберем их в начало координат и спроектируем их таким же образом, как и нормали к контактным площадкам. Эти векторы отклонены от нормалей на угол φ , изменяющийся от 0° до $+\varphi$ или от 0° до $-\varphi$. Средние значения этих отклонений, аналогично предыдущему, определяются соотношениями:

$$E(\varphi)_{xz} = \pm \frac{\varphi}{2}; \quad (5)$$

$$E(\varphi)_{yz} = \pm \frac{\varphi}{2}. \quad (6)$$

В горизонтальной плоскости xy вследствие симметрии $E(\varphi)_{xy} = 0$.

Обозначим напряжения, действующие на принятый элементарный куб параллельно оси z , через σ_1 , а параллельно осям x и y через σ_3 (осесимметричная задача). Поскольку касательные напряжения от собственного веса по этим направлениям отсутствуют, напряжения σ_1 и σ_3 являются главными. При отсутствии боковых деформаций их соотношения определяются коэффициентом бокового давления покоя.

$$\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}. \quad (7)$$

Выразим σ_1 и σ_3 через внешние силы P_i , действующие на крайние зёрна элементарного куба, согласно условию

$$\sigma_i P = \sum^E P_i (i=1,2,3). \quad (8)$$

Поскольку равнодействующие этих сил направлены под углами $\pm \frac{\varphi}{2}$ к средним направлениям нормалей, то можно записать:

$$\sigma_1 > \sigma_3; \xi_1 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sum P_3}{\sum P_1} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (9)$$

$$\sigma_3 > \sigma_1; \xi_2 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sum P_3}{\sum P_1} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10)$$

Из этих соотношений следует, что крайние значения ξ являются функциями предельного угла сдвига φ между зёрнами (угла внутреннего трения) и исходного напряжённого состояния. На рис. 3 показано изменение коэффициента бокового давления покоя ξ_0 в зависимости от угла внутреннего трения.

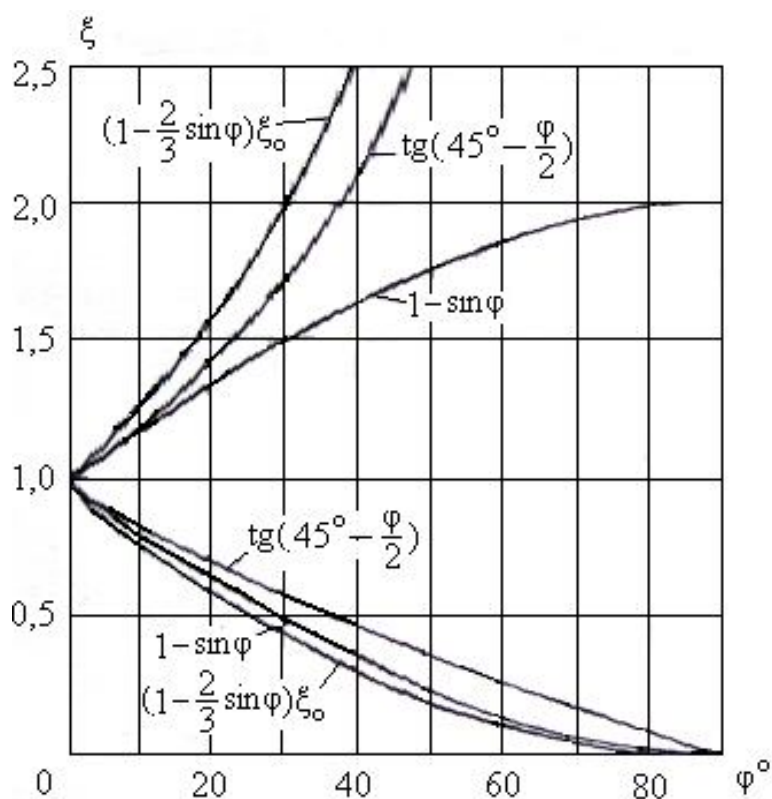


Рис. 3. Кривые зависимости коэффициента бокового давления от угла внутреннего трения

Здесь же даны значения ξ_0 . Здесь же даны значения ξ_0 определяемые по формуле Яки:

$$\xi_1 = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \varphi\right) \xi_a; \quad (11)$$

$$\xi_2 = \left(1 - \frac{2}{3} \sin \varphi\right) \xi_p; \quad (12)$$

где $\xi_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$; $\xi_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ – коэффициенты активного и пассивного давления по Ренкину.

Данные формулы часто можно применять в следующем упрощённом виде:

$$\xi_1 = 1 - \sin \varphi; \quad (13)$$

$$\xi_2 = 1 + \sin \varphi. \quad (14)$$

Приведённые результаты действительны, когда в грунте отсутствует сцепление. При наличии сцепления значение ξ_0 можно определить согласно рис. 4.

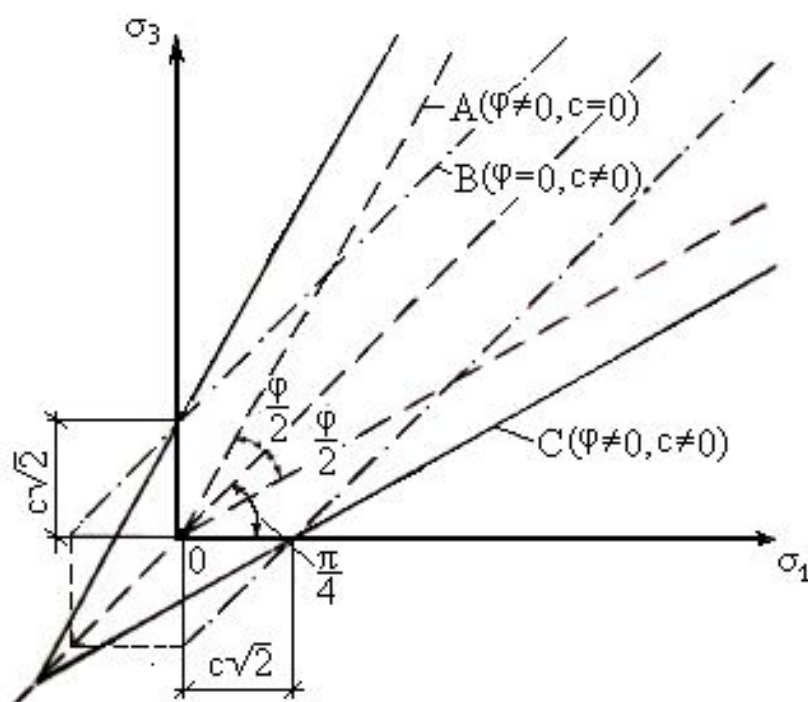


Рис. 4. Учёт влияния сцепления на коэффициент бокового давления

Рассмотрим, как осуществляется переход коэффициента бокового давления от значения ξ_1 до ξ_2 с изменением σ_1 при отсутствии бокового расширения. При возрастании σ_1 от 0 до максимального значения $\overline{\sigma_1}$ соответствующего началу пластического течения среды, имеем $\xi_0 = \xi_1$ и σ_3 достигает своего максимума $\overline{\sigma_3}$. С уменьшением σ_1 от $\overline{\sigma_1}$ до $\sigma_{1N} = \sigma_3 \xi_1$ значение бокового давления остаётся постоянным и равным $\overline{\sigma_3}$, а ξ_0 возрастает до ξ_2 . Дальнейшему уменьшению σ_1 до 0 соответствует уменьшение σ_3 при постоянном значении ξ_2 . На рис. 5 можно отметить три характерные точки; А – соответствующую максимальным значениям σ_1 и $\sigma_3 = \sigma_1 \xi_1$, В – гидростатическому напряжённому состоянию при $\xi_0 = 1$ ($\sigma_1 = \sigma_1 \xi_1 = \sigma_3 = \sigma_3 \xi_1$) и С – максимальному значению коэффициента бокового давления грунта ξ_2 ($\overline{\sigma_3} = \sigma_1 \xi_2$). таким образом, если в пределах участков ОА и С₀ значения ξ_0 будут постоянными и соответственно равны ξ_1 до ξ_2 , то в пределах участка АС коэффициент ξ_0 будет увеличиваться от ξ_1 до ξ_2 в зависимости от среднего отклонения «межчастичных» сил $E(\varphi)$, т.е.:

$$\xi_0 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - E(\varphi)\right). \quad (15)$$

Отсюда

$$E(\varphi) = \frac{\pi}{4} - \operatorname{arctg}\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_1}\right). \quad (16)$$

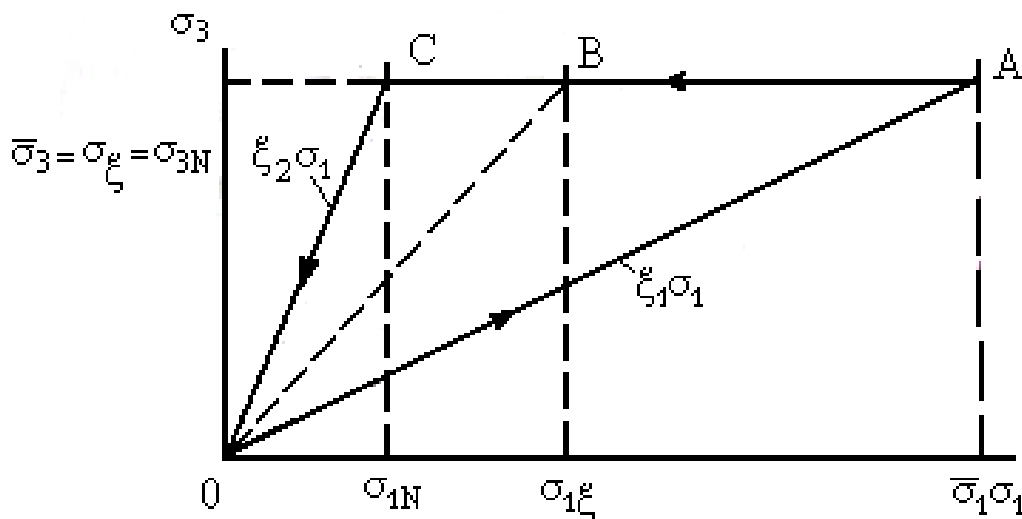


Рис. 5. График зависимости $\sigma_3 = f(\sigma_1)$ при отсутствии бокового расширения

Петля гистерезиса ОАСО экспериментально была получена Е.И. Медковым [5]. В реальных условиях характер деформирования среды

при уменьшении σ_1 такой, что изменение напряжений σ_1 и σ_3 происходит одновременно.

Учитывая это обстоятельство, осуществим преобразование σ_1 на участке АСО следующим образом:

$$\sigma_{1af} = \sigma_1 + \frac{\overline{\sigma_3} - \sigma_1}{\overline{\sigma_1}} \sigma_{1N}. \quad (17)$$

Отклонение проекций межчастичных сил от проекций нормалей $E(\varphi)$ в этом случае равно:

$$E(\varphi) = \frac{\pi}{4} - \operatorname{arctg} \left(\frac{\overline{\sigma_3}}{\sigma_{1af}} \right) \quad (18)$$

или

$$E(\varphi) = \frac{\pi}{4} - \operatorname{arctg} \left(\frac{\overline{\sigma_3}}{\sigma_1 + \frac{\overline{\sigma_3} - \sigma_1}{\overline{\sigma_1}} \sigma_{1N}} \right). \quad (19)$$

Подставив в данное выражение значение $\sigma_{1N} = \xi_1 \overline{\sigma_3} = \xi_1^2 \overline{\sigma_1}$ получим

$$E(\varphi) = \frac{\pi}{4} - \operatorname{arctg} \left(\frac{\overline{\sigma_3}}{\sigma_1(1 - \xi_1^2) + \xi_1^2 \overline{\sigma_1}} \right). \quad (20)$$

Значение ξ_0 определим следующим образом:

$$\xi_0 = \frac{\overline{\sigma_3}}{(\sigma_1(1 - \xi_1^2) + \xi_1^2 \overline{\sigma_1})}. \quad (21)$$

Получившаяся формула определяет характер изменения ξ_0 в условиях отсутствия бокового расширения при уменьшении σ_1 от максимального значения до 0. Соответствующая кривая понижения бокового давления σ_3 описывается уравнением:

$$\sigma_3 = \xi_0 \sigma_1 = \frac{\xi_1 \overline{\sigma_1} \sigma_1}{(\sigma_1(1 - \xi_1^2) + \xi_1^2 \overline{\sigma_1})}. \quad (22)$$

При гидростатическом напряжённом состоянии $\xi_0 = 1$ напряжения $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_k$ и получим:

$$\sigma_k = \frac{\overline{\sigma_3}}{(1 + \xi_1)} = \frac{\xi_1 \overline{\sigma_1}}{(1 + \xi_1)}. \quad (23)$$

Коэффициент бокового давления $\xi_0 > 0$, следовательно, σ_k всегда меньше $\overline{\sigma_3}$ и меньше половину $\overline{\sigma_1}$ (кроме случая $\varphi=0$).

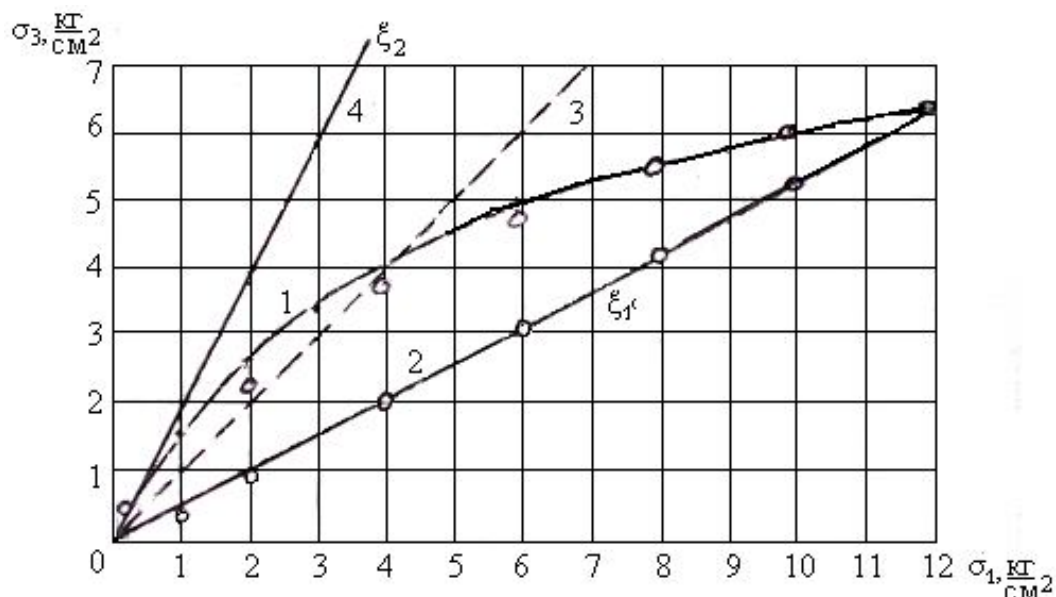


Рис. 6. Теоретическая и экспериментальные кривые зависимости $\sigma_3 = f(\sigma_1)$:
1 (нагрузка) и 2 (разгрузка) – экспериментальные кривые; 3 ($\sigma_3/\sigma_1 = \xi_1$) и 4 ($\sigma_3/\sigma_1 = \xi_2$) – теоретические

Сравнение полученных результатов с экспериментальными данными, приведёнными Кьеллманом, показало хорошее совпадение опытной и теоретической разгрузочных кривых (рис. 6). Нижнее значение коэффициента бокового давления, подсчитанное по Кьеллману и равное 0,525, соответствует углу внутреннего трения $\varphi = 34^\circ 44'$. Кьеллман указывает значение угла внутреннего трения, равное 34° при разрушении в условиях плоской деформации и 35° при трёхосном разрушении.

Таким образом, делает вывод автор:

1. Давление в состоянии покоя в зернистой среде зависит от угла внутреннего трения, истории возникновения напряжённого состояния и краевых условий.

2. Коэффициент бокового давления в состоянии покоя при увеличении нагрузки всегда меньше единицы при достаточно большой разгрузке – больше единицы.

3. Полученные результаты соответствуют образцам кубической формы. Для других геометрических форм, например цилиндра, можно применить аналогичный метод исследования.

4. Давление грунтов на подпорные стены зависит не только от вида и состояния грунта, но и от характера уплотнения. Тяжёлые уплотняющие механизмы должны вызывать большое боковое давление, чем лёгкие трамбовки или вибрационные механизмы.

5. Разгрузка поверхности выемкой грунта или местной эрозией должна вызывать увеличение значений коэффициента бокового давления в состоянии покоя. У разгруженной поверхности зернистого полупространства коэффициент бокового давления в состоянии покоя всегда больше единицы по мере удаления от неё он понижается и приближается асимптотически к своему минимальному значению.

Однако нам представляется, что перенос всех «межчастичных» сил в начало координат не обоснован, т.к. параллельный перенос силы из одной точки твердого тела в другую подразумевает единовременное присоединение соответствующего момента. Об этих моментах не говорится ни слова. Этот прием возможен, если предположить, что частицы зернистого тела являются абсолютно одинаковыми сферами.

Анализ формул, связывающих величину коэффициента бокового давления с углом внутреннего трения грунта. Подобный анализ много лет назад был выполнен В.Ф. Черняевым [6]. В настоящей работе мы дополняем его новыми опубликованными данными.

Для предельных состояний величина коэффициента бокового давления зависит от угла внутреннего трения φ [6]

$$\xi_{a,n} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ \mp \frac{\varphi}{2}\right). \quad (24)$$

Общеизвестно, что давление покоя грунта должно быть средним по величине между пассивным и активным давлениями (рис. 7).

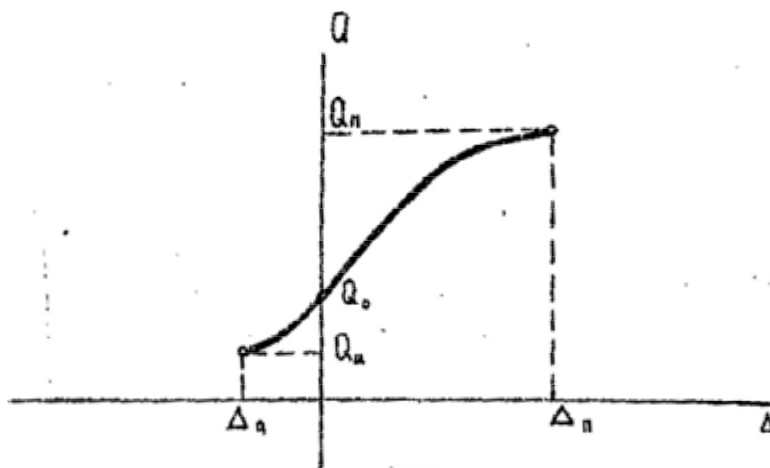


Рис. 7

Исходя из этого, попытаемся определить величину ξ_0 . Так как боковое давление покоя в грунте всегда больше его активного давления, то:

$$Q_0 - Q_a = A. \quad (25)$$

где Q_0 – давление состояния покоя; Q_a – активное давление.

Будем считать, что разница Q_0 и Q_a составляет какую-то часть от активного давления:

$$A = Q_a \cdot a. \quad (26)$$

Равенство (26) записывается, исходя $Q_0 = \text{const}$ для данного физического состояния грунта.

На основании (25) и (26) имеем:

$$Q_0 = Q_a + A = Q_a (1 + a). \quad (27)$$

$$\text{где } Q_0 = \frac{\gamma H^2}{2} \xi_0 \text{ и } Q_a = \frac{\gamma H^2}{2} \xi_a$$

Поэтому

$$\xi_0 = \xi_a (1 + a). \quad (28)$$

Так как $Q_0 = \text{const}$, то из (27) видно, что с ростом Q_a будет уменьшаться A и наоборот, с уменьшением Q_a будет возрастать A . Но для постоянной глубины Q_a будет зависеть от $\xi_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$, который, в свою очередь, будет расти с уменьшением φ и убывать с его увеличением. Поэтому с увеличением φ будет возрастать A , а с уменьшением φ будет уменьшаться A . Необходимо найти пределы, в которых будет изменяться A , как часть активного давления, что позволит нам говорить о зависимости Q_0 и Q_a для любого физического состояния сыпучего тела (для различных значений φ).

Если мы зададимся верхним и нижним пределами коэффициентами бокового давления покоя:

$$0 \leq \xi_0 \leq 1, \quad (29)$$

то, зная, что ξ_a лежит в пределах

$$0 < \xi_a < \xi_0, \quad (30)$$

можем принять в равенстве (28) изменение a в пределах от нуля до единицы.

Следовательно, имеется какая-то функция от угла внутреннего трения, изменяющаяся в пределах от 0 до 1 с возрастанием φ . Представим её так:

$$a = k \cdot \sin \varphi, \quad (31)$$

где k – коэффициент пропорциональности.

$$\text{Можно преобразовать к виду } \xi_0 = \frac{1 - 0,5 \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}.$$

Подставим (31) в (28):

$$\xi_0 = \xi_a(1 + k \sin \varphi) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (1 + k \sin \varphi). \quad (32)$$

Здесь неизвестен коэффициент пропорциональности k . Найдём этот коэффициент, исходя из установленных закономерностей изменения ξ_0 в зависимости от φ по известным формулам (табл. 5).

Как видно из табл. 5, большинство формул для коэффициента бокового давления удовлетворяют условию (29) при изменении угла внутреннего трения от 90° до 0° .

Верхний предел $\xi_0 \leq 1$ справедлив для всех формул. Нижний предел $\xi_0 \geq 0$ справедлив для всех формул, кроме формулы проф. Покровского, основанной на предположении что $\varphi \leq 60^\circ$.

Табл. 4 показывает, какие значения k нужно подставлять в равенство (32), чтобы получить формулы зависимости ξ_0 и φ , предлагаемые различными авторами.

Если принять $k=1$, то получим известную формулу Яки:

$$\xi_0 = 1 - \sin \varphi. \quad (33)$$

Для формулы V, приводимой Хартманом из Яки [10]

$$k = \frac{2}{3} \approx 0,667. \quad (34)$$

Для формулы Бергера I $k = \frac{\sqrt{0,5 \cdot \bar{\varphi}}}{\sin \varphi}$ в интервале до 45° с погрешностью до 10% можем принять $\bar{\varphi} \approx \sin \varphi$ и соответственно:

$$k = \sqrt{0,5} = 0,707 \quad (35)$$

то есть значение k для формул V и I примерно одинаково.

Таблица 4

№ п/п	Формулы	Значение	Пределы изменения	
			$\varphi \rightarrow 0^0$	$\varphi \rightarrow 90^0$
I	Бергера [7] $\xi_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (1 + \sqrt{0,5 \varphi})$	$k = \sqrt{0,5} \frac{\overline{\varphi}}{\sin \varphi}$	0,707	1,57
II	Зидека [8] $\xi_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (0,75 + 0,25)^{*})$	$k = 0,5 \frac{\varphi}{1 - \sin \varphi}$	0,5	$\rightarrow \infty$
III	Яки [9] $\xi_0 = 1 - \sin \varphi$	$k = 1$	1	1
IV	Хартмана [10] $\xi_0 = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi}$	$k = \frac{2}{1 + \sin^2 \varphi}$	2	1
V	Яки, по Хартману [10] $\xi_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (1 + \frac{2}{3} \sin \varphi)$	$k = \frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$
VI	Н.П. Пузыревского [11] $\xi_0 = \frac{1}{1 + \frac{\pi}{2} \sin \varphi}$	$k = \frac{0,28 + \sin \varphi}{(1 - \sin \varphi)(\frac{\pi}{2} + \sin \varphi)}$	0,44	$\rightarrow \infty$
VII	Г.И. Покровского [12] $\xi_0 = 1 - 0,74 \operatorname{tg} \varphi$	$k = \frac{2}{1 - \sin \varphi} - \frac{0,74}{\cos \varphi}$	1,26	$\rightarrow \infty$
VIII	Ф.М. Шихиева [13] $\xi_0 = \frac{1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}(45^0 - \frac{\varphi}{2}) V' s_1 s_2 / V_{кр}}{1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}(45^0 + \frac{\varphi}{2}) V' s_1 s_2 / V_{кр}}$	$k = 0,975$	1,058	

Таблица 5

Угол внутрен- него трения	Коэффициент бокового давления покоя ξ_0 , вычисленный по формулам табл. 2							Среднее значение ξ_0	$\xi_{a,n} =$ $= \operatorname{tg}^2 45^\circ -$ $-\varphi/2$	Значение коэф- фициента k , вы- численное по формуле $\xi_{\text{оср}} =$ $= \xi_a (1 + k \sin \varphi)$
	III	IV	VII	II	V	I	VI			
5	0,9128	0,9649	0,9353	0,8793	0,8854	0,8907	0,9106	0,9106	0,8391	1,000
10	0,8264	0,9415	0,8695	0,7781	0,7831	0,7900	0,7855	0,8240	0,7039	1,000
15	0,7412	0,8744	0,8018	0,6915	0,6893	0,6956	0,7112	0,7386	0,5862	0,9500
20	0,6560	0,7905	0,7306	0,6175	0,6054	0,6009	0,6506	0,6545	0,4900	0,9815
25	0,5774	0,7000	0,6550	0,5544	0,5300	0,5311	0,6001	0,5765	0,4058	0,9950
30	0,5000	0,6000	0,5727	0,5000	0,4500	0,4562	0,5602	0,5012	0,3329	1,0110
35	0,4264	0,5049	0,4820	0,4533	0,3752	0,3866	0,5263	0,4993	0,2704	1,0240
40	0,3572	0,4153	0,3971	0,4131	0,3108	0,3242	0,5000	0,3641	0,2172	1,0500
45	0,2929	0,3333	0,2600	0,3787	0,2519	0,2859	0,4738	0,3045	0,1714	1,0800
50	0,2340	0,2604	0,1181	0,3994	0,1989	0,2151	0,4545	0,2515	0,1325	1,1600
55	0,1806	0,1968	0,0569	0,3245	0,1537	0,1670	0,4347	0,2045	0,0992	
60	0,1340	0,1423	0,2817	0,3036	0,1126	0,1253	0,4230	0,1536	0,07162	
65	0,0937	0,0980	0,5873	0,2846	0,0780	0,0872	0,4115	0,1283	0,0484	
70	0,0603	0,0620	1,0328	0,2732	0,0485	0,0577	0,4048	0,1003	0,0309	
75	0,0341	0,0347	-	0,2626	0,0282	0,0327	0,4000	0,0784	0,0169	
80	0,0152	0,0153	-	0,2555	0,0124	0,0139	0,3921	0,0625	0,0070	
85	0,0038	0,0030	-	0,2507	0,0124	0,0139	0,3900	0,0528	0,0016	
90	0,0000	0,0000	-	0,2500	0,0000	0,0000	0,3891	0,0500	0,0000	

Значение k по формуле VIII не находилось из-за наличия дополнительных параметров: $V's_1s_2$ и $V_{кр}$ – угла сдвига и его критического значения.

Табл. 4 даёт нам среднее значение величины k , близкое к единице. Такое же значение мы получаем, когда по табл. 3 находим среднее значение коэффициента бокового давления покоя ξ_0 и из формулы:

$$\xi_{оср} = \xi_a(1 + k \sin \varphi). \quad (36)$$

Кривая осреднённых значений $\xi_{оср}$ практически сливается с кривой, заданной формулой Яки.

Таким образом, большинство формул для нахождения коэффициента бокового давления покоя по величине угла внутреннего трения могут быть сведены по этому признаку в одну формулу (31).

Вполне логично предположить, что величина k характеризует какие-то дополнительные свойства сыпучего грунта и поэтому исследователи, имевшие дело с разными видами песка, получали различные формулы для ξ_0 . Вместе с тем в интервалах от 20° до 40° может быть принята линейная зависимость между ξ_0 и φ . В силу этого формулы разных авторов давали примерно одинаковые результаты.

Следовательно, предельное состояние сыпучего тела может быть учтено при рассмотрении вопроса о работе песчаных грунтов в допредельном состоянии.

Исследование влияния коэффициентов бокового давления грунта вычисленных различными способами при расчёте давления на подпорные стены [14]. Приведённое ниже исследование принадлежит П.А. Малинину, С.А. Чернопазову, А.В. Воробьёву (ЗАО «ИнжПроектСтрой»). Учёными проводилось сопоставление результатов расчёта бокового давления грунта, определённого по СНИП 2.06.07.87 «Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения», а также по формулам, приведённым в работах Г.К. Клейна.

Указанный СНИП, регламентирует определять коэффициенты бокового давления (бокового отпора), определяющие активное и пассивное давление на подпорное сооружение согласно формулам:

$$\lambda_{ah\varphi} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (37)$$

$$\lambda_{ahc} = \left(\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}} \right)} \right)^2 \cdot \frac{\cos(\varepsilon) \cos(\varepsilon + \varphi_s)}{\cos(\varepsilon - \rho) \cdot \cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho)}, \quad (38)$$

$$\lambda_{ph\varphi} = \left(\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi + \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}} \right)} \right)^2, \quad (39)$$

$$\lambda_{phc} = \lambda_{ph\varphi} + \operatorname{tg}(\varepsilon) \cdot \operatorname{tg}(\varphi_s), \quad (40)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта; φ_s – угол трения грунта по расчётной плоскости; ε – угол наклона тыловой поверхности стены; ρ – угол наклона поверхности грунта к горизонту.

Формулы в монографиях Г.К. Клейна:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) \cdot \cos(\varphi_s + \varepsilon) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varphi_s + \varepsilon) \cdot \cos(\rho - \varepsilon)}} \right)^2}, \quad (41)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) \cdot \cos(\varphi_s - \varepsilon) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \cdot \sin(\varphi + \rho)}{\cos(\varphi_s - \varepsilon) \cdot \cos(\rho - \varepsilon)}} \right)^2}. \quad (42)$$

Сопоставление показывает, что формулы отличаются на величину $\cos(\varphi_s + \varepsilon)$, присутствующую в знаменателе (41). Для оценки влияния наличия данного коэффициента на определение давления на подпорные стены, решена статически определимая задача о расчёте внутренних усилий системы «анкер-стена – грунт» по методу Г.К. Клейна.

При решении задачи были использованы следующие допущения:

- угол наклона поверхности грунта к горизонту равен нулю;
- угол наклона тыловой грани стены к вертикали равен нулю;

На рис. 8–11 приведено сравнение результатов расчёта.

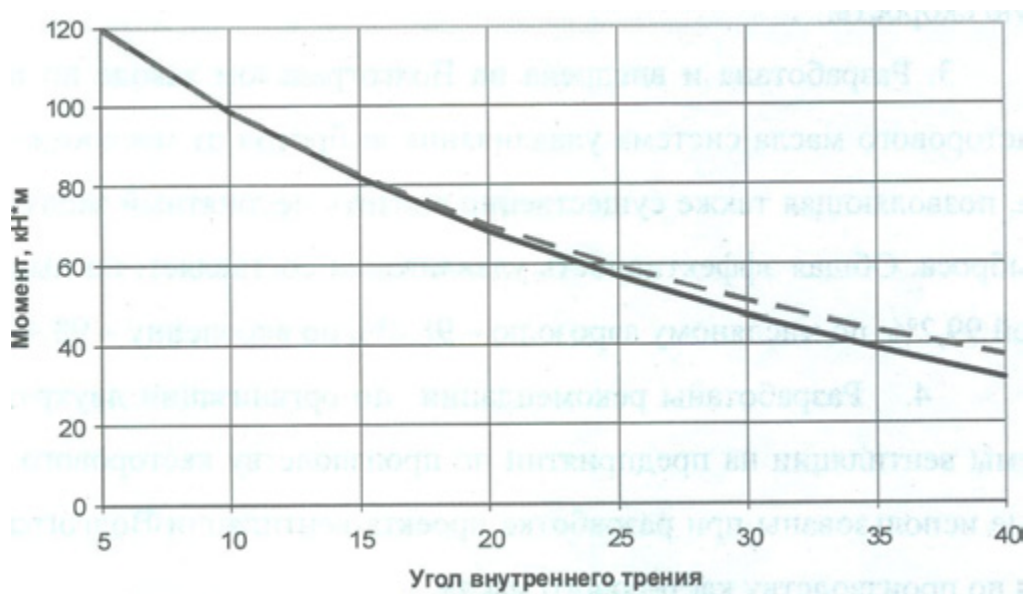


Рис. 8. Сопоставление значений максимального изгибающего момента.
Сплошная линия – график, полученный с использованием формул (37) – (40), пунктирная линия – по (41) – (42)

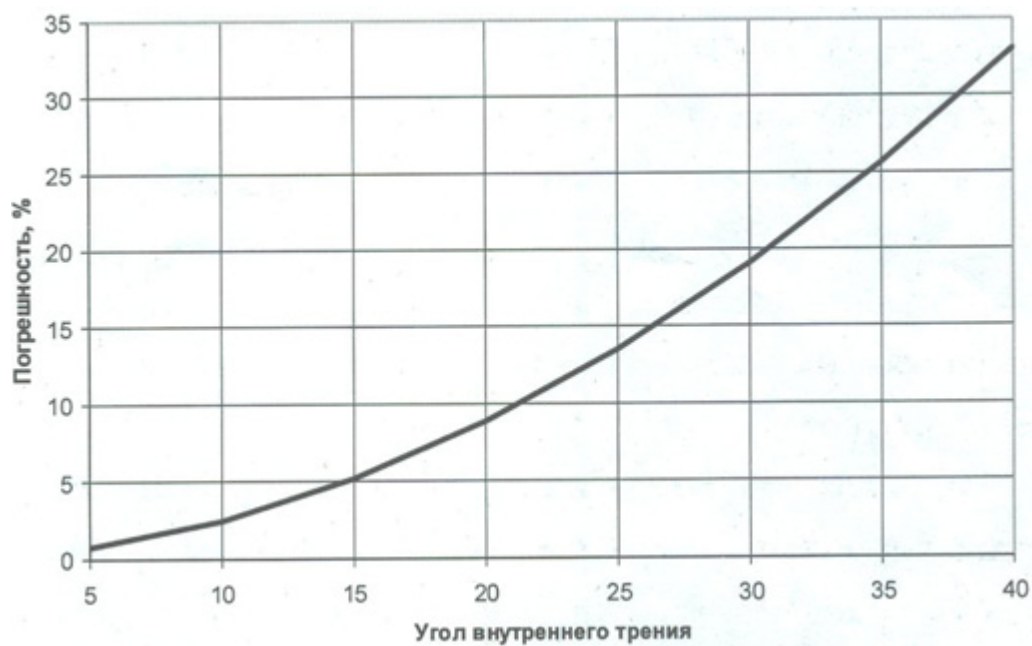


Рис. 9. Расхождение значений в процентах

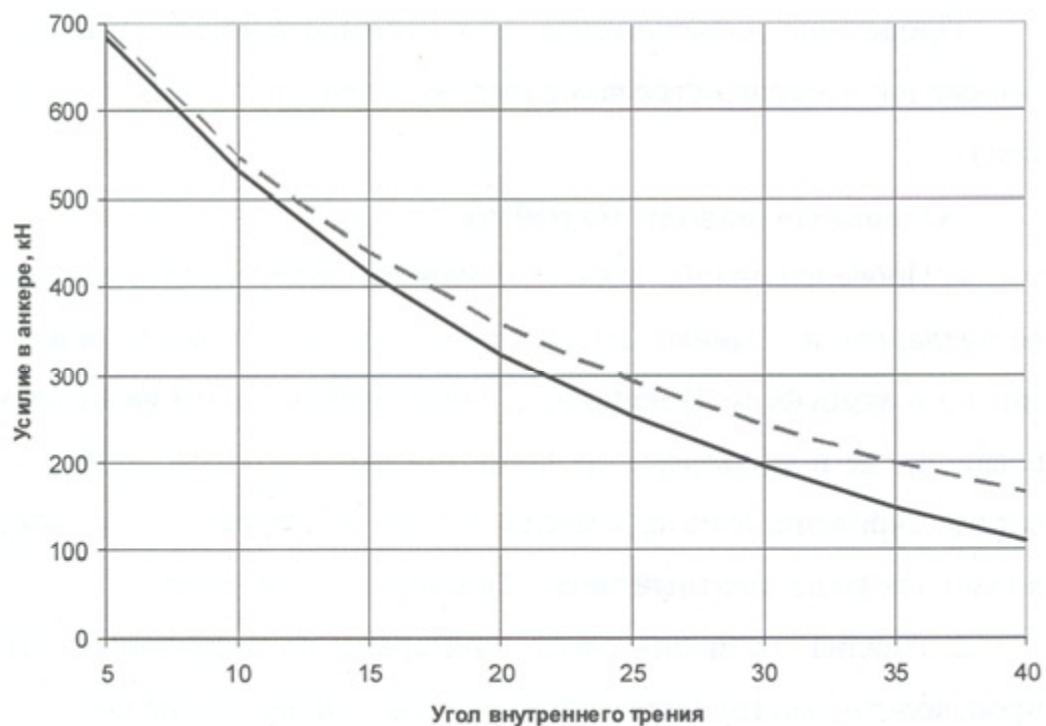


Рис. 10 Сопоставление значений растягивающего усилия в анкере.
Сплошная линия – график, полученный с использование
формул (37) – (40), пунктирная линия – по (41) – (42)

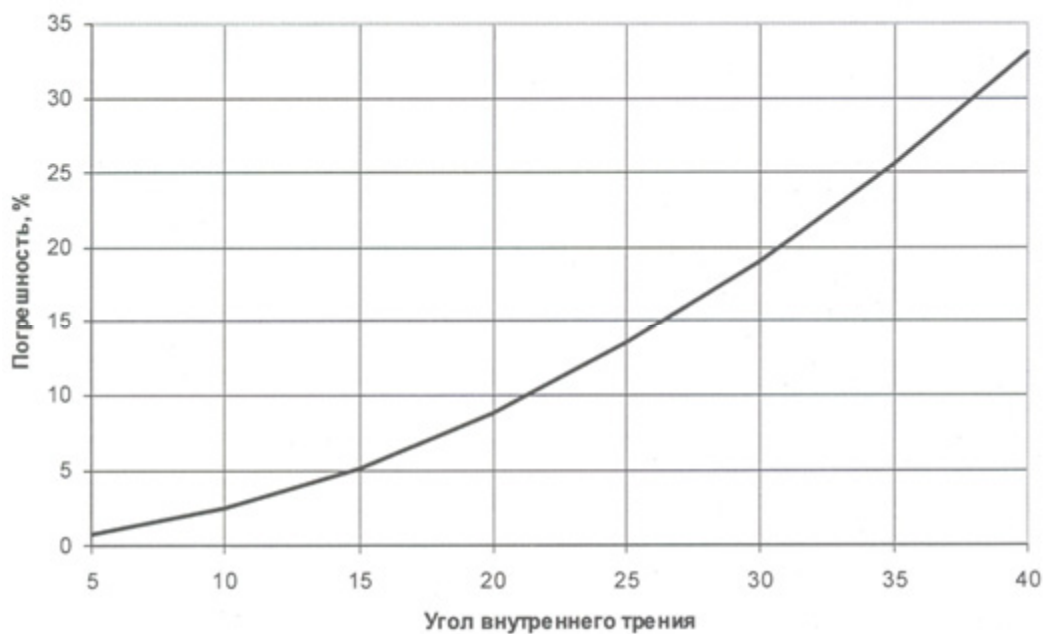


Рис. 11. Расхождение значений
растягивающего усилия в анкере в процентах

Таким образом, различие для глинистых грунтов составляет от 10 до 20%, а для песчаных и скальных грунтах, обладающих большими по величине значениями угла внутреннего трения – до 35%.

Однако ответа на вопрос, какие из формул точнее определяет механизм деформирования грунтового массива и его воздействия на подпорное сооружение, авторы данной работы не приводят.

Метод определения коэффициента бокового давления в насыпи сыпучего материала в работе В.Б. Федосеева [15]. В данной работе делается попытка на основании аналитического исследования давления в насыпи сыпучего материала получить в общем виде выражение для бокового коэффициента k .

Для этого рассмотрим насыпь идеального сыпучего материала (см. рис. 1). Как известно, края насыпи образуют откос, с углом при основании χ , называемым углом естественного откоса.

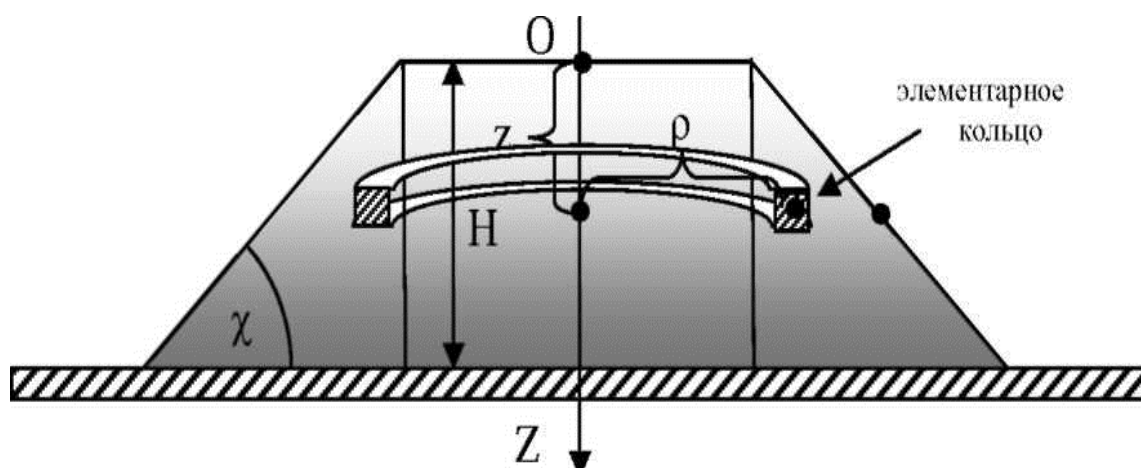


Рис. 12. Коническая насыпь и цилиндрические оси координат

Поскольку задача осесимметричная, то введем цилиндрическую систему координат, как показано на рисунке. Для рассмотрения в насыпи выделим элементарное кольцо (см. рис. 12). В равновесном состоянии сумма сил, действующих на элементарное кольцо, равна нулю. В проекции на ось OZ это условие будет иметь вид:

$$0 = \rho \cdot dz \cdot g - 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot d\rho \cdot \frac{dP_z}{dz} \cdot dz - \mu_i \cdot 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot d\rho \cdot dz \cdot \frac{dP_\rho}{d\rho} \cdot d\rho \quad (43)$$

Здесь первое слагаемое – сила тяжести элементарного кольца. Второе – сила сопротивления движению за счет градиента вертикального давления. Третье – сила внутреннего, сухого трения. Далее: γ – плотность сыпучего материала; μ_i – коэффициент внутреннего, сухого трения; P_z – вертикальное, параллельное силе тяжести, давление в сыпучем материале; P_ρ – горизонтальное, перпендикулярное силе тяжести давление в сы-

пучем материале. Поскольку сыпучий материал идеальный, то силы сцепления мы не вводим.

В проекции на горизонтальное направление это условие будет иметь вид:

$$0 = 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot d\rho \cdot dz \cdot \frac{dP_\rho}{d\rho} \cdot d\rho - \mu_i \cdot 2 \cdot \pi \cdot \rho \cdot d\rho \cdot \frac{dP_z}{dz} \cdot dz. \quad (44)$$

Учитывая, что $P_\rho = kP_z$ и применяя это выражение совместно с (43) и (44) получим систему трёх уравнений:

$$\begin{aligned} \gamma \cdot g &= (1 + \mu_i^2) \cdot \frac{dP_z}{dz}, \\ k \cdot \frac{dP_z}{d\rho} &= \mu_i \frac{dP_z}{dz}, \\ P_\rho &= kP_z. \end{aligned} \quad (45)$$

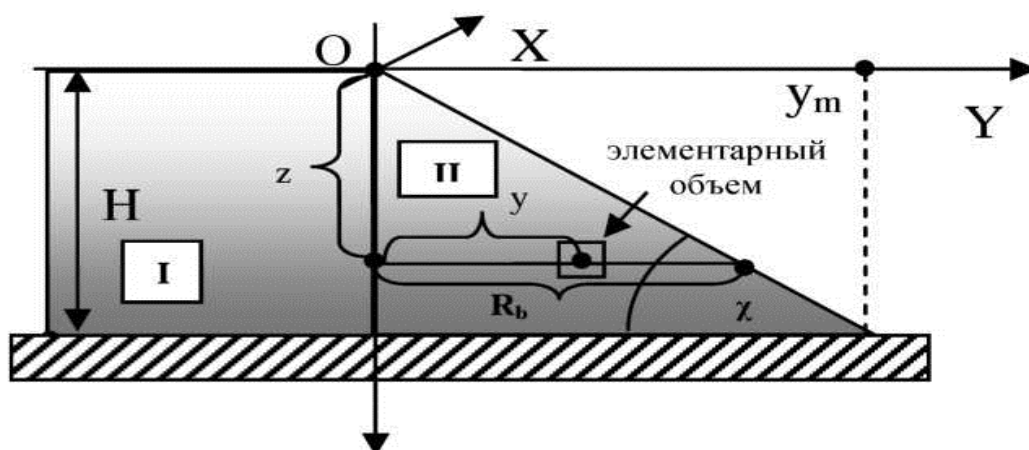


Рис. 13. Расположение осей декартовой системы координат в длинном откосе насыпи сыпучего материала

Дальнейшее рассмотрение проведем на примере бесконечного, прямолинейного, длинного откоса в насыпи сыпучего материала (см. рис. 13). Угол, образуемый плоскостью откоса с горизонтальной плоскостью, также обозначим χ . В настоящее время нет экспериментальных данных о том, одинаковы ли эти углы для случая конической насыпи и для случая прямолинейного откоса. Поэтому в нашем случае прямолинейного откоса будем пока считать этот угол равным углу естественного откоса χ (рис. 13). Решение (45) для области I (безграничная насыпь) имеет вид:

$$P_z(z) = \frac{\gamma \cdot g \cdot z}{1 + \mu_i^2}. \quad (46)$$

Рассмотрим решение в области II. Для этого проинтегрируем первое уравнение по координате y от 0 до R_b (см. рис. 13), считая, что $\frac{dP_z}{dz} \neq f(y)$:

$$\gamma \cdot g \cdot R_b \cdot dz - (1 + \mu_i^2) \cdot R_b \cdot \frac{dP_z}{dz} \cdot dz + C = 0. \quad (47)$$

Причем $C \neq f(y)$. В этом уравнении, как и раньше, первое слагаемое представляет собой силу тяжести, действующую на единицу длины (вдоль оси OX) элементарного слоя, протяженностью от $y = 0$ до $y = R_b$ и толщиной dz . Второе слагаемое – представляет собой результирующую силу сопротивления (за счет градиента давления и за счет силы внутреннего трения), действующую на этот элементарный слой. В этом случае C будет представлять собой силу трения, действующую на элементарный слой со стороны насыпи в области I:

$$C = -\mu_i \cdot dz \cdot P_y = -\frac{\mu_i}{1 + \mu_i^2} \cdot \gamma \cdot g \cdot k \cdot z \cdot dz. \quad (48)$$

Значение P_z в области I взято из (46). Подставляя выражение (48) в (47) и упростив его, получим:

$$(1 + \mu_i^2) \cdot R_b \cdot \frac{dP_z}{dz} \cdot dz - \frac{\mu_i}{1 + \mu_i^2} \cdot \gamma \cdot g \cdot k \cdot z \cdot dz = 0. \quad (49)$$

Приведем полученное уравнение к стандартному виду:

$$\frac{dP_z}{dz} = \frac{\gamma \cdot g}{1 + \mu_i^2} \cdot \left(1 - \frac{\mu_i \cdot k \cdot \operatorname{tg} \chi}{1 + \mu_i^2} \right). \quad (50)$$

Здесь выражено значение R_b из уравнения плоскости откоса:

$$y = \frac{z}{\operatorname{tg} \chi} = R_b. \quad (51)$$

Запишем интеграл уравнения (50), с условием, что на поверхности ($z = 0$) давление равно нулю:

$$P_z(z) = \frac{\gamma \cdot g}{1 + \mu_i^2} \cdot \left(1 - \frac{\mu_i \cdot k \cdot \operatorname{tg} \chi}{1 + \mu_i^2} \right) \cdot z. \quad (52)$$

Но в действительности давление зависит от координаты y . Поэтому будем теперь считать, что давление зависит и от координаты y в виде:

$$P_z(\rho, z) = \frac{\gamma \cdot g}{1 + \mu_i^2} \cdot \left(1 - \frac{\mu_i \cdot k \cdot \operatorname{tg} \chi}{1 + \mu_i^2} \right) \cdot A(y). \quad (53)$$

Исходя из граничных условий, требующих, чтобы на поверхности $y = 0$ давление равнялась выражению (46), получим:

$$\left(1 - \frac{\mu_i \cdot k \cdot \operatorname{tg} \chi}{1 + \mu_i^2} \right) \cdot A(0) = 1. \quad (54)$$

Следовательно, коэффициент k получается равным:

$$k = \left(1 - \frac{1}{A(0)} \right) \cdot \frac{1 + \mu_i^2}{\mu_i \cdot \operatorname{tg} \chi}. \quad (55)$$

Далее, очевидно, что на поверхности откоса давление также должно равняться нулю. Отсюда, согласно (53), следует, что $A(R_b) = 0$. Кроме того, $A(0) = \text{const}$. Наиболее просто этим двум условиям можно удовлетворить, полагая, что:

$$A(y) = A(0) \cdot \left(1 - \frac{y}{R_b} \right). \quad (56)$$

Подставляя (55) и (56) в (54), получим выражение для вертикального давления:

$$P_z(y, z) = \frac{\gamma \cdot g}{1 + \mu_i^2} \cdot (z - y \cdot \operatorname{tg} \chi). \quad (57)$$

Или, используя выражение (51), получим окончательно:

$$k = \frac{\mu_i}{\operatorname{tg} \chi} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \chi}, \quad (58)$$

где φ – угол внутреннего трения.

Здесь учтено, что при данном выборе осей координат давление уменьшается с ростом y , поэтому во втором уравнении системы (45) стоит знак «–».

Некоторые исследователи склоняются к мнению, что для идеального сыпучего материала угол внутреннего трения должен быть равен углу естественного откоса. Но тогда, согласно коэффициент бокового давления должен равняться единице. Т.е. для идеального сыпучего тела должен быть справедлив закон Паскаля. Однако сомнительно, чтобы для какой-нибудь реальной среды, кроме идеальной жидкости, давление во все стороны передавалось бы одинаково.

Определение коэффициента бокового давления (распора) в пористых горных породах по промысловым данным [16]. Данный метод предлагается в работе А.Н. Попова, Н.Н. Головкиной, Р.А. Исмакова (Уфимский государственный нефтяной технический университет).

С использованием данных о коэффициенте бокового распора проводятся прочностные расчеты стенок скважины в связи с наиболее часто встречающимися осложнениями: открытием поглощения бурового раствора в результате гидроразрыва скважины при бурении и цементирования, осыпанием, деформированием и разрушением стенок. Горные породы даже в пределах одного пласта изменяют свои свойства в широких пределах, поэтому при расчетах следует использовать их статистические характеристики с заданной вероятностью. При определении этих характеристик принимают, что их значения распределены в пределах пласта по нормальному или логарифмически нормальному законам.

Вертикальная компонента p_r (геостатическое давление) на заданной глубине определяется по величине средневзвешенной плотности вышележащих горных пород, а горизонтальная компонента p_b (боковое давление) прямо пропорциональна геостатическому давлению:

Значения коэффициента бокового распора лежат в интервале $\lambda_y \leq \lambda \leq \lambda_\infty$, где λ_y коэффициент бокового распора упругой породы, который можно определить посредством гипотезы А.Н. Динника $\lambda_y = \frac{\mu}{1-\mu}$; λ_∞ предельное значение к которому стремится λ в процессе релаксации напряжений.

Предлагается определение статистических характеристик коэффициента бокового распора пластов пористых горных пород с учетом величины их пористости и в условиях действия фактического пластового давления. Для этого не менее чем в трех скважинах необходимо определить пластовое давление, полную пористость в пределах толщины пласта и, с учетом ее фактического распределения, верхние значения пористости t_b с вероятностью 0,68. По величинам t_b для каждой скважины рассчитать параметр c , характеризующий долю площади по пути образования трещины гидроразрыва, занятую скелетом породы:

$$C = \exp(-19,1 \cdot m_p^2), \quad (59)$$

где m_p – верхнее значение пористости в долях единицы, и далее в случае непроницаемой стенки скважины по формуле:

$$\lambda_p = \left(p_{гр} - p_n \cdot (1 + C - 2C^2) \right) / \left(2C \cdot (p_r - p_n + C \cdot p_n) \right), \quad (60)$$

где $p_{гр}$ – давление гидроразрыва, p_n – пластовое давление, p_r – геостатическое давление, а в случае проницаемой стенки по формуле:

$$\lambda_p = \left(p_{гр} \cdot (2 - c) - 2p_n \cdot (1 - c^2) \right) / \left(2c \cdot (p_r - p_n + c \cdot p_n) \right). \quad (61)$$

Из формул (60) и (61) следует, что при известных p_r , p_n , $p_{гр}$ и c можно найти расчетные значения λ_p при каждом испытании скважины на гидроразрыв, а при наличии ряда испытаний – статистические характеристики: среднее арифметическое значение $\overline{\lambda_p}$ и среднее квадратическое отклонение s_p , которые связаны со статистическими характеристиками коэффициента бокового распора следующими зависимостями:

$$\overline{\lambda} = \frac{\overline{\lambda_p}}{1 - w}, \quad (62)$$

$$s_\lambda = \overline{\lambda} \cdot w. \quad (63)$$

где $\overline{\lambda}$ и s_λ – среднее арифметическое значение и среднее квадратическое отклонение коэффициента бокового распора горной породы пласта; $\overline{\lambda_p}$ и w – среднее арифметическое значение и коэффициент вариации расчетной величины коэффициента бокового распора.

Величина давления в скважине, соответствующая условию $\sigma_{tc} = 0$, принята в качестве давления гидроразрыва $p_{гр}$, зависимость которого от p_r и p_n имеет вид:

$$p_{гр} = A \cdot p_r + B \cdot p_n, \quad (64)$$

где A и B – коэффициенты пропорциональности, которые для случая непроницаемой стенки скважины соответственно равны $A = 2c\lambda$; $B = (1 - c)(2c(1 - \lambda) + 1)$, а для случая проницаемой стенки скважины – $A = 2c\lambda / (2 - c)$ и

$$B = \left(2(1 - c)(c(1 - \lambda) + 1) \right) / (2 - c).$$

Величины расчетных значений λ_p и m_p определены из следующей предпосылки. С увеличением коэффициента бокового распора давление гидроразрыва растет, а с увеличением общей пористости – снижается, т.е. трещина гидроразрыва должна зарождаться в интервале с наименьшим λ и с наибольшей m , но такое событие маловероятно. В бурении принят уровень α малых вероятностей равным 0,025. Этот уровень принят и для

наихудшего сочетания расчетных значений λ_p и m_p . Тогда вероятность P каждой расчетной характеристики составит:

$$P = 1 - 2\alpha^{0,5} = 1 - 2 \cdot 0,025^{0,5} = 0,684,$$

а соответствующий параметр нормального распределения $t \approx 1$. Величины λ_p определены из допущения о нормальном распределении в пределах пласта:

$$\lambda_p = \bar{\lambda} - ts_{\lambda} = \bar{\lambda} - s_{\lambda}. \quad (65)$$

Распределение пористости в пределах пласта может быть нормальным и логарифмически нормальным. Проверка принятых допущений и расчетных формул проведена по опубликованным данным [3], которая показала, что предложенный способ определения λ_p дает надежные результаты применительно к расчету давления гидроразрыва из условия его предупреждения.

Определение величины коэффициента бокового давления грунта профессором А.Н. Богомоловым.

При проведении расчетов в большинстве случаев требуется знать величину коэффициента бокового давления грунта в предельном состоянии. Для определения этой величины предложен метод, изложенный в работе [17]. Данный метод основан на расчете величины коэффициента запаса устойчивости в точках массива однородного и изотропного связного грунта с горизонтальной внешней границей.

Оказалось, что величины коэффициентов запаса устойчивости в точках бесконечно толстых слоев связного и несвязного определяются одной и той же формулой

$$K = \frac{[(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\alpha + (\sigma_x + \sigma_z)] \cdot \operatorname{tg} \varphi}{(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha}, \quad (66)$$

где σ_z ; σ_x ; τ_{xz} и α – соответственно, безразмерные напряжения и угол наклона наиболее вероятной площадки сдвига в рассматриваемой точке грунтового массива.

Разница заключается в том, что при определении значений напряжений надо использовать величины коэффициента бокового давления, которые характерны для этих категорий грунтов.

Для построения наиболее вероятной поверхности разрушения в грунтовом массиве используем методику, основанную на анализе его напряженно-деформированного состояния [18]. Все вычисления проведены при

помощи пакета прикладных компьютерных программ ASV32, разработанного в ВолгГАСУ [19], расчетная схема приведена на рис. 14.

В результате вычислений построены графические зависимости вида $K = f(\xi_0)$, приведенные на рис. 15.

Применяя полученные кривые и соответствующие аппроксимирующие выражения, можно построить графическую зависимость вида $\varphi = f(\xi_0)$ при условии, что $K=1$. Данная зависимость приведена на рис. 16.

Сопоставим полученные нами результаты с известными решениями. Рассмотрим широко используемую формулу, приведенную в работе [20], согласно которой величина коэффициента бокового давления определяется, как численное значение отношения главных напряжений σ_3/σ_1 в точках массива несвязного грунта, находящегося в предельном состоянии

$$\xi_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (67)$$

В табл. 6 записаны результаты вычислений величины коэффициента бокового давления по формуле (6) $\xi_0^{(5)}$, и соответствующие ее значения $\xi_0^{\text{гр}}$, определенные по графикам, построенным в среде Mathcad и приведенным на рис. 15.

Таблица 6

$\varphi, ^\circ$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$\xi_0^{(5)}$	0,824	0,703	0,585	0,488	0,400	0,329	0,270	0,221	0,173
$\xi_0^{\text{гр}}$	0,840	0,704	0,589	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172

Сопоставление величин коэффициентов бокового давления, определенных по графику (рис. 16), и при помощи формулы (66) показывает, что их численные значения отличаются друг от друга максимум на 1,9%.

Полученный результат свидетельствует о том, что при вычислении численных значений величины коэффициента бокового давления грунта в предельном состоянии предпочтительно и наиболее обосновано использование формулы (67), предложенной В.А. Флориным [2].

Выводы: Аналитические методы расчета величины коэффициента бокового давления при их использовании для одних и тех же грунтов дают результаты существенным образом отличающиеся друг от друга. При их выборе следует учитывать условия каждой конкретной задачи таким образом, чтобы граничные условия с максимальной степенью соответствовали ее условиям. При определении величины коэффициента бокового давления грунтового массива в предельном состоянии следует использовать формулу В.А. Флорина.

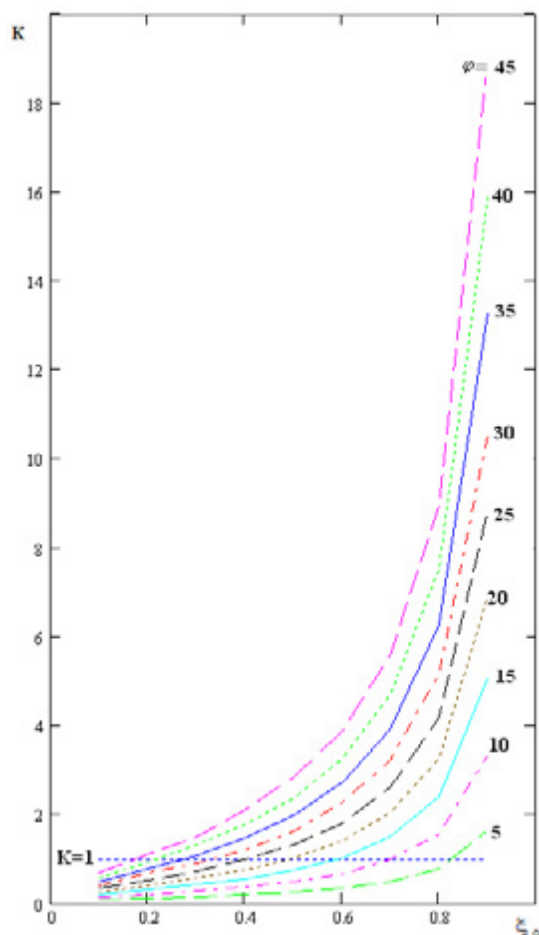


Рис. 15. Расчетные кривые вида $K = f(\xi_0)$



Рис. 14. Расчетная схема МТФКП для бесконечно толстого слоя грунта

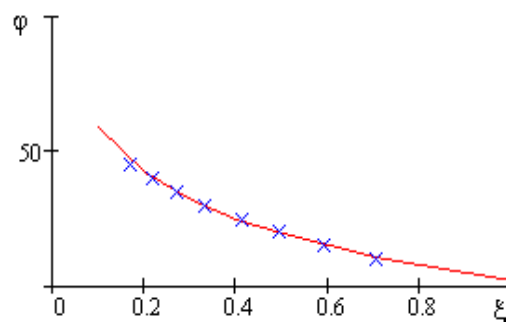


Рис. 16. График зависимости вида $\varphi = f(\xi_0)$ при $K=1$

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Беллиндир Е.Н., Гольдин А.Л., Готлиф А.А. Расчетные и экспериментальные исследования бокового давления грунта на блочной насосной станции Запорожской АЭС. «Основания, фундаменты и механика грунтов», № 2, 1972.
2. Флорин В.А. Основы механики грунтов, т. 1. Госстройиздат, М. –Л., 1959.
3. Шихиев Ф.М. О взаимосвязи между напряжениями и деформациями в грунтах. Труды Бакинского филиала ВОДГЕО, вып. 1, 1967 г.
4. Прушка Л. О коэффициенте бокового давления состояния покоя зернистой среды. «Основания, фундаменты и механика грунтов», № 1, 1978.
5. Медков Е.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Учебное пособие. Изд – во МИИТа, М, 1956.
6. Черняев В.Ф. К определению коэффициента бокового давления покоя. Основания и фундаменты сборник №2, ВИСИ, Воронеж, 1975.
7. Berger Y. «Der Ruhedruck in der Praxis» Baningenieur H. B, 1966.
8. Franke E. «Ruhedruck in Ruhasionslosen Boden in ebenen Fall». Bautechnik, №2, 1967.
9. Jaky. «Anyngalminyomastenyeyzoye» Magyar Mern. Ep. Egly. Korln № 22. Budapest, 1944.

10. *Hartmann F.* «Die berechnung des Ruhedruck in Rohasionslosen Boden bei waagerechter Oberfläche». Bautechnik H. 11, 1967.
11. *Пузыревский Н.П.* Фундаменты. ОНТИНКТПСССР, Л., М., 1934.
12. *Покровский Г.И.* Исследование по физике грунтов. ОНТИ, М., Л., 1937.
13. *Шихиев Ф.М.* Кинематическая теория давления грунта на причальные сооружения и другие типы жёстких и гибких ограждений. Автореферат докторской диссертации. Л., 1965.
14. *Малинин П.А., Чернопазов С.А., Воробьёв А.В.* «Особенности расчёта давления на подпорные стены» сб. ЗАО «ИнжПроектСтрой»
15. *Федосеев В.Б.* «Боковой коэффициент и давление в насыпи сыпучего материала» Электронный научный журнал «Исследовано в России», №058, 2007.
16. *Попов А.Н., Головкина Н.Н., Исмаков Р.А.* «Определение коэффициента бокового распора пористых горных пород по промысловым данным», Нефтегазовое дело, 2005.
17. *Богомолов А.Н. и др.* К вопросу о минимальных значениях коэффициента бокового давления грунтов / Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Естественные науки. - Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2007. –Вып. 6 (23).
18. *Богомолов А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. – Пермь: ПГТУ, 1996.
19. *Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Редин А.В.* Пакет прикладных компьютерных программ для исследования устойчивости грунтовых массивов ASV32 // Город, экология, строительство : программа, докл. и сообщения Междунар. науч.-практ. конф. – Каир (Египет), 1999.

***А.Н. Богомолов, С.В. Кузнецова, О.А. Богомолова, С.И. Шиян,
Б.С. Бабаханов, Р.С. Нестеров, А.В. Соловьев, А.В. Прокопенко***

ОЦЕНКА РИСКОВ ВОЗНИКНОВЕНИЯ ОПОЛЗНЕВОГО ПРОЦЕССА И НАЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ЗАПАСА ПРИ РАСЧЕТЕ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
Тюменский государственный архитектурно-строительный университет

Результаты мониторинга за протеканием оползневых процессов говорят о том, что последние активно проявляются примерно на 40% овражных и 70% речных склонов Юга России. Зачастую негативные склоновые процессы являются следствием антропогенных и техногенных воздействий и возникают там, где в природных условиях без каких-либо стимулирующих воздействий это просто невозможно. Особую тревогу и озабоченность активизация склоновых процессов вызывает в том случае, когда это происходит вблизи различного рода трубопроводов, крупных объектов химической промышленности, атомных и гидроэлектростанций, других гидротехнических сооружений и открытых карьеров добывающих отраслей про-

мышленности. В этом случае активные склоновые процессы представляют серьезную угрозу экологической и экономической безопасности государства. В этом контексте очевидной является актуальность задачи о надежной оценке склонов для управления склоновыми процессами с целью минимизации вероятности возникновения аварийной ситуации и снижения соответствующих рисков.

Под надежностью оценки склонов следует понимать их способность воспринимать всю совокупность внешних воздействий – нагрузок, природно-климатических, техногенных и антропогенных факторов – в течение заданного срока с обеспечением нормальной эксплуатации размещенных на склонах сооружений и сельскохозяйственных угодий. Базой для обеспечения надежной оценки склонов должны являться результаты инженерно-геологических изысканий, содержащие сведения, большинство из которых в явном виде не регламентируется современными нормативными документами. К таким относятся:

1. Сведения о геоморфологических особенностях территории, включающие инженерно-геологические разрезы, данные о высоте, заложении склонов, бортов откосов и отвалов. Необходимо проводить группировку участков земной поверхности по подобию геоморфологических особенностей элементов рельефа и их относительного возраста, потому, что такие участки будут иметь примерно одинаковые набор и мощность пород геолого-генетических комплексов, степень выветривания, релаксации природных напряжений, приблизительно равные вероятности возникновения склоновых, суффозионных процессов и явлений просадки.

2. Информация о стратиграфических особенностях пород в пределах рассматриваемой территории. При этом необходимо обращать внимание на однотипность в разрезе литолого-генетических или петрографических типов пород в одинаковой степени измененных процессами выветривания, суффозии, нагружения и разгрузки, другими техногенных факторов.

3. Сведения о гидрогеологических особенностях осваиваемых территорий: степени обводненности пород, условиях питания и дренирования грунтовых и подземных вод, их техногенном загрязнении и химическом составе. Необходимо собирать достоверные данные о количестве горизонтов грунтовых и подземных вод; их глубине залегания; условиях отведения дренируемых вод; напорах, уклонах поверхностей пьезометрических уровней; выщелачивающей агрессивности к породам, их примесям, цементу и металлам; содержании карбонатных, сульфатных и железистых соединений; свободной углекислоты.

4. Данные о климатических условиях осваиваемых территорий, в том числе, о количестве единовременно выпадающих осадков; глубинах зама-

чивания грунтов в периоды затяжных дождей; глубинах сезонного промерзания грунтов.

5. Информация о наличии на рассматриваемой территории опасных природных и техногенных процессов, входящих в один парагенетический ряд вместе с оползнями; условиях их активизации; соответствующем наборе мероприятий инженерной защиты и т.д.

Учитывая объем означенной выше информации, а также тот факт, что грунты сами по себе являются сложными многофазными дисперсными системами, можно сделать вывод о том, что создание единой универсальной расчетной модели, адекватно описывающей напряженно-деформированное состояние грунтового массива сложной геометрии, и пригодных для инженерной практики, практически невозможно.

При анализе и определении надежности природных склонов и противооползневых сооружений, как и для грунтовых оснований, могут быть использованы: основные положения математической теории надежности многоэлементных технических систем применительно к решению задач строительной механики; методы расчета устойчивости склонов и противооползневых удерживающих конструкций по предельным состояниям; методы расчета деформаций и устойчивости склонов (I и II предельные состояния) с учетом строительных свойств грунтов, как природной многофазной среды; статистические и вероятностные методы оценки физико-механических свойств грунтов откосов, склонов и земляных сооружений как природно-геологических образований.

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

Риск вычисляется для неизвестных событий, наступление которых весьма вероятно, степень вероятности может быть оценена.

Количественная оценка риска зачастую совпадает с величиной вероятности для простых задач, что позволяет с большей степенью точности решить сложную в техническом отношении задачу. Например, с помощью теории риска с большой степенью достоверности определяются численные значения динамических параметров, положенных в основу расчета величины коэффициента запаса устойчивости склона с учетом интенсивности сейсмического воздействия. На этой основе в теории риска дается приближенное решение задачи об оценке влияния случайных внешних сил и случайного характера изменения физико-механических свойств грунта в откосах и склонах при проектировании противооползневых сооружений.

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

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

Расчет напряженно-деформированного состояния грунтового массива должен проводиться численными методами с учетом сделанного выше замечания.

В основу метода положена статистически обоснованная величина неизбежного риска, которому подвергается склон в конкретных условиях. Для оценки риска устанавливается отрезок времени, в течение которого должна быть обеспечена устойчивость склона. Вторым фактором является значимость (категория) склона, которая определяется в зависимости от величины расхода на восстановление тех разрушений, которые могут произойти в результате оползня. Как правило, повышение риска снижает расходы на мероприятия по укреплению склона, но при этом оползень может произойти раньше расчетного времени [3].

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

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

Рассмотрим пример анализа устойчивости склона, для которого возможная поверхность скольжения примерно параллельна дневной поверхности [3].

За основной параметр, характеризующий устойчивость, примем интенсивность переувлажнения и повышение порового давления.

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

Для определения расчетной интенсивности оползня существенное значение имеет период повторяемости (цикличность процесса). Для крупных оползней период повторяемости больший, чем для малых, поэтому вероятность возникновения крупного оползня и разрушения объекта с малым сроком эксплуатации будет невелика, соответственно, уменьшается степень риска.

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

Целевую функцию $E(U)$ определим из выражения:

$$E(U) = E(B) - E(C) - E(D),$$

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

Первоначальная стоимость сооружения определится как детерминистическая величина по формуле:

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

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

После преобразований

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

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

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

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

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

$$Y_1 = [r \cdot (D_1 - D_2) / n_1 \cdot y \cdot A_{11}]^{1/(n_1+r)};$$

$$Y_2 = [r \cdot D_2 \cdot K / n_2 \cdot y \cdot A_{12}]^{1/(n_2+r)},$$

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

В обеих формулах степень риска (r) принимается одинаковой по величине.

Известно [4], что при расчете грунтовых массивов по первой группе предельных состояний (прочности и устойчивости) коэффициенты запаса могут быть определены на основе рассмотрения трех групп показателей: а) по сопоставлению фактически действующей и разрушающей нагрузок; б) по соотношению удерживающих и сдвигающих усилий, действующих вдоль наиболее опасной поверхности разрушения; в) по сопоставлению сдвиговых характеристик сдвига.

При рассмотрении показателей первой группы следует, по всей видимости, говорить о коэффициентах запаса прочности.

Под коэффициентом запаса прочности в точке грунтового массива в интерпретации авторов работы [5] понимается величина, которая определяется как отношение предельного касательного напряжения $\tau_{\alpha\text{пр}}$ к действующему на рассматриваемой площадке τ_{α} , и вычисляется по формуле

$$\eta_{\text{п}} = \frac{\tau_{\alpha\text{пр}}}{\tau_{\alpha}} = 2\tau_{\text{max}} \cos \varphi [c + \operatorname{tg} \varphi ((\sigma_1 + \sigma_2) - 2\tau_{\text{max}} \sin \varphi)]^{-1}, \quad (1)$$

где τ_{max} ; σ_1 и σ_2 – соответственно максимальное касательное и главные напряжения в рассматриваемой точке; φ и c – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Построив изолинии $\eta_{\text{п}}$, можно определить положение, размер и форму областей предельного состояния (ОПС) грунта, если таковые имеются. При незначительных размерах ОПС можно утверждать, что массив в целом устойчив, что при анализе его напряженного состояния можно использовать решения задач линейной теории упругости. Однако для количественной оценки степени прочности (устойчивости) как грунтового откоса, так и основания сооружения эта величина не пригодна.

Величина коэффициента запаса прочности основания сооружения $\eta_{\text{п.о.}}$ определяется как отношение величины предельно допустимой нагрузки к величине фактически действующей – расчетной нагрузки.

$$\eta_{\text{п.о.}} = p_{\text{пд}} / p_{\text{р}}. \quad (2)$$

При этом возникает дополнительный вопрос о том, каким способом следует определять величину предельно допустимой (разрушающей) нагрузки? Ведь при определении этой величины разными методами ее численное значение будет разным.

Очевидно, что показатели второй группы используются в том случае, когда расчет основания сооружения проводится на сдвиг по прямолиней-

ной, ломанной, криволинейной (не обязательно круглоцилиндрической) или комбинированной поверхности сдвига.

Под коэффициентом запаса устойчивости K рекомендуется [4] понимать величину отношения алгебраических сумм моментов удерживающих и сдвигающих сил, действующих по наиболее вероятной (опасной) поверхности скольжения, если речь идет об откосе, или выпора, если речь идет о выпоре грунта основания из под фундамента сооружения.

$$K = \Sigma M(F_{уд}) / \Sigma M(F_{сд}). \quad (3)$$

Следует подчеркнуть, что численные значения коэффициента запаса прочности η и коэффициента запаса устойчивости K , вычисленные для одного и того же объекта при одинаковых условиях, совпадать не будут.

Для использования третьей группы показателей необходимо знать численные значения удельного сцепления C^* и угла внутреннего трения φ^* , при которых численное значение коэффициента запаса устойчивости при действии на сооружение расчетной нагрузки будет равно $K = 1$. Тогда соответствующий коэффициент запаса $K_{(сф)}$ буде определяться простым выражением

$$K_{(сф)} = C_d (C^*)^{-1} = \operatorname{tg} \varphi_d (\operatorname{tg} \varphi^*)^{-1}. \quad (4)$$

где C_d и φ_d – действительные (расчетные) значения удельного сцепления и угла внутреннего трения, определенные в лабораторных условиях.

Теперь обратимся ко второму вопросу, вопросу о том, какими именно следует назначать величины коэффициентов запаса? Ведь расчет устойчивости геотехнических объектов проводится с цель сопоставления численных значений нормативного коэффициента запаса и коэффициента запаса, полученного на основании расчета. Если величина коэффициента запаса, полученная на основании расчета, больше или равна нормативному (нормируемому, задаваемому, устанавливаемому), то устойчивость объекта обеспечена, если меньше, то надо предпринимать какие-то меры по обеспечению его безопасной эксплуатации.

В.А. Флорин [4] указывает: «как правило, в зависимости от класса и типа сооружения, а также от степени достоверности определения расчетных параметров сопротивления сдвигу и применяемых методов расчета рекомендуемые значения коэффициентов запаса могут изменяться от 1 до 1,5 при среднем значении 1,25–1,3».

Как видно, данная рекомендация не отличается большой определенностью, но зато указывает три позиции, которые должны в обязательном

порядке учитываться при назначении коэффициентов запаса. Тогда величина общего коэффициента запаса может быть определена выражением

$$n = n_1 \times n_2 \times n_3, \quad (5)$$

которое обеспечивает независимость коэффициентов запаса по отдельным позициям.

1. *Класс и тип сооружения.* Коэффициент запаса по этой позиции должен назначаться исходя из оценки стоимости сооружения, его значения для народного хозяйства, риска человеческих потерь и суммарного экологического и экономического ущерба, могущего возникнуть при разрушении сооружения.

2. *Расчетные параметры сопротивления сдвигу.* Коэффициенты запаса по этой позиции должны назначаться на основе оценки статистической погрешности при лабораторных испытаниях грунтов.

3. *Методы расчета.* Коэффициенты запаса по этой позиции должны назначаться исходя из оценки степени адекватности применяемых расчетных методов и расчетных схем реальным условиям эксплуатации объекта.

По нашему мнению, коэффициенты запаса n_1 по первой позиции должны устанавливаться на государственном уровне, должны быть едиными и обязательными для применения.

Коэффициенты запаса n_2 по второй позиции должны устанавливаться саморегулирующейся организацией, осуществляющей инженерно-геологические изыскания, она должна гарантировать максимальную достоверность расчетных характеристик, выдаваемых проектировщику, обеспечивая тем самым минимальные значения коэффициентов запаса по этой позиции.

Нам представляется, что для этих целей весьма подходит предложение Муллера Р.А. [6], которое заключается в том, что для определения коэффициента запаса по предельной нагрузке на фундамент необходимо найти дисперсию D_p кривой распределения предельной нагрузки p (или предельного давления P).

Изменчивость предельной нагрузки будет равна

$$C_v = (D_p)^{0,5} (p_{cpn})^{-1}, \quad (6)$$

где p_{cpn} – средняя величина предельной нагрузки, вычисленная при нормативных величинах удельного сцепления C , угла внутреннего трения φ , объемного веса грунта γ и глубины заложения фундамента h_3 (или боковой пригрузки $q = \gamma h_3$).

Расчетное значение предельной нагрузки определяется по кривой распределения путем откладывания от средней величины n стандартов, т.е.

$$p_{\text{расч}} = p_{\text{ср } n} - n \sqrt{D_p} \quad (7)$$

Коэффициент запаса n_2 найдем как отношение средней предельной нагрузки к величине расчетной нагрузки

$$n_2 = p_{\text{ср } n} (p_{\text{ср } n} - n \sqrt{D_p})^{-1} = (1 - n C_v)^{-1}. \quad (8)$$

Дисперсия кривой распределения предельной нагрузки функционально зависит от удельного сцепления, угла внутреннего трения, глубины заложения фундамента и объемного веса грунта, т.е.

$$p = f(c, \varphi, h_z, \gamma). \quad (9)$$

Если эта функция задана аналитически, то, как это принято в теории вероятностей, можно использовать приближенный метод линеаризации.

В этом случае величина D_p определяется как

$$D_p = D_c \left(\frac{\partial p}{\partial c} \right)^2 + D_\varphi \left(\frac{\partial p}{\partial \varphi} \right)^2 + D_{h_z} \left(\frac{\partial p}{\partial h} \right)^2 + D_\gamma \left(\frac{\partial p}{\partial \gamma} \right)^2, \quad (10)$$

где D_c , D_φ , D_{h_z} , D_γ — соответственно дисперсии кривых распределения величин, входящих в правую часть формулы (9).

Подставляя величины, определенные по формулам (6) и (10), в формулу (7), получим статистически обоснованное необходимое значение коэффициента запаса n_2 .

Здесь необходимо сделать следующее замечание. При проведении лабораторных исследований по установлению величин c ; φ и γ , входящих в выражение (9), их численные значения получаются изменяющимися в некоторых интервалах. Обычно, в качестве расчетных значений этих величин принимаются значения, равные их математическим ожиданиям или меньшие последних [7]. Если в качестве расчетных приняты математические ожидания физико-механических свойств, то риск разрушения грунтового массива R при заданном коэффициенте запаса n_2 будет составлять 50%. Поэтому при необходимости степень риска должна регулироваться величиной этого коэффициента.

Для решения вопроса о приемлемом уровне риска А.И. Арсентьевым [8] на основе анализа результатов исследований, проведенных Дж.Л. Томпсоном и Дж.Г. Кемени [9], было предложено использовать функцию опасения последствий увеличения принимаемого параметра.

Выбор расчетных методов (*третья позиция*) — это выбор расчетчика и проектировщика, определяемый их опытом и эрудицией. И коэффициенты запаса n_3 , назначаемые по этой позиции, должны устанавливаться исполнителем. Однако, осуществляя выбор расчетных методов, надо учи-

тивать и рекомендации нормативных документов. Например, в п. 5.3 СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» написано, что для обоснования надежности и безопасности гидротехнических сооружений должны выполняться «расчеты напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-основание» на основе применения современных, главным образом, численных методов механики сплошной среды с учетом реальных свойств материалов и пород оснований. Обеспечение надежности системы «сооружение-основание» должно обосновываться результатами расчетов по методу предельных состояний их прочности, устойчивости».

Наши исследования показали, что в подавляющем большинстве случаев величина коэффициента запаса, вычисленная по формуле (5), больше величины коэффициента запаса, обеспечивающего присутствие качественного признака предложенного нами [10] критерия безопасной эксплуатации грунтовых массивов – отсутствие зон областей предельного состояния грунта. Таким образом, для назначения проектного значения коэффициента запаса устойчивости K или прочности η можно использовать рекомендации, приведенные в работах [10, 11].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сеницын А.П. Расчет конструкций на основе теории риска. – М.:Стройиздат, 1985.
2. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1977.
3. Шадунц К.Ш. Анализ оползневой процесса на основе теории риска / Вестник ВолгГАСУ. Серия: Строительство и архитектура. 2008. Вып. 10(29).
4. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – М., Л.: Госстройиздат, 1959. Т. I.
5. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. – М.: Высшая школа, 1981.
6. Муллер Р.А. К обоснованию величины коэффициента запаса при расчете фундаментов на устойчивость // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1965. №3.
7. Арсентьев А.И. Учет уровня риска и фактора времени при расчете устойчивости борта карьера // Физические процессы горного производства. Всесоюзный межвузовский сборник. – Л.: ЛГИ, 1979. Вып. 6.
8. Арсентьев А.И. и др. Определение главных параметров карьера. – М.: Недра, 1976.
9. Томпсон Дж.Л., Кемени Дж.Г. и др. Введение в конечную математику. – М.: Мир, 1965.
10. Богомолов А.Н. и др. Определение критерия безопасной эксплуатации грунтового откоса //Будівельні конструкції : Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво)/ Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Міністерства регіонального розвитку та будівництва України.- Вип. 71: В 2-х кн.- Книга 2. – Київ, НДІБК, 2008.
11. Богомолов А.Н. и др. К вопросу об обеспечении устойчивости откосов грунтовых сооружений и насыпей дорожного полотна //Наука, техника и технология XXI века (НТТ-2007).Материалы III Международной научно-технической конференции. Нальчик: КБГТУ, 2007.

Р.Т. Акчурин

ЕВРОПЕЙСКИЙ ПОДХОД К СТРОИТЕЛЬСТВУ И МОДЕРНИЗАЦИИ СОВРЕМЕННОЙ ЭНЕРГОИНФРАСТРУКТУРЫ

ООО «Лукойл-Волгоградэнерго»

Базовым условием промышленно-технологического скачка российской экономики, создания современных конкурентоспособных производств, является максимальная доступность и эффективность инфраструктуры для всех инвесторов. Высокая инфраструктурная насыщенность позволяет органично перейти от моноукладной сырьевой модели к многоукладной инновационной экономической системе.

В рамках решения задачи снятия инфраструктурных барьеров в сфере энергообеспечения промышленных производств и сельскохозяйственных предприятий государство является естественным субъектом, формирующим единую политику в области обеспечения доступности и равенства позиций различных категорий потребителей по отношению к поставщикам энергоресурсов. На практике такая декларируемая позиция государства зачастую используется для финансирования за счёт основного объёма потребителей некоторых привилегированных категорий либо финансирования в рамках тарифов отдельных категорий производителей. Подобная ситуация характерна как для нашей страны, так и для большинства государств мира. По факту потребители энергоресурсов сталкиваются с замаскированными («скрытыми») налогами, которые финансируют либо социальные обязательства (такая ситуация характерна для России), либо технологическое развитие энергосектора, более характерное для большинства развитых европейских государств, а также США и Канады.

Технологическое развитие энергосектора в современных условиях чаще исходит из принципа политической, нежели технологической целесообразности и имеет важное политическое значение. Наиболее ярко наличие существенной политической составляющей (причём, направленных часто в отношении конкретного единственного адресата) иллюстрируют выступления известных финансистов, лидеров общественного мнения и представителей партийных структур. Так, финансист Джордж Сорос изначально формирует свою позицию не с точки зрения экономики, но больше политики: «Ключом к нейтрализации геополитического преимущества России станет создание единой европейской энергетической политики (реализация которой будет проводиться наднациональным регулирующим органом, имеющим приоритет над национальными регулирующими органами) и единой европейской сети распределения энергии. Это лишит Россию возможности

играть силами одной страны против другой, поскольку энергия, предоставляемая любым национальным дистрибьютором, сразу же будет становиться доступной для клиентов во всех других странах... Реализация такого подхода могла бы служить достижению еще одной общей цели – установлению контроля над климатическими изменениями».

Понятно, что и поддержка программ возобновляемых источников энергии в данной ситуации – во многом политическая задача. Она позволяет достичь как некоторых внутривнутриполитических целей – продемонстрировать заботу об окружающей среде, так и внешнеполитических – например, использовать данные по возобновляемым источникам энергии в переговорах с поставщиками энергоресурсов. В основном по этим причинам уровень прямого и скрытого субсидирования использования возобновляемых источников крайне высок. В США программа Production Tax Credit предусматривает дотирование в размере 2 центов за кВт·ч в первые 10 лет работы установки на возобновляемых источниках энергии, в целом же и в США и в Евросоюзе на поддержку программ альтернативной энергетики тратится по 5–6 млрд. долларов в год. Электроэнергия из возобновляемых источников, как правило, приобретается по более высоким тарифам (feed-in). Такие feed-in тарифы действуют (по состоянию на конец 2011 г.) в 45 государствах.

В Евросоюзе лидером остаются страны Северной Европы. Например, в Германии наблюдается явный рост потребления электроэнергии из возобновляемых источников: если в 2003 г. их доля составляла 3,5% в общем объеме, то уже в 2006 г. – 5,5%, а к концу 2007 г. вплотную приблизилась к отметке 7% от всей потребляемой в стране электроэнергии. В дальнейшем эти показатели стали базовыми для многих программ Евросоюза, принятых в начале десятых. Пока такое развитие строится на фактическом перекрестном субсидировании, установленном еще Законом о приоритете возобновляемых источников энергии (далее – EEG). Закон установил возможность фиксации тарифов на срок до 20 лет и очень высокий уровень тарифов на электроэнергию из возобновляемых источников – до 3–5 раз от действующего уровня, но известны также и случаи, когда такие тарифы выше среднего уровня и в 7–9 раз. По данным журнала The Economist в Германии имеется свыше 160 научных центров, работающих над проблемами солнечной энергетики, а компания Q-Cells – мировой лидер отрасли. Другие страны Евросоюза также активны в этом направлении. На сегодняшний день Дания производит свыше 20% электроэнергии на ветроэлектростанциях, а неизбежно возникающая нестабильность производства нивелируется поставками электроэнергии с общеевропейского рынка. При этом по состоянию на конец 2009 г. цена на электроэнергию в Дании составляла один из самых высоких показателей в Евросоюзе: 28,5 евроцента за 1 кВт·ч. Первый оффшорный ветропарк Дании появился в 1991 г., на начало 2012 г. страна владеет уже девятью ветропарками совокупной мощностью свыше 630 мегаватт, вт·ч. огромным двухсотмегаваттным «Хорнс Рев 2». Соседняя Герма-

ния, несмотря на наличие 17 тысяч ветроэнергоустановок в стране, запустила свой первый оффшорный ветропарк «Альфа Вентус» только в 2010 г. В ближайшие годы в планах немецких энергетиков строительство 22 ветропарков в Северном море и трех – на Балтике.

В Италии совместный проект Sharp и Enel предполагает строительство солнечных электростанций мощностью 189 МВт к концу 2012 г. При строительстве солнечных электростанций на каждый кВт мощности затрачивается от 10 до 18,5 тысяч долларов, т.е. сумма, кратно превышающая объем инвестиций в традиционные источники.

В США принята программа, которая предполагает удвоение в ближайшие годы доли возобновляемых источников энергии, а к 2025 г. их доля должна превышать 25% общего энергопотребления США. Евросоюз рассчитывает иметь долю возобновляемых источников более 20% к 2020 г., а Китай к тому же 2020 г. – 16%. В 2010 г. КНР инвестировала в развитие возобновляемых ресурсов – ветро- и фотоэнергетику почти 35 млрд долларов, став безусловным абсолютным лидером по объёмам и темпам роста мощностей такого типа.

Показателен пример Великобритании, в которой уже сформировано и выделено 9 зон для строительства ветроэлектростанций общей мощностью свыше 32 ГВт. Совокупный размер вложений превышает 120 млрд. долларов. Введение таких мощностей позволит покрыть до четверти потребности Соединенного Королевства в электроэнергии. При этом для строительства ВЭС предполагается использовать инфраструктуру истощающихся шельфовых нефтяных месторождений в Северном море. Изготовление таких комплексов предполагает задействование до 50 тысяч рабочих мест в машиностроении.

Евросоюз рассматривает проект строительства в Сахаре крупнейшей в мире системы солнечных электростанций (заявленная стоимость – 400 млрд. евро) – «Солнечный Город». Хотя по масштабу поставленных задач и амбициям участников проекта (поставка электрической энергии в Европу по подводным кабелям постоянного тока) проект правильнее назвать «Солнечные Континенты»

В условиях низкой экономической эффективности альтернативных источников энергии, только прямое государственное регулирование обеспечивает их опережающий рост. При этом очевидно, что прямое финансирование строительства новой энергоинфраструктуры из средств государственных бюджетов стран Евросоюза и Северной Америки даже не рассматривается. Этому есть несколько серьезных причин. В частности, дефицитность бюджетов большинства развитых стран, вынужденное секвестирование социальных расходов которых не позволяет оправдывать какие-либо дополнительные инвестиции. Также можно отметить тенденцию перекладывания модернизационных затрат от государства на конкретных реальных производителей.

В результате относительно неплохо контролируемая деиндустриализация в Германии по сравнению с остальными государствами – членами Евросоюза, на фоне искусственно завышенных за счёт feed-in механизмов тарифов, получила дополнительный импульс. К основному фактору снижения конкурентоспособности – высокому уровню заработной платы и серьезным социальным обязательствам работодателей добавился дополнительный существенный рост энерготарифов, что еще снизило конкурентоспособность европейской промышленности. Увеличение тарифов для конечных потребителей за счет производителей электроэнергии из возобновляемых источников достаточно велико. Например, уровень установленного тарифа поставщику «зеленой энергии» в конце 2011 г. в Евросоюзе выглядел следующим образом:

Австрия – 0,6 Евро/кВт·ч. (для мощности менее 20 кВт);

Германия – 0,57 Евро/кВт·ч (для мощности менее 30 кВт);

Люксембург – 0,5 Евро/кВт·ч

Общеевропейская практика состоит в том, что поставщики электрической энергии должны приобретать значительное количество (до 15%) энергии у производителей с возобновляемыми источниками. В результате, с учётом органически присущей возобновляемым источникам нестабильности производства, энергокомпании вынуждены затрачивать значительные средства на дополнительное резервирование, поддержание избыточных транспортных и генерирующих мощностей. Кроме того, безусловно необходимые и полезные системы Smart Grid, изначально закладываются с громоздкой инфраструктурой, учитывающей малые нестабильные источники энергии.

Официальные источники, например, в Германии указывают, что в 2011 г. уровень «перекрестного субсидирования» на «зеленую электроэнергетику» в тарифах энергокомпаний составил лишь 2,5% (0,43 Евроцента/кВт·ч). Однако с учётом значительных инфраструктурных нагрузок и дополнительных затрат, функционирование существующей модели развития производства из возобновляемых источников обходится европейцам, как минимум, в виде 20–25% прибавки к тарифу.

Несмотря на существование энергетического рынка в Европе и наличия нескольких относительно независимых участников, уровень государственного регулирования, в том числе и через посредство внедрения возобновляемых источников энергии, таков, что не допускает никакой значимой вариативности в поведении субъектов рынка.

В целом европейская модель отличается высоким уровнем регламентированности, долгосрочными тарифными, организационными и технологическими решениями. Это позволяет российским регуляторам рынка имплементировать эффективные решения, избегая при этом серьезных ошибок, влияющих на развитие всей экономики.

**О.А. Богомолова, А.В. Ечевский, Б.С. Бабаханов,
С.И. Шиян, И.Л. Бартоломей, А.В. Прокопенко**

ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА УСТОЙЧИВОСТИ НАГРУЖЕННЫХ ОТКОСОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Предложен инженерный метод расчета величины коэффициента запаса устойчивости однородного откоса, находящегося под действием равномерно распределенной нагрузки различной интенсивности, ширины, при различном ее положении на откосе. Приведены простые графики и формулы, позволяющие проводить вычисления с достаточной для инженерной практики степенью точности. Приводятся примеры расчета и результаты сопоставления расчетных данных с данными о поведении реального объекта в натуре.

В работах [4, 8] сделаны предложения об использовании при расчете устойчивости откосов и склонов методов, основанных на анализе полей напряжений и перемещений, наводимых в грунтовом массиве, при приложении к нему дополнительной нагрузки. Рекомендации о целесообразности использования таких расчетных методов имеются и в нормативной литературе, например, в [1].

Нами показано, что величина коэффициента запаса устойчивости в точке грунтового массива может быть определена как отношение работ удерживающих и сдвигающих сил, действующих в этой точке по наиболее вероятной площадке сдвига (скольжения)

$$K_{mi} = \frac{A_{iуд}}{A_{iсд}} = \frac{F_{iуд}(\Delta_i - \delta_i)\cos\alpha_{iуд}}{F_{iсд}(\Delta_i - \delta_i)\cos\alpha_{iсд}}, \quad (1)$$

где $F_{iуд}$, $F_{iсд}$ – соответственно удерживающая и сдвигающая сила в i -ой точке; Δ_i и δ_i – перемещение i -ой точки грунтового массива от действия внешней нагрузки и собственного веса грунта и только от собственного веса грунта; $\alpha_{iуд}$, $\alpha_{iсд}$ – углы между положительным направлением удерживающей и сдвигающей силы и направлением вектора полного перемещения соответственно в i -ой точке массива.

Численные значения удерживающих и сдвигающих сил в каждой точке приоткосной области определяются выражениями

$$F_{i\text{уд}} = \left[\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\alpha_i + \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) + \tau_{xz} \sin 2\alpha_i + \sigma_{\text{св}} \right] \operatorname{tg} \varphi, \quad (2)$$

$$F_{i\text{сд}} = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha_i + \tau_{xz} \cos 2\alpha_i, \quad (3)$$

где $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz}$ и α – соответственно, безразмерные (деленные на γH) напряжения и угол наклона площадки сдвига в рассматриваемой точке грунтового массива; $\sigma_{\text{св}} = C(\gamma H \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$ – приведенное давление связности (C, φ, γ и H – соответственно, удельное сцепление, угол внутреннего трения, удельный вес грунта и высота откоса).

Известно, что перемещения от собственного веса грунта формируются на протяжении всего периода существования грунтового массива и потому истинные их значения не могут быть точно определены методами теории упругости [9]. Поэтому возникает потребность исключить их из рассмотрения и избавиться от необходимости их отыскания в случае исследования устойчивости нагруженных откосов. Использование формулы (1) как раз и обеспечивает выполнение этого требования. Действительно, вычисляем перемещения n точек исследуемой области, лежащих на наиболее вероятной линии скольжения, с учетом внешних нагрузок и собственного веса грунта Δ_i . Затем вычисляем перемещения тех же n точек δ_i , возникающие только от собственного веса грунта без учета внешней нагрузки. Разность этих перемещений, с позиций теории упругости, и будет равна собственно перемещениям только от действия внешней нагрузки. Причем, в результате операции вычитания будут уничтожены и погрешности результата, возникающие, например, из-за неадекватности граничных условий, степени дискретизации расчетной области, неправильного выбора ее размеров и т.д.

При всех прочих равных условиях величина коэффициента запаса устойчивости однородного нагруженного откоса зависит от геометрических параметров равномерно распределенной нагрузки: ее ширины b и ширины бермы безопасности d (см. рис. 1).

В работе [2] нами предложен метод расчета устойчивости однородного откоса находящегося под действием равномерно распределенной нагрузки, основанный на анализе только полей напряжений.

Величина коэффициентов запаса устойчивости в точках грунтового массива вычислялась по формуле

$$K_m = \frac{\left[\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\alpha + \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) + \tau_{xz} \sin 2\alpha + \sigma_{cb} \right] \operatorname{tg} \varphi}{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha + \tau_{xz} \cos 2\alpha}, \quad (4)$$

а величина глобального коэффициента запаса устойчивости откоса, вычисленная для наиболее вероятной линии скольжения, определялась выражением

$$K = \frac{\int_0^l F_{yD} ds}{\int_0^l F_{cD} ds}, \quad (5)$$

где S – дуговая координата точки на наиболее вероятной линии скольжения.

Было установлено, что величина коэффициента запаса устойчивости может быть определена выражением

$$K = n_1 n_2 (2a\sigma_{cb} + c) \operatorname{tg} \varphi, \quad (6)$$

где коэффициенты n_1 , n_2 , a , c – определяются по графикам.

Первые два коэффициента корректируют величину K в зависимости от ширины нагрузки и от ее расстояния до бровки откоса, причем их численные значения не зависят от величины интенсивности нагрузки q и угла заложения откоса β . Остальная часть выражения (6) определяют величину коэффициента запаса устойчивости нагруженного откоса при наиболее неблагоприятных, с точки зрения устойчивости, значениях ширины нагрузки b и бермы d .

Аналогичную формулу удалось получить и в случае расчета устойчивости нагруженных откосов на основе анализа распределения напряжений и перемещений в приоткосной области при помощи компьютерной программы [3]. В этой программе для определения полей напряжений и перемещений формализован метод конечных элементов, а для построения наиболее вероятной линии скольжения – метод профессора В.К. Цветкова [10].

В результате обработки результатов расчетов для однородных откосов с углами заложения $\beta = 25^\circ; 40^\circ; 55^\circ$ установлено, что вне зависимости от угла заложения откоса β , его высоты H и интенсивности внешней нагрузки q , минимальное значение коэффициента запаса устойчиво-

сти нагруженного откоса K^* будет соответствовать условию, что ширина равномерно распределенной нагрузки равна $b=0,5H$, а расстояние от нагрузки до кромки откоса (ширина бермы безопасности) равно $d=0,8H$ (см. рис. 1).

При этом величина коэффициента запаса устойчивости нагруженного откоса, при любой величине интенсивности равномерно распределенной нагрузки q , любой ее ширине b и при любом ее расстоянии от бровки откоса d , может быть вычислена по формуле

$$K = K^* k_1 k_2, \quad (7)$$

где значения K^* , k_1 и k_2 определяются по графикам.

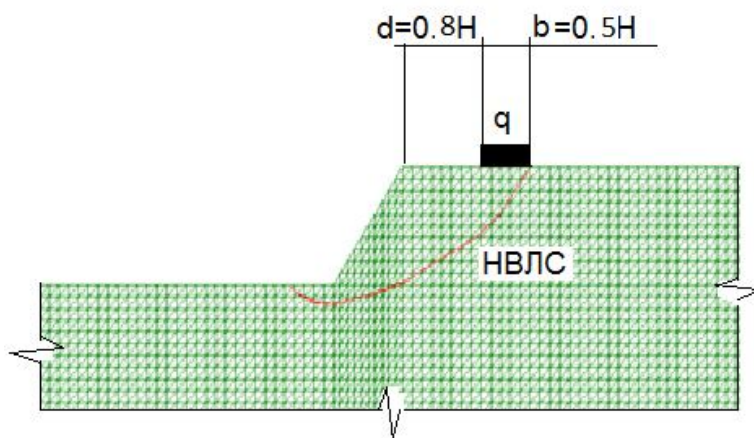


Рис. 1. Фрагмент расчетной конечно-элементной схемы

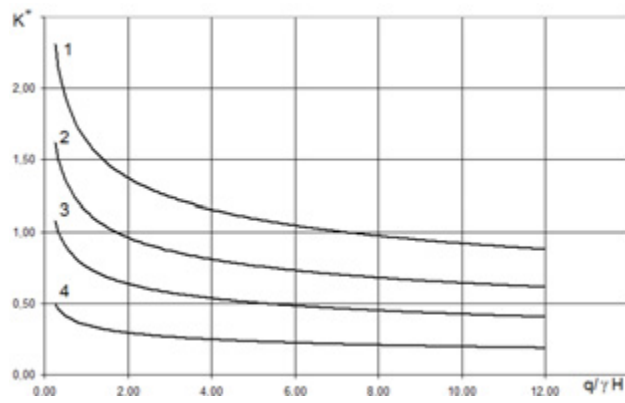
На рис. 2–4, 6 приведены графические зависимости, позволяющие определять численные значения коэффициентов, входящих в формулу (7), при углах заложения откоса $\beta=25^\circ; 40^\circ; 55^\circ$.

Анализ кривых, приведенных на рис. 2–4, показывает, что все они могут быть с погрешностью, не превышающей 5%, аппроксимированы выражением

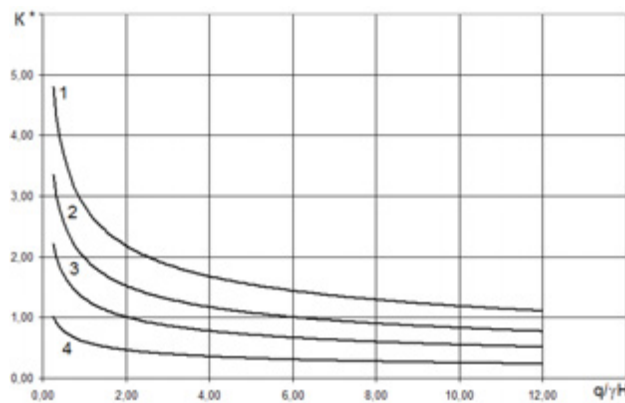
$$K^* = a q^{-b}, \quad (8)$$

где a и b – коэффициенты, определяемые по графикам, приведенным на рис. 5, с погрешностью не превышающей 7%, причем, $[a]=[м^2/н]$, а коэффициент b – безразмерен.

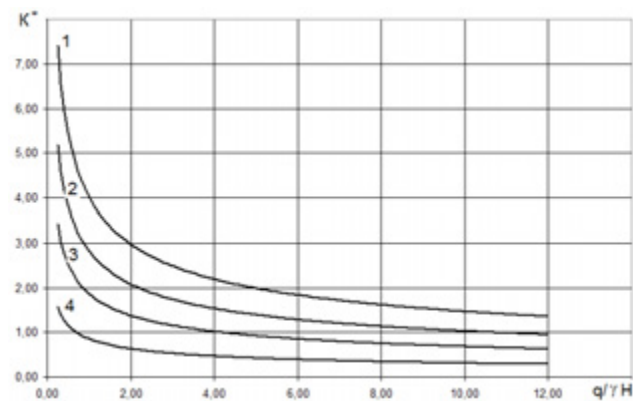
Рассмотрим примеры, первый из которых говорит о точности аппроксимации полученных в результате расчета кривых, а второй – о степени соответствия получаемых результатов данным натурных наблюдений.



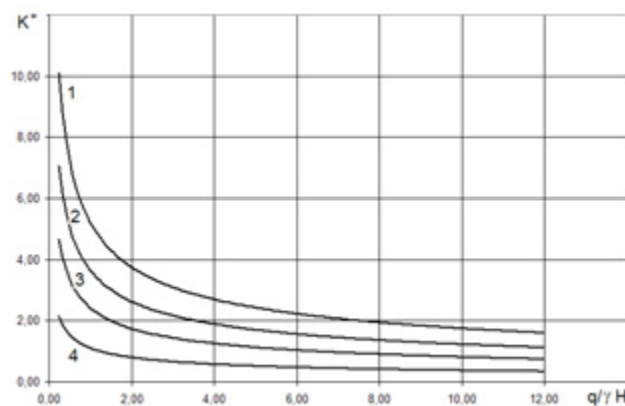
a)



б)

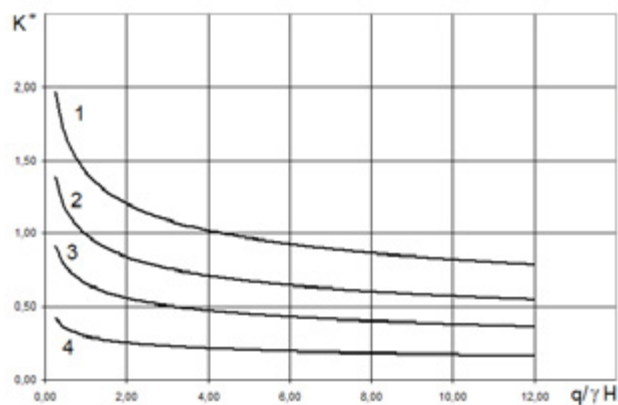


в)

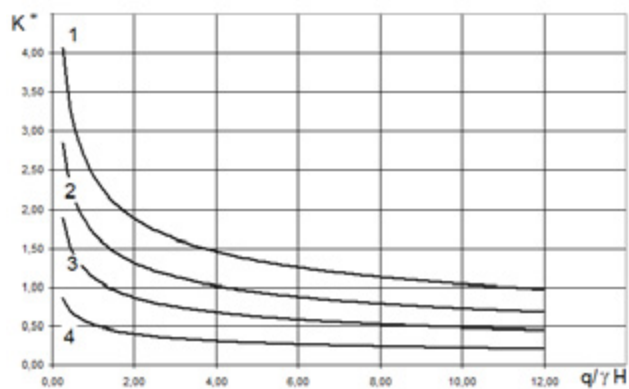


г)

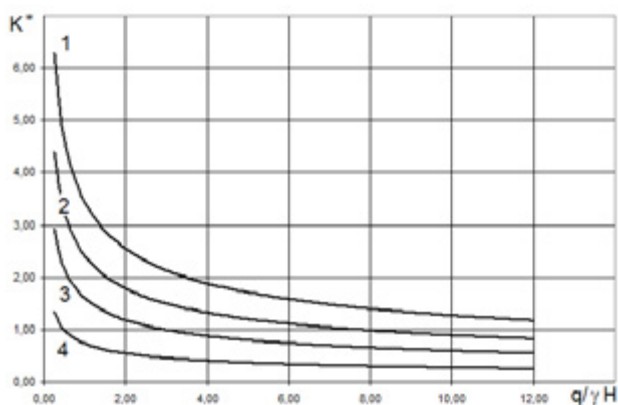
Рис. 2. Графики зависимости вида $K^* = f(q/\gamma H)$ для $\beta=25^\circ$ при $\sigma_{св}=0,05$ (a); $\sigma_{св}=0,583$ (б); $\sigma_{св}=1,117$ (в); $\sigma_{св}=1,65$ (г); номера кривых на графиках соответствуют значениям угла внутреннего трения $\varphi=30^\circ$ (1); $\varphi=22^\circ$ (2); $\varphi=15^\circ$ (3); $\varphi=7^\circ$ (4)



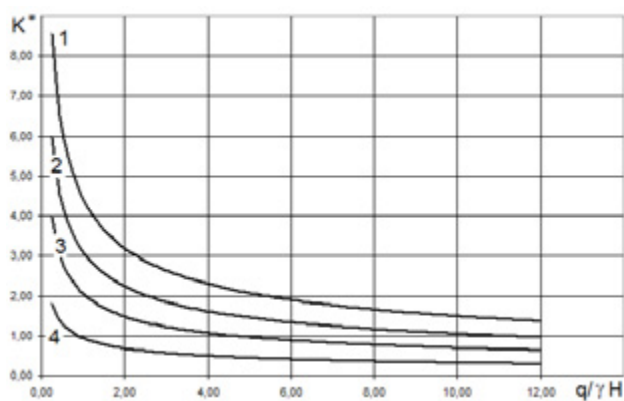
а)



б)

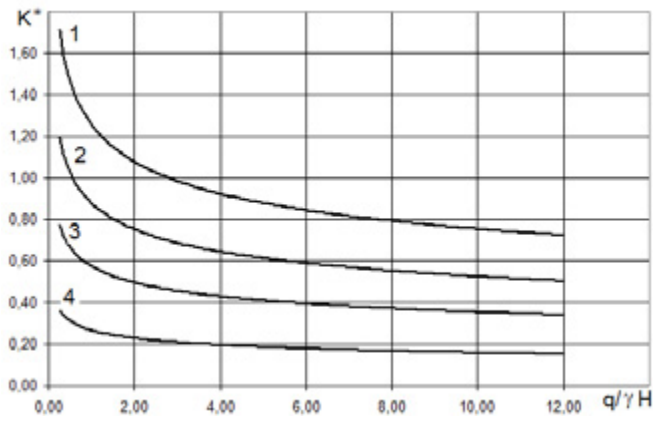


в)

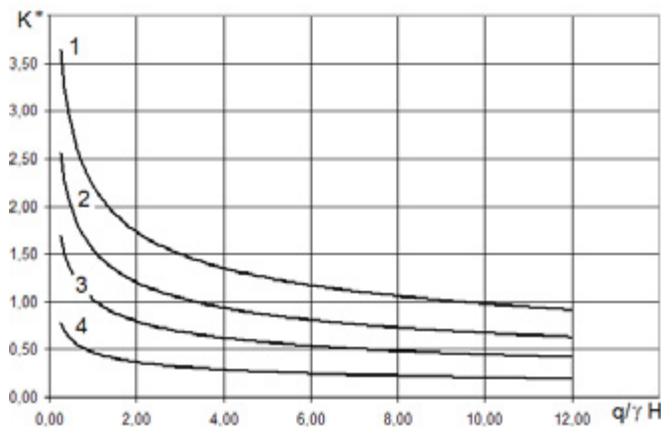


г)

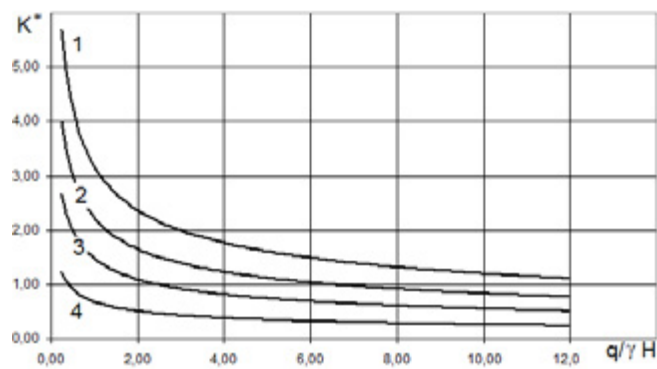
Рис. 3. Графики зависимости вида $K^* = f(q/\gamma H)$ для $\beta=40^\circ$ при $\sigma_{св}=0,05$ (а); $\sigma_{св}=0,583$ (б); $\sigma_{св}=1,117$ (в); $\sigma_{св}=1,65$ (г); номера кривых на графиках соответствуют значениям угла внутреннего трения $\varphi=30^\circ$ (1); $\varphi=22^\circ$ (2); $\varphi=15^\circ$ (3); $\varphi=7^\circ$ (4)



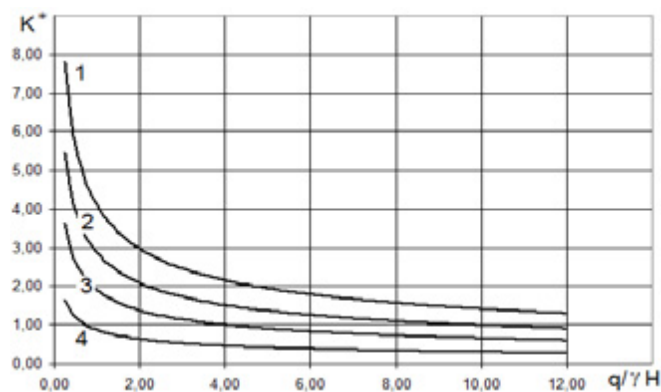
a)



б)

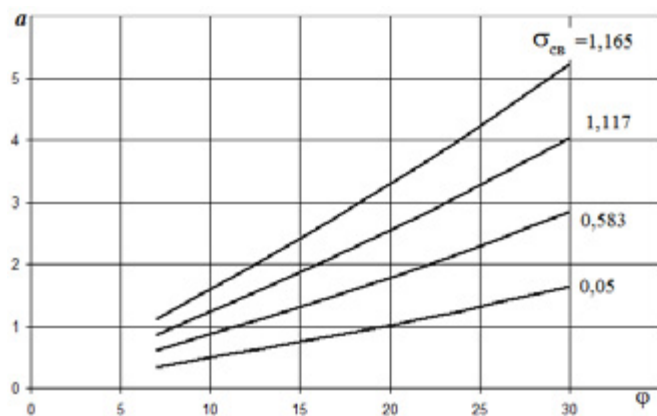


в)

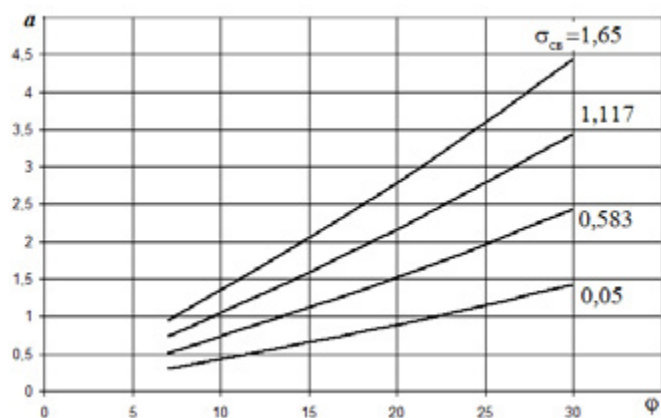


г)

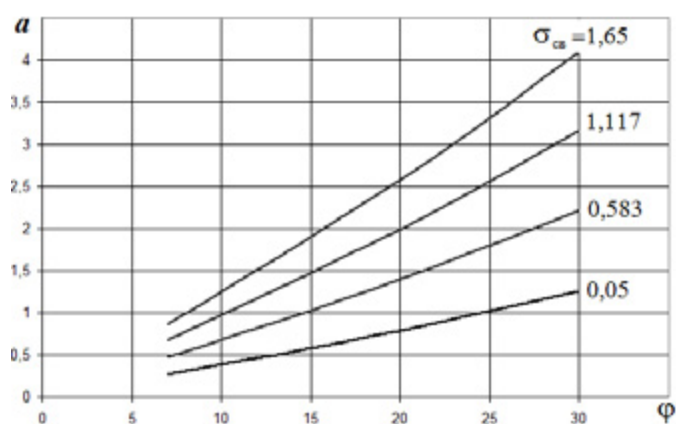
Рис. 4. Графики зависимости вида $K^* = f(q/\gamma H)$ для $\beta=55^\circ$ при $\sigma_{св}=0,05$ (а); $\sigma_{св}=0,583$ (б); $\sigma_{св}=1,117$ (в); $\sigma_{св}=1,65$ (г); номера кривых на графиках соответствуют значениям угла внутреннего трения $\varphi=30^\circ$ (1); $\varphi=22^\circ$ (2); $\varphi=15^\circ$ (3); $\varphi=7^\circ$ (4)



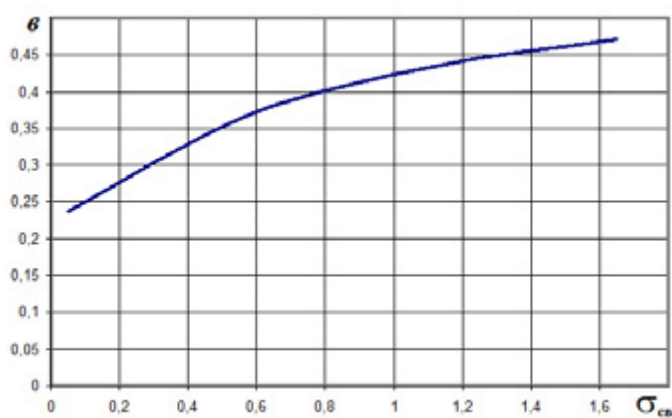
a)



б)

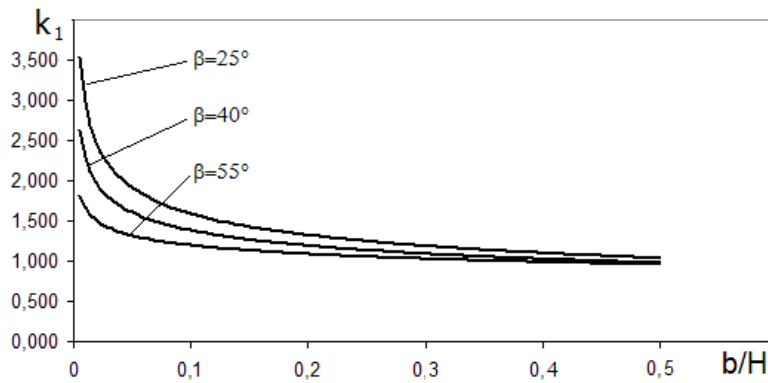


в)

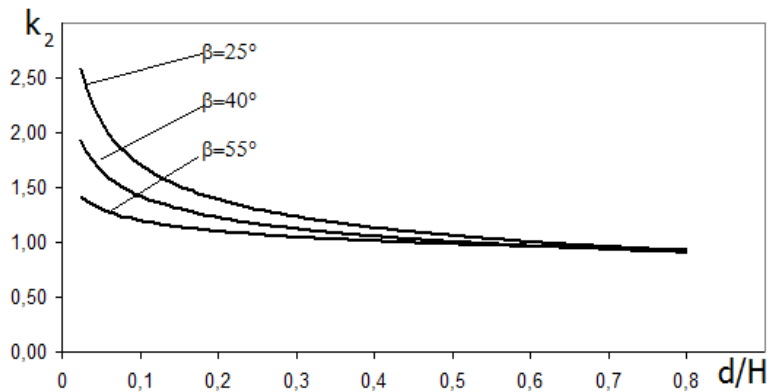


г)

Рис. 6. Графики зависимостей $a = f(\varphi)$ при $\beta=25^\circ$ (а); $\beta=40^\circ$ (б); $\beta=55^\circ$ (в) и график зависимости $b = f(\sigma_{cb})$ для любых значений β и σ_{cb} (г)



a)



б)

Рис. 5. Графики для определения коэффициентов k_1 (а) и k_2 (б)

Пример №1. Рассмотрим прямолинейный откос высотой $H=20$ м с углом заложения $\beta=47^\circ$, сложенный однородным связным грунтом, имеющим объемный вес $\gamma=2$ т/м³, угол внутреннего трения $\varphi=23^\circ$, удельное сцепление $C=25$ кПа, коэффициент бокового давления грунта $\xi_0=0,75$, что отвечает его среднему значению для глинистых грунтов [5], а модуль деформации $E_0=15$ МПа[6]. Откос нагружен внешней равномерно распределенной нагрузкой интенсивности $q_{\text{вн}}=1,35\gamma H$, которая приложена на расстоянии $d=0,6H=12$ м от его бровки, ширина нагруженного участка $b=0,4H=8$ м.

Расчетная схема МКЭ состоит из 6216 конечных элементов, сопряженных в 12100 узлах, при этом матрица жесткости системы имеет ширину 126.

Использование метода линейной интерполяции, графиков, приведенных на рис. 2–6, и формул (7) и (8) позволило получить численное значение соответствующей величины коэффициента запаса устойчивости равным $K=1,16$. Величина коэффициента запаса устойчивости, вычисленная непосредственно при помощи компьютерной программы [3], оказалась равной $K_{[3]}=1,08$. Таким образом, их отличие составляет 6,9%, что является допустимой степенью точности при проведении инженерных расчетов.

Пример №2. В работе [7] описывается случай образования оползня в районе Лейпциг-Зейц (Германия) на карьере Цинзендорф в экскаваторном уступе с углом заложения $\beta=36^\circ$, который привел к аварии отвального моста. Грунты, слагающие тело оползня, представляли собой ленточные глины с содержанием 42,9–58,5% ила и глины 30,6–43,5%, с влажностью 25,3%. Консистенция глин была мягкопластичной, а способность восприятия влаги 57 и 134,4 %. При этом угол внутреннего трения грунта $\varphi=21^\circ$, удельное сцепление $C=1,72 \times 10^4$ Па, величина коэффициента бокового давления $\xi_0=0,75$. Интенсивность внешней нагрузки создаваемой экскаватором $q=4,41 \times 10^3$ Н/м². Экскаватор находился у вершины откоса, что соответствует ширине бермы безопасности $d=0$, а ширина его базы (ширина нагрузки) $b=7$ м.

В результате расчета данного объекта методом К. Терцаги [11], проведенного автором работы [7], величина коэффициента запаса устойчивости определена равной $K_{\text{Тер}}=1,19$.

Использование предложений Н.Н. Потаповой [8], приводит к результату $K_{\text{Пот}}=0,9$.

Расчет по методу В.К. Цветкова [10] позволяет получить значение $K_{\text{Цв}}=0,87$.

Расчет по предлагаемой методике при помощи компьютера приводит к результату $K_{\text{пр}}^K=0,97$. Использование метода линейной интерполяции, графиков, приведенных на рис. 2–6, и формул (7) и (8) дает расчетное значение величины коэффициента запаса устойчивости равное $K_{\text{пр}}^{\text{гр}}=1,009$.

Отметим, что последние два значения отличаются от 1 всего на 3% и 1%.

На основании выше изложенного можно сделать следующие выводы:

1. Предложен инженерный метод расчета устойчивости однородных откосов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой различной ширины и интенсивности, при различном ее положении на откосе. Метод включает простые формулы и графики, которые позволяют с достаточной для инженерной практики степенью точности проводить вычисления. Численные значения величин коэффициентов запаса устойчивости, вычисленные непосредственно при помощи ПЭВМ, отличаются от соответствующих значений, определенных при помощи предлагаемых формул и графиков, не более чем на 7%.

2. Расчеты показали, что численные значения коэффициентов запаса устойчивости разрушившегося («перешедшего» в предельное состояние ($K=1$)) нагруженного откоса определены равными $K_{\text{пр}}^K=0,97$ и $K_{\text{пр}}^{\text{гр}}=1,009$, т.е. отличаются от единицы на 3% и 1%, что дает возможность рекомендовать инженерный метод для практического использования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения». Основные положения. – М.: Госстрой России, 2004.
2. Богомолов А.Н., Верецагин В.П. Моделирование разрушения нагруженных откосов // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : межвуз. сб. науч. тр. – Пермь: ППИ, 1990. – С. 112–114.
3. Богомолов А.Н. и др. Устойчивость (напряженно-деформированное состояние) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.
4. Богомолов А.Н. и др. Расчет устойчивости нагруженных откосов на основе использования принципа возможных перемещений // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства. Материалы Международной конференции. Пермь: ПНИПУ, 2011. – С. 350–355.
5. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: ВШ, 1978. – 447 с.
6. Каган А.А. Расчетные характеристики грунтов. – М.: Стройиздат, 1985. – 243 с.
7. Мочак Г. Оползни в результате имеющихся поверхностей скольжения и контактов слоев в ледниковых отложениях/ Г. Мочак // Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними. Киев, 1964. – С. 53-57.
8. Потапова Н.Н. Оценка устойчивости грунтовых откосов и несущей способности оснований сооружений на основе анализа распределения напряжений и перемещений // Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. Волгоград: ВолГАСА, 2001. – 205 с.
9. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. – М.: АСВ, 2009. – 551 с.
10. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. – Волгоград: Нижне-волжское книжное издательство, 1979. – 235 с.
11. Terzaghi K., Peck R. Cholanreza mesri. Soil mechanics in engineering practice. third Edition, 1995. – 549 p.

**О.А. Богомолова, А.А. Иванов, Б.С. Бабаханов,
С.А. Калиновский, С.В. Кузнецова, Р.С. Нестеров**

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА ОБРАЗОВАНИЯ И РАЗВИТИЯ ОБЛАСТЕЙ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ В ОСНОВАНИИ ЩЕЛЕВОГО ФУНДАМЕНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

До начала проведения исследования рассмотрены многочисленные литературные источники, в частности, работы [1–3, 6–8], и по приведенным в них данным установлено, что глубина заложения щелевых фундаментов может изменяться в интервале $2 \text{ м} \leq h \leq 43 \text{ м}$, а наиболее характерными значениями отношения ширины щелевого фундамента к глубине его заложения являются $b/h = 0,03; 0,13; 0,27; 0,4$.

Согласно данным, приведенным в работах [4, 5], прочностные характеристики связного грунта изменяются в следующих пределах: угол внутреннего трения $\varphi \in [7^\circ - 30^\circ]$, а удельное сцепление $C \in [9 - 81]$ кПа.

Учитывая эти обстоятельства, получилось, что величина приведенного давления связности, вычисляемого по формуле $\sigma_{св} = C(\gamma h \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$, изменяется в интервале $\sigma_{св} = [0,02 - 16,5]$.

Для того, чтобы отображающая функция (1) совершала конформное отображение нижней полуплоскости $\operatorname{Im} Z < 0$ на односвязную полубесконечную область S (см. рис. 1) с криволинейной границей L

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

где $z = x + iy$, $\zeta = \xi + i\eta$, $\eta < 0$, $C_0, C_1, \dots, C_{2k+1}$ – действительные или комплексные коэффициенты; a, b – действительные числа, причем, $b < 0$ использованы соответствующим образом подобранные ее коэффициенты, численные значения которых, приведенные в табл. 1.

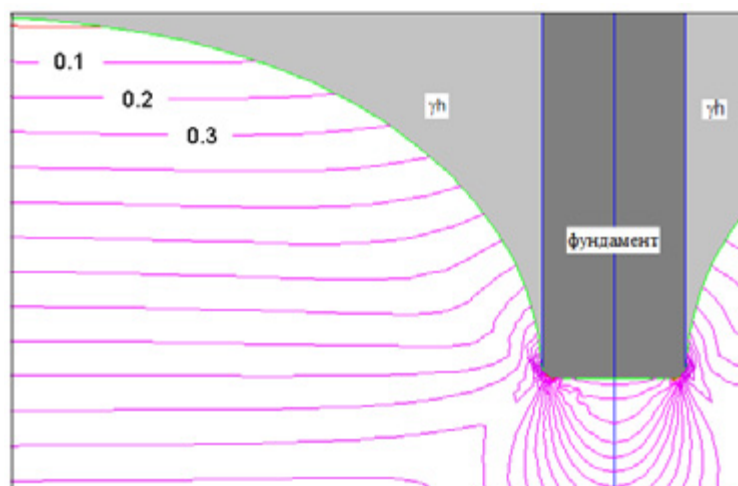
Таблица 1

Значения коэффициентов C_{2k+1} при заданных отношениях b/h

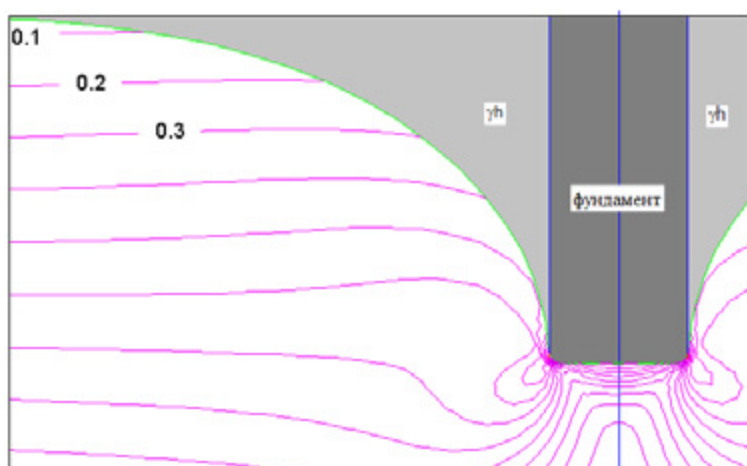
b/h	$\beta, ^\circ$	C_1	C_3	C_5	C_7	C_9	C_{11}
0,03	87	2,145	-14,625	-59,300	-113,500	-88,100	40,000
0,14	86	2,028	-13,850	-57,775	-104,320	-81,486	0,000
0,27	85	1,900	-13,000	-56,500	-100,750	-72,000	0,000
0,4	84,5	1,800	-12,333	-55,500	-99,972	-68,200	0,000

Все расчеты проведены при помощи компьютерная программа ASV32 [9], разработанная в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете, для всех возможных сочетаний численных значений переменных расчетных параметров b/h , $\sigma_{св}$ и φ . При этом использован прием, позволяющий имитировать вырез в виде вытянутого прямоугольника, как это сделано в работе [10].

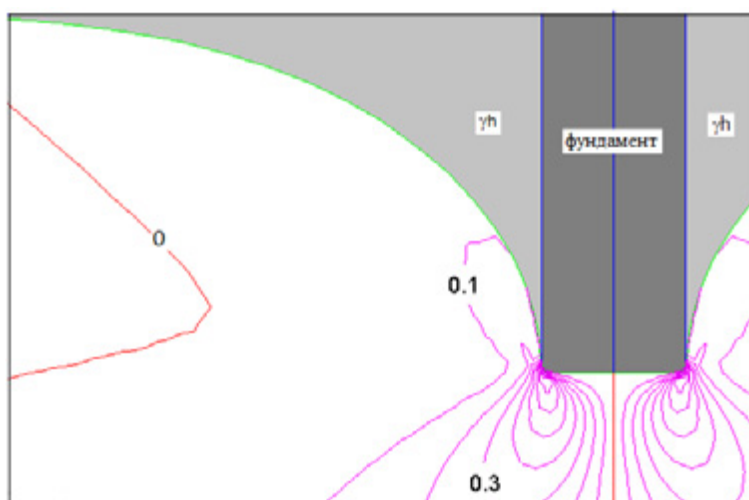
На рис. 1 в качестве примера приведены изолинии трех компонент напряжения в весомой изотропной полуплоскости с имитируемым вырезом в виде узкой прямоугольной щели, а на рис. 2 – области пластических деформаций при их зарождении и развитии и в момент достижения предельно допустимой нагрузки (смыкание ОПД).



а)



б)



в)

Рис. 1. Картины безразмерных (в долях γh) вертикальной σ_z (а), горизонтальной σ_x (б) и касательной τ_{zx} (в) компонент напряжения в весомерно изотропной полуплоскости с имитацией щели прямоугольного сечения при величине отношения ее ширины к высоте $b/h=0,4$

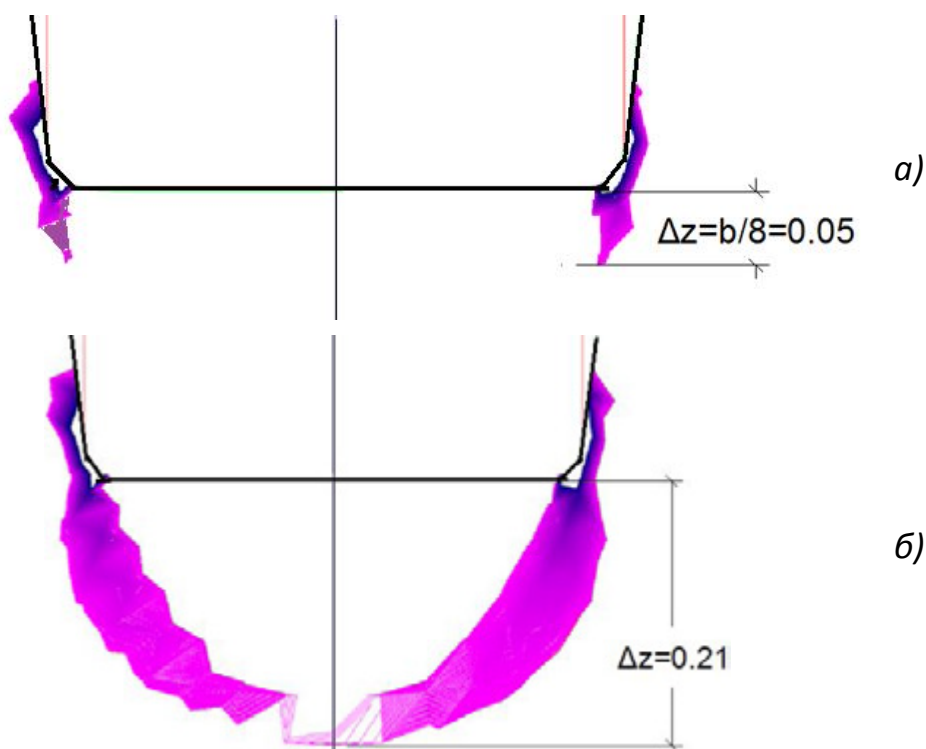
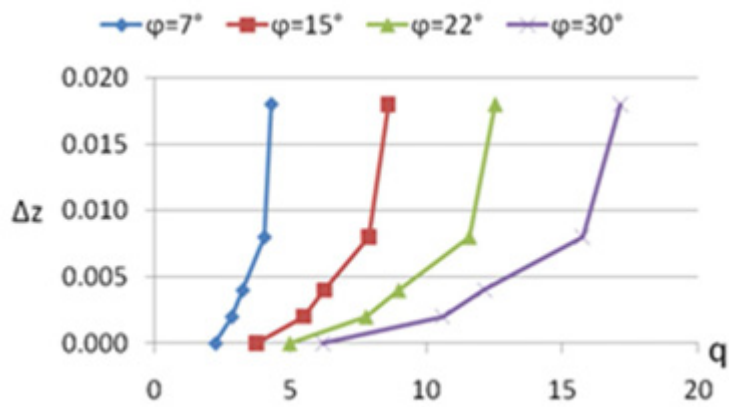


Рис. 2. Области пластических деформаций в основании щелевого фундамента при зарождении и развитии (а) и в момент достижения предельно допустимой нагрузки (смыкание ОПД) (б)

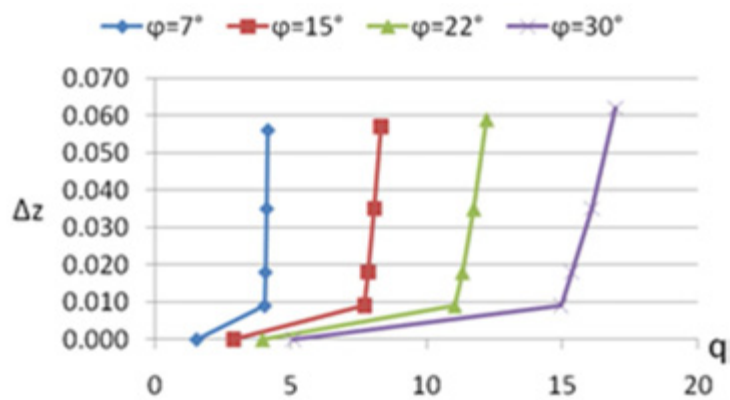
На рис. 3 приведены, как наиболее наглядные, графические зависимости вида $\Delta Z = f(q)$ при величине приведенного давления связности $\sigma_{св} = 16,5$, где величины ΔZ и q измеряются соответственно в долях h и γh . Для всех остальных значений переменных расчетных параметров также построены соответствующие кривые, которые выглядят совершенно аналогично.

На приведенных выше графиках минимальные значения интенсивности внешнего воздействия $q_{\min}$, соответствуют моменту времени, когда под краями щелевого фундамента визуально наблюдается появление точек, в которых наступило предельное состояние грунта. Максимальное значение нагрузки $q_{\max}$ соответствует моменту времени, когда произошло смыкание образовавшихся с обеих сторон от фундамента областей пластических деформаций. То есть, величину $q_{\min}$ и $q_{\max}$ можно рассматривать как первую критическую и предельно допустимую нагрузки.

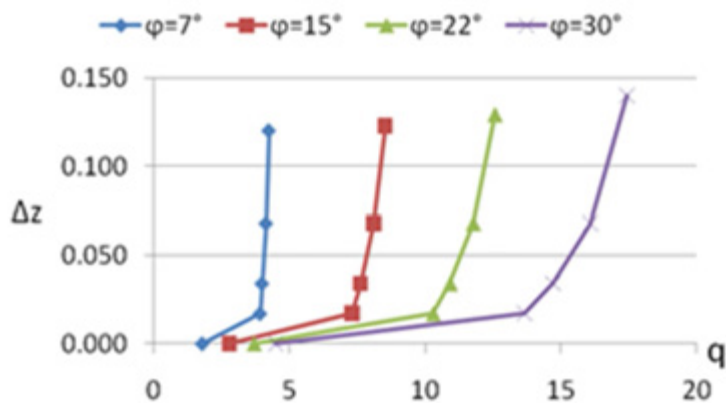
Следует обязательно отметить, что здесь мы не учитываем суммарные силы трения и сцепления, действующие по боковой поверхности фундамента, которые в зависимости от его глубины заложения могут достигать весьма существенных значений и обеспечивать от 10 до 70% несущей способности основания [1].



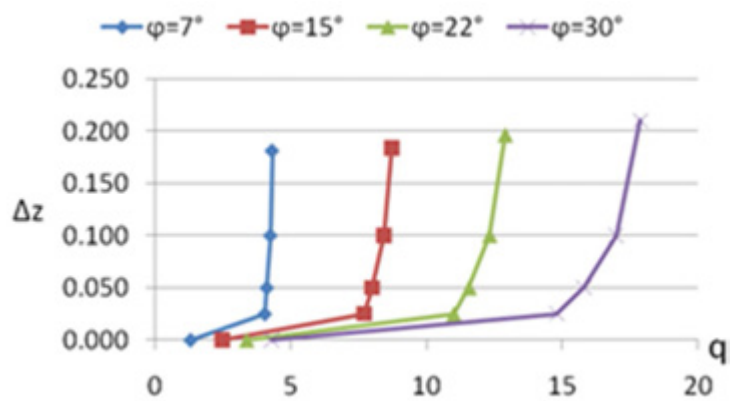
a)



б)



в)



г)

Рис. 3. Графические зависимости вида $\Delta Z = f(q)$ при $b/h = 0,03; 0,14; 0,27; 0,4$ (а, б, в, г – соответственно)

Эти силы должны определяться экспериментально (один из способов предложен проф. А.Н. Богомоловым) и обязательно учитываться при определении несущей способности основания щелевого фундамента.

Анализируя кривые, приведенные на рис. 3, можно легко увидеть, что они практически со 100% степенью точности аппроксимируются кусочно-линейной функцией на интервалах $\Delta Z \in [0; b/16]$, $\Delta Z \in [b/16; b/4]$ и от $\Delta Z = b/4$ до глубины, соответствующей смыканию областей пластических деформаций.

На каждом из этих интервалов зависимость вида $\Delta Z = f(q)$ может быть аппроксимирована прямой линией, уравнение которой имеет вид

$$\Delta Z = Aq - B, \quad (2)$$

где A , B – безразмерные коэффициенты; q – величина безразмерной (в долях γh) интенсивности равномерной равномерно распределенной нагрузки, ΔZ – глубина (в долях h) развития областей пластических деформаций.

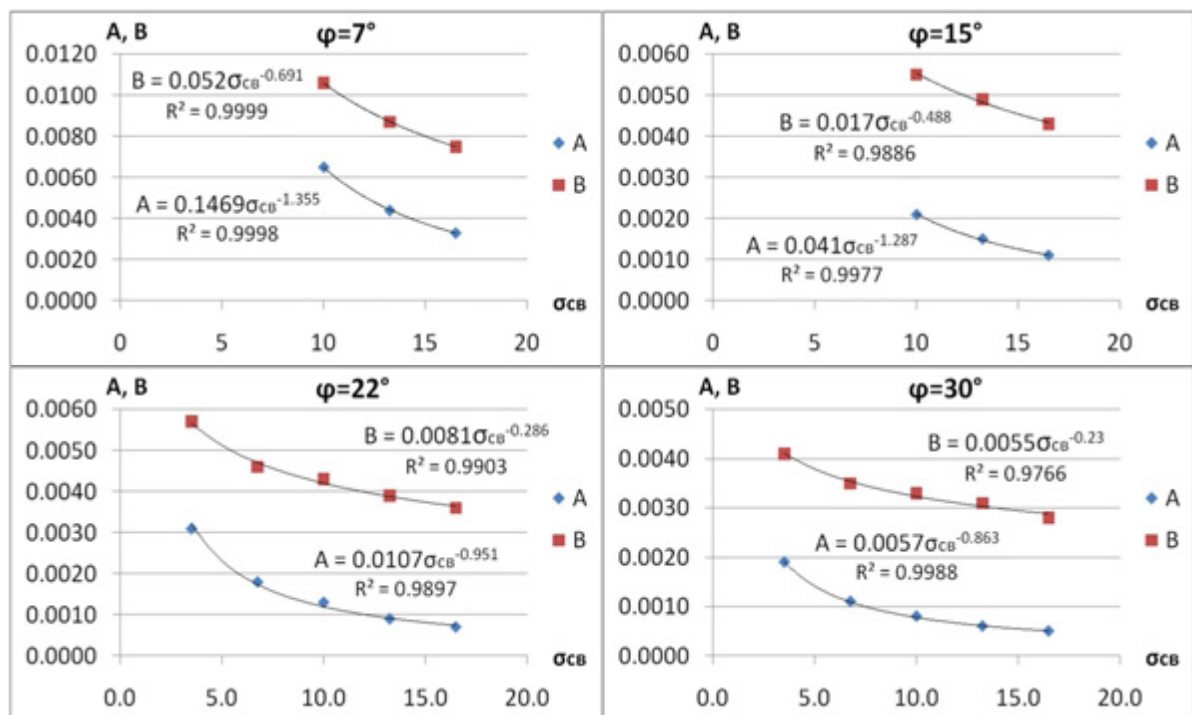
Ниже на рис. 4–6 приведены кривые, позволяющие с погрешностью от 0 до 3,7% определить численные значения коэффициентов A и B для всех возможных сочетаний переменных расчетных параметров, рассмотренных в настоящей работе.

На рисунках также приведены аналитические выражения, по которым искомые коэффициенты A и B могут быть легко вычислены с погрешностью, не превышающей указанной выше.

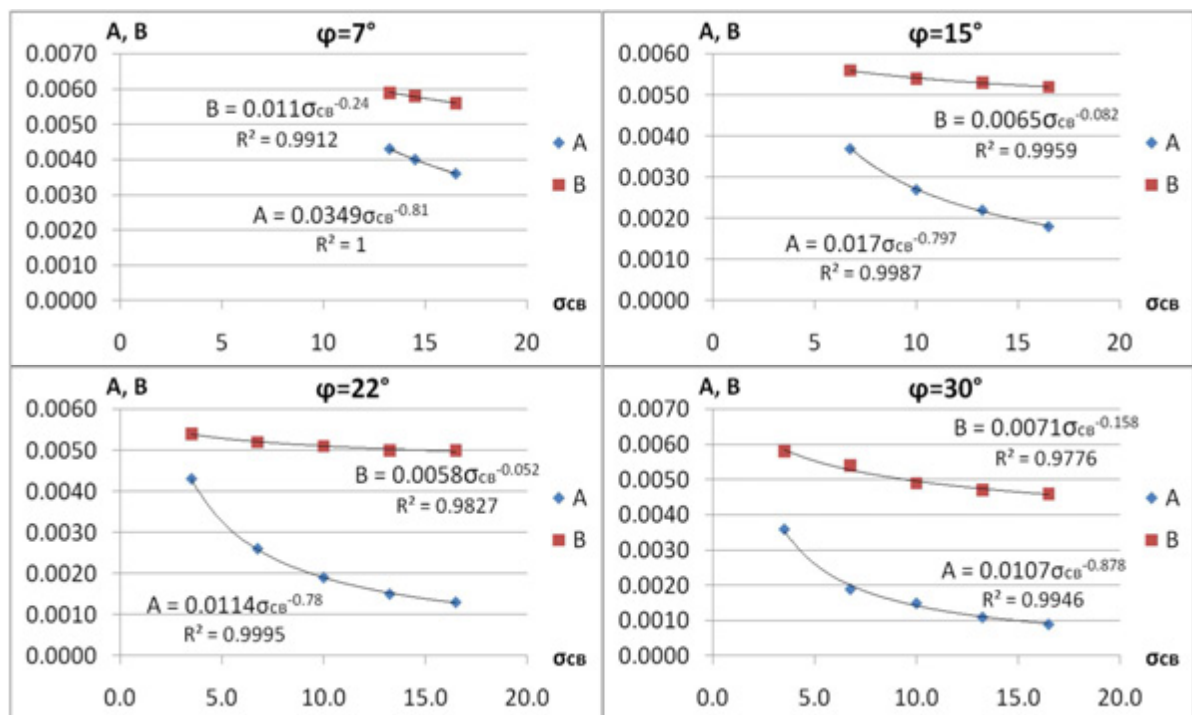
Таким образом, получены графические зависимости и формулы, позволяющие для всех возможных сочетаний переменных расчетных параметров, рассмотренных в настоящей работе, определить глубину развития областей пластических деформаций в основании щелевого фундамента. Для этого необходимо задаться численными значениями угла внутреннего трения, приведенного давления связности и отношения геометрических параметров фундамента b/h . Затем выбрать график, который им соответствует, и определить по нему коэффициенты A и B . Подставив значения коэффициентов и величины внешней нагрузки в уравнение (2), отыщем глубину развития областей пластических деформаций ΔZ .

Проделав те же операции и подставив вместо ΔZ величину $b/4$, можно определить значение расчетного сопротивления R .

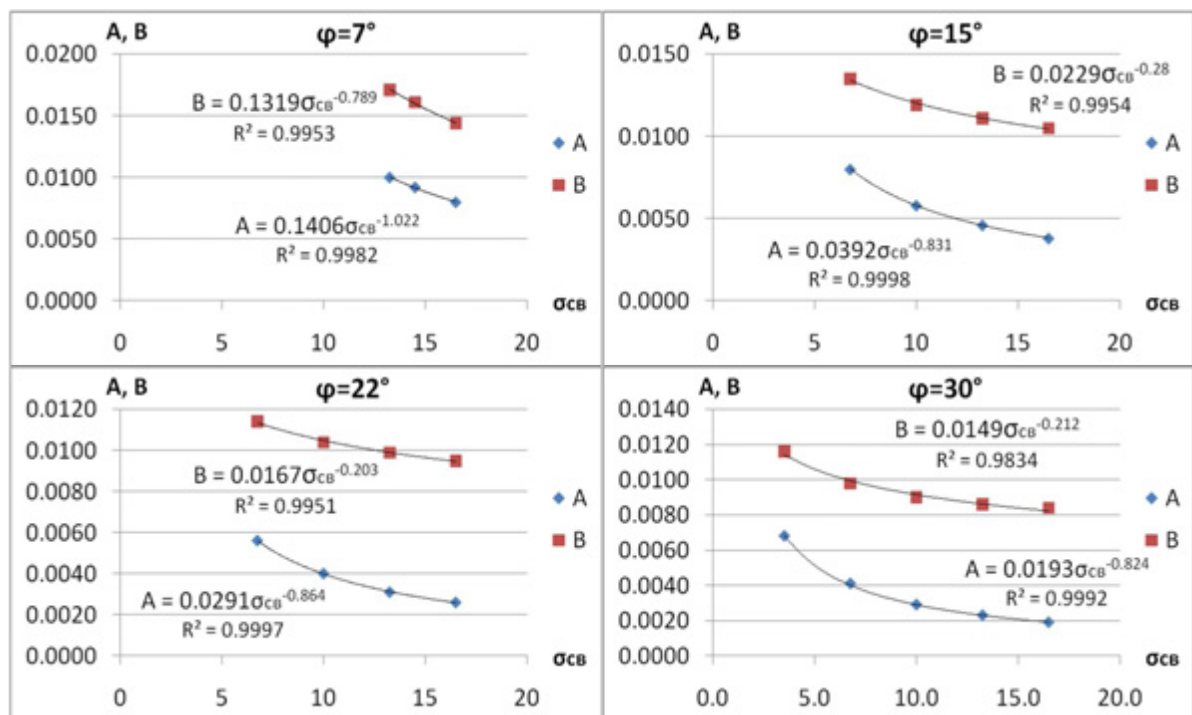
Напомним еще раз, что в формулу (2) величина внешней нагрузки входит уменьшенной на суммарную величину сил трения и сцепления, действующих по боковой поверхности фундамента.



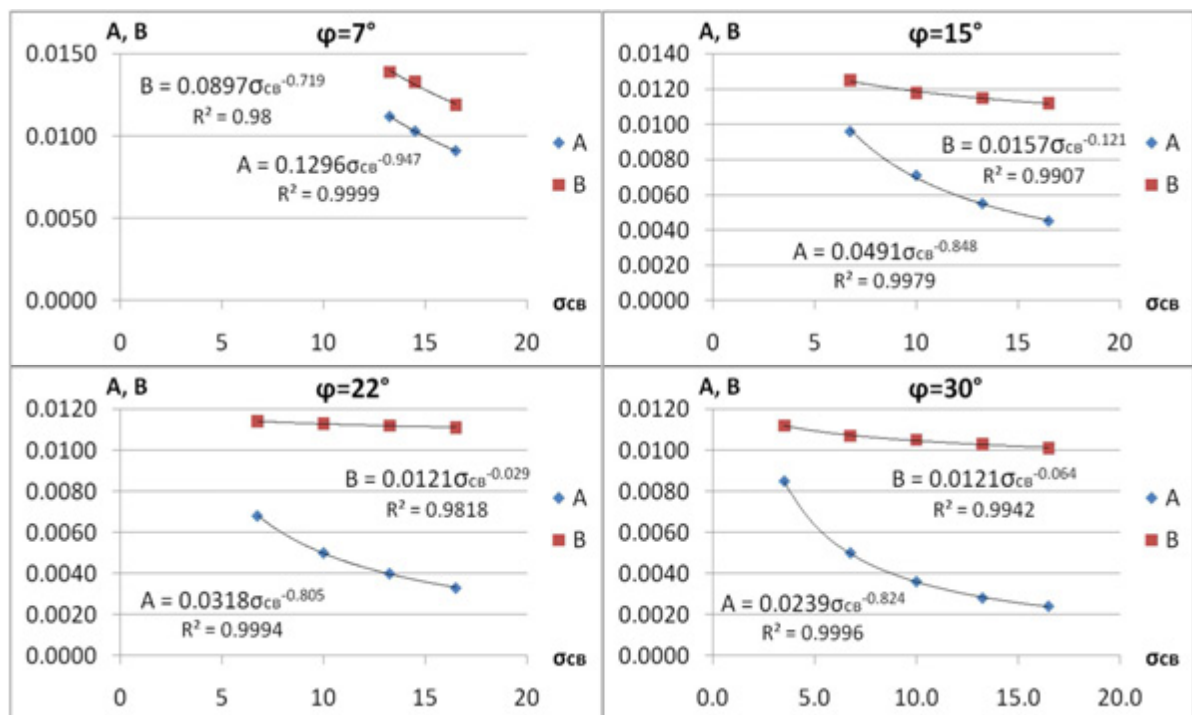
a)



b)

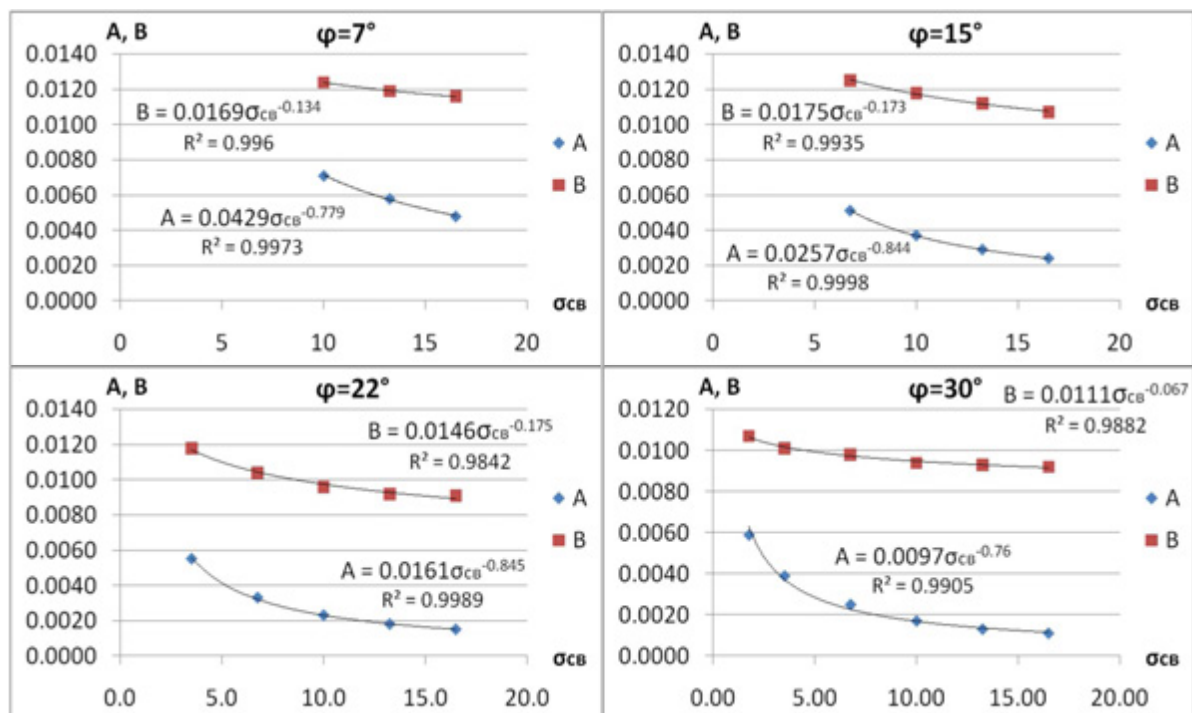


в)

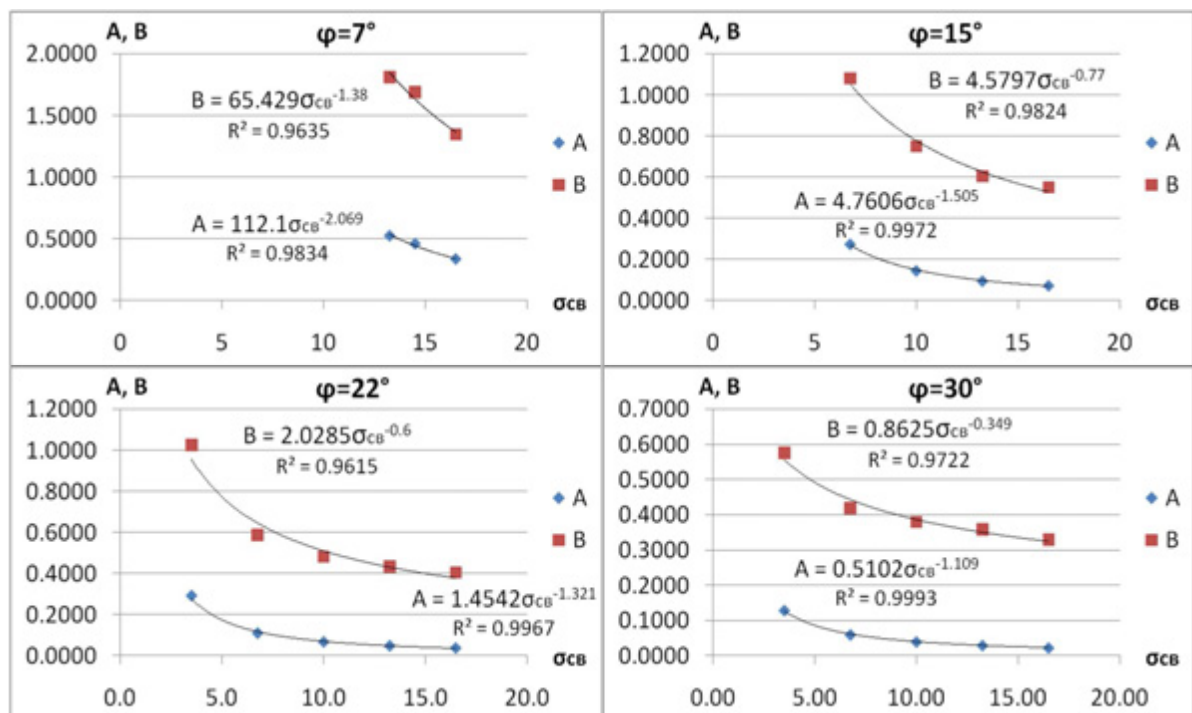


г)

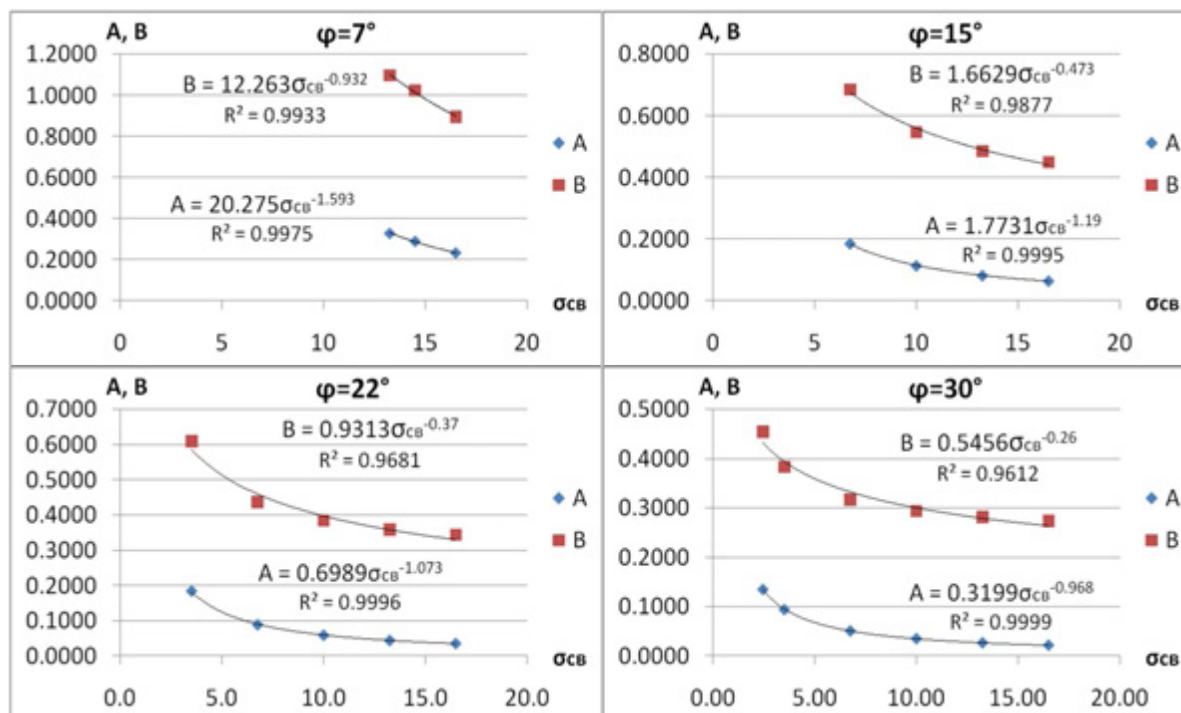
Рис. 4. Графические зависимости вида $A, B = f(\sigma_{CB})$ при $\Delta Z \in [0; b/16]$ и $b/h = 0,03; 0,14; 0,27; 0,4$ (а, б, в, г – соответственно)



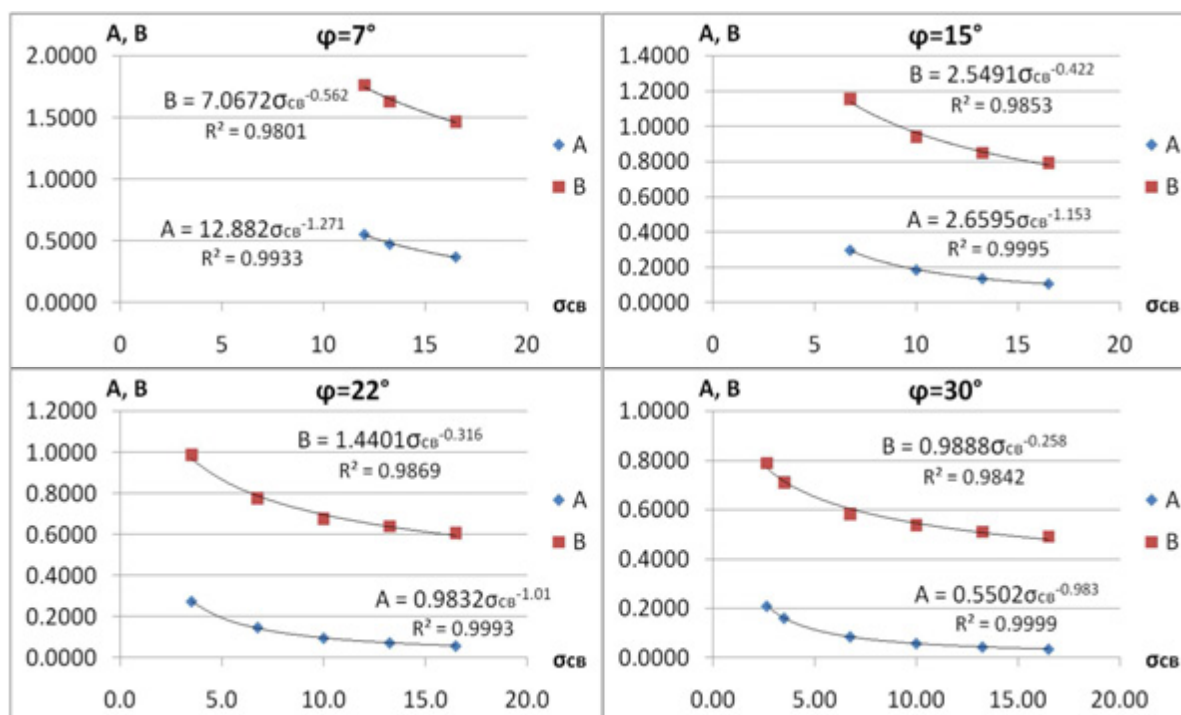
a)



b)

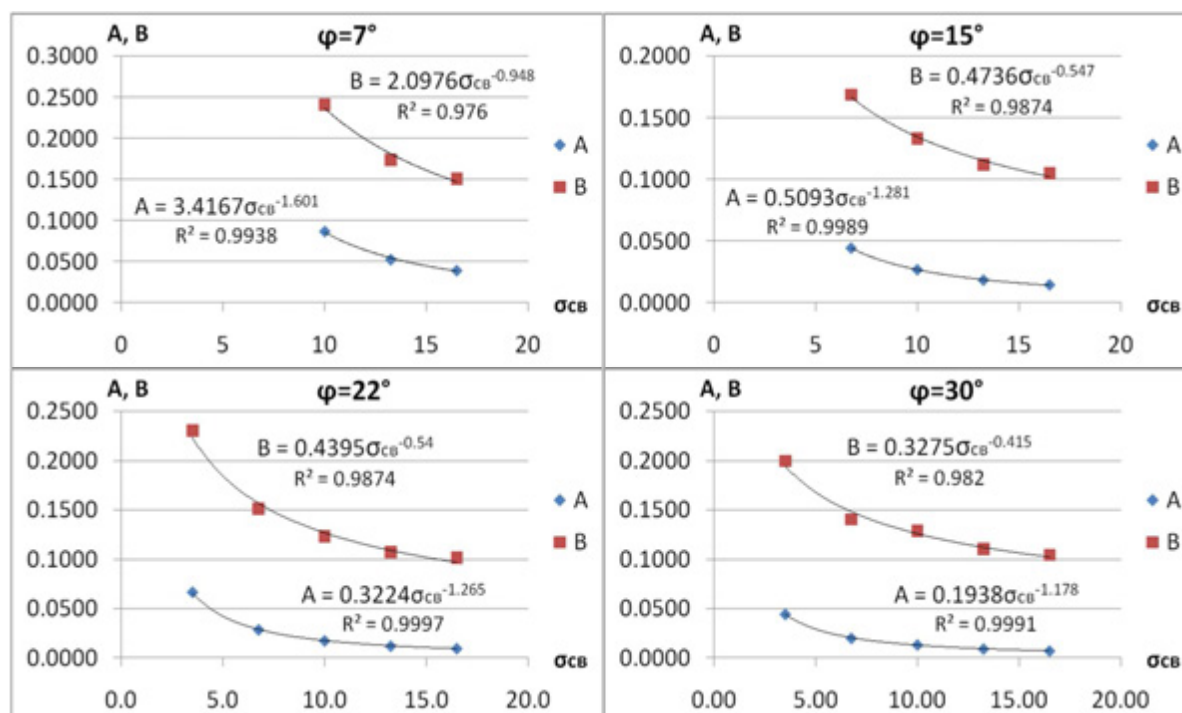


в)

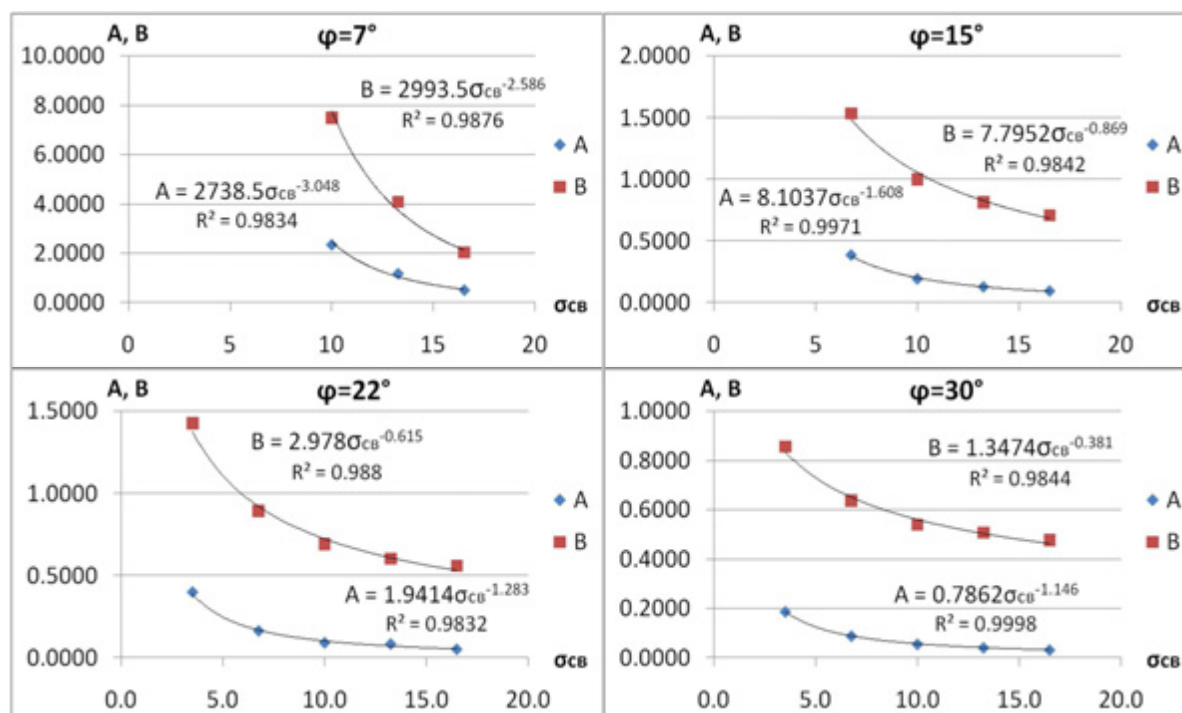


г)

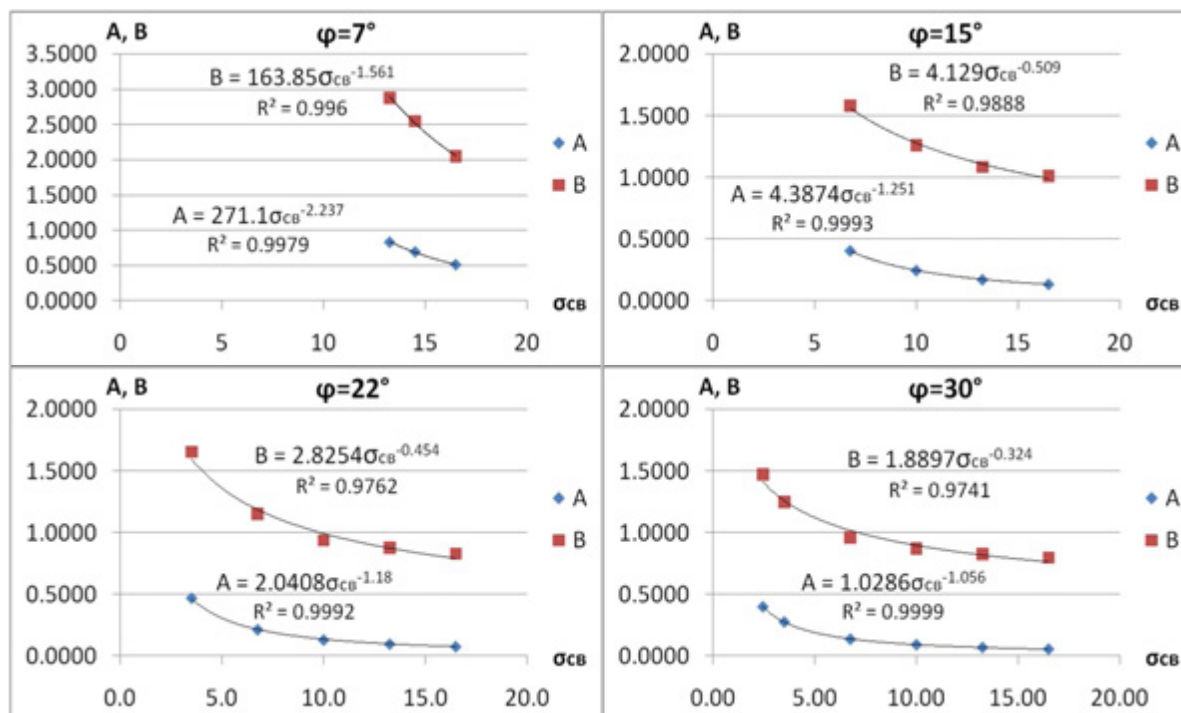
Рис. 5. Графические зависимости вида $A, B = f(\sigma_{CB})$ при $\Delta Z \in [0; b/16]$ и $b/h = 0,03; 0,14; 0,27; 0,4$ (а, б, в, г – соответственно)



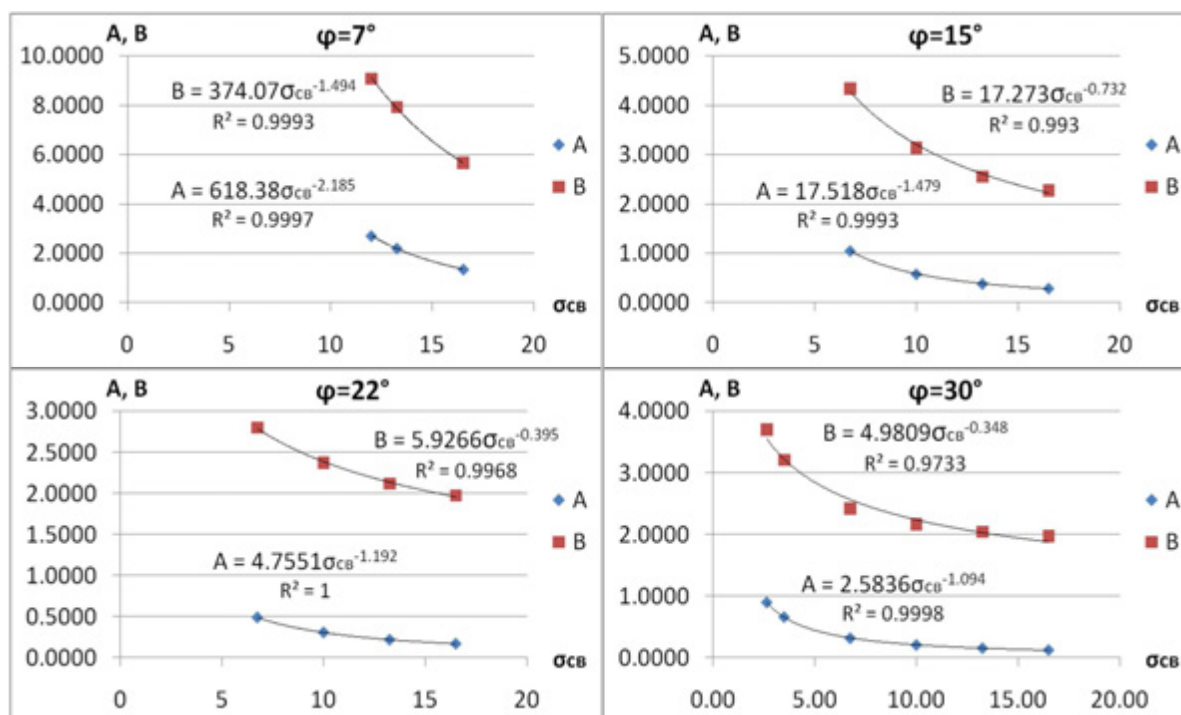
a)



b)



в)



г)

Рис. 6. Графические зависимости вида $A, B = f(\sigma_{CB})$ при $\Delta Z \in [b/4; \text{смыкание}]$ и $b/h = 0,03; 0,14; 0,27; 0,4$ (а, б, в, г – соответственно)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Павлов В.В. Щелевые фундаменты. – Красноярск: Стройиздат, 1992. — 139 с.
2. Смородинов М.И., Федоров Б.С. Устройство сооружений и фундаментов способом "стена в грунте" / 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. — 216 с. ил.
3. ТКП 45-5.01-39-2006 (02250). Фундаменты щелевые. Правила проектирования и устройства. – Минск.: РУП "Стройтехнорм", 2006.
4. СНиП 2.02.01-83. Приложение 1. Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов. М.: Стройиздат, 1985. — 40 с.
5. Каган А.А. Расчетные характеристики грунтов. – М.: Стройиздат, 1985. — 247 с.
6. Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И. и др. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ.ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. — 480 с.
7. Швецов Г.И., Носков И.В., Слободян А.Д., Госькова Г.С. Основания и фундаменты: Справочник / под ред. Г.И. Швецова. – М.: Высш. шк, 1991. — 383 с.
8. Зубков В.М. и др. Подземные сооружения, возводимые способом "стена в грунте" / под общ.ред. В.М. Зубкова. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1977. — 200 с.
9. Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Редин А.В. Пакет прикладных компьютерных программ ASV32 для исследования устойчивости грунтовых массивов // Матер. междунауч.-практич. конф. «Город, экология, строительство», Каир, 1999. — 33–34 с.
10. Богомолов А.Н. Определение напряженного состояния основания свай-стойки / Богомолов А.Н. // Вестник ВолгГАСУ. Сер.: Строительство и архитектура. – 1999. – №1. — С. 29–34.

О.А. Богомолова, С.В. Кузнецова, А.С. Статун, В.А. Соловьев, С.И. Шиян

ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ ПЕРЕКРЫТИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА НА МОДЕЛИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Было проведено физическое моделирование процесса обрушения потолочины подземного пространства на модели из эквивалентных материалов. Экспериментально установлено численное значение силы давления массива на перекрытие подземного пространства. Проведен сравнительный анализ данных теоретических расчетов и физического моделирования.

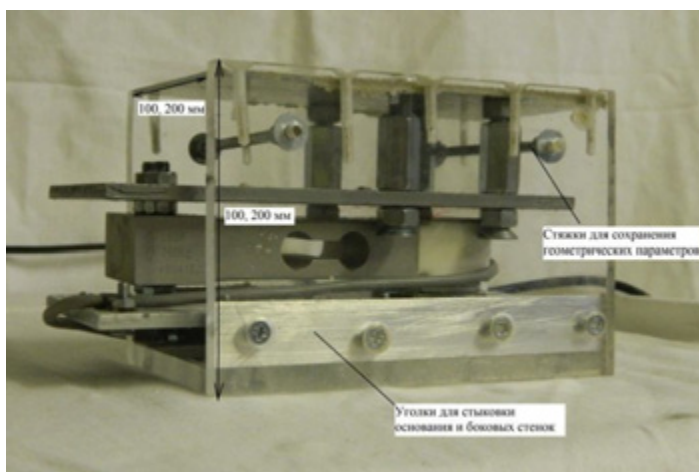
Для качественного сравнения результатов теоретических расчетов, описанных в работах [1, 2], было проведено физическое моделирование процесса обрушения грунтового массива в экспериментальной установке с использованием эквивалентных материалов.

Экспериментальная установка состоит из грунтового лотка размерами 1790×1000×120 мм, боковые стороны которого выполнены из органиче-

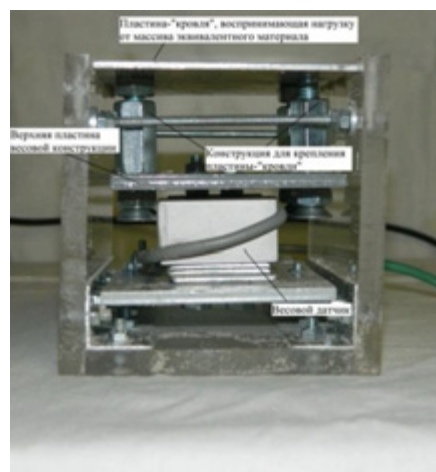
ского стекла толщиной 8 мм (рис. 1, а); системы, воспринимающей усилие и передающей его на измерительный элемент – весовой конструкции (рис. 1, в); измерительного элемента (рис. 1, г).



а)



б)



в)



г)

Рис. 1. Составные части экспериментальной установки:
а – грунтовой лоток; б – короб-шаблон;
в – весовая конструкция; г – табло вывода результата

Стенки из оргстекла и весовая конструкция выполнены в четырех вариантах, позволяющих имитировать подземное пространство прямоугольного сечения 200×200 мм, 200×100 мм, 100×200 мм, 100×100 мм.

Перед выполнением моделирования проводилась процедура тарирования весовой конструкции. Она осуществлялась в два этапа. На первом этапе тарирование на ноль было сделано с учетом веса только верхней пластины весовой конструкции. Второй этап тарирования осуществлялся при монтаже весовой конструкции непосредственно в экспериментальную установку. Поскольку масса весовой конструкции различна в зависимости от геометрических размеров сечения модели подземного пространства, второй этап тарирования каждый раз осуществлялся отдельно.

Для исключения касательных напряжений в плоскости перекрытия и по контуру короба, а также для предотвращения попадания эквивалентного материала в зазоры между пластинкой – «потолочной» и стенками модели подземного пространства ее оборачивали в прозрачную пленку.

В качестве эквивалентного материала, имитирующего грунт, использовалась смесь сухого речного песка и машинного масла. Удельное сцепление и угол внутреннего трения эквивалентного материала определены путем стандартных испытаний на сдвиг на приборе ВСВ-25 (рис. 2) равными $C=0,8167$ кПа, $\varphi=14^\circ$. Объемный вес эквивалентного материала $\gamma=15,55$ кН/м³.



Рис. 2. Сдвиговой прибор ВСВ-25

Формирование модели грунтового массива в лотке проводили послойно. Первый слой укладывался на высоту от дна лотка до нижних границ отверстий, расположенных на стенках из органического стекла. Между слоями эквивалентного материала устраивался слой-«маркер» толщиной 2–3 мм, состоящий из абсолютно сухого песка белого цвета. Его предна-

значение – создание линий-меток, позволяющих визуально наблюдать изменения, происходящие с грунтовым массивом в результате моделирования. Последующие слои укладывались толщиной равной примерно 20 см.

После полного заполнения экспериментального лотка эквивалентным материалом и создания слоев-«маркеров» все работы прекращались на три часа для обеспечения равномерного уплотнения эквивалентного материала силами гравитации. Только после этого приводилось в действие измерительное устройство, и определялась сила давления выше лежащего грунта на потолочину модели подземного пространства.

Для каждого размера весовой конструкции, а, значит, и для каждого размера поперечного сечения моделируемого подземного пространства, проведены серии из трех опытов, средние значения результатов каждой из которых приведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты экспериментов

Номер серии опытов и размеры поперечного сечения пространства ($b \times h$)	Результаты					Разница результатов (%)			
	R_1	R_2	R_2	α_1	α_1	$\frac{R_1}{R_2}$	$\frac{R_2}{R_3}$	$\frac{R_1}{R_3}$	$\frac{\alpha_1}{\alpha_3}$
№1 (100×100 мм)	4,24	3,84	4,12	46,03	50,88	9,44	6,74	2,90	9,52
№2 (200×100 мм)	11,64	11,18	10,42	42,34	43,06	3,98	6,80	10,51	1,69
№3 (100×200 мм)	5,11	3,93	5,72	39,26	46,77	23,09	31,33	10,72	16,06
№4 (200×200 мм)	7,85	8,62	9,42	35,74	43,97	8,91	8,53	16,68	18,71

В табл. 1 приняты следующие обозначения R_1 ; R_2 – это силы давления вышележащих слоев эквивалентного материала грунта на кровлю модели подземного пространства, полученные в результате расчета по формуле, приведенной в работе [2] (там же смотри и обозначения), при условии, что $\alpha = \alpha_1$ и $\alpha = \alpha_2$ соответственно, а R_3 – среднее значение соответствующей силы, полученное в результате эксперимента; α_1 – среднее, между полученными экспериментально и теоретически, значение угла наклона следа наиболее вероятной линий разрушения, ограничивающих с обеих сторон

призму давящего на потолочину эквивалентного материала; α_2 – угол наклона экспериментально установленной прямолинейной границы призмы возможного обрушения.

На рис. 3 в качестве примера приведены фотографии экспериментального лотка до и после проведения эксперимента при условии, что размер модели подземного пространства составляет 200×200 мм (а; д), 100×200 мм (б; е), 200×100 мм (в; ж), 100×100 мм (з; з).

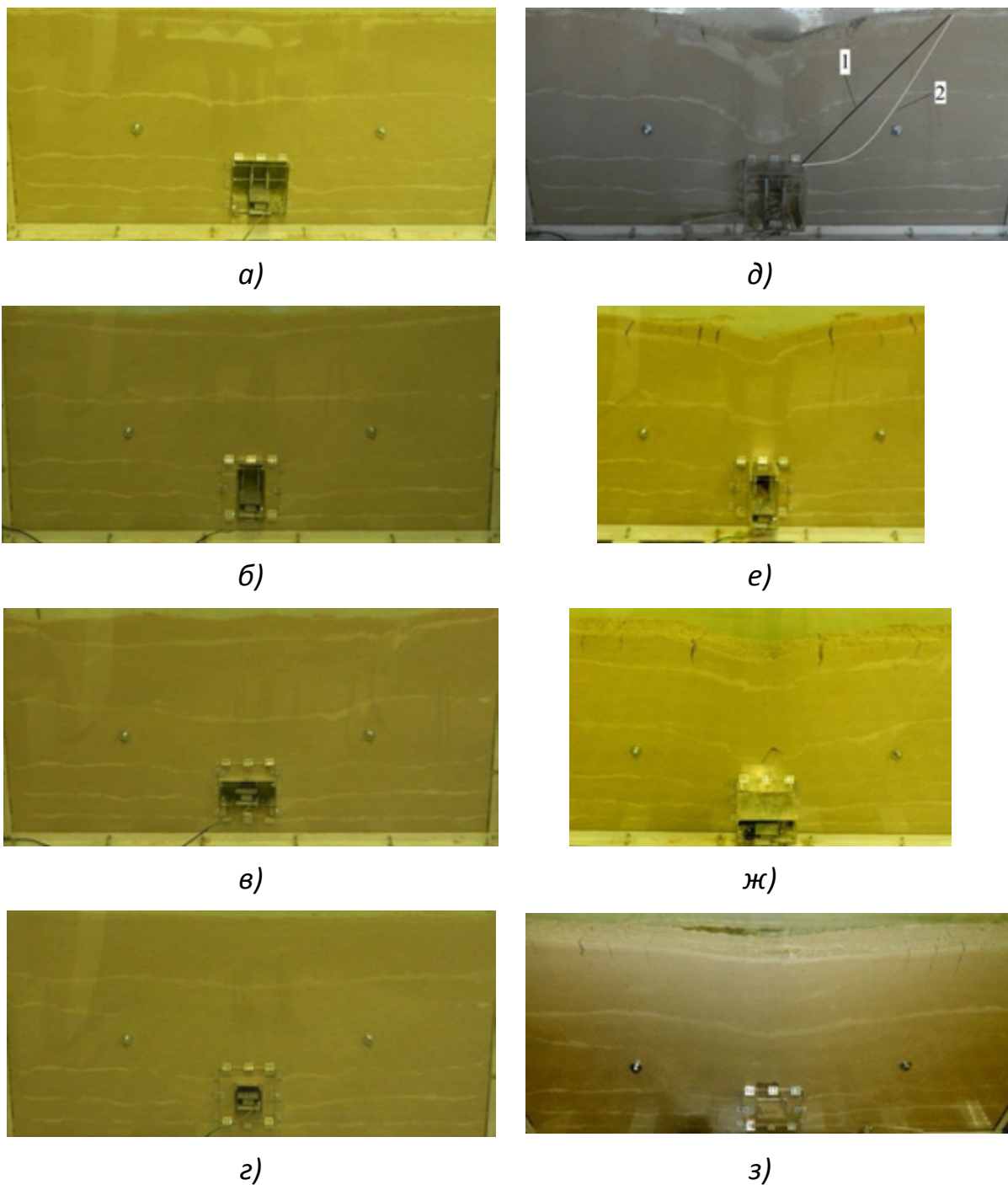


Рис. 3. Экспериментальный лоток до и после проведения экспериментов

На рис. 3, д показаны экспериментально полученные следы боковой грани усеченной грунтовой призмы (линии скольжения), оказывающей давление на кровлю подземного пространства (1), и след наиболее вероятной поверхности скольжения (2), полученный на основе анализа напряженно-деформированного грунтового массива при использовании компьютерной программы [4].

Анализ приведенных в табл. 1 и на рис. 3 данных показывает, что разница численных значений величин сил давления на кровлю моделей, вычисленных теоретически, и полученных экспериментальным путем, изменяется в пределах (в зависимости от размера сечения имитируемого подземного пространства) от 2,9% до 31,33%. Численные значения соответствующих углов α отличаются друг от друга на 1,69–18,71%.

Таким образом, в результате проведения эксперимента и сопоставления его результатов с результатами теоретических исследований установлено, что соответствующие значения полученных расчетных параметров отличаются друг от друга в пределах, допустимых в инженерной практике. Поэтому, инженерный метод определения сил давления на потолочину подземного пространства может быть рекомендован для проведения предварительных расчетов при проектировании подземных сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Богомолов А.Н. и др. О статическом подходе к определению величины давления на кровлю горизонтальной подземной выработки // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. 2011. Вып. 24 (43). — С. 22–28.

2. Богомолов А.Н. и др. Расчет устойчивости потолчины горизонтальной штольнеобразной выработки квадратного сечения и давления на ее кровлю / А.Н. Богомолов и др. // Материалы 7-й Международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики, т. 1 2011. — С. 78–82.

3. Бродский М.П. Новая теория давления пород на подземную крепь // М.: Горно-геологическое нефтяное из-во, 1937. — 72 с.

4. Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Редин А.В. Программа «Устойчивость» для ПЭВМ // Информационный листок о научно-техническом достижении № 311-96, Волгоград, ЦНТИ, 1996.

В.В. Буров, В.В. Вовко, Т.К. Акчури

КОМПЛЕКСНАЯ ОЦЕНКА СТРУКТУРЫ, СВОЙСТВ И ЭФФЕКТИВНОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ НА ОСНОВЕ МОДИФИЦИРОВАННЫХ НЕФТЯНЫХ БИТУМОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Перспективными и прогрессивными композитами в технологии строительства и реконструкция автомобильных дорог стали модифицированные литые асфальтобетонные смеси. Под литым асфальтобетоном понимается асфальтобетонная смесь с плотностью равной единицы, в которой отсутствуют поры и которая не требует какого либо вида уплотнения, обладающая высокой пластичностью (свойствами литой массы) при технологической температуре распределения, содержащая исходные компоненты с высокой стабильностью требуемых параметров, отвечающая требованиям технологичности и экологической безопасности. Межзерновые поры минеральной смеси щебня и песка заполнены асфальтовым вяжущим веществом. Асфальтовое вяжущее вещество представляет собой смесь тонкодисперсного заполнителя с нефтяным вязким битумом.

Многолетний опыт устройства дорожных покрытий с использованием не модифицированных битумов марки БНД, свидетельствует о том, что, при значении показателя температуры хрупкости битума, равном -27°C (что намного превышает предел, указанный ГОСТ 22245), разрушение покрытия начинается уже в первый год эксплуатации по причине недостаточной способности битумного вяжущего к растяжению.

Для повышения сроков службы асфальтобетонных покрытий рекомендуется использовать битумы, модифицированные полимерами. Асфальтобетоны, приготовленные с использованием полимерных битумов, более устойчивы к деформациям за счет большой эластичности применяемых битумов. В настоящее время имеется огромный выбор используемых для модификации полимеров: эластомеры, термопласты и термоэластичные искусственные материалы.

Эластомеры эластичны в широком диапазоне температур: от низких до 200°C . При добавке эластомеров в битум повышается его вязкость, улучшается эластичность. В качестве эластомеров принято использовать натуральный или регенерированный каучук и полибутадиены.

Термопласты повышают вязкость и жесткость битумов при нормальных рабочих температурах (от -30°C до 60°C), не оказывают влияния на

эластичность модифицированных битумов. В качестве термопластов используются полиэтилен и атактический полипропилен.

Термоэластичные искусственные материалы размягчаются при температурах выше обычных рабочих температур и хорошо деформируются в этом состоянии. Самым известным представителем группы термоэластичных пластмасс является стирол-бутадиен-стирол (СБС). Этот искусственный материал представляет собой блокополимер, состоящий из блоков стирола и полибутадиена. Необходимое количество добавляемого материала зависит от дисперсного состояния вводимого вещества.

В последнее время количество модифицированных битумов, использованных в дорожном строительстве в европейских государствах, составило 7%. Характер распределения объема потребления модифицированных битумов по видам модификаторов свидетельствует о том, что наибольшее применение находят полимеры: полиолефины (9%), EVA (12%), полибутадиен (14%), типа СБС (41%). Производство битумов, модифицированных полимерами типа СБС, в европейских государствах возросло в среднем до 50% и составило, например, во Франции – 80%, в Германии – 95%, в Испании – 65%, Бельгии – 80%, в Италии – 100% от всего объема изготавливаемых модифицированных битумов (сведения предоставлены фирмой «KRATON POLYMER»).

Использование полимеров типа СБС обусловлено их способностью повышать прочность битума и придавать полимерно-битумной композиции эластичность, причем при небольшой концентрации (3–5% от массы битума). Использование в рецептуре асфальтобетонной смеси битума, модифицированного полимером типа СБС, обеспечивает дорожному покрытию способность к быстрому снятию напряжений, возникающих в покрытии под воздействием движущегося транспорта, и обеспечивает длительные сроки работы покрытий, несмотря на особо сложные условия их эксплуатации.

Способы приготовления модифицированных полимерами дорожных битумов предусматривают, как правило, повышенную температуру процесса (150–200°C) и интенсивное перемешивание компонентов. Температура разложения большинства используемых для модификации битумов полимеров значительно превышает температуру совмещения их с битумом. Следовательно, реакции термо- и механодеструкции полимеров в массе битума не происходят, а если и имеют место, то протекают в очень незначительной степени. Битумы при нагревании размягчаются, а термопластичные полимеры, независимо оттого, были они кристаллическими или аморфными, переходят в вязко-текучее состояние. В результате, смесь полимера и битума при повышенной температуре представляет собой смесь двух жидкостей, различающихся по вязкости. Процесс их смешения в основном должен сводиться к диспергированию жидкости в жидкости. В

случае термодинамически несовместимых (нерастворимых или частично растворимых) компонентов, предельный размер частиц в смеси зависит только от соотношения вязкостей и условий перемешивания, а смесь при повышенной температуре представляет собой эмульсию (рис. 1).

При приложении нагрузки к таким системам происходит деформация капель полимера в массе битума по направлению действия силы, и в зависимости от молекулярной массы, пластичности полимера разрушение, дробление их на капли или вытягивание в нити (рис. 2).

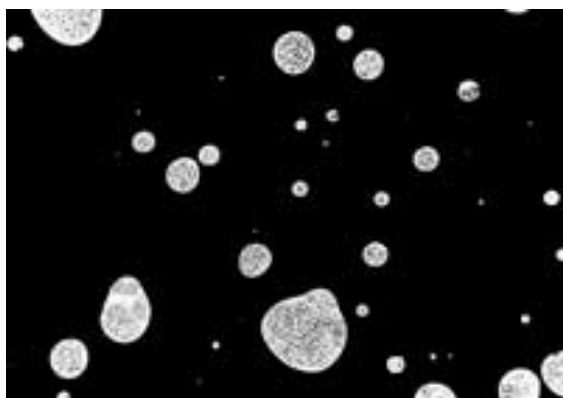


Рис. 1. Микроструктура композиций битума с 1% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°C



Рис. 2. Микроструктура композиций битума с 5% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°C

Низкая вязкость полимера способствует лучшему диспергированию его в битуме. При повышении содержания полимера размер капель в массе битума возрастает, т.к. растет вероятность их слияния, приводящей к обращению фаз в системе. Так, этилен-пропиленовый каучук СКЭПТ-Э-30 образует непрерывную фазу в битуме при введении в количестве не менее 9% масс (рис. 3).

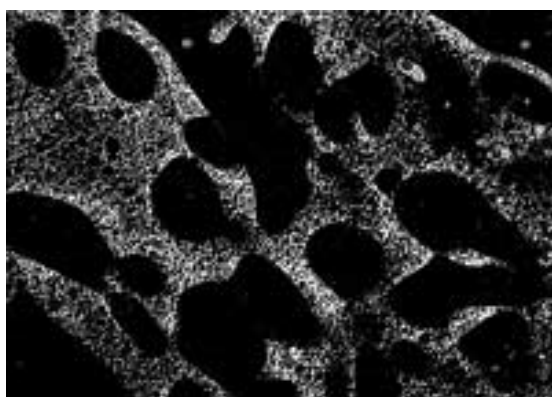


Рис. 3. Микроструктура композиций битума с 20% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°C

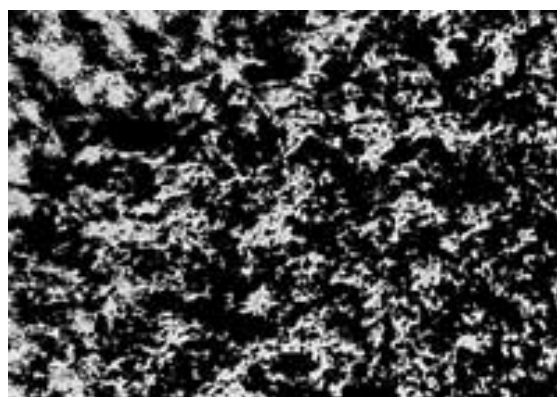


Рис. 4. Микроструктура композиций битума с 10% масс ДСТ-30 при 25°C

Для взаимно растворимых компонентов степень дисперсности системы дополнительно возрастает за счет взаимодействия компонентов на границе раздела фаз. К таким полимерам относятся блоксополимеры типа СБС: KRATON D, ДСТ-30. Наличие в структуре стирол-бутадиен-стирольного полимера ароматических блоков обуславливает его сродство с нефтяным битумом, содержащим значительное количество ароматических соединений. При температуре смешения (175–185°C) вследствие растворения полимера в мальтенах образуется гомогенная композиция, и, как показывают оптические исследования, однородная – при увеличении в 600 раз. Концентрационный предел взаимной растворимости битума и полимера снижается с увеличением молекулярной массы полимера.

При технологической температуре битум образует оптически однородные композиции с высокомолекулярным дивинил-стирольным термоэластопластом ($M = 150\,000$) при содержании последнего до 5% масс, в то время как с низкомолекулярным ДСТ-30 ($M = 45\,000$) – до 9% масс. При дальнейшем повышении концентрации ДСТ-30 в битуме происходит выделение в отдельную фазу асфальтосмолистой части битума, не являющейся растворителем для полимера (рис. 4).

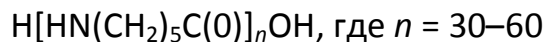
Кроме полимеров для улучшения свойств битума могут использоваться другие модификаторы: неорганические соли (хлорид марганца), природные асфальты, синтетические и природные смолы.

Передовой технологией, является использование модифицированных гелеобразных нефтяных битумов (МАК-битумов). В основе рассматриваемой модификации дорожных битумов лежит запатентованная в США технология формирования гелеобразной (желеобразной) структуры, которая позволяет расширить температурный интервал пластичности и замедлить старение органического вяжущего. Превращение битумного вяжущего в гелеобразное состояние происходит в результате реакции омыления жирных и смоляных кислот основаниями щелочных металлов непосредственно в расплавленной и обезвоженной среде битума. Наиболее просто достигается модификация битума в результате добавления и перемешивания предварительно омыленных продуктов в виде специально приготовленного МАК-порошка в количестве 2–3% от массы вяжущего. МАК-порошок представляет собой концентрат в виде мелкодисперсного продукта коричневого цвета с насыпной плотностью $0,62\text{ г/см}^3$. Размер частиц достигает 0,6 мм, влажность не более 1,5%. Фабрика по изготовлению МАК-порошка была построена фирмой «Shandong Highway Engineering Construction Group, Ltd» в провинции Шандонг в 2002 году.

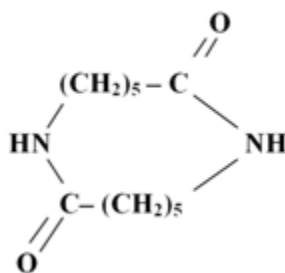
Механизм модификации нефтяных битумов ароматическими аминами и анилином и анилиновой смолой, а так же механизм взаимодействия модифицированных таким образом битумов с минеральными материалами изучен в работах профессора Романова С.И. и его учеников. Однако недостатком анилина и его производных является высокая токсичность, что

ограничивает применение этого материала и определенные проблемы в технологии введения материалов в битумное вяжущее.

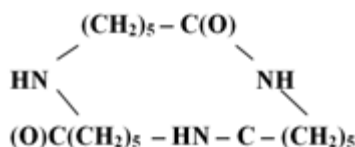
Олигомеры ε -олигокапроновой кислоты, образующиеся в процессе производства поликапроамида имеют линейную структуру и их содержание преобладает в отходах производства поликапроамида



и циклическую структуру – циклодамид



циклотриамид



а так же циклотриамид, циклопентаамид и циклогексаамид.

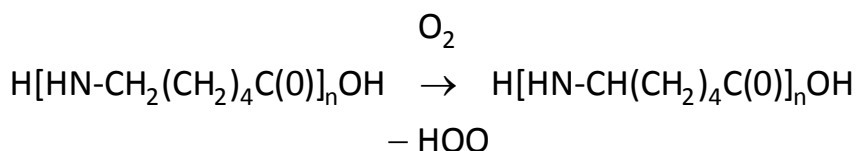
Циклических олигомеров в поликапроамидных отходах может содержаться до 11,5%.

Преимуществом введения олигомеров в нефтяной битум является участие их в процессе модификации по нескольким направлениям:

- участие в модификации концевой H_2N -группы олигомера, которая взаимодействия с карбоксильными группами макромолекулярных структур образует амидные связи. Это приводит к встраиванию олигомера в макромолекулу $\text{COOH} + \text{H}[\text{NM}(\text{CH}_2)_5\text{C}(\text{O})]_n\text{OH} \rightarrow \text{C}(\text{O})[\text{HN}(\text{CH}_2)_5\text{C}(\text{O})]_n\text{OH}$;

- участие карбоксильной группы молекулы олигомера в реакциях с минеральным порошком бетонов, что увеличивает адгезию модифицированного олигомерами битумного вяжущего;

- гомолитические реакции олигомеров с кислородом воздуха, текущие с участием α - CH_2 -группы мономерного звена.



Образуются алигорадикалы рекомбинируют с парамагнитными центрами различной структуры. Установлено, что в битуме структурного типа золь локальная концентрация не спаренных электронов в асфальтенах в 2 раза больше чем в битуме типа гель, асфальтены которого характеризуются меньшей средней концентрацией не спаренных электронов из-за актов

рекомбинации с образованием макромолекулярных асфальтовых структур. Рекомбинация олигомерных радикалов с парамагнитными центрами приводит к химическому агрегированию асфальтенов и повышению индекса пенетрации.

Свойства исходного и модифицированных битумов применявшихся в качестве вяжущего в асфальтобетонных смесях представлены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Свойства немодифицированного битума

Наименование показателей	Марка битума БНД 60/90	
	Норма по ГОСТ 22245-90	Фактически
Глубина проникания иглы, 0.1 мм		
а) при 25°С	61–90	84
б) при 0°С	20	21
Температура размягчения по КиШ, °С	47	50
Изменение температуры размягчения после прогрева, °С	5	4
Растяжимость, см		
а) при 25°С	55	88
б) при 0°С	3,5	4,2
Температура хрупкости, °С	–15	–16
Индекс пенетрации	–1,1 – 1,0	+0,2

Таблица 2

Свойства модифицированных битумов

Наименование показателей	Марка битума БНД 60/90	
	Вяжущее вид А*	Вяжущее вид Б**
Глубина проникания иглы, 0.1 мм		
а) при 25°С	61	65
б) при 0°С	22	27
Температура размягчения по КиШ, °С	56	59
Изменение температуры размягчения после прогрева, °С	3	4
Растяжимость, см		
а) при 25 °С	95	68
б) при 0 °С	6,1	4,8
Температура хрупкости, °С	–35	–26
Индекс пенетрации	0,4	0,4

Примечания. А* – битум БНД 60/90 модифицированный 6% олигокапроамида; Б** – битум БНД 60/90 модифицированный 3% олигомера циклического и линейного строения.

Экспериментально подтверждено, что асфальтобетонные смеси приготовленные на модифицированном битумном вяжущем обладают улучшенными физико-механическими показателями по сравнению с исходными асфальтобетонными смесями. Комплекс высоких показателей модифицированного нефтяного битума обеспечивает повышенную трещиностойкость асфальтобетонных покрытий и их долговечность.

Оценку транспортно-эксплуатационного состояния дороги осуществляют по степени соответствия нормативным требованиям основных транспортно-эксплуатационных показателей дороги, которые приняты за ее потребительские свойства такие как: обеспеченная дорогой скорость, непрерывность, удобство и безопасность движения, пропускная способность, способность пропускать автомобили и автопоезда с осевой нагрузкой и общей массой, установленными для соответствующих категорий дорог.

Конечным результатом оценки является обобщенный показатель качества и состояния дороги (P_d), включающий в себя комплексный показатель транспортно-эксплуатационного состояния дороги (KP_d), показатель инженерного оборудования и обустройства ($K_{об}$) и показатель уровня эксплуатационного содержания ($K_э$):

$$P_d = KP_d \cdot K_{об} \cdot K_э.$$

Показатели P_d , KP_d , $K_{об}$, $K_э$ являются критериями оценки качества и состояния дороги. Их нормативные значения для каждой категории принимают в соответствии с действующими нормативно-техническими документами.

В зависимости от целей и задач оценки она может быть выполнена как по обобщенному показателю качества и состояния, так и отдельно по комплексному показателю транспортно-эксплуатационного состояния, показателю инженерного оборудования и обустройства или по показателю уровня эксплуатационного содержания.

Оценку качества дороги в момент сдачи в эксплуатацию после строительства, реконструкции или ремонта выполняют также как и эксплуатируемой дороги по результатам объективной оценки и измерения фактических параметров и характеристик дороги [2].

Предлагаемая нами методика оценки эффективности использования разработанных составов модифицированных битумных вяжущих учитывает качественные показатели технологии литого асфальтобетона при произ-

водстве ремонтно-строительных работ, еще на стадии рабочего проекта и позволяет оценить экономическую эффективность и целесообразность применения различных модификаторов битумного вяжущего

$$\Delta = \left(\sum_{t=0}^T \frac{-Z_t}{I(t, t_0) \cdot \prod_{q=1}^t (1 + E_q)} - \sum_{t=0}^T \frac{K_t}{I(t, t_0) \cdot \prod_{q=1}^t (1 + E_q)} \right) \cdot k,$$

где R_t – результаты, полученные в год t ; $I(t, t_0)$ – индекс инфляции в году t по сравнению с годом t_0 ; Z_t – текущие затраты в год t ; K_t – единовременные затраты в год t ; E_q – норма дисконта; k – комплексный коэффициент качества.

Комплексный коэффициент качества определяется по формуле:

$$k = \prod_{i=1}^n \frac{x_i}{x_i^{\text{норм}}},$$

где x_i – значение i -го показателя качества; $x_i^{\text{норм}}$ – нормативное значение i -го показателя качества;

Превосходство в качестве дорожного покрытия реально приводит к увеличению прибыли дорожно-эксплуатационных предприятий (служб). На увеличение прибыли воздействуют два фактора: первый – удовлетворенность потребителей более высоким качеством производства ремонтно-строительных работ, вследствие чего дорожное предприятие имеет возможность выиграть тендерные торги; второй – снижение затрат на производство из-за отсутствия дефектов, и, следовательно, уменьшение затрат на их доработку [3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гохман Л.М. Почему битумы, отвечающие требованиям ГОСТ 22245-90, не соответствуют требованиям условий эксплуатации асфальтобетонных покрытий. /Транспорт России. Главная тема / июнь, 2005 г.
2. ОДН 218.0.006-2002 "Правила диагностики и оценки состояния автомобильных дорог. Основные положения" от 3 октября 2002 г. Н ИС-840-р.
3. Ребрин Ю.И. Управление качеством. Учебное пособие. - Таганрог: Изд-во ТРТУ, 2004.

В.В. Буров, В.В. Вовко, Т.К. Акчурун

ПРИМЕНЕНИЕ МОДИФИЦИРОВАННЫХ ВЯЖУЩИХ ДЛЯ РЕМОНТА И СТРОИТЕЛЬСТВА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В связи с постоянным ростом цен на нефть увеличивается и цена строительных битумов, в частности дорожных. Битум является вяжущим в многокомпонентном асфальтобетоне. Современные технологические способы производства битумов не всегда позволяют получать их с необходимыми показателями качества, требующимися в последнее время в дорожном строительстве. Недостаточное качество битума ведет к преждевременному разрушению покрытий и как следствие к повышению затрат на ремонтные работы.

Низкое качество асфальтобетонных покрытий и ремонтно-строительных работ оборачивается увеличением эксплуатационных расходов и снижением срока службы транспортных средств.

Одним из путей увеличения межремонтных сроков и повышения качества покрытий, автомобильных дорог может заключаться в создании битумных композиционных материалов, используя последние теоретические разработки и практические достижения в области коллоидной полимерной химии и технологии композиционных материалов. Считается, что путем модификации смесей используемых в дорожном хозяйстве можно обеспечить необходимое качество покрытий, повысить безопасность движения. Однако при использовании модификаторов существует ряд объективных факторов снижающих эффективность их применения: несоблюдение технологии производства работ при укладке смесей, несоблюдение нормативных требований при производстве смесей непосредственно на АБЗ, недостаточная обоснованность эффективности применения модификаторов, низкое качество используемых битумов.

На кафедре СМиСТ ВолгГАСУ разработаны оптимальные составы модифицированных битумных вяжущих с улучшенными физико-механическими и физико-химическими свойствами с использованием отходов производства поликапроамида.

В результате модификации битумного вяжущего олигокапроамидом и олигомерами циклического и линейного строения в битуме происходят структурные и фазовые превращения, которые влияют на конечные свойства асфальтобетонных смесей, что подтверждается проведенными исследованиями физико-механических свойств.

Таблица 1

Свойства асфальтобетонов приготовленных на дроблёном известковым щебне и модифицированном битуме марки БНД 60/90 олигомером циклического и линейного строения

Показатели	Требования ГОСТ 9128	Исходный	Модифицированный олигокапроамидом		
			0,5%	1%	3%
Прочность при сжатию, МПа, при 50°С при 20°С при 0°С	$\geq 1,3$	1,38	<u>1,87</u>	<u>1,88</u>	<u>1,93</u>
			1,87	1,89	1,91
	$\geq 2,5$	4,43	<u>4,46</u>	<u>4,60</u>	<u>5,12</u>
			4,44	4,57	4,95
	9,5–11,0	10,1	<u>10,00</u>	<u>10,19</u>	<u>10,51</u>
			9,9	10,08	10,43
Кратковременная водостойкость	0,85–0,9	0,86	<u>0,87</u> 0,86	<u>0,89</u> 0,88	<u>0,95</u> 0,94
Длительная водо- стойкость	0,75–0,9	0,79	<u>0,81</u> 0,78	<u>0,81</u> 0,79	<u>0,87</u> 0,86
Водонасыщение W, % по объёму	1,5–4,0	2,82	<u>2,60</u> 2,80	<u>1,94</u> 2,07	<u>1,56</u> 1,59
Набухание Н, % по объёму	–	0,34	<u>0,38</u> 0,34	<u>0,29</u> 0,33	<u>0,28</u> 0,25

Примечание. В числители значения, полученные на образцах асфальтобетона на битуме, модифицированном олигомером циклического строения, в знаменателе на битуме, модифицированном олигомером линейного строения.

Экспериментально подтверждено, что асфальтобетонные смеси, приготовленные на модифицированном битумном вяжущем обладают улучшенными физико-механическими показателями по сравнению с исходными асфальтобетонными смесями. Комплекс высоких показателей модифицированного нефтяного битума обеспечивает повышенную трещиностойкость асфальтобетонных покрытий и их долговечность.

Другим возможным способом решения вопроса о повышении долговечности асфальтобетонных покрытий должно стать использование литых асфальтобетонных смесей.

За рубежом наблюдается тенденция к увеличению объемов литых асфальтобетонных смесей, применяемых для устройства слоев дорожной одежды на проезжей части как металлических, так и железобетонных автодорожных мостов и путепроводов. Они прекрасно себя зарекомендова-

ли, их применение увеличивает сроки эксплуатации асфальтобетонных покрытий, их межремонтные сроки, снижает риск обледенения за счет более высоких показателей упругости. При этом литые асфальтобетонные смеси зарекомендовали себя как хороший гидроизоляционный материал.

Таблица 2

Свойства асфальтобетонов приготовленных на дроблёном известковым щебне и модифицированном битуме марки БНД 60/90 олигомером циклического и линейного строения

Показатели	Требования ГОСТ 9128	Исходный	Модифицированный олигокапроамидом		
			0,5%	1%	3%
Прочность при сжатии, МПа, при 50°С при 20°С при 0°С	$\geq 1,3$	1,71	<u>1,69</u> 1,68	<u>1,73</u> 1,70	<u>1,86</u> 1,85
			<u>3,89</u> 3,82	<u>3,99</u> 3,91	<u>4,56</u> 4,49
	$\geq 2,5$	3,61	<u>9,60</u> 9,40	<u>9,85</u> 9,83	<u>10,25</u> 10,13
	9,5–11,0	9,5			
Кратковременная водостойкость	0,85–0,9	0,83	<u>0,84</u> 0,83	<u>0,88</u> 0,85	<u>0,91</u> 0,89
Длительная водостойкость	0,75–0,9	0,74	<u>0,75</u> 0,74	<u>0,77</u> 0,76	<u>0,83</u> 0,81
Водонасыщение W, % по объёму	1,5–4,0	2,23	<u>1,78</u> 1,84	<u>1,73</u> 1,75	<u>1,66</u> 1,64
Набухание Н, % по объёму	–	0,36	<u>0,39</u> 0,37	<u>0,32</u> 0,34	<u>0,29</u> 0,28

Примечание. В числителе значения, полученные на образцах асфальтобетона на битуме, модифицированном олигомером циклического строения, в знаменателе на битуме, модифицированном олигомером линейного строения.

Кроме этого, применение литого асфальтобетона практикуется во многих странах Западной Европы для ямочного ремонта асфальтобетонных покрытий мостов, мостовых переходов. Применение литых асфальтобетонных смесей для ямочного ремонта позволяет осуществлять производство работ круглый год. Используя литые асфальтобетонные смеси возможно устранять разрушения на асфальтобетонных покрытиях на ранних стадиях их появления. Такой подход может значительно снизить объемы ремонтных работ в процессе эксплуатации покрытий.

Значительное содержание вязкого нефтяного дорожного битума и минерального порошка в составе обычной литой асфальтобетонной смеси обеспечивает ей повышенную удобоукладываемость при технологической температуре и позволяет осуществлять устройство и ремонт покрытий без уплотнения катками, что особенно эффективно при выполнении ремонтных работ на городских улицах и дорогах. Существенным преимуществом покрытий из литого асфальтобетона, по сравнению с покрытиями из традиционных плотных горячих асфальтобетонов, является их водонепроницаемость, высокая длительная водо- и морозоустойчивость.

С ростом в последние десятилетия интенсивности движения и нагрузок на ось транспортных средств выдвигаются более высокие требования к теплостойкости и, соответственно, сдвигоустойчивости асфальтобетонных покрытий автомобильных дорог при высоких летних температурах. В то же время, покрытия из литых асфальтобетонов на основе вязких дорожных битумов характеризуются меньшей тепло- и сдвигоустойчивостью, по сравнению с покрытиями из обычного асфальтобетона, что сдерживает их применение, особенно на городских улицах и дорогах.

Исследования, проводимые в последние годы, показывают, что литым асфальтобетонам на основе битумов, модифицированных полимерами класса термоэластопластов, свойственны меньшие значения показателя погружения штампа, как критерия теплоустойчивости материала, чем литым асфальтобетонам на основе вязкого нефтяного битума.

В качестве модификаторов для этой цели используют побочные продукты производства полиэтилена (низкомолекулярный полиэтилен), поливинилхлорида (фильтрационный кек), полистирола (отсевы) и т.п. Введение этих полимеров в количестве 1,5—3 % достаточно для значительного повышения качества битума. В основе модификации битумов полимерами лежит процесс формирования структуры полимера в битуме. Изменение свойств битума зависит от степени распределения молекул полимера, в битуме которое, обуславливается молекулярной массой полимера, содержанием асфальтенов в битуме и веществ содержащихся в масляной фракции битума.

При введении в состав смесей модификаторов, первоочередной задачей является необходимость оценить и обосновать результативность их применения. Однако не всегда на возможные виды модификаторов имеются нормативные требования, что затрудняет выбор наиболее эффективного вида модификатора и обоснованности его использования.

В связи с этим нами был рассмотрен олигокапроамид представляющий собой олигомеры циклического и линейного строения. Поскольку молекулы олигокапроамида включают остатки мономера ϵ -алигокапроновой кислоты, то его общую формулу можно представить как $\text{H}[\text{NN}(\text{CH}_2)_5\text{C}(\text{O})]_n\text{OH}$. Олигокапроамид хорошо растворяется в полярных средах, а с компонентами битума при температурах 150–160°C образует однородную гомогенную массу.

Полученные данные показывают, что при использовании модифицированного вяжущего заметно повышается предел прочности и усилие сдвига при повышенных температурах, интенсивный рост показателя погружения штампа наблюдается в течение первых 3–4 минут, после чего темп нарастания этого показателя существенно замедляется для литых асфальтобетонных смесей как на вязком битуме, так и на битумополимерном вяжущем. Экспериментально установлено, что гранулометрический состав минеральной части литых асфальтобетонных смесей также как и вид и концентрация полимера в составе битумополимерного вяжущего оказывают влияние на теплоустойчивость литого асфальтобетона. Величина показателя погружения штампа в мелкозернистый литой асфальтобетон меньше, чем для песчаного литого асфальтобетона. При этом, с ростом концентрации полимера в составе битумополимерного вяжущего показатель погружения штампа в песчаный и мелкозернистый литой асфальтобетон уменьшается.

Это чрезвычайно важно для регионов с жарким климатом. С другой стороны трещиностойкость этого же асфальтобетона значительно выше, чем у асфальтобетона на стандартном вяжущем, тем есть его можно применять и в холодных климатических зонах с критической температурой до -35°C . Установлено также, что верхний слой покрытия дороги, выполненной из такого асфальтобетона, за счет введения в него полимера, обладает повышенным коэффициентом сцепления с колесом автомобиля и пониженным уровнем шума.

Е.Ю. Волченко, Т.К. Акчурина

МЕТОДОЛОГИЯ ПОДБОРА И ОПТИМИЗАЦИИ СВОЙСТВ КОМПОЗИТА СТРОИТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ НА ОСНОВЕ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ С УЧЕТОМ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Особенность эксплуатации строительных конструкций и технологического оборудования на крупных объектах химической промышленности заключается в воздействии на них жидких и газообразных агрессивных соединений.

Для эффективной защиты рекомендуют полимерные композиционные материалы, модифицированные специальными добавками, повышающими их химическую стойкость. В качестве дисперсного наполнителя такие материалы содержат крупнотоннажные полимерные и минеральные отходы металлургии и машиностроения, химический состав которых эффективен для защиты от коррозии. Это позволяет наряду с решением основной зада-

чи защиты от коррозии значительно повысить долговечность строительных конструкций, расширить сырьевую базу для производства новых строительных материалов, решать природоохранные и экологические вопросы.

Физико-механические свойства композита строительного назначения формируются параметрами технологического процесса его изготовления (качеством наполнителя, режимами формирования), обеспечивающими монолитность структуры материала (отсутствие трещин, пор и отслоений матрицы от наполнителя). Именно монолитность и высокая адгезия матрицы к наполнителю являются определяющими факторами стойкости композита к воздействию агрессивной среды, поскольку они не позволяют ей проникать к поверхности наполнителя.

Нами рассматривается влияние технологических параметров на химическую стойкость композитов, изготовленных к воздействию агрессивной среды.

При расчетах долговечности композиций строительного назначения учитываются коэффициенты химической стойкости, определенные по соотношению прочностей образцов при сжатии или при растяжении в течение времени, поскольку эти величины являются функцией параметров массопереноса, интенсивности реакции, размеров изделий, длительности воздействия агрессивных сред и других факторов.

В связи с этим для прогнозирования долговечности строительной композиции в условиях действия агрессивных сред был определен для каждого используемого вида среды длительный коэффициент химической стойкости. Экономически целесообразный срок службы композита принят равным $\tau = 10$ лет, при этом допустимое снижение прочности за 10 лет (3600 сут) должно быть согласно ГОСТ 25881-83 не более $s = 0,5$. Расчет производился по методике ГОСТ 25881-83. Его обобщенные результаты сведены в табл. 1.

Параллельно с целью сопоставления точности методик прогнозирования коэффициента химической стойкости композита на экономически целесообразный срок службы, равный $\tau = 10$ лет, осуществляли расчетным путем, позволяющем описать снижение стойкости строительного композита в любой момент времени с учетом физико-химического действия агрессивной среды.

Результаты расчета приведены в табл. 1.

Из табл. 1 видно, что прогнозируемое за 10 лет эксплуатации значение коэффициента химической стойкости $K_{\text{хс}}^{10\text{лет}}$ выше допустимого по ГОСТ 25881-83 значения, равного 0,5.

Как видно из табл.1, расхождения между полученными прогнозируемыми коэффициентами химической стойкости по приведенным методикам лежат в интервале от 0,90 до 9,2 %, что в среднем составляет 6,17 %. Эти данные позволяют говорить о сходимости полученных результатов и возможности применения методики прогнозирования долговечности полимерной композиции при работе его в различных агрессивных средах.

Таблица 1

Прогнозируемый коэффициент химической стойкости полимерной (полимерастворной) на срок $\tau = 10$ лет в различных агрессивных средах

Наименование среды	$K_{xc}^{10 \text{ лет}}$		
	По ГОСТ 25881-83	Расчетный метод	Расхождение, %
30 %-ный раствор серной кислоты	0,913	0,951	3,9
5 %-ный раствор фосфорной кислоты	0,902	0,941	4,2
3 %-ный раствор азотной кислоты	0,710	0,744	4,7
5 %-ный раствор соляной кислоты	0,706	0,801	11,8
36 %-ный раствор соляной кислоты	0,521	0,516	0,9
5 %-ный раствор уксусной кислоты	0,731	0,805	9,1
10 %-ный раствор молочной кислоты	0,923	0,950	2,6
10 %-ный раствор лимонной кислоты	0,800	0,880	9,6
25 %-ный водный раствор аммиака	0,724	0,801	7,1
10 %-ный раствор едкого натра	0,800	0,874	8,3
Трансформаторное масло	0,800	0,869	8,6
Ацетон	0,819	0,878	6,7
Насыщенный раствор хлорида натрия	0,931	0,954	2,7

Представленные в табл. 1 данные свидетельствуют о том, что строительная композиция на основе полимерных и минеральных отходов может обеспечить надежную эксплуатацию изделий в условиях воздействия данных агрессивных сред в течение, как минимум, 10 лет и является, таким образом, высококоррозионностойким материалом.

На основе комплекса проведенных исследований предлагается методологическая схема подбора и оптимизации коррозионностойкого строительного композита (табл. 2).

Таблица 2

Методологическая схема подбора и оптимизации коррозионностойкого строительного композита

Методическая операция	Критерии оценки свойств	Методы исследований	Примечание
Выбор конкурентоспособного материала для связующего	1. Химическая стойкость 2. Адгезионная способность к субстратам различной природы	ИК-спектроскопия, оптическая микроскопия	Обзор литературы по существующим материалам и составам

↓			
В качестве коррозионностойкого связующего для строительного композита выбран порошкообразный эпоксидосодержащий материал или аналогичный, являющийся отходом производства			
↓			
Выбор конкурентоспособных наполнителей	1. Химическая стойкость 2. Механическая прочность 3. Совместимость со связующим	Исследования коррозионной стойкости	В эпоксидосодержащих композициях наиболее эффективны, экономически целесообразны и совместимы со связующим минеральные и полимерные отходы
↓			
В качестве конкурентоспособных заполнителей выбраны наиболее доступные полимерные материалы (резиновая крошка, регенерат)			
↓			
Выбор модифицирующих добавок	Адгезионные свойства при нагреве на стальной подложке	Оценка адгезии по методу решетчатых надрезов	Традиционной добавкой ко многим эпоксидным составам является фенолоформальдегидная смола
↓			
В качестве модифицирующей добавки, улучшающей свойства композиции, выбрана феноло-формальдегидная смола			
↓			
Подбор оптимального состава, технологических режимов формирования строительной композиции выбран по критерию коррозионной стойкости	Комплекс свойств на основе теории массопереноса Соломатова В.И.	Планирование многофакторного эксперимента, физико-механические и коррозионные исследования	Критерием коррозионной стойкости композиции считали массоперенос и химическую стойкость в различных агрессивных средах

Е.Ю. Волченко, Т.К. Акчурин

ОЦЕНКА СТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИЦИЙ НА ОСНОВЕ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ МЕТАЛЛУРГИИ И ИНСТРУМЕНТАЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА К АГРЕССИВНЫМ СРЕДАМ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

При выборе материалов и конструкций для зданий и сооружений, работающих в агрессивных условиях, определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации становятся химическое сопротивление и долговечность строительных композитов.

Существующие нормативные методы, учитывающие влияние агрессивных сред посредством коэффициентов условий работы, являются несовершенными и не дают надежной оценки работоспособности материалов и конструкций. Количественная оценка возможна только при использовании специальных функций, учитывающих эффект разнообразного влияния таких факторов как проницаемость материалов, температуры и концентрации среды, размеров и формы изделий, длительности агрессивного воздействия и т.д.

При действии агрессивных сред происходит изменение их физико-механических характеристик.

В настоящее время существует несколько методов количественной оценки химического сопротивления и долговечности.

Феноменологический подход в описании процесса разрушения основан на установлении на базе экспериментальных данных закономерностей изменения свойств материала и конструкций в зависимости от продолжительности действия на них агрессивных факторов. Эти закономерности получили название деградационных функций, которые отражают влияние на процесс разрушения длительность разрушающего фактора, физических, геометрических параметров материала, распределение по объему тела необратимых микроразрушений.

Общий вид деградационных функций D [1, 2] представляется в виде:

$$D = \frac{B(t)}{B(t_0)} = f(t, T, \sigma, c, h, \alpha, d),$$

где B – количественный показатель свойств (жесткость, несущая способность) в момент времени t и t_0 ; T – температура; σ – напряжение; c – кон-

центрация агрессивной среды; h – геометрическая характеристика; a – характеристика процесса деградации; d – коэффициент диффузии.

Кинетический подход к определению изменения во времени прочности полимерных композиций от механических, физических и химических воздействий основан на использовании зависимости Буссе-Журкова-Бикки [3]:

$$\tau = \tau_0 \exp\left(\frac{U(\sigma)}{RT}\right) = \tau_0 \exp\left(\frac{U_0 - \gamma\sigma}{RT}\right),$$

где $U(\sigma)$ – энергия активизации процесса разрушения; R – постоянная Больцмана; T – абсолютная температура; τ – долговечность или время разрушения; τ_0 – период колебания молекул; σ – напряжение.

Физико-статистический (вероятностный) подход к описанию деградации полимерной композиции при одновременном воздействии механических нагрузок и агрессивных сред в настоящее время получил интенсивное развитие.

В результате анализа статических моделей авторами [4] были получены значения коэффициента химической стойкости при длительном воздействии агрессивных сред:

$$K_x = \exp\left[\mu c \frac{R^2}{D}(b - F_0)\right],$$

$$K_x = \exp\left[-\mu c_0 \left(t - 2\sqrt{\frac{t}{\pi D}} + \frac{x^2}{2D}\right)\right],$$

где μ – интенсивность разрыва полимерных цепей в результате воздействия агрессивных сред; $F_0 = Dt/R^2$ – критерий Фурье; t – длительность воздействия среды; x – расстояние от поверхности элемента до рассматриваемого слоя полимербетона; c_0 – предельная равновесная концентрация среды в полимербетоне.

Химической стойкостью называется свойство материала сохранять свои физико-механические характеристики в установленных пределах и сроках при химическом воздействии на них агрессивной среды.

Для оценки химической стойкости и прогнозирования долговечности разработанных композитов на техногенных отходах металлургии и инструментального производства к агрессивным средам были проведены испытания в соответствии с нормативной документацией (ГОСТ 25246-82 Бетоны химически стойкие Технические условия, ГОСТ 25881-83 Бетоны химически стойкие. Методы испытаний). Стойкость композиции в агрессивных средах определяли по изменению веса и прочности при испытании на растяжение после выдержки образцов в течение определенного периода

времени в жидких агрессивных средах. При выборе состава агрессивных сред были учтены: распространенность их в сфере промышленного производства, возможность создания условий деструкции композитов с целью ее изучения. В результате этой совокупности обстоятельств в качестве агрессивных сред были взяты:

- вода,
- 5%-ный раствор соляной кислоты,
- 25%-ный водный раствор аммиака,
- 10%-ный раствор едкого натрия,
- насыщенный раствор хлорида натрия.

Испытание химической стойкости разработанных строительных композитов проводили на образцах размером 50x50x20 мм. Продолжительность выдерживания их в среде принята равной 360 суток при промежуточных сроках 30, 60, 90, 180 и 270 суток.

По результатам испытаний определяли:

- 1) Δm – изменение массы образцов:

$$\Delta m = \frac{m_1 - m}{m} \cdot 100,$$

где m – масса серии образцов до погружения в среду, г; m_1 – масса серии образцов после выдержки в среде, г.

- 2) прочность на растяжение $\sigma_{\text{раст}}$;
- 3) коэффициент химической стойкости $K_{\text{хс}}$

$$K_{\text{хс}} = \frac{R_t}{R_0},$$

где R_0 – предел прочности контрольной серии образцов; R_t – предел прочности серии образцов после выдержки в среде в течение времени t , сут.

- 4) коэффициент изменения модуля упругости:

$$K_E = \frac{E_t}{E_0}. \quad (2.16)$$

где E_0 – модуль упругости контрольной серии образцов; E_t – модуль упругости серии образцов после выдержки в среде в течение времени t , сут.

- 5) глубину проникновения жидкостей x .

Глубину проникновения агрессивных сред определяли микроскопическими методами.

Сущность данного способа заключалась в измерении видимого фронта продвижения диффундирующей жидкости.

Прогнозирование долговечности композита в условиях воздействия агрессивной среды производятся различными методами. Нами принят за

основу метод прогнозирования величины коэффициента химической стойкости по результатам испытаний.

Для принятого периода эксплуатации C химическая стойкость строительного полимерного композита обеспечивается при условии:

$$K_{xc} \geq 1 - C.$$

Для прогнозирования величины коэффициента химической стойкости K_{xc} в течение принятого срока эксплуатации используют зависимость (при $\tau > 30$ сут.)

$$\lg K_{xc} = a + b \cdot \lg \tau,$$

где $\lg K_{xc}$ и $\lg \tau$ – логарифмы коэффициента химической стойкости и принятого срока эксплуатации; a и b – постоянные коэффициенты для данного вида композиции и данной среды.

Коэффициенты a и b рассчитывают по результатам испытаний по формулам:

$$a = \lg \bar{K}_{xc} - b \cdot \lg \tau, \quad b = \frac{\sum_{i=1}^n (\lg \bar{K}_{xc} - \lg K_{xc_i}) (\lg \bar{\tau} - \lg \tau_i)}{\sum_{i=1}^n (\lg \bar{\tau} - \lg \tau_i)^2},$$

где $\lg \bar{K}_{xc} = \frac{\sum_{i=1}^n \lg K_{xc_i}}{n}$ – среднее значение логарифма коэффициента химической

стойкости; $\lg \bar{\tau} = \frac{\sum_{i=1}^n \lg \tau}{n}$ – среднее значение логарифма времени испытаний; $\lg K_{xc}$ и $\lg \tau_i$ – соответственно логарифмы коэффициентов химической стойкости и времени испытаний в i -ой серии образцов (промежуточных сроков); n – число серий образцов, испытанных в промежуточные сроки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Соломатов В.И., Селяев В.П., Соколова Ю.А. Химическое сопротивление материалов. – М. : МИИТ, 2001. – 234 с.
2. Ладыгин Ю.И. и др. Комплексный подход при сравнительных исследованиях химической стойкости полимерного композиционного материала // Строительные материалы. – 2005. – №5. – С. 52–53.
3. Журков С.Н., Журков С.Н., Куксенко В.С., Слуцкер А.И. Микромеханика разрушения полимеров // Проблемы прочности, 1971. №2. – С. 45–50.
4. Соломатов В.И., Масеев Л.М., Соломатова Т.В. Ускоренный метод определения коэффициента диффузии жидкости в полимерные материалы // Известия ВУЗов, серия «Строительство и архитектура», 1977. №3. – С. 35–37.

*Л.Н. Губанова, Л.А. Алимова,
Н.С. Хирис, О.Ю. Пушкарская, Т.К. Акчурин*

ОЦЕНКА КАЧЕСТВА СМЕШИВАНИЯ КОМПОНЕНТОВ ВЫСОКОНАПОЛНЕННОЙ ЦЕМЕНТНОЙ КОМПОЗИЦИИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Одним из важнейших требований к технологии строительных композитов является обеспечение стабильного однородного состава материала. Сложность решения указанной задачи связана не только с колебаниями химического состава и расходов исходных материалов (цемент, щебень, песок, шлаковый наполнитель и т.д.), но и с текущими изменениями химического состава и расходов техногенных продуктов (возврата, отсева агломерата и окатышей из доменного цеха, шламов, пыли и других отходов металлургического производства).

Композиционная шихта, как правило, состоит из нескольких компонентов, различающихся по своим физико-химическим свойствам. Высококачественная подготовка сухой сыпучей композиции, например, к спеканию, является неременным условием высокопроизводительной работы оборудования.

Несмотря на то, что твердые материалы перерабатываются в строительстве с незапамятных времен, смешивание сыпучих материалов остается мало изученным физическим процессом. Целью смешивания твердофазных материалов является перераспределение компонентов первоначально находящихся отдельно или в неоднородно внедренном состоянии до получения однородной смеси. Процесс смешивания осуществим только в случае наличия возможности у каждой твердой частицы хаотического или случайного перемещения относительно других частиц. При этом начальное состояние системы, характеризующееся упорядоченным распределением компонентов, в конце процесса смешивания становится неупорядоченным со статистически случайным распределением компонентов [1, 2].

Наряду с термином «качество смеси сыпучих материалов», справедливо использовать такую характеристику получаемой композиции как – однородность смеси. В отличие от материалов одной физико-химической природы для смеси сыпучих материалов однородность характеризуется постоянством составов минимальных объемов, представляющих формирующую смесь. Под общим понятием «состав» могут пониматься «вещественный состав», «химический состав», «гранулометрический состав» и прочее.

В силу случайного характера процесса смешивания сыпучих материалов, оценку качества получаемой смеси можно осуществить методами статистического анализа однородности двухкомпонентной среды (цемент +шлак).

Производится это в следующей последовательности:

- представляют среду, полученную после смешивания, состоящей из двух компонентов ключевого (выраженного из условия о наиболее высоких требованиях к равномерности его распределения в среде) и условного (объединенных остальных);

- производится анализ распределения ключевого компонента в объеме условного.

На следующем этапе в качестве ключевого выбирается другой компонент (второй по значимости) и так далее последовательно. В зависимости от степени распределения ключевого компонента в объеме условного судят о качестве смеси, например, рассматривая содержание ключевого ингредиента в микрообъемах продукта, как дискретную случайную величину x_i с соответствующим законом распределения, математическим ожиданием и дисперсией [1].

Такой анализ обеспечит достаточно точное определение однородности среды в случае, если смесь состоит из ингредиентов, имеющих близкую кажущуюся плотность и близкий гранулометрический состав.

В случае невыполнения этих условий, нужны дополнительные анализы:

- однородности смешанной среды по крупности;
- равномерности распределения частиц разной плотности в смешанной среде.

В идеальной смеси смешиваемые компоненты должны распределяться по ее объему таким образом, чтобы к любой частице одного из компонентов примыкали частицы других компонентов в количествах, определяемых заданными соотношениями компонентов. В реальных смесях наблюдаются более или менее значительные отклонения от такого идеально-однородного состояния.

Для объективной количественной оценки этих отклонений служат критерии качества смешивания сыпучего материала, вычисляемые на основе информации о пространственном распределении частиц смеси, полученной опытным путем или в результате теоретических расчетов.

Во многих исследованиях критерий качества смешивания является основной измеряемой величиной, для которой сопоставляются экспериментальные и теоретические значения, и на основании такого сопоставления делаются выводы об адекватности предлагаемой математической модели изучаемому процессу.

Несмотря на высокую научную и практическую значимость критерия качества смешивания, до сих пор не выработано единого подхода к его определению. В литературе [1, 2] предлагается несколько десятков определений, применяющихся в зависимости от конкретных условий исследования: физико-механических свойств смешиваемых фракций, имеющейся математической модели процесса, типа экспериментальной установки. Большинство критериев качества смешивания можно отнести к одной из трех основных групп (рис. 1).

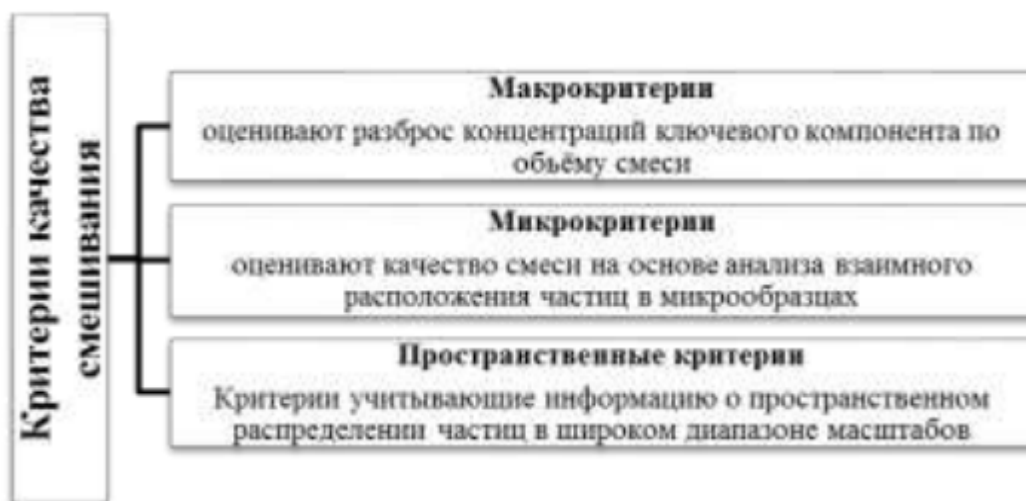


Рис. 1. Структурная схема критериев качества смешивания

Для оценки качества смешивания высоконаполненной цементной композиции нами использовались образцы – кубики 50х50х50 на основе цемента с 25% добавкой измельченного шлака производства ферросплавов (ШПФ).

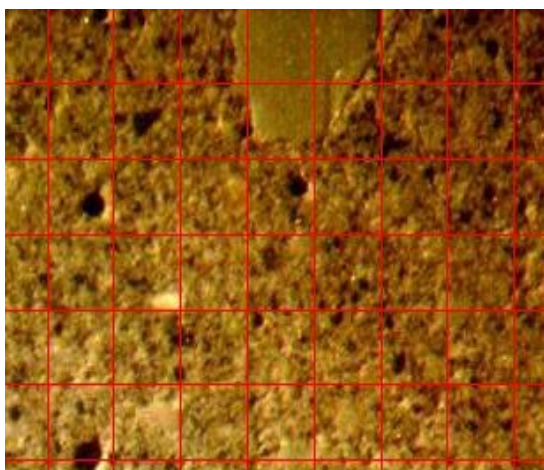
При определении разброса концентраций шлакового компонента использовались макроскопические методы анализа. Из образца-кубика были изготовлены срез-пластины 30х30х20 мм (рис. 2). Поверхность шлифованная. Исследование структуры образцов с добавкой шлака проводилось при помощи стереоскопического микроскопа МБС-9 (3,3-100,8X), дающего прямое стереоскопическое изображение исследуемого образца. Для расчета количества фазы шлака применялся точечный метод. Точечный метод количественной металлографии используют для определения объемных долей структурных составляющих или фаз. При практическом использовании точечного метода, увеличение микроскопа нужно выбирать таким образом, чтобы исследуемые структурные составляющие были достаточно большими для точного определения, попала ли точка в сечение фазы или нет. Расстояние между точками в сетке должно быть таким, чтобы не больше одной точки попало в сечение исследуемой микрочастицы.

На исследуемую структуру накладывалась сетка, состоящая из точек, и подсчитывается число точек, лежащих в сечении микрочастиц исследуемой фазы (рис. 2).

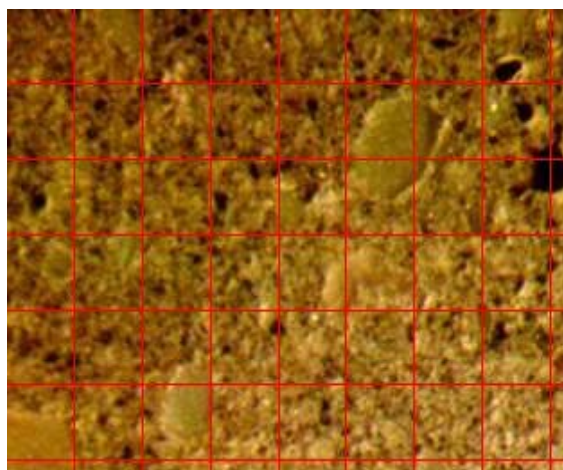
Объемная доля шлака (β - фаза), в %

$$V_{\beta} = \frac{p_{\beta}}{p} \cdot 100\%,$$

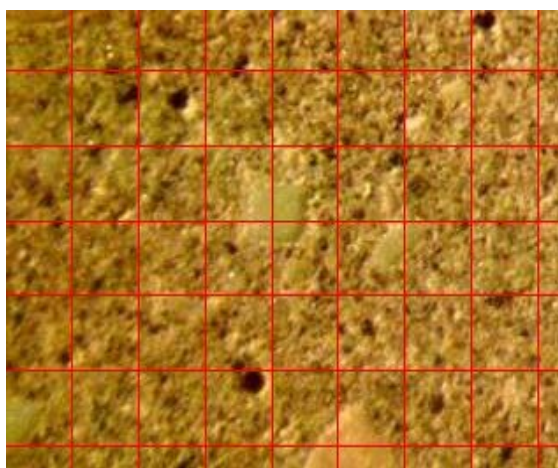
где p_{β} – число точек, лежащих в пределах сечения β – фазы; p – общее число точек в сетке.



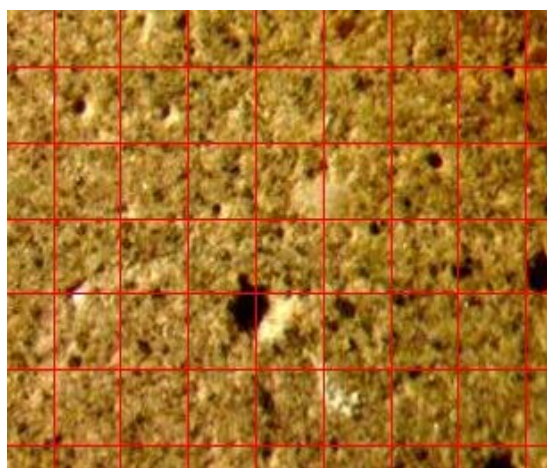
1)



2)



3)



4)

Рис. 2. Микроскопическое изображение структуры композиции цемент + шлак, срезы 1–4

Следовательно, отношение числа точек, попавших в сечение фазы, к общему числу точек идентично стереометрическому параметру объемной доли исследуемой фазы шлака. Объемное содержание шлаковой добавки в среднем составляет порядка 40%, что свидетельствует о равномерном распределении шлаковой добавки в смеси.

Наряду с численным значением объемного содержания шлакового компонента, необходимо ввести параметр индекса смешивания, комплексно учитывающего силовые взаимодействия рабочего органа на смешиваемый материал, полноту участия смешиваемого материала в процессе смешивания, необходимое время контакта смешиваемого материала с рабочим органом смесителя.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Макаров Ю.И. Аппараты для смешения сыпучих материалов. – М.: Машиностроение. 1973. — 216 с.
2. Кафаров В.В., Дорохов И.Н., Арутюнов С.Ю. Системный анализ процессов химической технологии. Процессы измельчения и смешивания сыпучих материалов. – М.: 1985. — 440 с.

А.А. Ермилов, С.В. Алексигов

ИССЛЕДОВАНИЕ ПЛОТНОСТИ ПРОБЛЕМНЫХ И ТРУДНОДОСТУПНЫХ МЕСТ АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ПОКРЫТИЙ ГОРОДСКИХ ДОРОГ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Дана оценка плотности асфальтобетонных покрытий городских дорог в проблемных и труднодоступных местах.

Производство работ по уплотнению свежеложенного слоя асфальтобетонной смеси в городских условиях, как правило, имеет свою специфику. Существует несколько основных особенностей уплотнения городских дорог:

1. Уплотнение асфальтобетонного покрытия осуществляется на ограниченном фронте работ в «сжатые» сроки из-за необходимости ограждения участка производства работ на дорогах «перегруженных» движением автотранспорта.

2. Открытие интенсивного движения на отремонтированных участках в кратчайшие сроки (через несколько часов) предъявляет повышенные требования к плотности дорожного покрытия. Недоуплотнение асфальтобетонной смеси, особенно в условиях интенсивной эксплуатации дорожного покрытия на стадии формирования прочной структуры асфальтобетона, приводит к развитию «колеиности» на отремонтированных участках дорог.

3. На городских дорогах существуют участки труднодоступные для качественного уплотнения крупногабаритными катками: бордюры, люки, трамвайные пути, карманы для остановки и стоянки автотранспорта и т. п. В этих местах выглаживающая плита асфальтоукладчика приподнимается, в результате образуются участки с недоуплотнением асфальтобетонной смеси.

4. В местах остановки и торможения городского транспорта (перекрестки, примыкания, переезды, остановки общественного транспорта), на участках с большим уклоном, возникают многократные воздействия касательных усилий в одних и тех же местах, что приводит к нарушению местного предельного равновесия в материале дорожного покрытия и превыше-

нию действующими усилиями сил сопротивления асфальтобетона. На остановках общественного транспорта часто происходят сдвиги не только в продольном, но и в поперечном направлении с отжиманием материала покрытия в сторону борта и образованием колеи. На подъезде к перекресткам также образуются волны [1]. Вследствие этого, требуются более жесткие требования к асфальтобетонным смесям и их уплотнению. Из-за недостаточного уплотнения и неправильной рецептуры смеси на дорожном покрытии в местах резкого торможения возникает существенная колеиность.

5. Укладку и уплотнение асфальтобетонной смеси производят, как правило, на неровном старом покрытии, что также предъявляет жесткие требования к плотности и однородности уплотнения асфальтобетона.

6. Транспортировка смеси в городе происходит часто в условиях плотного транспортного потока, длительных дорожных заторов и остановок на пути автосамосвала. Это приводит к остыванию поверхностного слоя горячего асфальта в местах его контакта с воздухом и кузовом самосвала. При транспортировке тяжелые фракции асфальта осаждаются на дно самосвала. Образовавшаяся в результате этого температурная и фракционная сегрегация вызывает неоднородную плотность асфальтобетона.

7. Во время уплотнения необходимо особое внимание уделять поперечным и продольным швам сопряжения полос асфальтобетонного покрытия. В первую очередь в этих местах происходит разрушение покрытия из-за его недостаточного уплотнения

Для оценки качества уплотнения асфальтобетонного покрытия городских дорог в проблемных и труднодоступных местах были выполнены следующие работы. При помощи плотномера ПАБ производились измерения плотности асфальтобетона около канализационных люков, бордюров, выбоин и на остановках общественного транспорта (рис. 1).



Рис. 1. Измерение плотности асфальтобетона
около канализационных люков и выбоин

Измерения производились по круговой траектории с постепенным отдалением от исследуемого участка. В общей сложности было произведено около 30 однократных замеров плотности асфальтобетона возле единичного проблемного или труднодоступного места.

На основе данных замеров были построены графики изменения плотности асфальтобетона в зоне проблемных мест. На рис. 2 и 3 в качестве примера приведены графики изменения плотности асфальтобетона в зоне формирования выбоин и канализационных люков. На графиках заметно прослеживается увеличение плотности асфальтобетона с увеличением расстояния от проблемного или труднодоступного места.

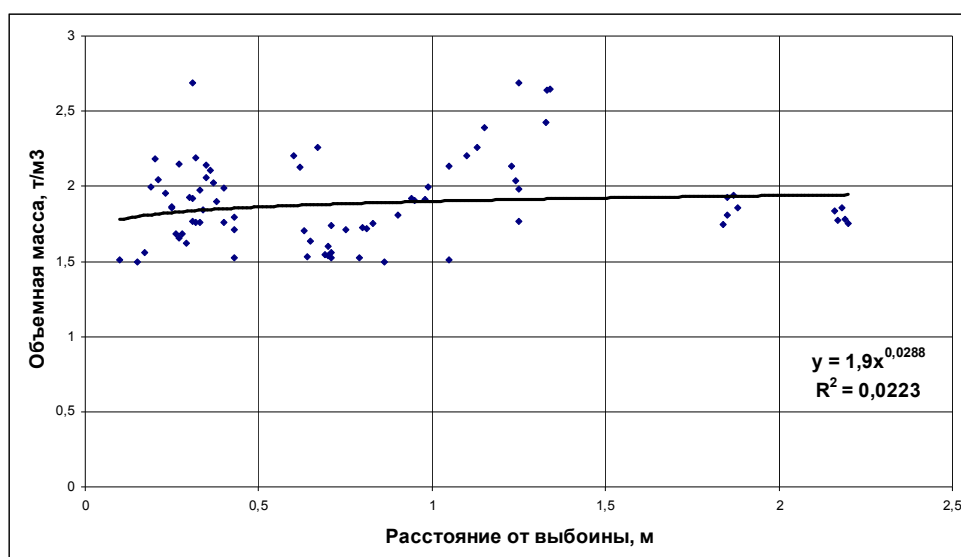


Рис. 2. Изменение плотности асфальтобетона в зоне формирования выбоины на покрытии

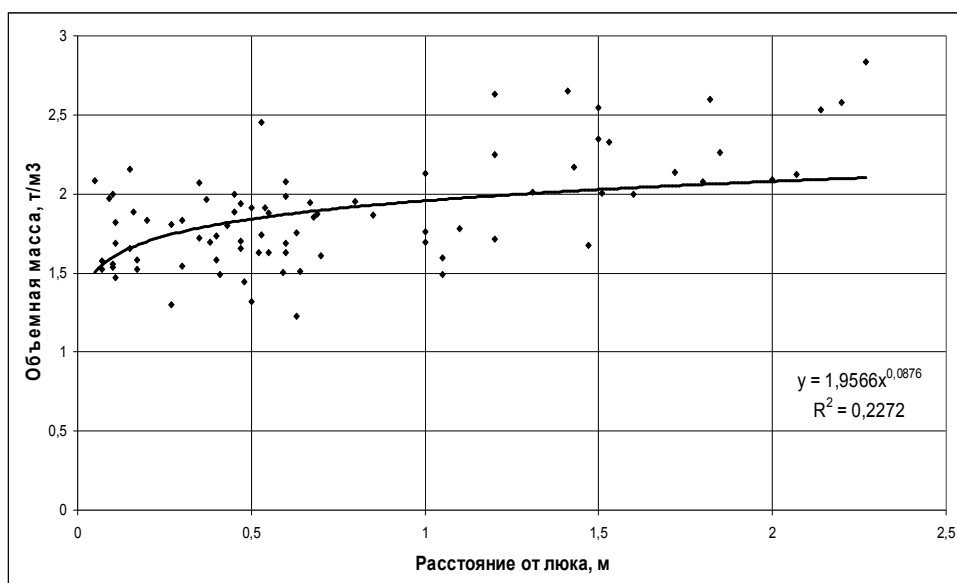


Рис. 3. Изменение плотности асфальтобетона в зоне формирования канализационных люков

Кроме измерения плотности асфальтобетона около проблемных и труднодоступных участков были также выполнены вычисления средне-квадратичного отклонения и коэффициентов вариации значений плотности асфальтобетона. На рис. 4 и 5 видно, что в пределах 2 метров от исследуемого места, наблюдается сильная вариация плотности асфальтобетона, которая возникает по причине неоднородного уплотнения дорожного покрытия.

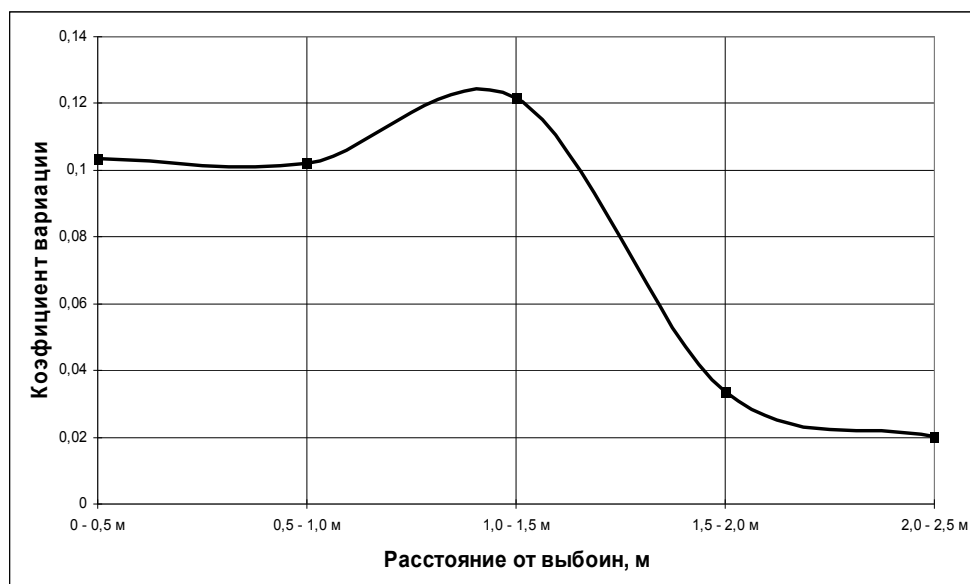


Рис. 4. Изменение коэффициента вариации плотности асфальтобетона около выбоин

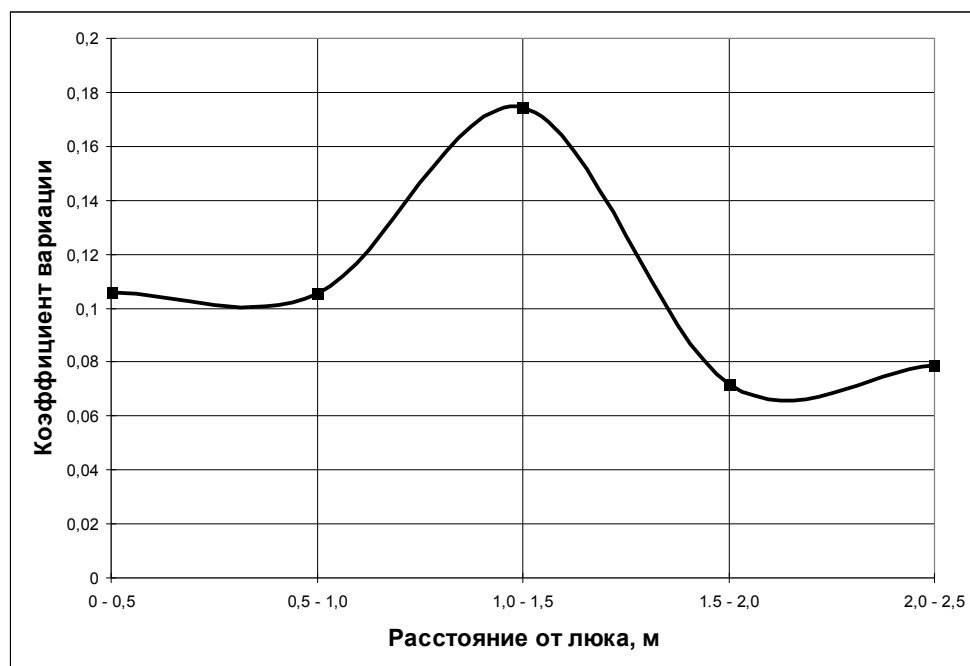


Рис. 5. Изменение коэффициента вариации плотности асфальтобетона около канализационных люков

Выводы:

1. Формирование выбоин на проезжей части в значительной степени обусловлено неоднородностью уплотнения асфальтобетонной смеси. В зоне локальных разрушений покрытия наблюдается увеличение коэффициента вариации и снижение средней плотности асфальтобетона (рис. 2, 4).

2. На асфальтобетонных покрытиях городских дорог существуют участки, являющиеся труднодоступными для их качественного уплотнения (канализационные люки, бордюры, остановки автотранспорта). В зоне трудноуплотняемых участков наблюдается увеличение неоднородности уплотнения (рис. 3) и снижение средней плотности асфальтобетона (рис. 5). Вследствие систематического недоуплотнения асфальтобетона дорожное покрытие на этих участках быстро приходит в негодность и разрушается.

3. Необходимы новые более совершенные методы и технологии уплотнения асфальтобетонных покрытий городских дорог с акцентированием внимания на проблемных и труднодоступных местах.

Данные исследования будут продолжены с целью разработки методических рекомендаций по повышению качества уплотнения асфальтобетонных дорог.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. Горячев М.Г. Технология и организация строительства городских путей сообщения : учеб. пособие. Ч. 2: Строительство дорожных одежд. – М., 2003. — 229 с.

А.В. Ларичев, С.В. Алексиков

ДОРОЖНО-КЛИМАТИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ АСТРАХАНСКОЙ ОБЛАСТИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Значительная территория Российской Федерации и связанное с ней многообразие природно-климатических факторов создает различные условия для работы дорожных конструкций. В связи с увеличением объемов транспортного строительства в сельской местности, возникла необходимость в совершенствовании методов проектирования и строительства конструкций земляного полотна и дорожных одежд автомобильных дорог с учетом климатических характеристик местности. С этой целью проводятся работы по дорожно-климатическому районированию территории Астраханской области.

Изучение и инженерная оценка физико-географических условий в дорожном строительстве – один из наиболее сложных и наименее разработанных вопросов дорожной науки [1].

Одна из основных задач дорожно-климатического районирования – установление для различных районов расчетных параметров для проектирования земляного полотна и дорожных одежд.

Основы районирования территории СССР разработаны в 30^х – 40^х годах прошлого столетия. За основу были приняты особенности водно-теплового режима. Впервые дорожное районирование СССР было разработано в 1941 году в Дорожном научно-исследовательском институте А.В. Гербурт-Гейбовичем. Основой этого районирования явилась почвенная карта. Почвенные зоны были разделены по длительности промерзания на подзоны. В 1952 году при подготовке к изданию НиТУ-128-55 Л.А. Преферансовой были уточнены границы дорожно-климатических зон. За основу было принято естественноисторическое районирование территории СССР, опубликованное Академией наук СССР в 1947 г. [2]. Выделено 5 дорожно-климатических зон с более или менее однородными условиями увлажнения земляного полотна автомобильных дорог. В 70-е – 80-е годы двадцатого века выполнены работы по региональному районированию территории Западной Сибири, Украины, республик Средней Азии, Белоруссии.

В связи с переходом на рыночные отношения, и, соответственно, ограниченным финансированием дорожной науки эти работы были прекращены. В последние годы, в связи с увеличением объема транспортного строительства сельских автомобильных дорог, возникла необходимость в совершенствовании конструкций земляного полотна и дорожных одежд с учетом местных климатических факторов. С этой целью проводятся работы по дорожно-климатическому районированию территории Астраханской области.

В соответствие с грунтово-гидрологическими и геологическими условиями территория разделена на 11 областей. Все они характеризуются равнинностью рельефа и практическим отсутствием связи грунтовых и напорных вод. Районирование проводилось по морфоструктуре рельефа, геофильтрационной схематизации и инженерно геологическим характеристикам.

Б-1. Рельеф слаборасчлененный, грунты - суглинки, супеси, реже глины с прослойками и линзами песка, пески разнотернистые с прослойками и линзами глин, суглинков, слабо и средне соленые, с линзами, как правило, очень сильно засоленные. Глубина залегания грунтовых вод колеблется от 4 до 30 м, а их минерализация от 0,5 до 10 г/л при различных геофильтрационных схемах.

Б-1/2. Волнистая равнина, грунтовый состав сходен с Б-1 и характеризуется смешанностью залегания пластов. Грунты незасоленные, средне и слабозасоленные. Уровень грунтовых вод на глубине 4–18 м, минерализация грунтовых вод 3–15 г/л.

Б-2. Расчлененность рельефа: горизонтальная 600–1000 м, вертикальная 2,5–5 м. Грунты – суглинки, супеси с прослойками и линзами песка,

подстилаются песками разнотернистыми с прослойками и линзами глин, суглинков, слабозасоленные, средне, сильно, и очень сильнозасоленные. Уровень грунтовых вод на глубине 5–20 м, минерализация грунтовых вод 8–35 г/л.

Б-3/2. Расчлененность рельефа: горизонтальная 500–700 м, вертикальная 3–10 м. Грунты – суглинки, супеси с прослойками и линзами песка, слабо и среднезасоленные. Глубина залегания грунтовых вод до 20 м, минерализация 5–10 г/л.

Б-3/4. Расчлененность рельефа: горизонтальная 300–1000 м, вертикальная 8–17 м. Грунты – пески разнотернистые с прослоями и линзами связанных грунтов, в поверхности участками маломощные связанные грунты, слабозасоленные до сильнозасоленных. Глубина залегания грунтовых вод 7–20 м, минерализация 3–50 г/л.

Б-4. Расчлененность рельефа: горизонтальная 400–700 м, вертикальная 6–18 м. Грунты – Пески пылеватые с прослоями и линзами супесей, суглинков. Бугры сложены супесями, суглинками. Незасоленные и слабозасоленные на буграх до среднезасоленных и солончаков в понижениях. Ильменные понижения – иловыми грунтами. Глубина залегания грунтовых вод до 20 м, минерализация 5–120 г/л.

Б'-½. Расчлененность: горизонтальная 300–2000 м, вертикальная до 2 м. Грунты – пески разнотернистые, покровные суглинки, глины, супеси с линзами, гнездами и прослойками песка, незасоленные, слабо и среднезасоленные. Глубина залегания грунтовых вод 0,3–5 м, минерализация 0,3–5 г/л.

Б'-2. Расчлененность: горизонтальная 50–300 м, вертикальная 2,5–4 м. Грунты – суглинки, супеси с прослойками песка, подстилаются разнотернистыми песками, пески разнотернистые, единичные пласты связанных грунтов, незасоленные и слабозасоленные. Глубина залегания грунтовых вод до 5 м, минерализация 0,3–5 г/л.

Б'-1^А. Расчлененность: горизонтальная 500–2000 м, вертикальная 0,2–2 м. Грунты – пески пылеватые с прослойками связанных грунтов. В кровле – маломощный чехол связанных грунтов, суглинки, супеси, глины с прослойками песка, подстилаются разнотернистыми песками, незасоленные, слабо и среднезасоленные до солончаков. Глубина залегания грунтовых вод 0,5–3 м, минерализация до 10 г/л.

Б'-1^В. Расчлененность: горизонтальная 200–1500 м, вертикальная 0,2–1,5 м. Грунты – пески пылеватые. В кровле – маломощный чехол связанных грунтов, покровные суглинки, супеси, глины с прослойками песка, подстилаются пылеватыми песками незасоленные, слабо и среднезасоленные до солончаков. Глубина залегания грунтовых вод 0,2–3 м, минерализация 3–25 г/л.

Б'-1^Г. Расчлененность: горизонтальная 100–1000 м, вертикальная 0,2–0,5 м. Грунты – пески пылеватые с прослойками связанных грунтов. В

кровле – маломощный чехол связанных грунтов незасоленные, слабо и средnezасоленные до солончаков. Глубина залегания грунтовых вод до 1,5 м, минерализация более 15 г/л.

Значительная часть Астраханской области, особенно территория Волго-Ахтубинской поймы относится ко II и III типу местности по условиям увлажнения. В весенний и осенний паводковый период, за счет сезонного поднятия уровня грунтовых и паводковых вод, конструкции земляного полотна автомобильных дорог оказываются сильно переувлажнены, что существенно влияет на их работу. Это создает необходимость в уточнении дорожно-климатического районирования на территории области и разработке более совершенных конструкций земляного полотна и дорожных одежд.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Виноградский А.К.* «Дорожное районирование». М., 1989. — С. 5.
2. *Пузаков Н.А., Золотарь И.А.* «Водно-тепловой режим земляного полотна и дорожных одежд». М., 1971. — С. 248–249.

О.А. Разинкова, Т.К. Акчурина

МЕЛКОЗЕРНИСТЫЕ ЦЕМЕНТНЫЕ И АСФАЛЬТОВЫЕ БЕТОНЫ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОРОШКОВЫХ МОДИФИКАТОРОВ И НАПОЛНИТЕЛЕЙ ИЗ ОТВАЛЬНЫХ КЕКОВ ГИДРОМЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ПРОИЗВОДСТВА

Кабардино-Балкарский государственный университет им. Х.М. Бербекова,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Использование много тоннажных промышленных отходов в производстве строительных материалов и изделий является одним из основных и оправдывающих себя как в экологическом, в технологическом и экономическом направлениях решения хозяйственных задач.

Нальчикский гидрометаллургический завод (НГМЗ) на Северном Кавказе специализируется по производству вольфрама и молибдена из предварительно обогащенных сырьевых концентратов, поступающих сюда из других предприятий.

В результате сложной химико-термической переработки концентратов и извлечения из них полезного продукта, остатки разрушенной породы, преимущественно карбонатсодержащие, после их очистки и нейтрализации от химических реагентов, в виде жидкого шлама сбрасываются в специальное хранилище, где в результате седиментации и частичного обезвоживания превращаются в глиноподобные отвальные кеки, которые занимают громадные территории, и запасы их продолжают расти.

Утилизация данных отходов, освобождение дефицитных в регионе земельных участков и оздоровление курортно-рекреационной зоны на Северном Кавказе является актуальнейшей задачей.

Целью исследований является разработка научно обоснованной технологически и экономически целесообразной малозатратной технологии переработки и утилизации отвальных кеков НГМЗ в производстве минеральных порошков и использование их в составе мелкозернистых композиционных материалах.

Анализ состояния переработки техногенных отходов показывает, что основным потребителем многих много тоннажных минеральных отходов производства является промышленность строительных материалов. И если вопросы утилизации отходов ряда промышленных производств в черной металлургии, химической промышленности, топливно-энергетическом комплексе довольно хорошо разработаны и реализуются, то ряд крупнотоннажных отходов цветной металлургии не находят использования и накапливаются в больших объемах в отвалах загромождая и загрязняя окружающую среду. Особенно острая обстановка с техногенными сбросами гидрометаллургических производств, где скапливаются громадные отходы порой до 85–95% перерабатываемой породы в виде жидких суспензий и шламов вмещающих пород с химическими реагентами и трудно утилизируемые в строительной отрасли.

Более исследованными, отработанными и утилизируемыми в производстве строительных материалов являются жидкие глиноземные шламы алюминиевого производства – нефелины, которые успешно используют в качестве компонента вяжущего в производстве автоклавных изделий. Жидкие же шламы и кеки образующиеся в гидрометаллургии вольфрама и молибдена практически не используются нигде и как показывают отечественный и зарубежный опыт работы горно-обогатительных комбинатов (ГОК) по производству вольфрамо-молибденовых концентратов в Приморье, Бурятии (г. Закаменск), Монголии, Канаде и др., эти отходы считаются трудноутилизируемыми, малоисследованными, которые остаются невостребованными.

При проведении исследований использовались:

- отвальные кеки ОАО «Гидрометаллург» в г. Нальчике со старого отвала –лежалые и нового отвала –текущие;

- портландцемент ПЦ-ДО Новороссийского завода, отвечающий требованиям ГОСТ 10178-85 «Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия».

- битум БНД 60/90 по ГОСТ 22245-90 «Битум нефтяной дорожный, технические условия»;

- суперпластификатор-С-3 по ТУ-6-36-020429-625 Новомосковского комбината;

– лингосульфонаты технические – ЛСТ по ОСТ 13-183-83. Новомосковского химического комбината;

– порошки минеральные из карбонатных пород МП-1 (обычные) и МП-10 активизированные Минераловодского СУ-842, отвечающие требованиям ГОСТ Р 52129-2003 «Порошки минеральные для асфальтобетонных смесей. Технические условия»;

– песок кварцевый природный местный Альтудского месторождения среднезернистый с $M_{кр}=2,25$ мм, отвечающий требованиям ГОСТ 8736 «Песок для строительных работ. Общие требования»;

– песок щебень дробленные из гравия местного Нарткалинского карьера, отвечающие требованиям ГОСТ 9128-97 «Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия»;

– песок крупнозернистый с $M_{кр}=3,1$ мм;

– щебень фракции 5–10 и 10–20 мм марок 800, Др-12;

– вода – по ГОСТ 23732 «Вода для бетонов и растворов. Технические условия».

Результатами исследований отвальных кеков НГМЗ являются: их фазово-агрегатное состояние, составы химические и минералогические, свойства в различных состояниях.

Кеки лежалые старого отвала 20–30 летней давности представляют собой тестообразную тонкодисперсную глиноподобную массу с переменной влажностью от 18 до 22%.

Кеки – отходы текущего производства представляют собой слабоокислую ($pH=6-7$) пульпу – шлам плотностью $=1,76-1,98$ г/см³ – продукт механического разрушения и выщелачивания исходной породы в смеси с химическими реагентами и водой до 50%. При вылеживании шлама в хвостохранилищах за счет седиментации, частичного испарения и поглощения жидкой фазы они превращаются в глиноподобное тестообразное состояние с плотностью $2,23-2,37$ г/см³ и влажностью до 24%, которые при дальнейшем испарении влаги и обезвоживании превращаются, в комовое и порошкообразное состояние с насыпной плотностью $=1,25-1,46$ г/см³ в зависимости от влажности. Порошкообразные кеки с дисперсностью порядка до 95% класса 0,071 мм и удельной поверхностью $S=4800-6000$ см² однородного состава.

По своему химико-минералогическому составу твердая фаза кеков представляет карбонатную породу, в них содержится до 76–80% кальцита, до 5–10% флюорита, кварца, силикатов и других веществ. Они не содержат опасных тяжёлых металлов, не имеют вредных излучений, нетоксичны и пригодны в качестве техногенного сырья для строительных материалов и изделий.

Отвальные кеки в хранилище отличаются высокой однородностью и стабильностью состава, отсутствием химически активных и легкораствори-

мых соединений. Они не содержат опасных тяжелых металлов, не имеют вредных выделения в атмосферу, радиоактивных излучении, химически инертны при обычных температурах и представляют собой, как бы упрочненные зерна – готовый полуфабрикат для многих материалов и в ряде случаев требуется лишь удаление избыточной влаги и диспергирования.

Совокупность качественных характеристик тонкодисперсных порошкообразных отвалных кеков и литературных источников позволяет сформулировать основную рабочую гипотезу о пригодности и эффективности использования, порошкообразных кеков в качестве структурорегулирующей и уплотняющей минеральной добавки во многие композиционные материалы на различных связующих и в частности в мелкозернистые цементные и асфальтобетонные смеси.

В целях повышения эффективности использования порошкообразных отвалных кеков проведены исследования по их активации.

Для определения оптимального количества модифицирующих добавок при активации порошков использовался метод активного многофакторного эксперимента. Планирование эксперимента производилась в модуле «Производственная статистика», «Экспериментальный дизайн (DOE)» компьютерной программы STATISTICA. В качестве варьируемых факторов выбрано содержание в минеральном порошке модификаторов x_1 - ЛСТ; x_2 - БНД 60/90. В качестве контролируемых факторов – прочность R_{20} (y_1), водостойкость (y_2), прочность R_{50} (y_3).

После статистической обработки экспериментальных данных получены уравнения регрессии, характеризующие зависимость прочности при разных температурах, водостойкость от исследованных факторов.

В пакете STATISTICA с помощью линейного и нелинейного многомерного моделирования взаимосвязей были получены графики и формулы, описывающие зависимость между входными и выходными параметрами, которые представлены на рис. 1–6.

В системе Mathcad выполнен подбор оптимальных значений x_1 и x_2 , которые соответствуют экспериментальным и составили в опытной ЛСТ-2,0% и БНД 60/90-2,5% по массе.

В экспериментах по проверке влияния содержания минеральных порошков на пустотность и плотность цементно-песчаных смесей (рис. 7) использовались: минеральный порошок из отвалных кеков, полученные обезвоживанием (сушкой) и диспергированием в лабораторных условиях минеральных порошков из кеков (МПа), для сравнения – промышленная партия минерального порошка используемого местными предприятиями МП-б активированный и МП-в – обычный Минводского СУ-842, полученные дроблением и размолотом плотных известняков и доломитов. Их характеристики приведены в табл.1.

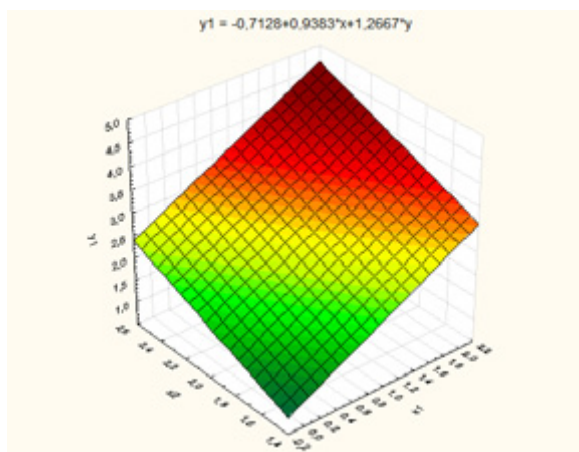


Рис. 1. Линейная функция отклика прочности при 20°C

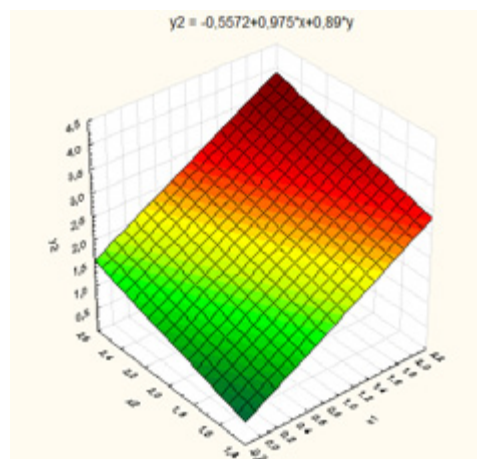


Рис. 2. Линейная функция отклика водостойкости

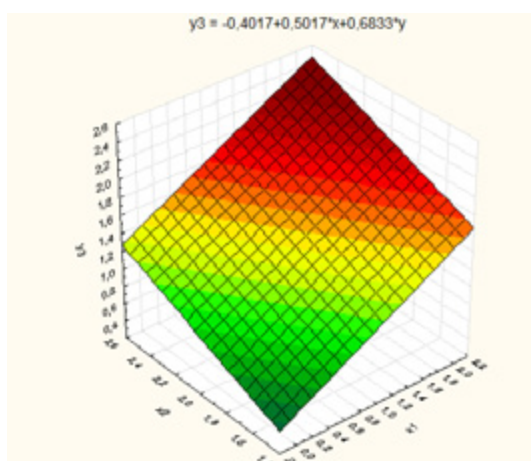


Рис. 3. Линейная функция отклика прочности при 50°C

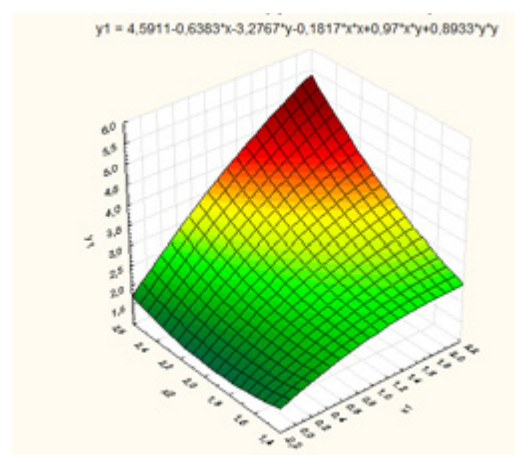


Рис. 4. Квадратичная функция отклика прочности при 20°C

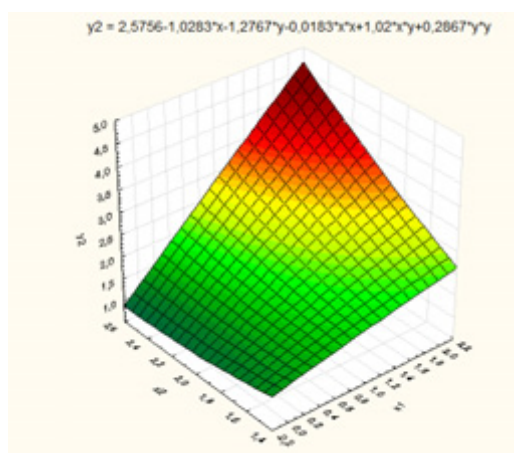


Рис. 5. Квадратичная функция отклика водостойкости

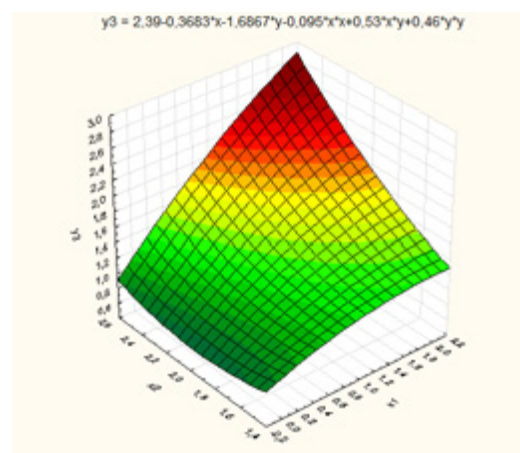


Рис. 6. Квадратичная функция отклика прочности при 50°C

Таблица 1

Основные характеристики использованных минеральных порошков

Наименование показателей	Значения для порошков		
	МП- а	МП- б	МП- в
Зерновой состав, % мас.:			
– менее 1,25 мм	100	100	100
– менее 0,315 мм	98,9	92,3	93,3
– менее 0,071 мм	95,8	83,1	80,3
Пористость, % об.	36,3	28,4	25,6
Набухание с битумом, % об.	0,9	1,5	2,1
Влажность, % масс.	0,6	0,4	1,0

В качестве заполнителей в опытах были приняты местные, используемые для этих целей, пески: А – природный среднезернистый песок с $M_{кр}=2,25$ мм и пористостью $P=35\%$; Б – искусственный дробленый крупнозернистый песок с $M_{кр}=3,1$ мм; и пористостью $P=42,3\%$ (отсев получаемый при дроблении местных пойменных гравийно-песчаных смесей на щебень).

Исследования влияния, принятых минеральных добавок на пустотность песка – П (рис. 7) показывает, что в зависимости от зернового состава пустотность смеси может быть снижена на 11–14%, что приведет к возможности экономии вяжущего, улучшению структуры, повышению плотности и стойкости материалов на их основе. Оптимальное количество добавок МП колеблется от 15–20 до 30–40% и требует оптимизации в зависимости от гранулометрии используемого заполнителя, характеристики вяжущего и требуемых показателей материалов на их основе.

Для проверки влияния полученных минеральных добавок на свойства материалов с их использованием были изготовлены и испытаны мелкозернистые бетоны, где в качестве минерального вяжущего является портландцемент ПЦ 400 Д0 Новороссийского завода.

В цементно-песчаных бетонах, используемых для изготовления декоративных и тротуарных плит методом пластического формования в пластиковых формах, использовались добавки суперпластификатора (СП)-С-3 Новомосковского комбината в количестве 0,7%.

Испытания минеральных добавок МП-а в цементно-песчаных бетонах для тротуарных плит (см. рис. 8) показывают, что их введение в смесь до 20–30% от Ц не приводит к снижению прочности и морозостойкости образцов, и вначале наблюдается даже некоторое повышение прочности и плотности, что связано со снижением В/Ц смеси при замене части гидратационно - активного цемента плотным инертным наполнителем и снижением количества пор (в том числе и капиллярных), о чем свидетельствует снижение водопоглощения опытных образцов с повышенным количе-

ством плотной минеральной добавки (см. рис. 8). Даже при замене до 40% цемента дисперсной инертной минеральной добавкой МП-а и некотором снижении прочности образцов, плотность и морозостойкость их не снижаются, что немаловажно для тротуарных и облицовочных плит, для которых морозостойкость важнее в эксплуатации, чем повышенная (избыточная) прочность.

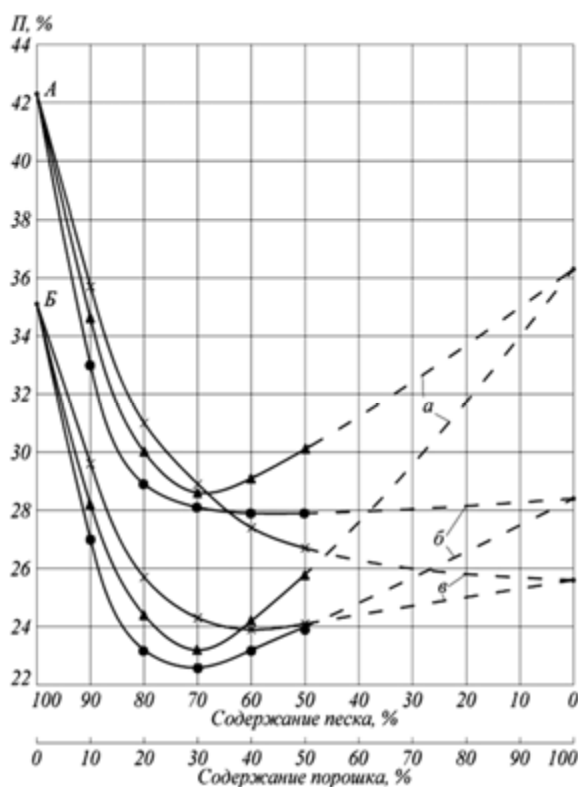


Рис. 7. Влияние содержания минеральных порошков МП-а, МП-б, МП-в на пустотность песка (П)
А – крупнозернистого ($M_{кр}=3,1$); Б – среднезернистого ($M_{кр}=2,25$)

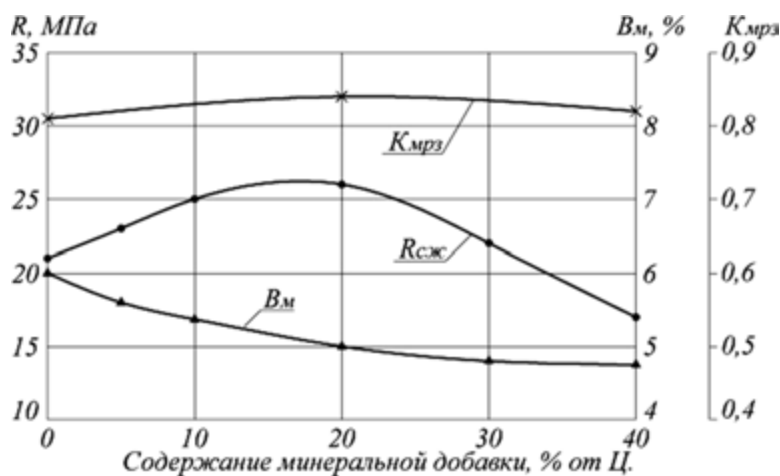


Рис. 8. Зависимость водопоглощения (V_m), прочности ($R_{сж}$), морозостойкости ($K_{мрз}$), мелкозернистого бетона состава 1:3 (Ц:П) от содержания минеральных добавок

Так в экспериментальной серии испытаний мелкозернистых бетонов состава 1:3 (цемент: песок) с модификаторами СП– С-3 и МП-а оптимальной подвижности (ГПК – 8 см) для декоративных плит, если у состава без минеральной добавки через 100 циклов коэффициент морозостойкости – $K_{мрз}$ составил 0,81, то при 20 и 40% добавки МП-а $K_{мрз}$ составили 0,84 и 0,83 соответственно (см. кривую $K_{мрз}$ рис. 8), что видимо связаны с особенностями структуры и свойств мелкозернистых и дисперсных систем в присутствии ПАВ и СП, что согласуются с другими авторами.

Испытания МП в асфальтобетонах (физико-технические характеристики стандартных образцов мелкозернистых асфальтобетонов см. табл. 2) показывают, что минеральные порошки из кеков – МП-а вполне могут заменить дорогостоящие привозные порошки МП-б и МП-в, а по основным показателям они незначительно уступают лишь активированным порошкам МП-б, но превосходят обычные неактивированные - МП-в.

Таблица 2

Показатели песчаных асфальтобетонов
с различными минеральными добавками

Вид минерального порошка	Водонасыщение, % об.	Набухание, % об.	Прочность в МПа		
			R20	R50	Rвод
МП-а	2,02	0,21	5,3	2,9	4,8
МП-б	2,01	0,18	6,1	2,8	5,3
МП-в	2,81	0,33	4,5	1,9	3,9

Таким образом, минеральные тонкодисперсные порошки – добавки МП-а на основе отвалных кеков в количествах 10–30% от Ц совместно с модификатором СП – С-3 благоприятно сказываются на структуру и свойства мелкозернистых бетонов на местных заполнителях, что открывают возможности как утилизации легкодоступных бросовых отходов ОАО «Гидрометаллург», так и улучшения физико-технических и эксплуатационных свойства материалов и изделий на их основе при экономии дорогостоящих вяжущих, что позволит решить одновременно ряд проблем экологического, технического и экономического характера при промышленной переработке и широком использовании данного техногенного сырья в различных композиционных материалах.

Известно, что использование оптимальных добавок минеральных порошков в асфальтовяжущих и асфальтобетонных смесях улучшают их структуру, свойства, технологические и эксплуатационные качества материалов на их основе. Такие добавки должны удовлетворять установленным требованиям.

Установлена возможность использования в качестве таких добавок и порошкообразных отвалных кеков – отходов гидрометаллургического производства вольфрама и молибдена в КБР.

Их характеристики в сухом состоянии удовлетворяют основным требованиям ГОСТ Р 52129 (табл. 3) и могут использоваться, как показали опыты, в дисперсном состоянии в качестве минерального порошка в асфальтобетонных смесях, а также мелкозернистых бетонах и растворах на различных вяжущих.

Таблица 3

Сравнительные характеристики минеральных порошков
для асфальтобетона из природного и техногенного сырья

№ пп.	Наименование показателей	Требования ГОСТ Р52129-2003 для марок			Производствен- ные СУ 843 из молотого доломита		Эксперимен- тальные из от- вальных кеков НГМЗ	
		МП-1		МП-2	МП-1 неак- тив.	МП1а актив.	МПК неак- тив.	МПКа актив.
		неак- тив.	актив.					
1	Зерновой состав, % по массе: -мельче 1,25 мм -мельче 0,315 мм -мельче 0,071 мм	не<100 не<90 70-80	не<100 не<90 не<80	не<95 80-95 не<60	100 92,3 80,3	100 98,3 83,1	100 93,3 90,1	100 98,9 95,8
2	Удельная поверх- ность по ПСХ, S, см ² /г	—	—	—	2820	3350	4850	5960
3	Пористость, V _{пор} , %	≤35	≤30	≤40	27,9	25,1	36,3	26,8
4	Набухание обр. из пор. с бит., Н, %	≤2,5	≤1,8	≤3,0	2,1	1,6	0,6	0,2
5	Водостойкость обр. из пор. с бит., K _{вод}	не норм.	не норм.	0,7	0,8	0,87	0,89	0,92
6	Показатель битумо- емкости, ПБ, г	не норм. (≤65)	не норм. (≤50)	≤80	31	22	69	32
7	Влажность, W, % по массе	≤1,0	не норм.	≤2,5	1,0	0,4	0,6	0,2
8	Гидрофобность	—	—	—	гид- ро- фи- лен	гидро- фобен	гидро- филен	гидро- фобен
9	A _{эфф} естественных радионуклидов, Бк/кг	—	—	—	ме- нее 740	менее 740	менее 740	менее 740

Для оценки качественных показателей полученных минеральных порошков на основе отвалных кеков (МПК- обычных и МПКа- активированных) были проведены сравнительные испытания их в мелкозернистом асфальтобетоне одного и того же состава на местных заполнителях и битуме БНД 60/90 с используемыми ныне для этих целей в регионе минеральными порошками производства Минераловодского СУ-843: МП-1- обычными и МП-1а- активированными по ГОСТ Р 52129, получаемыми размолотом местных карбонатных пород – доломитов.

Изготовление и испытание образцов осуществлялись в производственной лаборатории ФГУ ДЭП – 166 (Ст. Черек, КБР) по единой методике, принятой на производстве согласно требованиям ГОСТ 12801.

Сравнительные характеристики использованных минеральных порошков и полученных на их основе асфальтобетонов, приведены в табл. 3 и графиках (см. рис. 9–12).

Таблица 5

Сравнительные показатели мелкозернистых асфальтобетонов с различными минеральными добавками

Наименование показателей	Требования ГОСТ 9128	Вид минерального порошка по табл. 1			
		МП-1	МП-1а	МПК	МПКа
Ср. плотность, кг/м ³	—	2,21	2,36	2,02	2,33
Прочность при сж., МПа:					
– при 50°С	≥1,3	1,68	2,02	1,88	2,51
– при 20°С	≥2,5	3,62	4,21	3,41	4,65
– при 20°С водонасыщ.	—	3,11	3,78	3,01	4,23
– при 0°С	9,5-11,0	9,12	9,68	8,98	9,85
Водонасыщение, W, % об.	1,5-4,0	3,01	2,11	2,60	1,56
Набухание Н, % об.	—	0,34	0,28	0,20	0,12
Водостойкость, Кв.	0,85-0,9	0,86	0,90	0,88	0,94
Водостойкость длит. (15с.), Квд.	0,75-0,9	0,78	0,81	0,81	0,86

Как показывают анализы полученных результатов, минеральные порошки из отвалных кеков НГМЗ (МПК и МПКа) по основным качественным и технологическим характеристикам не уступают, а в ряде случаев по отдельным показателям (дисперсности, набуханию, водостойкости и др.) превосходят производимые и широко используемые в регионе минеральные порошки из молотых горных пород. По основным качественным показателям они могут быть отнесены к минеральным порошкам марки МП-1

по ГОСТ Р 52129, а не к МП-2 (из отходов производства), как предполагалось ранее и могут использоваться в асфальтобетонных смесях и покрытиях всех типов по ГОСТ 9128 вместо используемых ныне в регионе для этих целей привозных и дорогостоящих порошков из молотых доломитов.

Более повышенный расход модификаторов в экспериментальной партии активированных порошков из кеков по сравнению с минеральными порошками-эталоны промышленного производства из молотых пород (2,0+2,5% против 1,25+1,25%) и более высокая их битумоемкость, видимо, связаны с их более высокой дисперсностью и большей развитостью (шероховатостью) поверхности зерен кеков по сравнению с молотыми доломитами, что подтверждается микроскопическим анализом зерен порошков: поверхности молотых доломитов округлой формы, гладкие и без дефектов, а поверхности зерен кеков – шероховатые и порой ноздреватые, они корродированы и разъедены химическими реагентами в основном гидрометаллургическом производстве.

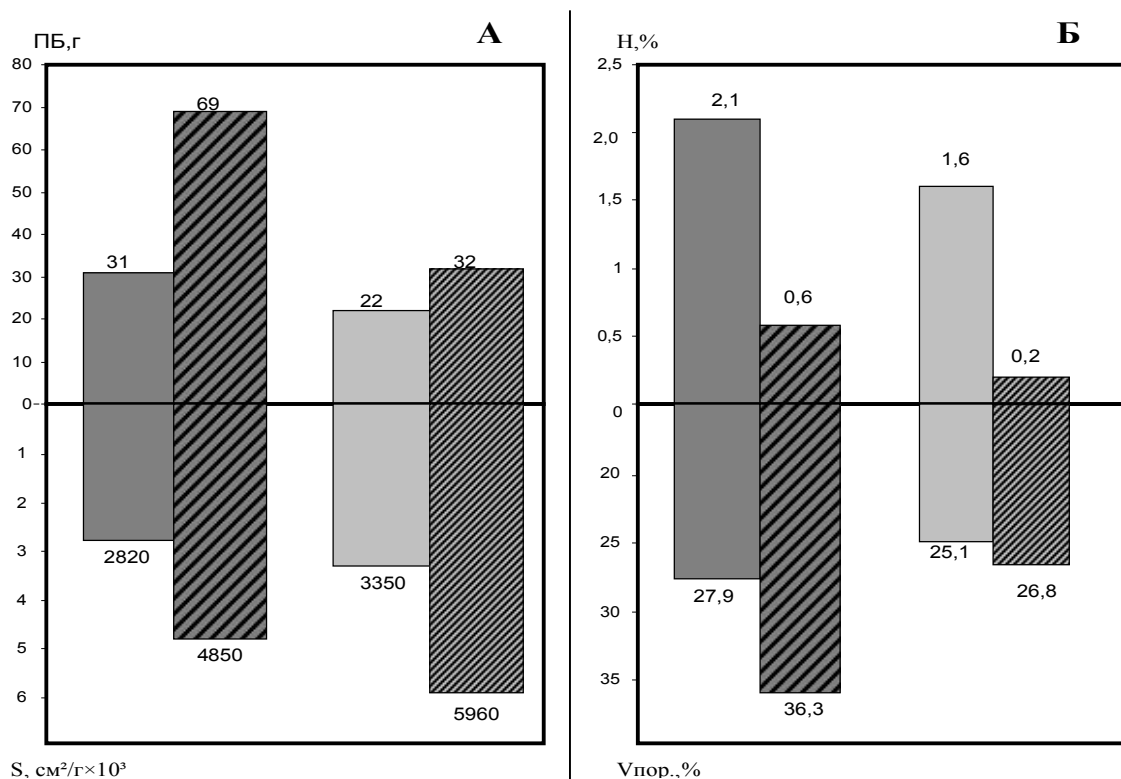


Рис. 9. Сравнительные показатели минеральных порошков:

А – Дисперсности S и показателя битумоемкости ПБ;

Б – Пористости V и набухания с битумом Н.

■ – обычных и активированных из доломитов (МП-1 и МП-1а);

▨ – обычных и активированных из отвалных кеков (МПк и МПКа)

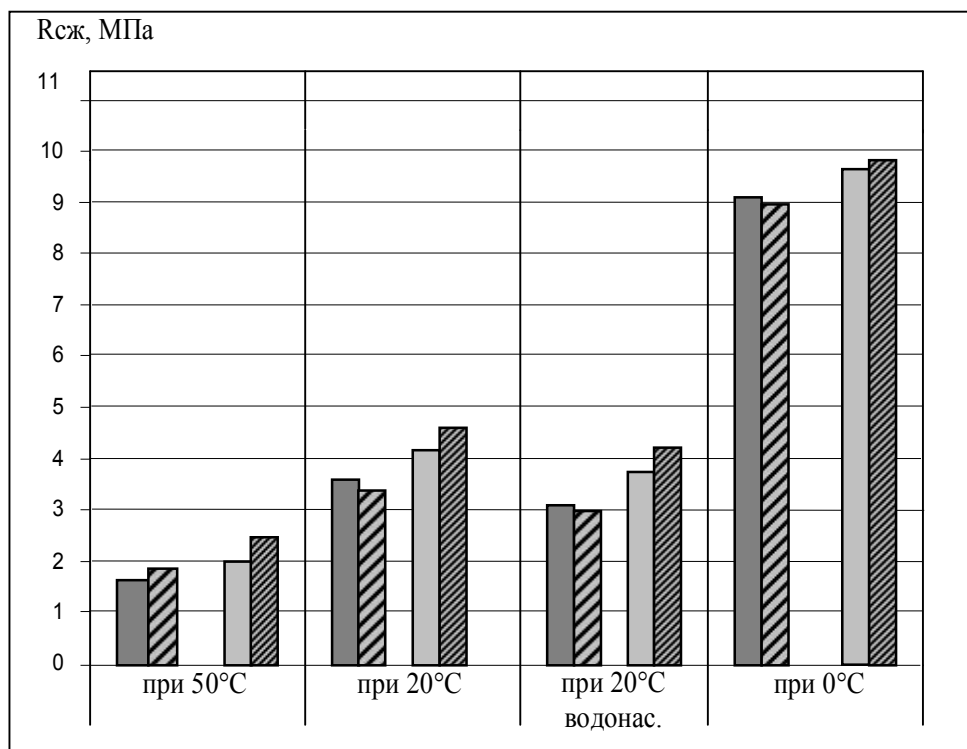


Рис. 10. Прочностные показатели
асфальтобетонов с минеральными порошками

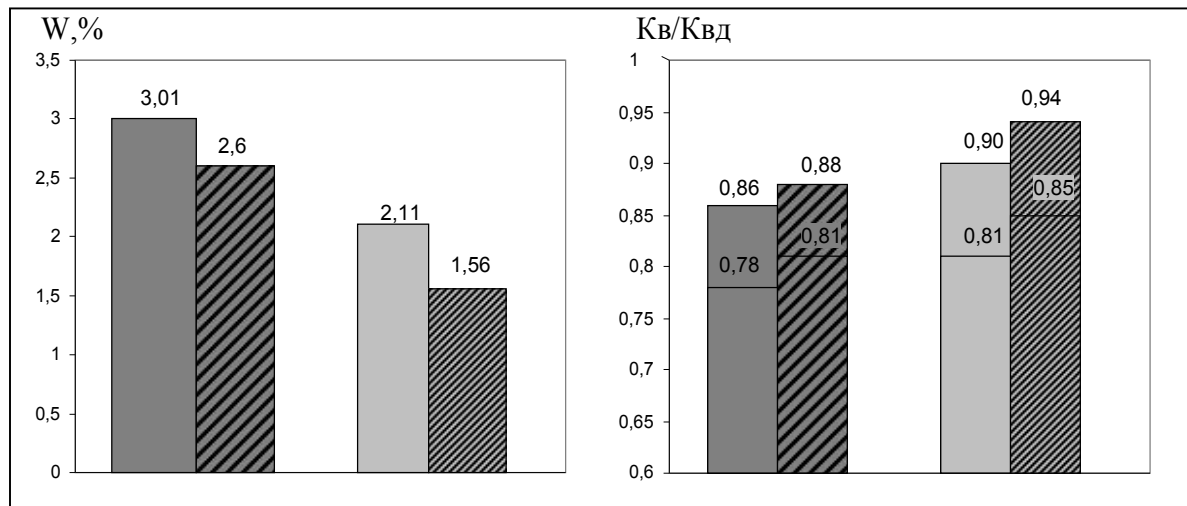


Рис. 11. Влияние минеральных
порошков на водонасыщение W
и водостойкость K_в, K_{вд} асфальтобетона

Однако, модифицированные и активированные порошки из кеков (МПКа) оптимального состава и характеристик, имеют несколько лучшие показатели свойств в испытанных асфальтобетонах по сравнению с эталонными, промышленного производства, активированными порошками из доломитов МП-1а (рис. 12), что свидетельствует об эффективности их использования в указанных целях и связано с лучшей структурой и адгезионными свойствами асфальтовяжущего на основе экспериментальных минеральных порошков МПКа.

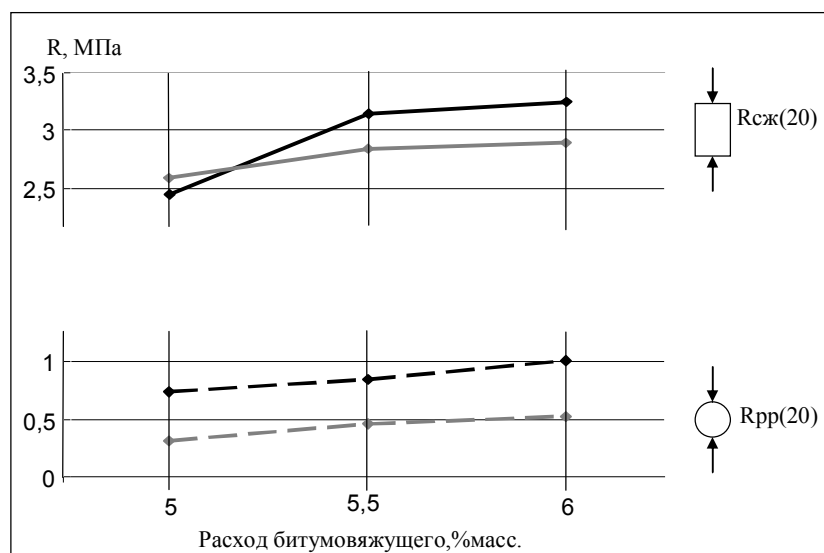
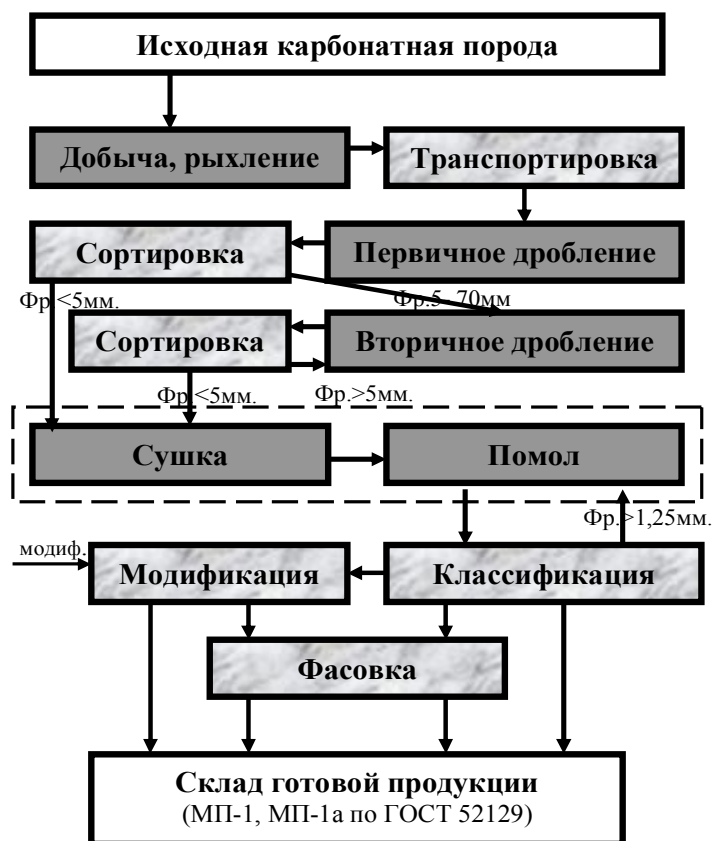


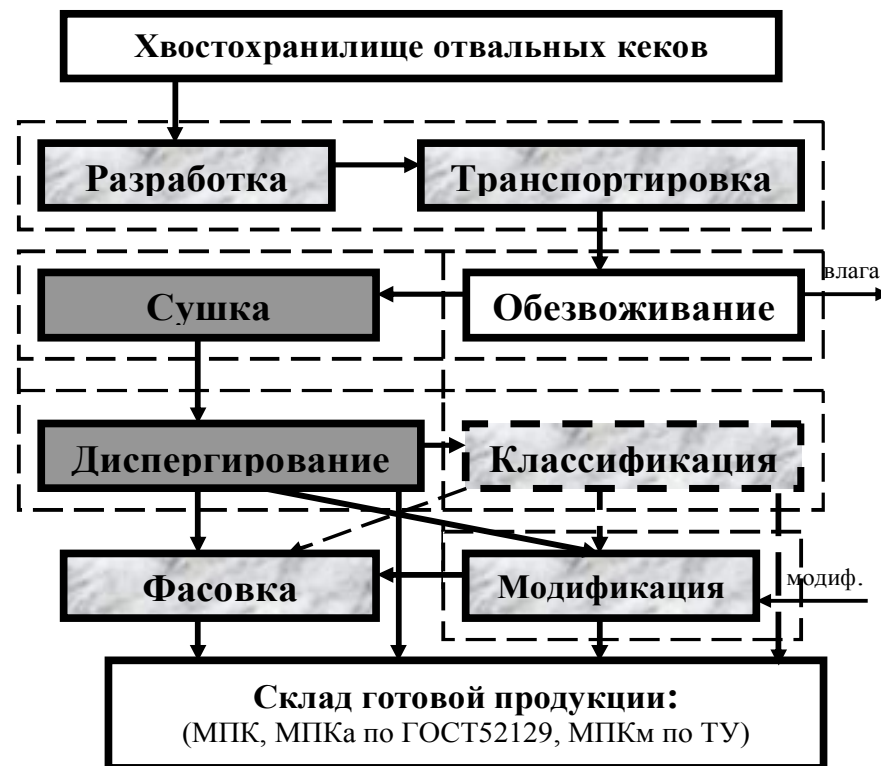
Рис. 12. Влияние вида минерального порошка и расхода асфальтовяжущего на свойства асфальтобетона: $R_{сж}(20)$ и $R_{pp}(20)$;
 — — — — МПКа; — — — — МП-1а.

На основе проведенных работ предложена сравнительно несложная и легкодоступная технология переработки отвальных кеков НГМЗ в минеральные порошки (рис. 13, Б). По предварительным расчетам и анализам производство указанных порошков из отвальных кеков менее энергозатратно и будет иметь на 40–50% меньшую себестоимость по сравнению с привозными энергоемкими минеральными порошками, получаемыми из плотных горных пород (рис. 13, А и Б).

Организация производства и широкое использование таких минеральных порошков из отвальных кеков в асфальтобетонных покрытиях в регионе будет иметь значительные технико-экономические и экологические преимущества. Оно будет способствовать расширению сырьевой базы для модификаторов асфальтовяжущих и асфальтобетонов и снизит экологическую нагрузку на окружающую среду курортно-рекреационной зоны вследствие утилизации многотоннажных техногенных сбросов действующего предприятия.



А



Б

Рис. 13. Технологические схемы производства минеральных порошков:

А – из горных пород; Б – из отвалных кеков.

■ / □ – энергоемкость процесса: больше/ меньше

Т.А. Соловьева, Т.К. Акчурин, О.Ю. Пушкарская

ПЕРСПЕКТИВЫ И ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ОТХОДОВ УГЛЕВОЛОКНА В ТЕХНОЛОГИИ ЭФФЕКТИВНЫХ ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИЦИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Основными методами повышения эксплуатационных параметров строительных композиций является направленный подбор цементных вяжущих в сочетании с введением специальных добавок в составы бетонов. Наиболее эффективными добавками являются анизотропные неорганические, или полимерные структуры различной дисперсности, получившие условное название строительная фибра, введение которых повышает прочность бетонов на изгиб [2]. Существует классификация фибры по составу, способу производства и значениям прочности на разрыв. Наиболее высокопрочной является стальная фибра, от нее по физико-механическим показателям значительно отстоит группа полимерных фибр, однако коррозионная устойчивость и относительная дешевизна определяет их привлекательность для промышленного применения. Фибра из щелочестойких стеклянных волокон и базальтовая фибра составляют третью группу, осваиваемую индустрией строительных материалов в последние годы. По механическим свойствам приближаются к металлической фибре сверхвысокомодульные полиарамидные волокна (СВМ-волокна), однако их высокая стоимость заставляет искать пути снижения процентного количества этих добавок.

Одним из основных особенностей и недостатков обычного цементного бетона является его низкое сопротивление при испытании на изгиб и осевое растяжение. Этот недостаток можно в значительной степени ликвидировать повысив качество бетона как строительного материала, если применить армирование его дисперсными волокнами. Небольшие отрезки тонких металлических или других материалов волокна для армирования бетона получили название «фибры», а дисперсно-армированный такими волокнами бетон получил название – «фибробетон». Фибробетон отличается повышенной трещиностойкостью, прочностью при растяжении и изгибе, ударной вязкостью, сопротивлением стиранию. Изделия и конструкции из фибробетона можно изготавливать без армирования специальными сетками и каркасами из обычной арматуры, что значительно упрощает технологию производства изделий, снижает трудоемкость процесса.

Цементное вяжущее сухих строительных смесей, обладая высокой прочностью на сжатие, имеет сравнительно низкую прочность на растяжение и на изгиб. Для исправления этого недостатка используется армирование цементного камня различными волокнистыми материалами, как органического, так и неорганического происхождения: асбестовое и древесное волокно, стеклянные, стальные, целлюлозные, полиэтиленовые, полипропиленовые, полиамидные, полиакриловые (ПАН), полиэфирные, углеродные и арамидные (кевларовые) волокна, отличающиеся не только своими физико-механическими свойствами, стойкостью к воздействию на них агрессивных сред, температур, свето- и атмосфероустойчивостью, но и, что немаловажно, ценой и экологической безопасностью [3].

Количество вводимой фибры и ее геометрические параметры (сечение, протяженность, форма) являются предметом экспериментальной отработки для многих конкретных задач. Штапелированные высокомодульные углеродные волокна (например, графитизированное ПАН-волокно), завоевавшие себе место в промышленности конструкционных углепластиков, могли бы без конкуренции служить идеальным вариантом строительной фибры, если бы не их недопустимо высокая цена. Тем не менее, внимание к углеродным материалам достаточно велико.

Фуллерены и углеродные нанотрубки [1], ставшие символом технического прогресса на рубеже тысячелетий, представляют огромный интерес в свете различных аспектов своих свойств, в том числе и по механической прочности протяженных структур (сотни ГПа). Однако использование их, как компонентов строительных композиций преждевременно ввиду отсутствия их рентабельного тоннажного производства. Тем не менее авторами работ [1], выполнен подробный анализ физических свойств протяженных углеродных наноструктур в целях прогнозирования их возможного влияния на параметры композиционных бетонов и были осуществлены экспериментальные исследования на примере технологической отработки легких бетонов класса В25.

В связи с выше изложенным представляют определенный интерес отходы производства преперегов — композиционных материалов-полуфабрикатов, которые получают путем пропитки армирующей волокнистой основы (углеполотно) равномерно распределенными полимерными связующими.

Углеродное волокно сегодня производят чаще всего из полиакрилонитрилового волокна путем окислительного пиролиза и стабилизации в инертном газе. При этом полиакрилонитрил (ПАН) подвергается сложной многоступенчатой обработке на специальных производственных линиях. При очень сильном нагревании из ПАН удаляются все лишние вещества и один углерод, принимающий определенную структуру (рис. 1).

В зависимости от вариантов обработки, получается углеволокно с той или иной плотностью, прочностью и упругостью, из которого, затем, делают нити. Углеволокно соединяют в пучки по несколько тысяч нитей в каждом, непрерывные жгуты, собранные в ленты, ровинги или нити, ткани. При формировании определенного размера углеволоконных материалов перед пропиткой полимерным связующим образуются обрезки углеродного материала, которые и представляют определенный интерес в качестве армирующего элемента цементных композиций.

Цементные бетоны были и остаются основными конструкционными и защитными материалами в строительной практике. Повысить качество цементных растворов и бетонов позволяют природные и искусственные добавки модификаторы, улучшающие технологические свойства бетонных смесей, физико-технические показатели и долговечность бетона. С этой точки зрения, исследование возможности использования отходов углеволокна в составах цементных композиций, определение влияния дисперсной углеродной добавки на эксплуатационные характеристики цементного вяжущего, является актуальным направлением, поскольку позволяет решать не только экологические, но и технико-экономические вопросы современного строительного материаловедения.

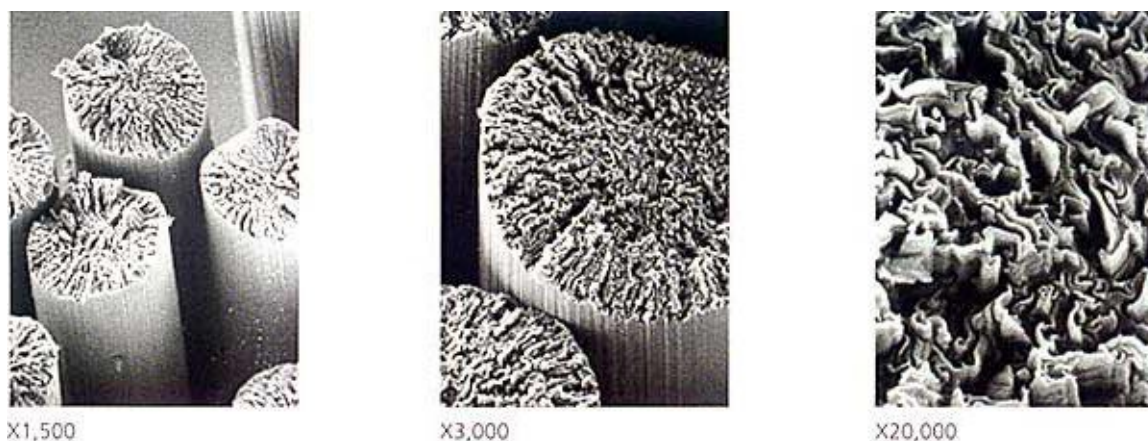


Рис. 1. Структура углеволокна

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пономарев А.Н. « Наноструктурированные бетоны – синергизм наноструктурирования цементных вяжущих и армирующей фибры» Вопросы материаловедения №3(35), 2003. — С. 49–57.
2. Батраков В.Г. «Модифицированные бетоны». М., «Стройиздат», 1990, — 360 с.
3. Василик П.Г., Голубев И.В. «Применение волокон в сухих строительных смесях». «Строительные материалы», №9, 2002.

К.А. Сухин, М.В. Быкодеров, А.А. Колобанов

К ВОПРОСУ УСТРОЙСТВА ОГРАЖДЕНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ КОТЛОВАНОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет,
ООО «Стройиндустрия-Волгоград»

В настоящее время в области строительства сформировалась потребность, возведения зданий и сооружения в условиях точечной застройки города. С каждым годом строящихся зданий в плотной планировке становится все больше, а места для строительства все меньше, к этому можно добавить, что современное строительство имеет тенденцию к увеличению глубины и площади подземной части здания (для создания многоуровневых парковок и больших площадей под зданием). В статье рассмотрены методы и пример решения данной инженерной задачи.

Строительство в пределах города имеет весьма ощутимые преимущества к ним относятся: сниженные затраты на реконструкцию существующих коммуникационных систем, что удешевляет стоимость до 30% всех строительных работ, упрощенная схема поставки строительных материалов на объект и т.д. Но при этом возникают проблемы с возведением зданий в условиях плотной застройки города. Эти проблемы напрямую связаны с инженерной и технологической подготовкой, как самой строительной площадки, так и технологией ведения строительно-монтажных работ. Особняком стоят проблемы связанные с земляными работами и работами «нулевого» цикла.

Так как земляные работы ведутся в непосредственной близости от существующих объектов, то необходимо рассматривать геотехнические проблемы на участке строительства в комплексе. В существующем здании физико-механические процессы уплотнения грунта, консолидации под фундаментом уже завершены. Это накладывает отпечаток, как на саму технологию возведения подземной части нового сооружения, так и на меры по защите котлована от обрушения, что в дальнейшем может стать решающим фактором для строительства объекта в целом. Для решения задач по инженерной защите котлована от обрушения уже давно разработаны различные методы и подходы. К ним можно отнести такие методы как: метод опускного колодца, метод «стена в грунте» и т.д. Очень интересный с инженерной точки зрения является метод «стена в грунте», так как он достаточно сложен в технологическом выполнении, так и в инженерном обосновании и расчете. Сущность способа «стена в грунте» заключается в образовании под защитой глинистого раствора траншеи (выработки) с вер-

тикальными стенками и последующим заполнением траншеи материалами или конструкциями. При заполнении выработки бетоном, железобетоном и сборными конструкциями стена в грунте выполняет роль ограждающей или несущей конструкции

Применение «стены в грунте» было рекомендовано к производству на строительстве высотного 23-х этажного здания административно-делового центра, состоящего из высотной части – блок №1 и двухуровневой подземной автостоянки, расположенной непосредственно под деловым центром. Объект строительства находится в г. Волгограде по пр. Жукова. В связи с тем, что производство работ по устройству свайного поля производится с отметок ниже планировочных на 9,9 м, в непосредственной близости от трамвайных путей, существующей малоэтажной застройки, которые попадают в зону влияния нового строительства то устройство котлована без крепления откосов невозможно. В сложных инженерно-геологических условиях (наличие значительной толщи насыпных грунтов) устройство заглубленной части делового центра и подземной автостоянки ведется под защитой монолитной конструкции «стена в грунте». Технологические операции при возведении «стены в грунте»:

- сооружение крепления верха траншеи (форшахты) для удержания грунта от обвалов и направление рабочего органа землеройного оборудования;
- приготовление глинистого раствора;
- заполнение глинистым раствором пространства стенками крепления верха траншеи;
- разработка под глинистым раствором траншеи на глубину, равную глубине наложения подземной стены;
- пополнение объема глинистого раствора в траншее по мере разработки грунта;
- монтаж (демонтаж) разделительных элементов для захваток;
- установка арматурных каркасов и бетонирования секций захваток.

Устройство монолитной конструкции «стена в грунте» в существующих инженерно-геологических условиях ведется под глинистым раствором. Параметры глинистых растворов подбираются, исходя из конкретных гидрогеологических условий строительства, глубины траншеи, способа ее разработки и других условий производства работ. Без бентонитовой суспензии получить качественную ж/б конструкцию, возводимую методом «стена в грунте» невозможно, потому что основные процессы цепочки, определяющие качество конечной продукции – разработка грунта стены, укладка бетонной смеси в стену, выполняются в заполненной до верха траншее бентонитовой суспензией, плотность которой должна быть 1,03 до 1,10 г/см³, с условной вязкостью не более 30 секунд. Бентонитовая су-

пензия удерживает частицы грунта на вертикальных стенах траншеи от обрушения и превращает ее в «палубу» опалубочной системы.

Приготовление глинистых растворов и их очистка производится на технологическом комплексе.

Разработка под глинистым раствором траншеи для «стены в грунте» производится в следующей последовательности:

- устройство верха траншеи (форшахты);
- разметка крепления верха траншеи по длине на захватки в соответствии с длиной захвата применяемого грейфером;
- разработка под глинистым раствором грунта захватки в определенной ППР последовательности;
- погрузка и вывозка извлеченного грунта от места разработки, удаление отработанного раствора;
- установка и крепление в траншее, предусмотренных проектом ограничительных, направляющих и разделительных элементов (труб) для разделения захваток и предотвращения проникновения глинистого раствора из одной захватки в другую.

Последовательность разработки траншеи, устройство и монтаж разделительных элементов определяются гидрогеологическими условиями площадки, конструктивными и технологическими особенностями оборудования для разработки траншеи. По окончании разработки траншеи до проектной отметки проверяют размеры выработки, чистоту дна, а также свойства глинистого раствора. Заполненная глинистым раствором открытая траншея может находиться в таком состоянии до возведения конструкции стены в грунтах средней плотности не более 2–3 суток, а в водонасыщенных грунтах не более суток.

После чего, проводится экскавация грунта, внутри созданной «стены в грунте». Так как полная выемка грунта не может быть осуществлена за один прием (по конструктивным и технологическим требованиям), то экскавацию грунта принято разделить на несколько этапов. При выемке грунта в несколько этапов, устойчивость монолитной конструкции на каждом этапе производства работ обеспечивается системой распорных конструкций. Условно экскавация грунта разделена на 7 этапов, при этом каждому этапу выемки грунта соответствует определенная схема расположения распорных конструкций (см. рис. 1). Этапность производства работ диктует конструктору проектировщику вариации расчетных ситуаций. Результатом анализа изменения НДС всех элементов конструкции «стены в грунте» является оптимальная расстановка распорных элементов и подбор сечений для расчетных элементов.

Рассмотренный пример это один из способов позволяющий возводить здания и сооружения в условиях плотной городской застройки. Эти методы позволяют максимально возможно использовать каждый квад-

ратный метр городской земли выделенной под строительство. Эти методы могут улучшаться, что в дальнейшем может привести к удешевлению инженерной подготовки котлована, а соответственно и строительства объекта в целом. Разработка методов по инженерной защите котлованов перспективно и, несомненно, у этих методов большой потенциал в развитии.

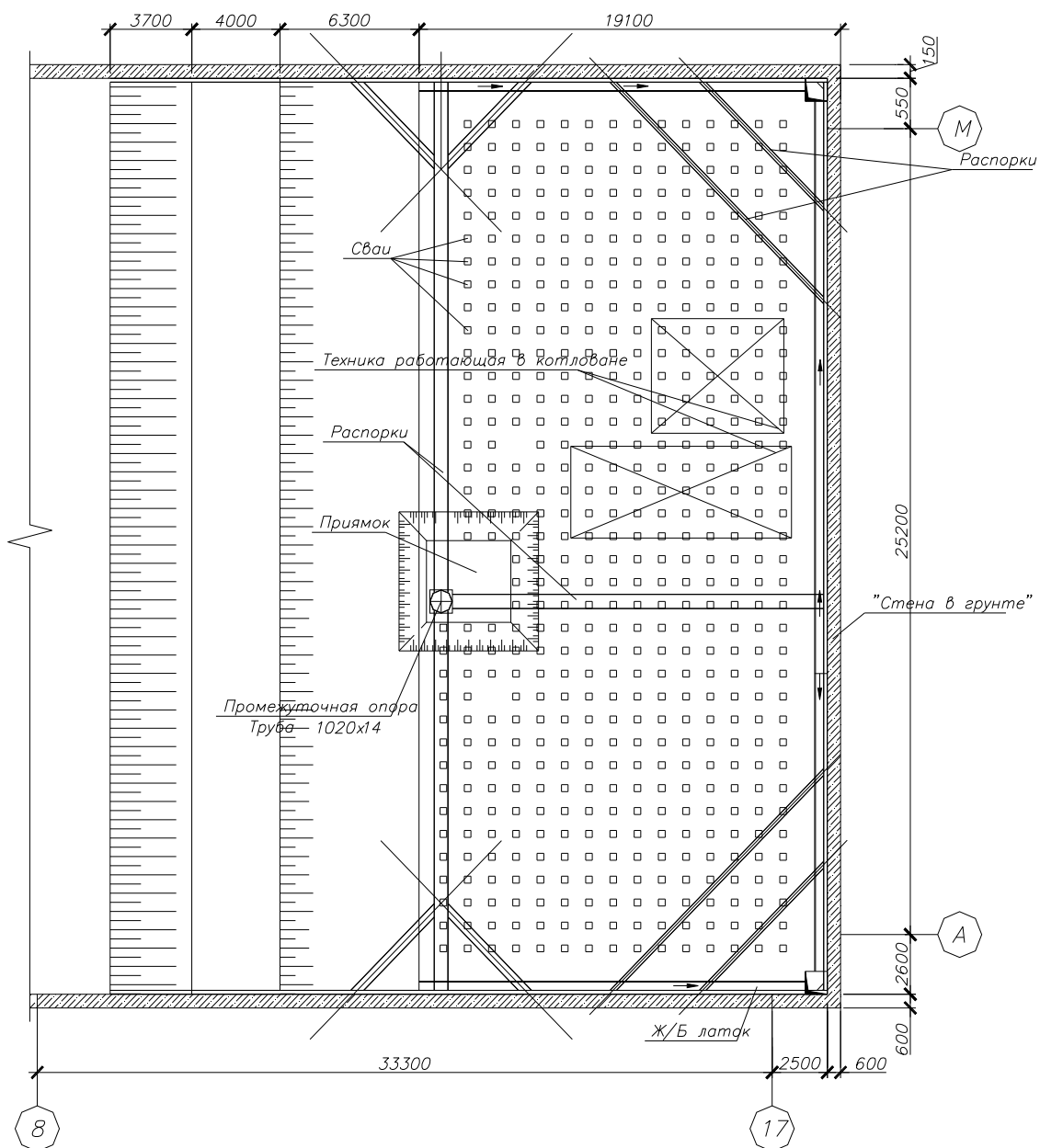


Рис. 1. Схема расположения конструкций при устройстве ограждения методом «стена в грунте»

В.Д. Тухарели, Т.К. Акчурун

СОСТОЯНИЕ И ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МОДИФИЦИРУЮЩИХ ДОБАВОК В ПОВЫШЕНИИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Рассмотрена возможность использования отходов переработки нефтехимического производства в технологии цементных бетонов в качестве минеральной добавки. Показано, что введение полимерных добавок не только обеспечивает ресурсосбережение и снижает экологическую нагрузку на окружающую среду, но и является одним из наиболее универсальных способов повышения долговечности цементных композитов.

В последние годы постоянно увеличивается количество промышленных и бытовых отходов, что в значительной мере усугубляет их негативное воздействие как на окружающую природную, так и материальную среду. Поэтому проблема долговечности и надежности строительных материалов и конструкций приобрела первостепенное значение. Несмотря на то, что бетон является широко применяемым материалом, приходится считаться с тем, что его структура характеризуется наличием большого количества дефектов. Под действием нагрузок и изменяющихся условий внешней среды, в окрестности дефектов происходит зарождение и развитие трещин, которые могут нарушить условия эксплуатации зданий и сооружений, снизить их долговечность и даже привести к аварийным ситуациям. Один из путей увеличения долговечности строительных конструкций – повышение эксплуатационных свойств цементных бетонов. Данная задача может быть решена за счет разработки и оптимизации новых составов цементных композитов с улучшенными физико-механическими свойствами. Поэтому наибольший интерес, с позиций увеличения долговечности данного ряда конструкционных материалов, представляют цементные бетоны, модифицированные добавками на основе полимеров, обладающие повышенной прочностью и другими эффективными свойствами.

Экологическая обстановка Волгоградской области определяется как спецификой местных природно-климатических условий, так и характером воздействия промышленных предприятий, которые используют практически все виды природных ресурсов и самые разнообразные технологии их переработки. Промышленные отходы предприятий Волгоградской области являются сложными по составу соединениями, обладающими различными химическими и физическими свойствами. Большая их часть эксперимен-

тально проверена на кафедре строительных материалов и специальных технологий ВолгГАСУ на возможность использования для производства строительных композиционных материалов, а также в качестве добавок или составляющих, улучшающих основные свойства композитов [1]. В свою очередь, применение техногенных отходов в производстве строительных материалов и изделий значительно расширяет сырьевую базу строительной отрасли, позволяет получать бетоны с повышенными эксплуатационными свойствами, снижать экологическую нагрузку на окружающую среду и существенно повышать эффективность капиталовложений.

В настоящее время к бетонным смесям предъявляется ряд особых требований – они должны быть универсальны, то есть обладать высокой подвижностью, замедленным схватыванием и быстрым набором прочности, легкой заливкой в формы после длительного времени транспортировки. Обеспечение необходимой прочности и долговечности конструкций является важнейшей функцией бетона, то есть бетон должен успешно сопротивляться механическим нагрузкам, химическим и физическим воздействиям окружающей среды, причем продолжительный срок.

Один из основных путей снижения себестоимости строительных материалов и регулирования их свойств – введение в цементные бетоны модифицирующих добавок. Последние десятилетия двадцатого века ознаменовались значительными достижениями в теории и технологии бетона. Появились и получили широкое распространение эффективные химические модификаторы структуры и свойств бетонов, активные минеральные компоненты, композиционные вяжущие. Строительство, и в том числе производство строительных материалов, может получить большую выгоду от применения «тонких» технологий, которые позволяют управлять процессами получения материала с помощью атомно-молекулярного воздействия. А это означает, что уже можно говорить о «направленном» строительном материаловедении. Бетоны, представляющие собой сложную структуру, являются идеальными кандидатами для применения «тонких» технологий. При этом программируемое использование химических добавок в бетоне позволит управлять структурообразованием на всех этапах технологии и получать материалы различного назначения с заданным комплексом свойств, что повысит эффективность используемого вяжущего с точки зрения предотвращения возникновения трещин, обеспечит рост прочности и долговечности строительных конструкций [2].

Опыт применения добавок в бетон показывает, что во многих случаях наиболее перспективными являются комплексные добавки. Основные преимущества многокомпонентных добавок выражаются в том, что монодобавки часто наряду с положительным оказывают и отрицательное влияние на свойства бетонов и растворов, что снижает их эффективность. Например, применение средне- и слабопластифицирующих добавок поз-

воляет значительно повысить подвижность бетонных и растворных смесей, однако, в то же время, они могут вызвать недопустимое снижение прочности бетона или раствора. С помощью некоторых монодобавок можно существенно понизить температуру замерзания воды в бетонных смесях, однако отдельные из них ускоряют схватывание цементного теста и вызывают коррозию стали. Поэтому В.Б. Ратинов и Т.И. Розенберг указывают, что для повышения эффективности применения однокомпонентных добавок различного назначения требуется введение в состав бетона таких комплексов, которые могли бы локализовать отрицательное действие монодобавок или усилить желаемый эффект, а при необходимости придать бетону или раствору новые свойства [3].

В последнее время в практике применения комплексных добавок широкое распространение получили добавки на основе ПАВ и электролитов. Исследуя механизм действия таких добавок, авторы [3] отмечают, что при правильно подобранных дозировках электролитов и ПАВ вначале удается использовать пластифицирующий эффект последних, а затем обеспечить высокий темп роста прочности бетонов. Применение подобных смесей улучшает структурно-механические свойства цементного камня и бетона, способствует снятию внутренних напряжений при тепловлажностной обработке и, в конечном счете, повышает его прочностные и деформативные характеристики, а также морозостойкость.

Комплексные добавки обладают способностью влиять сразу на несколько характеристик. С их помощью возможно существенно усилить какой-либо эффект. Например, при совместном введении в бетонную смесь ПАВ и электролитов удастся получить более пластичные смеси. Также при введении комплексных добавок удастся уменьшить или полностью устранить отрицательное побочное действие каждой из составляющих. Например, ПАВ, вводимые в бетон даже в незначительных количествах (0,2–0,5%), уменьшая водопотребность смесей, одновременно замедляют процессы гидратационного твердения вяжущих [3, 4].

В качестве сырьевой базы для разработки химических добавок различного функционального назначения традиционно используемых в строительстве широко используются жидкие, пастообразные и твердые отходы. Однако следует учесть, что стоимость традиционных товарных химических добавок, как правило, выше тех, которые производятся на основе вторичного сырья. Большинство отходов производства могут быть переработаны в местные строительные материалы. К таким отходам относятся шлаки, золы, различные виды шламов, осадков и т. п., содержащих всевозможные загрязнители, в том числе нефтепродукты.

Так нефтешламы, отходы производства предприятий нефтеперерабатывающей промышленности, многие годы накапливаются на полигонах и создают огромную экологическую нагрузку на окружающую среду, степень

утилизации их невысока, что приводит к накоплению нефтеотходов на полигонах и шламонакопителях. Они влияют на грунтовые воды, почву и влекут за собой вторичное загрязнение атмосферы [5]. Нефтешламы представляют собой многокомпонентные физико-химические системы, состоящие главным образом, из нефтепродуктов, воды и минеральных добавок. Разнообразный состав нефтешламов позволяет достаточно эффективно их использовать в различных отраслях промышленности, в том числе строительной. Анализ технической литературы [6, 7] показал возможность использования нефтеотходов в качестве модифицирующей добавки в производстве строительных материалов, что позволяет расширить сырьевую базу отрасли. Новые строительные материалы, разработанные с использованием отходов производства нефтеперерабатывающей промышленности, отличаются высокой экономической эффективностью, а по своим свойствам, зачастую, значительно превышают требования строительных норм.

Развитие строительной индустрии предусматривает значительное расширение производства бетонных смесей с использованием новых эффективных добавок на основе полимерных отходов, в частности нефтехимического производства. Активные минеральные добавки не только обеспечивают ресурсосбережение, но и существенно воздействуют на свойства бетона, повышая его эксплуатационные свойства, а также долговечность сооружений. Приведенный научно-технический обзор показывает, что создание и применение новых модификаторов – один из реальных путей дальнейшего совершенствования технологии и свойств бетона и железобетона, получение бетонов с повышенными эксплуатационными свойствами. А поскольку полимерные композиции включает значительную часть по массе отходов промышленности, его внедрение даст экономический эффект, позволит утилизировать многотоннажные отходы, улучшить экологическую обстановку Волгоградской области. Каждое из направлений применения добавок интересно как с научной, так и технической стороны, и требует своего дальнейшего исследования и совершенствования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тухарели В.Д., Чередниченко Т.Ф., Акчурун А.К. Технологии бетонов специального назначения с использованием техногенных отходов // Наука и образование: архитектура, градостроительство и строительство: материалы Международной конференции, посвященной 80-летию строительного образования и 40-летию архитектурного образования Волгоградской области, 6—10 сентября 2010 г., Волгоград / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград: ВолГАСУ, 2010. — С. 334–336.

2. Тухарели В.Д. Применение нанотехнологий для производства бетонов «направленного» качества // Материалы Международной научно-практической конференции: Научный потенциал молодых ученых для инновационного развития строительного комплекса Нижнего Поволжья, 24 декабря 2010 г., Волгоград: в 2-х ч. Ч.1 / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград: ВолГАСУ, 2011. — С. 264–268.

3. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. М.: Стройиздат, 1989. — 188 с.

4. Пособие по применению химических добавок при производстве сборных железобетонных конструкций и изделий. М.: Стройиздат, 1989. 37 с.

5. Тухарели В.Д., Чередниченко Т.Ф., Акчури А.К. Использование отходов переработки нефти в технологии цементных бетонов // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов : материалы VI Междунар. науч.-техн. конф., 13-14 октября 2011 г., Волгоград. - Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2011. — С. 311–314.

6. Винников А.Л., Фуртатова О.Н., Андреев А.В. Экология, нефтепереработка и строительство // Официальный каталог второй специализированной выставки «Химия, машиностроение, нефтепереработка». – Волгоград, 2002. – С. 45.

7. Желтобрюхов В.Ф., Винников А.Л. Эколого-технологический подход к применению нефтеотходов в стройиндустрии // Второй международный салон инноваций и инвестиций. – М.: ВВЦ, 2002 — С. 234.

А.А. Потапов, Т.К. Акчури

СУХИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ СМЕСИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СТАЛЕПЛАВИЛЬНЫХ ШЛАКОВ

Общество с ограниченной ответственностью «Автодок»,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Весьма важным фактором в настоящее время, влияющим на экономику отрасли, является энергосбережение.

В этом плане следует выделить работы, направленные на достижение глубокой переработки сырья, создание безотходных и экологически чистых технологий, а также обеспечивающих получение строительных материалов с высокими показателями общестроительных, функциональных и эксплуатационных свойств.

К таким работам следует отнести исследования, направленные на вовлечение в хозяйственный оборот сталеплавильных шлаков и разработку научно обоснованных принципов рецептурно-технологического регулирования сухих строительных смесей для наливных полов с их использованием.

Более технологичными для устройства покрытий полов промышленных зданий являются полимерцементные самонивелирующиеся композиции, которые должны обладать: высокой подвижностью (растекаемостью); пределом прочности при сжатии не менее 20 МПа (в возрасте 28 суток); повышенной трещиностойкостью; низкой истираемостью; твердостью; беспыльностью; водостойкостью; химической стойкостью.

В настоящее время по ряду причин отвалы шлаки металлургических предприятий не нашли широкого применения при производстве

строительных материалов. И связано это, прежде всего с непостоянством их химико-минералогического состава, зависящего от способов получения.

Отвальный металлургический шлак образуется в результате медленного охлаждения слитого в отвал шлакового расплава и представляет собой кусковой материал, содержащий посторонние примеси и продукты самораспада. Из-за высокой их основности они практически полностью кристаллизуются и, как правило, почти не содержат стекла (рис. 1).

В шлаке содержатся минералы, присутствие которых подтверждает наличие у них скрытой активности. Это ларнит (β - 2CaOSiO_2) с отражениями $d = 3,79; 3,38; 3,24; 2,49 \text{ \AA}$, бредигит (α' - 2CaOSiO_2) с отражениями $d = 2,29; 2,00 \text{ \AA}$, мервинит ($3\text{CaOMgO}_2\text{SiO}_2$) с отражениями $d = 2,96; 2,82; 2,66; 1,85; 1,556 \text{ \AA}$, геленит ($2\text{CaOAl}_2\text{O}_3\text{SiO}_2$) с отражениями $d = 3,47; 2,82; 2,21; 1,75; 1,68 \text{ \AA}$, гаусманнит (MnMn_2O_4) с отражениями $d = 2,48 \text{ \AA}$, вюстит (FeO) с отражениями $d = 4,93; 2,48; 2,15 \text{ \AA}$.

При формировании структуры полимерцементного камня сначала протекают обычные процессы гидратации и твердения неорганического вяжущего.

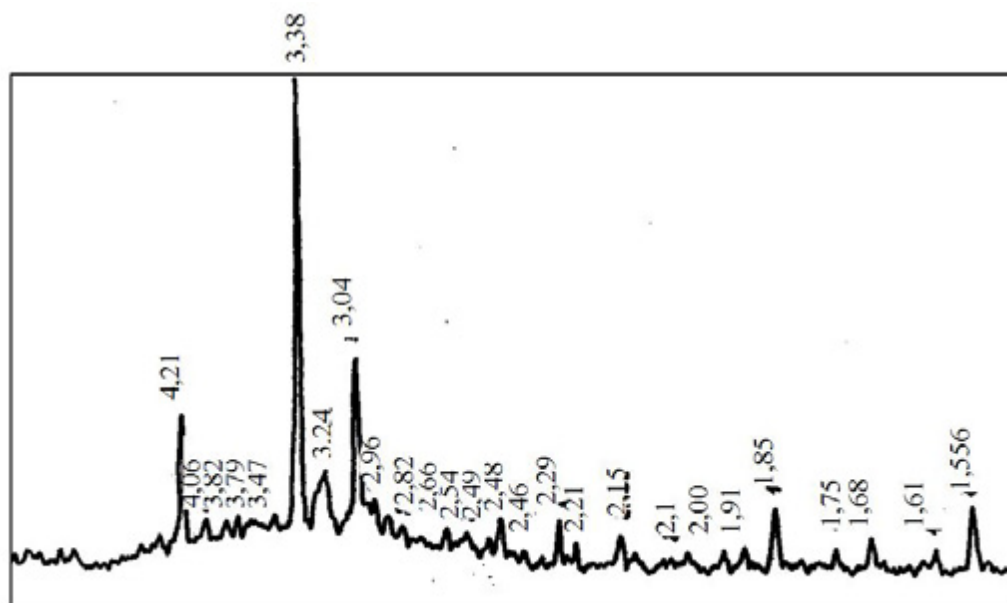


Рис. 1. Рентгенограмма сталеплавильного шлака

По мере связывания и испарения воды концентрация полимера в суспензии повышается, частицы его коагулируют и слипаются в эластичные тонкие пленки, которые заполняют капилляры, поры и микротрещины цементного камня, способствуя его упрочнению, придавая материалу высокую эластичность.

В табл. 1. представлены данные по определению времени формирования структуры портландцементных смесей с полимерсодержащей добавкой.

Таблица 1

Сроки схватывания полимерцементного вяжущего

Содержание полимерсодержащей добавки в %	Сроки схватывания, мин	
	Начало	Конец
0	130	340
5	220	400
10	240	430
15	250	450
20	280	480

Из данных, представленных в табл. 1, видно, что полимерные добавки замедляют процесс формирования структуры композиций.

Процесс формирования структуры полимерцементных смесей оценивался по изменению скорости ультразвука с помощью прибора «Бетон-12». Результаты представлены на рис. 2.

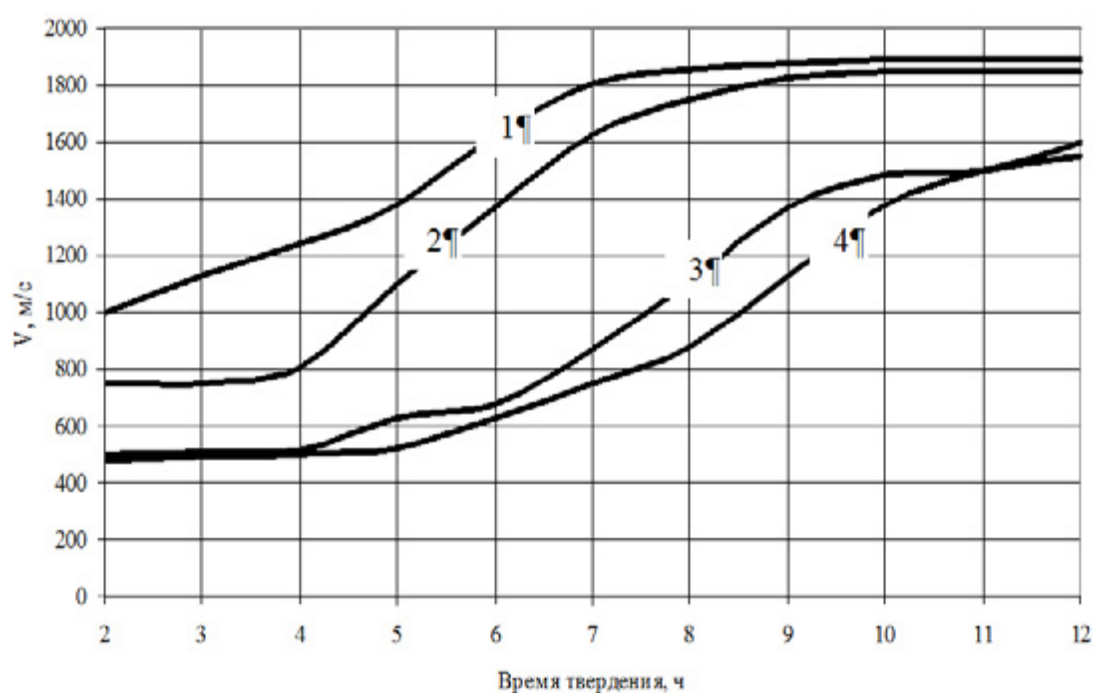


Рис. 2. Изменение скорости ультразвука
в полимерцементных смесях от времени твердения:
1 – П/Ц=0; 2 – П/Ц=0,1; 3 – П/Ц=0,15; 4 – П/Ц=0,2

В табл.2 представлены результаты испытания полимерцементных композиций в возрасте 28 суток на прочность и деформативность.

Таблица 2

Прочностные характеристики полимерцементных композиций

Состав полимерцементных композиций		Показатели				
Вяжущее : Песок	П/Ц	Предел прочности при сжатии, МПа	Предел прочности при изгибе, МПа	Предел прочности при сдвиге, МПа	Модуль упругости, МПа·10 ⁴	Пред. растяжимость, $\varepsilon \cdot 10^{-3}$
1 : 2	0	26,9	3,2	9,8	1,8	1,9
	0,05	30,1	5,1	15,1	1,7	2,5
	0,1	32,4	5,5	15,6	1,68	3,1
	0,2	32,8	6,1	16,2	1,63	3,5

Анализ полученных данных показывает, что полимерная добавка способствует повышению прочности при растяжении. Кроме того, разработанные составы имеют высокую адгезионную прочность при сдвиге, превышающую аналогичный показатель цементных бетонов.

Влияние небольших количеств модификатора на свойства материала объясняется структурными особенностями полимерцементных материалов. Полимерное связующее образует упругие прослойки между кристаллическими новообразованиями минерального вяжущего, адсорбируется на поверхности частиц заполнителя и благодаря высоким адгезионным свойствам повышает прочность и деформативность материала при растяжении и изгибе.

Исследование влияния расхода вяжущего и вида заполнителя (табл. 3) на физико-механические свойства полимерцементных композиций показали, что наибольшей прочностью обладают полимерцементные композиции на смешанном заполнителе (рис. 3), т.к. использование заполнителей, способных вступать в химическое взаимодействие со щелочами и продуктами гидратации вяжущего с образованием в контактной зоне гелевидных соединений, приводит к повышению плотности не только контактной зоны, но и всего цементного камня в бетоне за счет проявления эффекта самообжата. Повышение плотности бетона способствует улучшению его физико-механических и эксплуатационных свойств.

Таблица 3

Влияние расхода вяжущего и вида заполнителя
на прочность полимерцементных композиций

№ серии	Состав бетона	Состав заполнителя, %		Прочность при сжатии, МПа
		песок	шлак	
1	1 : 2	-	100	9,3
2		30	70	11,5
3		50	50	13,5
4		70	30	14,5
5		100	-	13,8
6	1 : 3	-	100	9,7
7		30	70	12,5
8		50	50	15,2
9		70	30	15,6
10		100	-	14,8
11	1 : 4	-	100	7,7
12		30	70	8,3
13		50	50	12,5
14		70	30	12,9
15		100	-	12,6

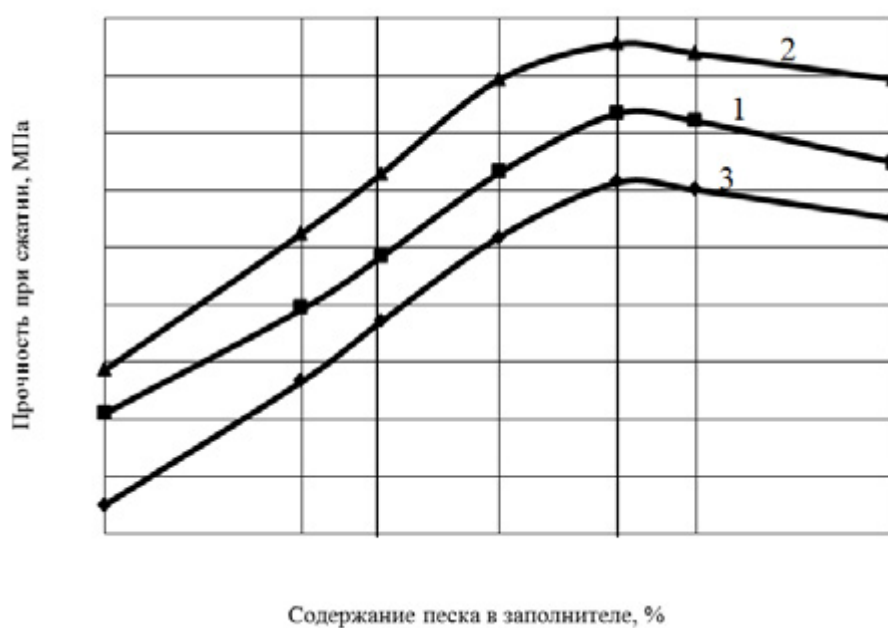


Рис. 3. Влияние заполнителя
на прочность полимерцементных композиций:
1 — состав бетона 1 : 2; 2 — состав бетона 1 : 3; 3 — состав бетона 1 : 4

Как показали проведенные исследования, наиболее рациональным водо-вяжущим отношением, обеспечивающим наибольшую прочность полимерцементных композиций, является водо-вяжущее отношение равное 0,33 (рис. 4).

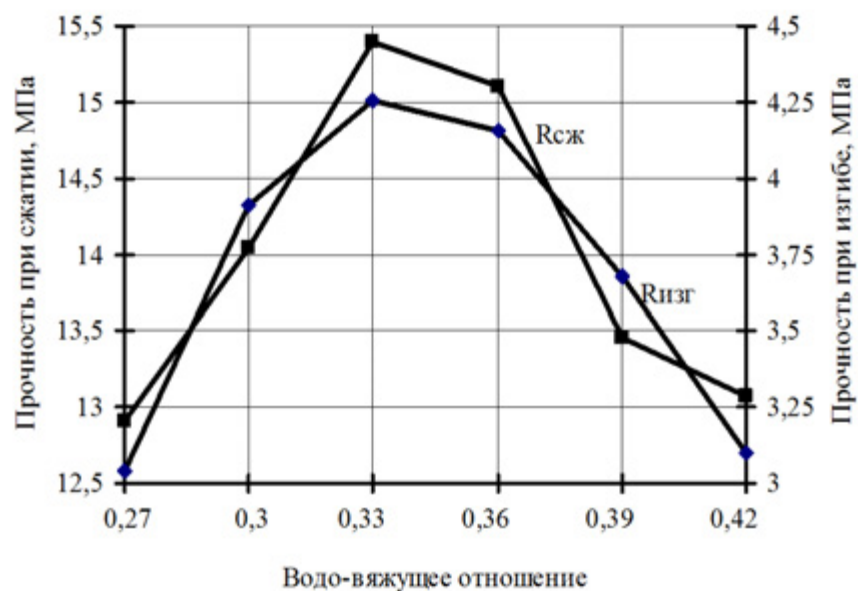


Рис. 4. Зависимость прочности мелкозернистого бесклнкерного бетона от водо-вяжущего отношения

Степень сопротивления цементного бетона истиранию является важным показателем эксплуатационных характеристик материалов используемых для покрытия пола.

Как показали проведенные исследования (рис. 5), полимерцементные композиции отличаются от обычных бетонов высокой износостойкостью.

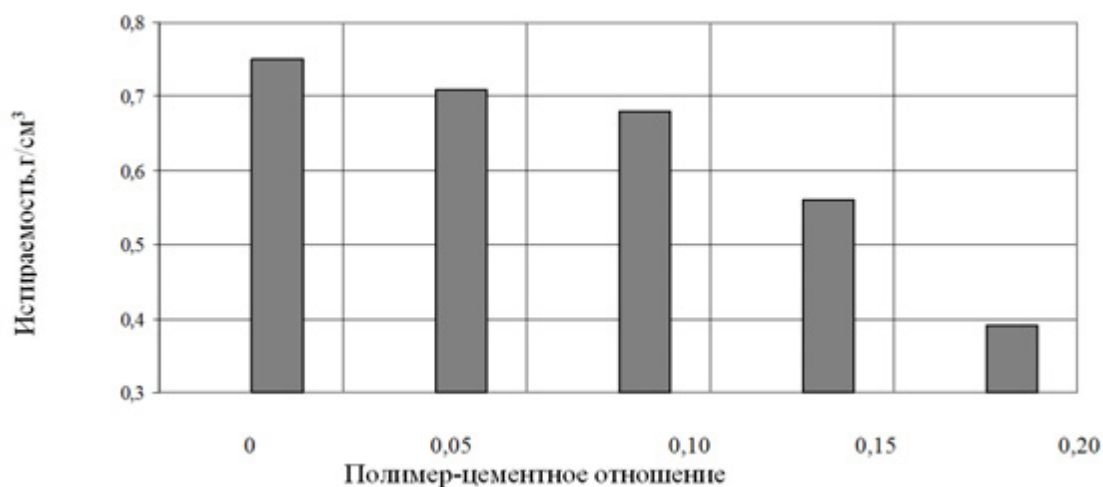


Рис. 5. Влияние количества полимерсодержащей добавки на истираемость полимерцементных композиций

*О.А. Богомолова, А.И. Вайнгольц, С.В. Кузнецова,
Б.С. Бабаханов, Р.С. Нестеров, Д.П. Торшин*

**АНАЛИЗ ТРАНСФОРМАЦИИ ПОЛЕЙ
НАПРЯЖЕНИЙ И ОБЛАСТЕЙ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ
В ДВУХСЛОЙНОМ ОСНОВАНИИ РАВНОМЕРНО НАГРУЖЕННОГО
НЕЗАГЛУБЛЕННОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА**

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

В природе практически не встречаются однородные изотропные массивы грунта, которые могли бы служить основаниями сооружений. Зато слоистые основания с горизонтальным залеганием слоёв, отличающихся прочностными и деформационными характеристиками, существуют. Поэтому задача изучения влияния деформационных характеристик слоёв, в зависимости от их толщины и взаимного расположения на напряженное состояние грунтового массива, является актуальной.

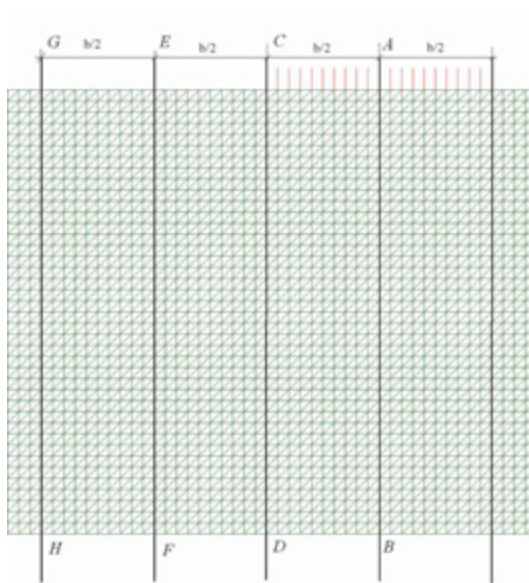


Рис. 1. Расчетная схема МКЭ

Так как слоистое основание априори является неоднородным и для анализа их напряженно-деформированного состояния (НДС) аналитические методы не пригодны, то следует прибегать к численным методам, например, методу конечных элементов (МКЭ) [1]. Поэтому в наших исследованиях используется компьютерная программа «Устойчивость. Напряженно-деформированное состояние» [2], разработанная в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете, имеющая государственную регистрацию, в которой для анализа НДС грунтового массива формализован МКЭ.

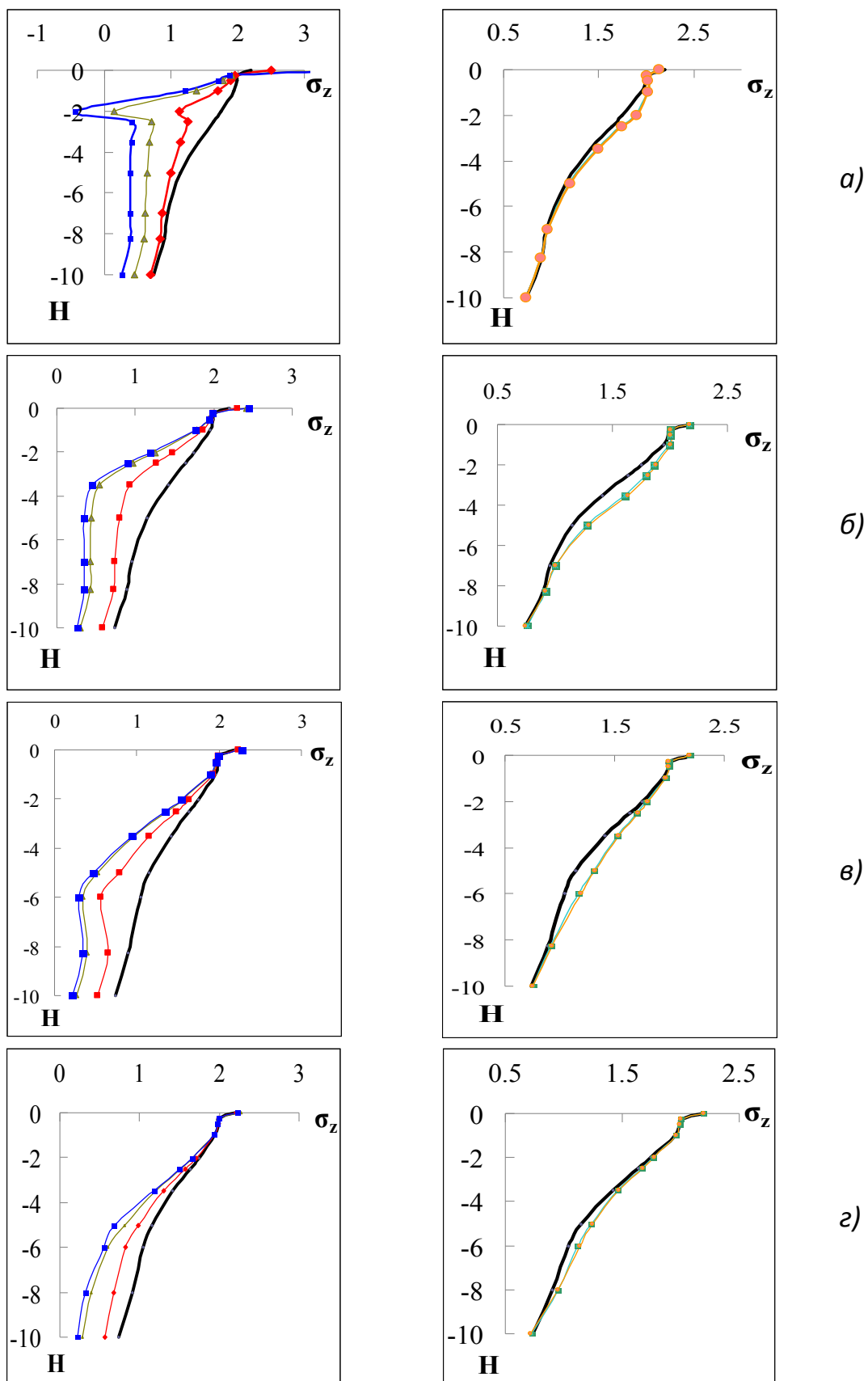


Рис. 2. Эпюры напряжений σ_z , построенные на вертикали, проходящей через середину фундамента при $H_b = 2$ м (*a)*); 4 м (*б)*); 6 м (*в)*); 8 м (*г)*)

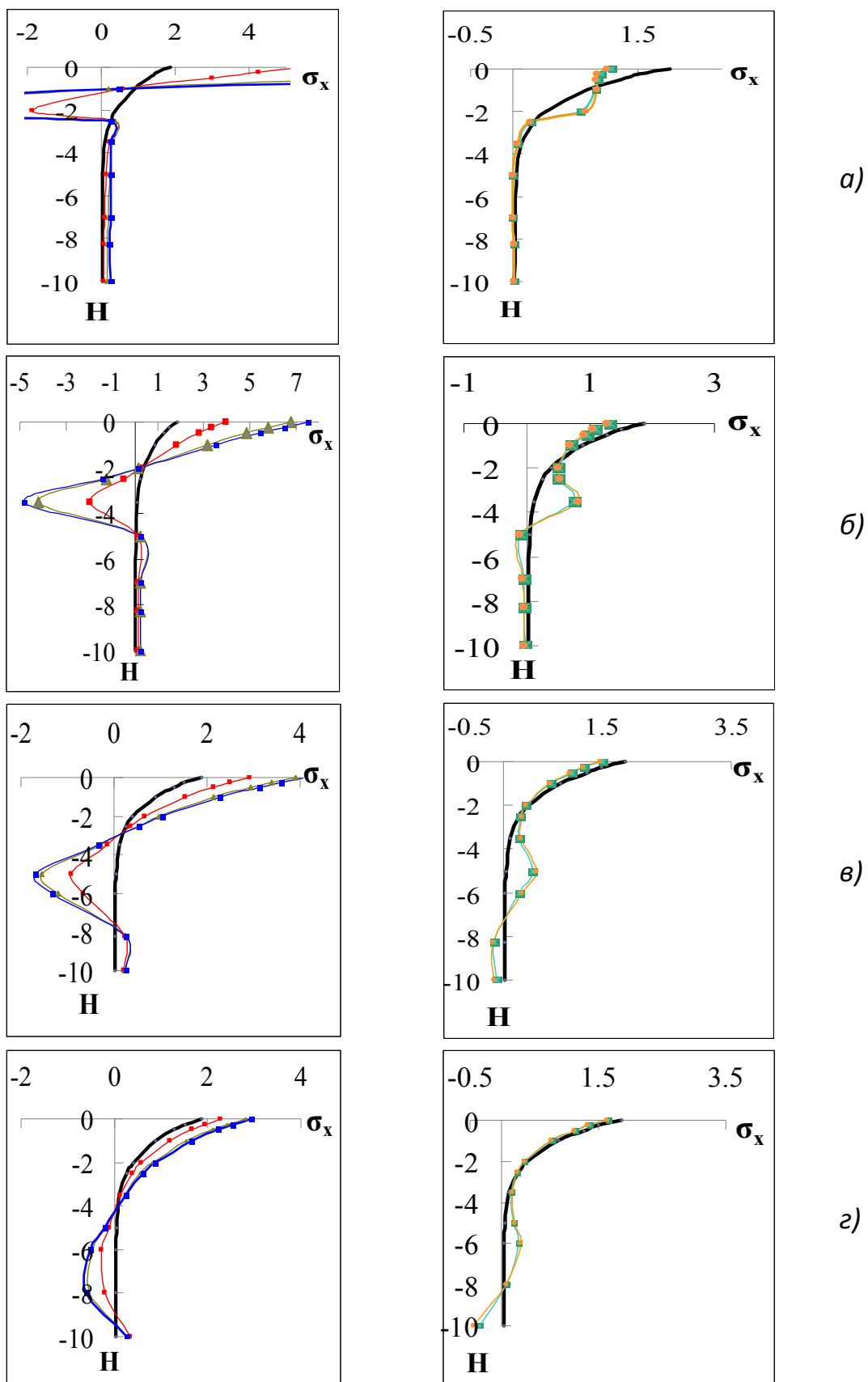


Рис. 3. Эпюры напряжений σ_x , построенные на вертикали, проходящей через середину фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

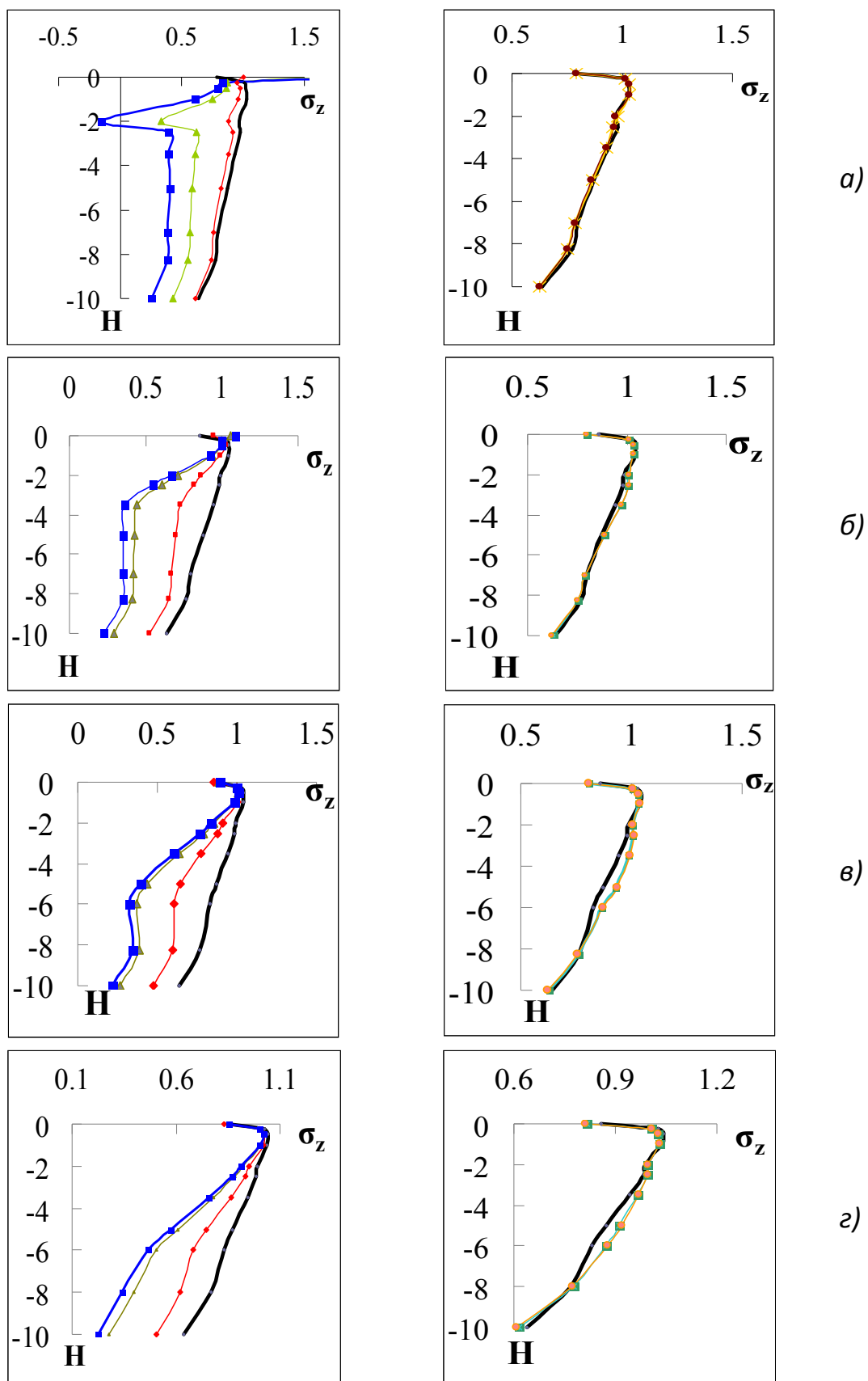


Рис. 4. Эпюры напряжений σ_z , построенные на вертикали, проходящей через край фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

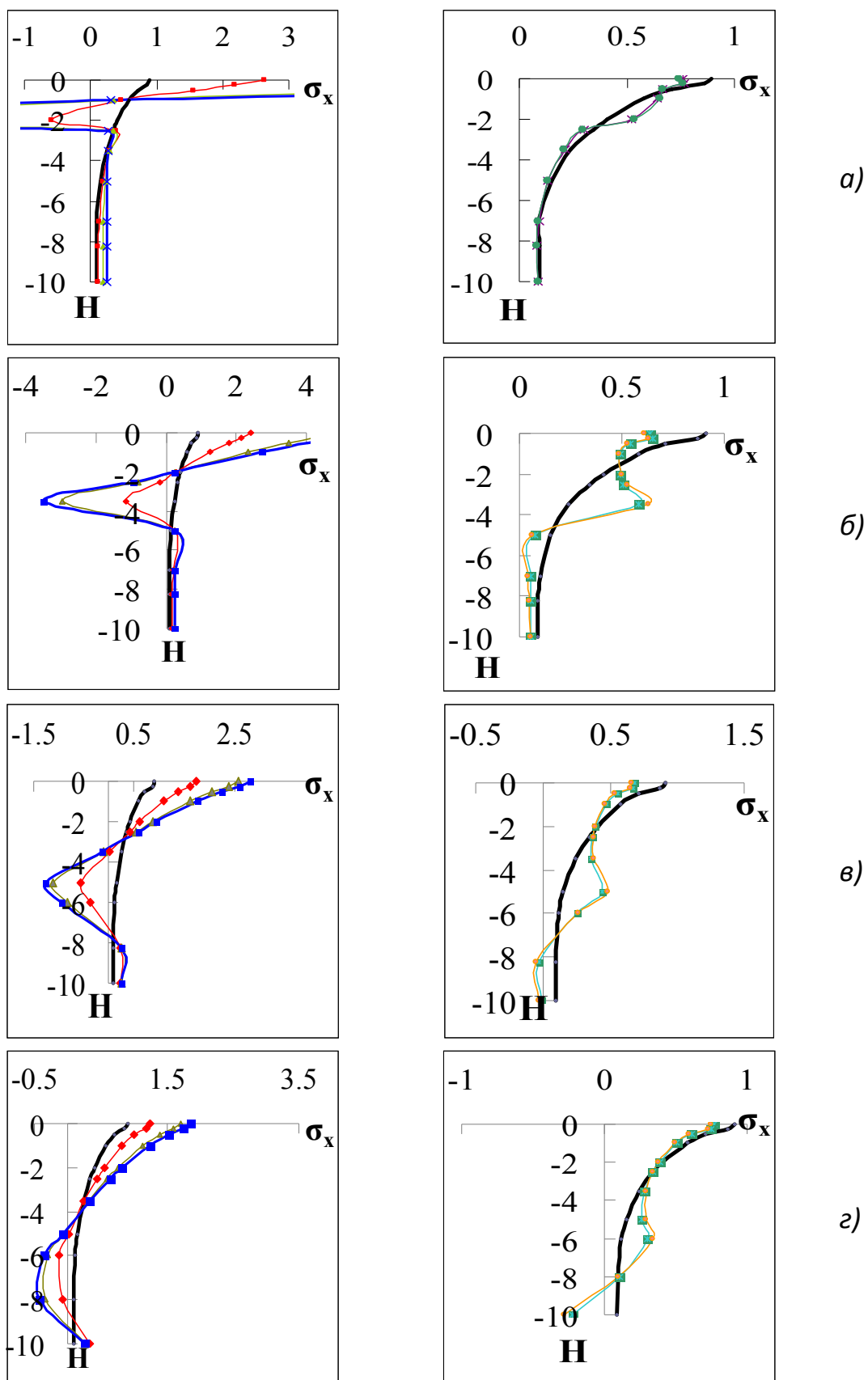


Рис. 5. Эпюры напряжений σ_x , построенные на вертикали, проходящей через край фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

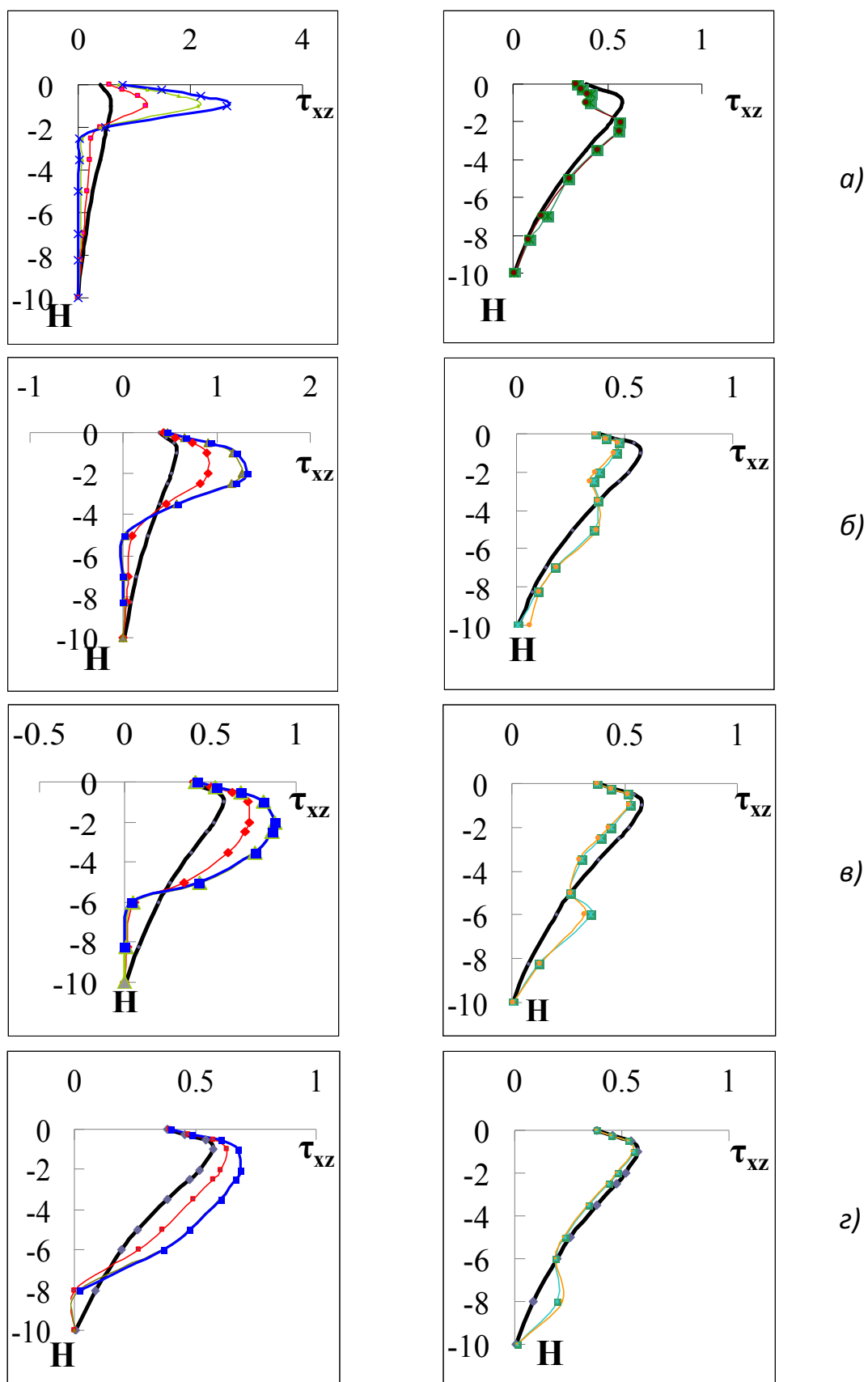


Рис. 6. Эпюры напряжений τ_{xz} , построенные на вертикали, проходящей через край фундамента при $H_{\text{б}} = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

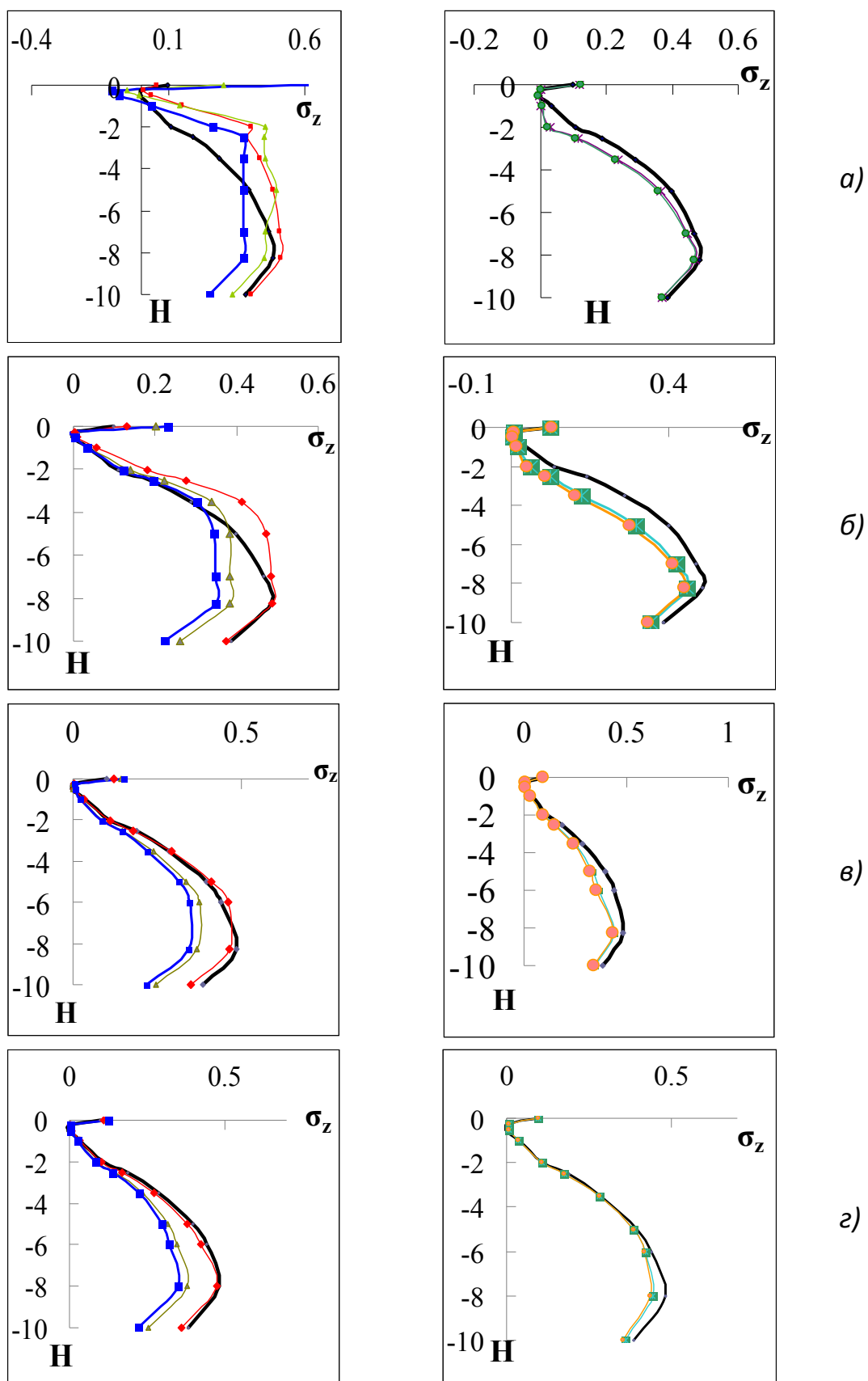


Рис. 7. Эпюры напряжений σ_z , построенные на вертикали, проходящей на расстоянии $b/2$ от края фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

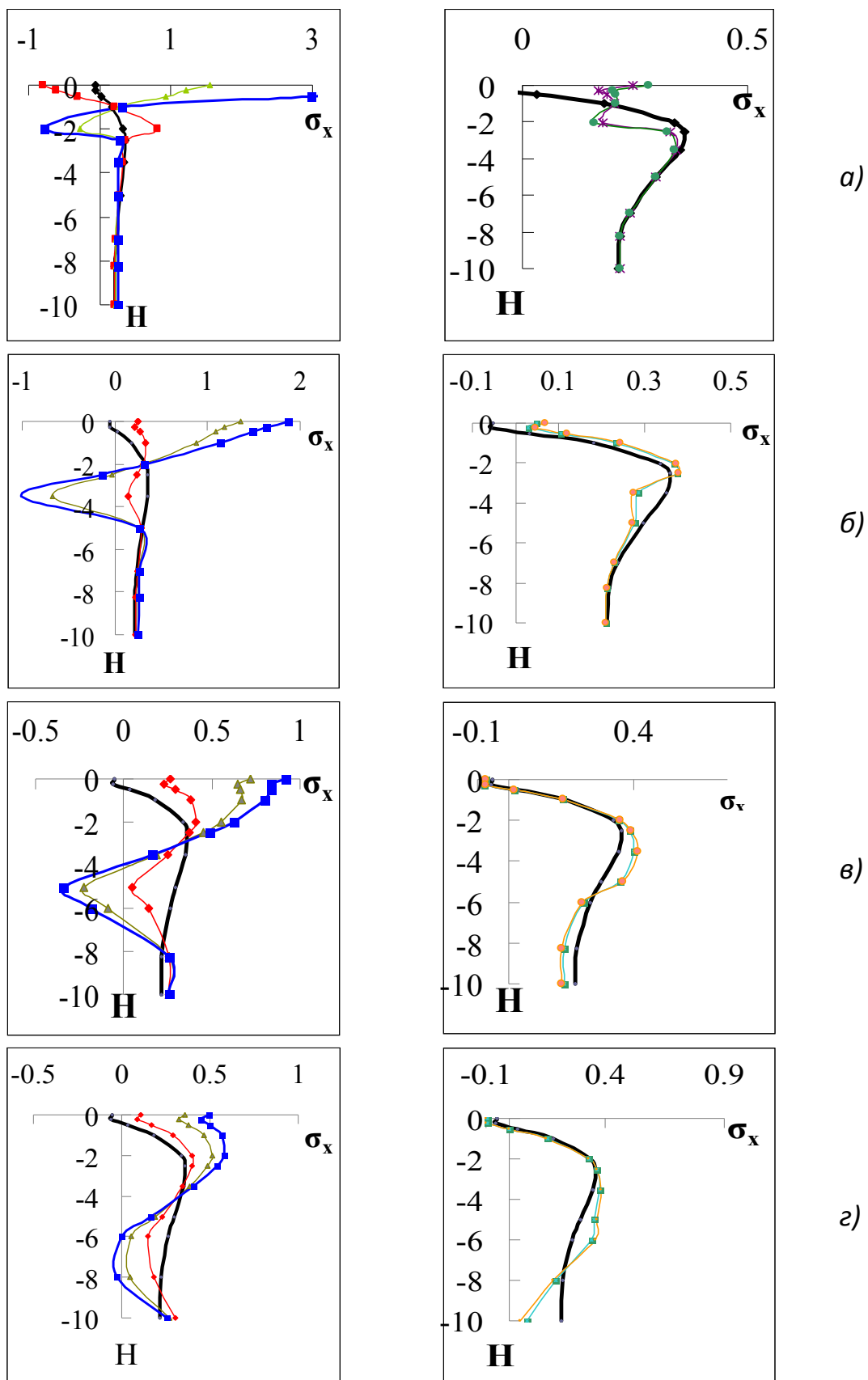


Рис. 8. Эпюры напряжений σ_x , построенные на вертикали, проходящей расстоянии $b/2$ от края фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

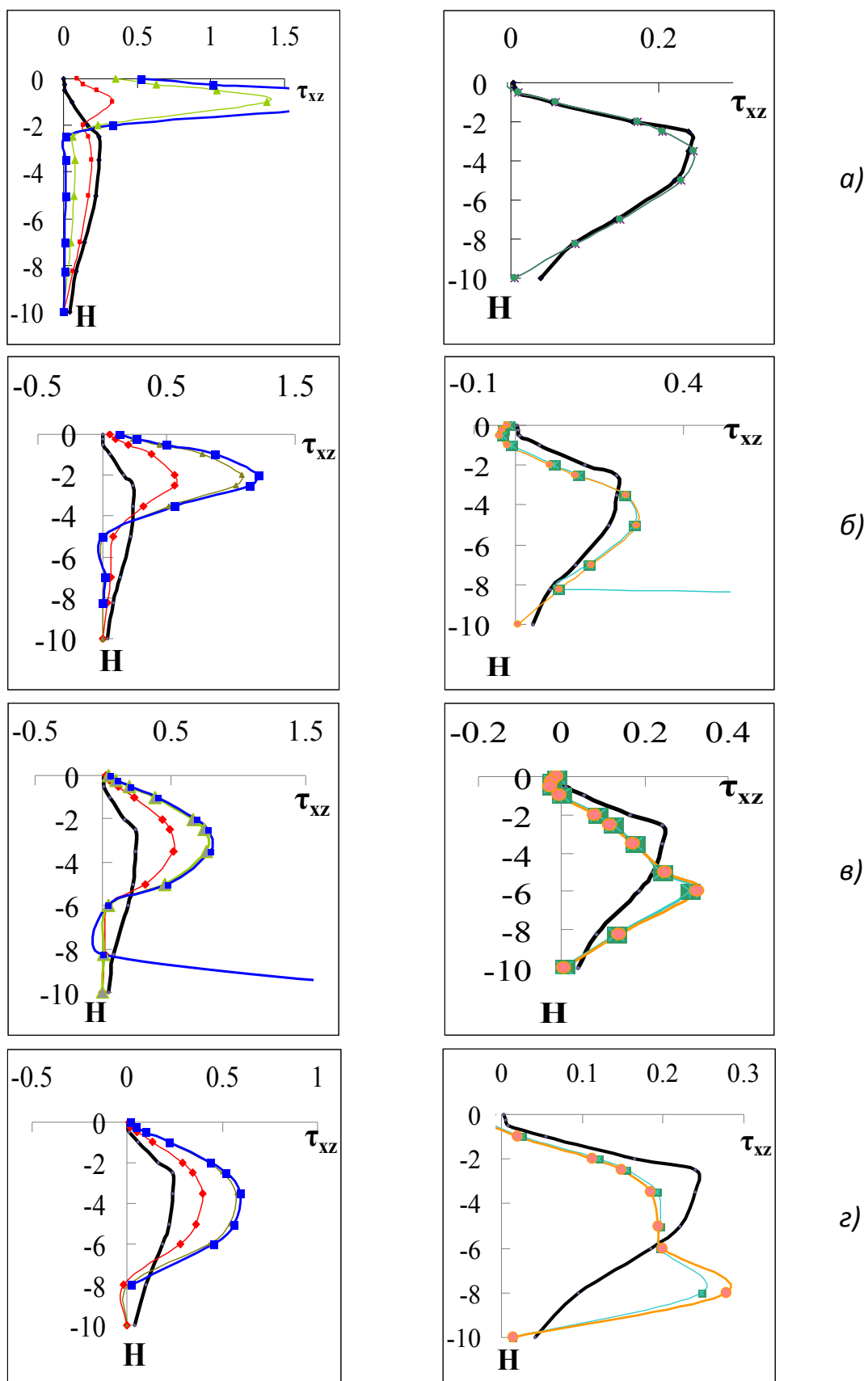


Рис. 9. Эпюры напряжений τ_{xz} , построенные на вертикали, проходящей на расстоянии $b/2$ от края фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

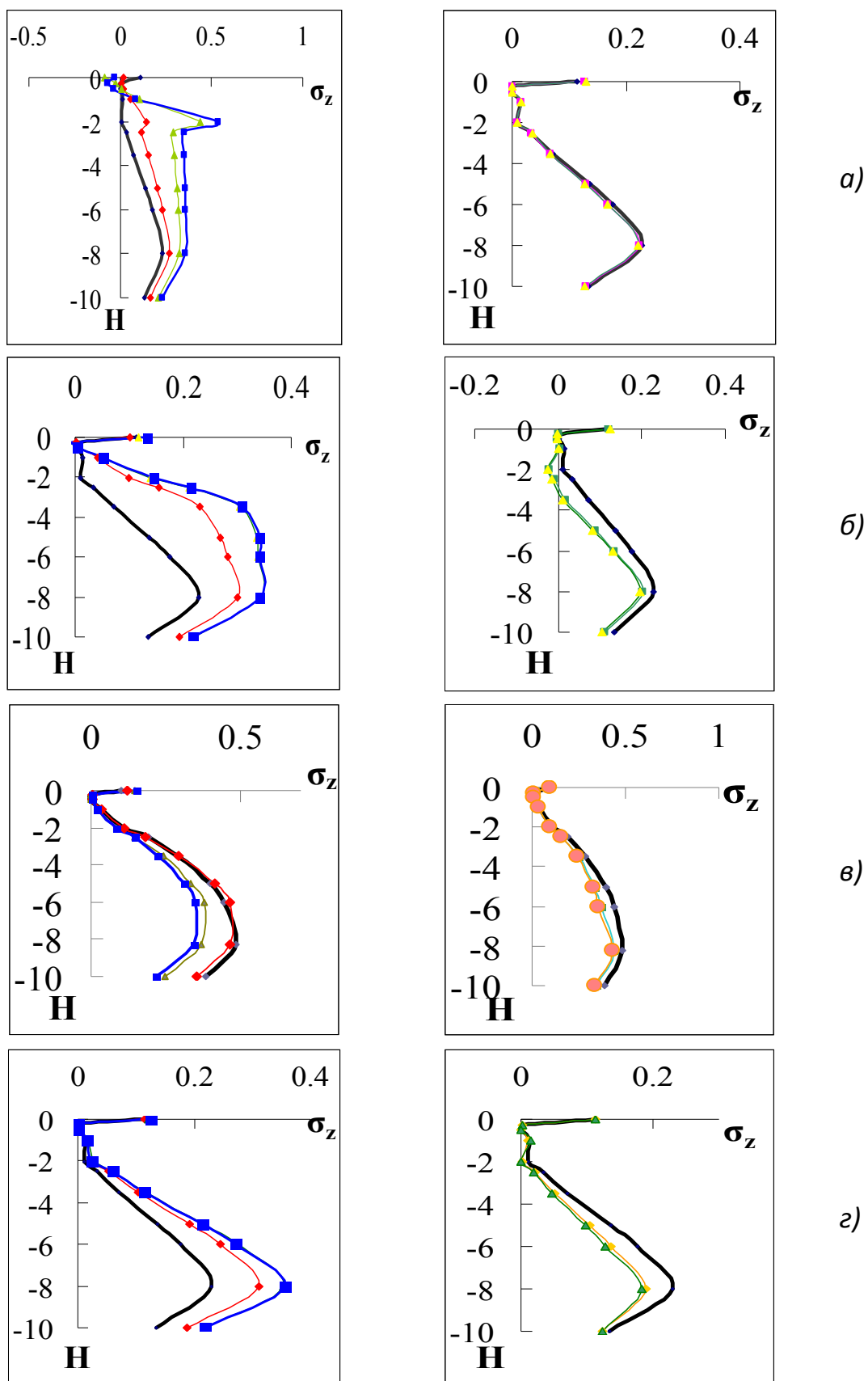


Рис. 10 Эпюры напряжений σ_z , построенные на вертикали, проходящей на расстоянии b от края фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

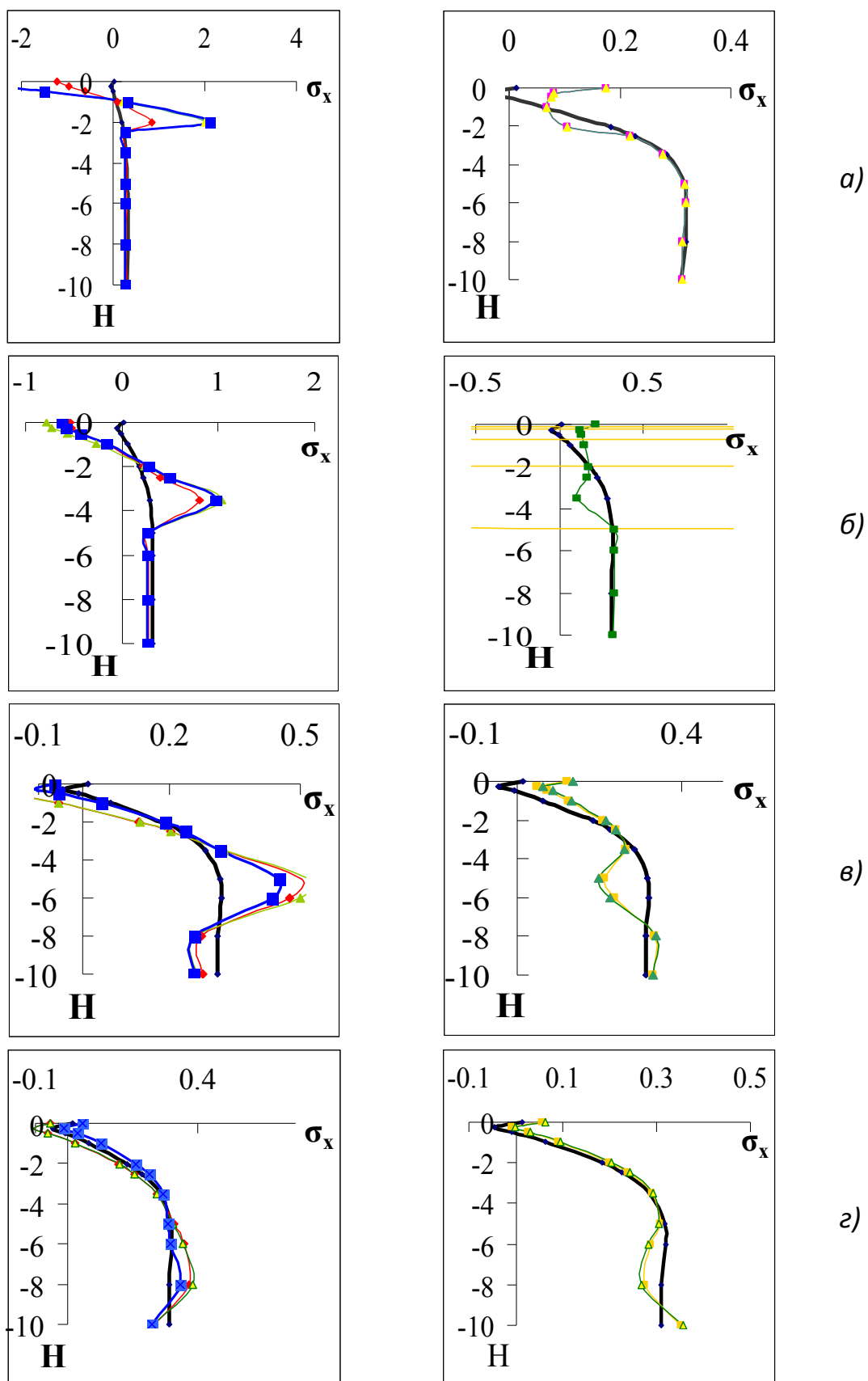


Рис. 11. Эпюры напряжений σ_x , построенные на вертикали, проходящей на расстоянии b от края фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

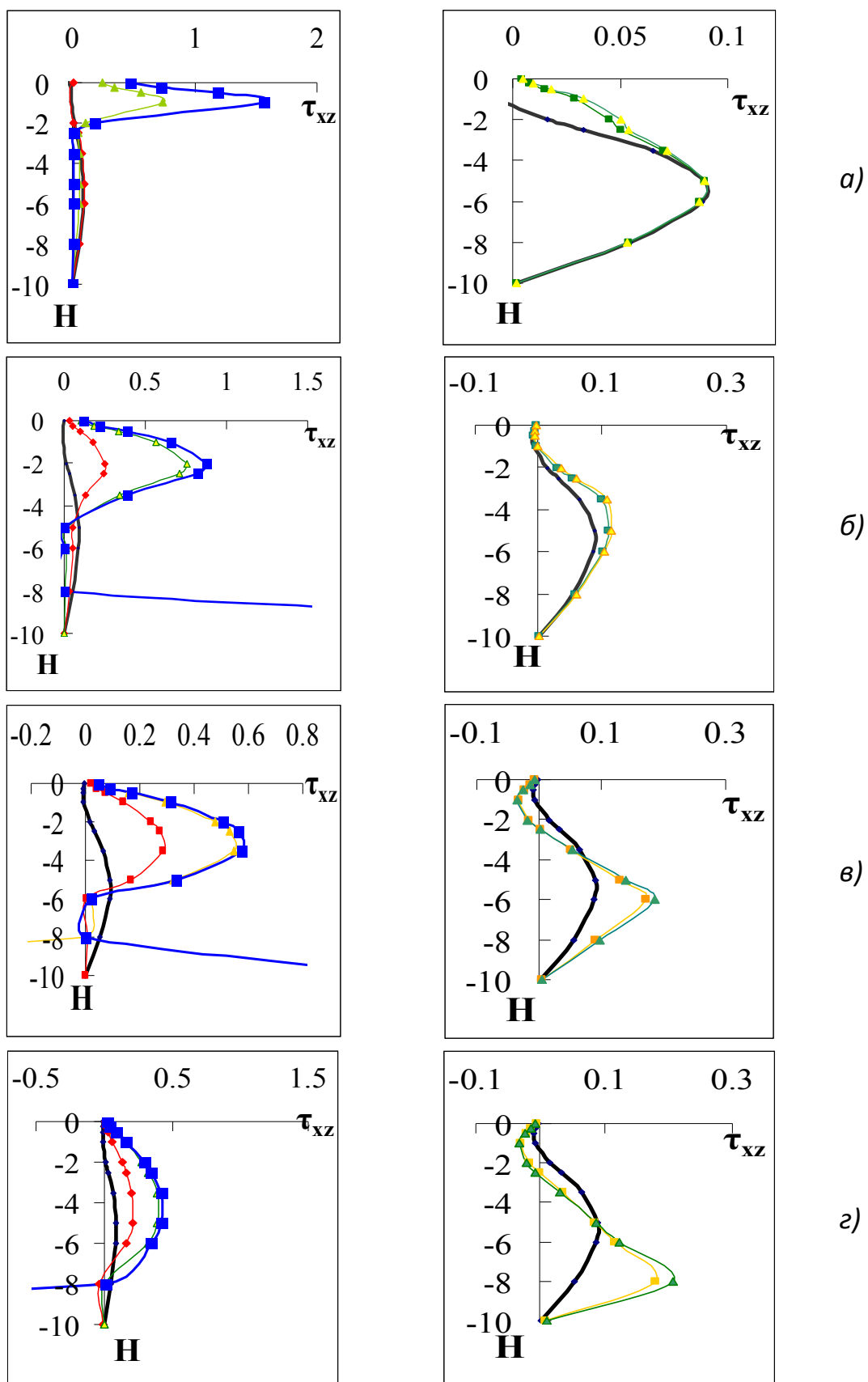


Рис. 12. Эпюры напряжений τ_{xz} , построенные на вертикали, проходящей на расстоянии b от края фундамента при $H_b = 2$ м (а); 4 м (б); 6 м (в); 8 м (г)

В среде этой программы создана конечноэлементная модель двух-слойного грунтового основания. Расчетная схема, фрагмент которой приведен на рис. 1, состоит из 9600 треугольных конечных элементов, сопряженных в 4961 узлах, при этом ширина матрицы жесткости системы составляет 86.

Размеры схемы в горизонтальном и вертикальном направлениях равны соответственно 30 и 10 метрам. В середине расчетной схемы к ее поверхности приложена равномерно распределенная нагрузка интенсивности $q = 2$ кгс/м и шириной $b = 5$ метров.

Нами поставлена цель исследовать особенности распределения напряжений в грунтовом массиве от действия приложенной к его поверхности равномерно распределенной полосовой нагрузки в зависимости от соотношения численных значений модулей деформации E_0 слоев и их толщины при условии, что величина коэффициента бокового расширения грунта $\xi_0 = 0,75$, что соответствует среднему значению для глинистых грунтов.

Для этого построены эпюры безразмерных (в долях γH , где γ – удельный вес грунта, H – величина заложения откоса, при горизонтальном залегании слоёв $H = 1$ м) вертикальных σ_z , горизонтальных σ_x , и касательных τ_{zx} напряжений, действующих в точках вертикальных прямых, проходящих через центр фундамента, его край, а также через точки поверхности основания фундамента, отстоящие от его края на расстоянии $b/2$ и b (см. рис. 2–12). При этом величина отношения модулей деформации слоев приняты равными $E_{об}/E_{он} = 0,01; 0,1; 1; 10; 100; 1000$, а мощность (толщина) верхнего слоя грунта принимает значения $H_b = 2; 4; 6; 8$ м.

На рис. 2 приведены эпюры вертикальных напряжений, действующих в точках основания, расположенных на вертикальной прямой, проходящей через середину фундамента при условии, что $H_b = 2$ м.

Анализ показывает: если отношение $E_{об}/E_{он} < 1$, то численные значения напряжений практически не зависят от величины этого отношения и остаются по всей глубине основания равными их значениям при $E_{об}/E_{он} = 1$, т.е. как в случае однородного грунтового массива.

Если отношение модулей деформации $E_{об}/E_{он} > 1$, то напряжения в соответствующих точках этой прямой уменьшаются на 35–150% и более в зависимости от величины этого отношения.

При этом при приближении к контакту слоев уровень напряжений резко снижается, а ниже контакта снова резко, правда не в той же степени, увеличивается.

Если верхний слой имеет толщину 4 м, то при всех прочих равных условиях характер изменения вертикальных напряжений не меняется по глубине основания, однако имеются некоторые количественные отличия от предыдущего случая.

Если отношение $E_{об}/E_{он} < 1$, то численные значения вертикальных σ_z напряжений вне зависимости от величины этого отношения уменьшаются по всей толще основания приблизительно на 8 % по сравнению с напряжениями, соответствующими условию $E_{об}/E_{он} = 1$.

Если величина отношения $E_{об}/E_{он} > 1$, то картина иная: происходит уменьшение уровня напряжений примерно в тех же пропорциях, что и при $H_b=2$ м, с той разницей, что «скачек» напряжений на контакте слоев не такой резкий, а численные значения вертикальных напряжений при $E_{об}/E_{он} \geq 100$ в соответствующих точках имеют практически равные значения.

Все выше сказанное практически полностью соответствует характеру распределения напряжений σ_z по вертикальной прямой, проходящей через середину фундамента, и при $H_b = 6,0; 8,0$ м.

Эпюра вертикальных напряжений, построенная на вертикали, проходящей через **край фундамента**, мало чем отличается от соответствующих эпюр, построенных на вертикали, проходящей через его середину, однако отметим следующее.

Если $E_{об}/E_{он} < 1$ и $H_b = 2$ м вертикальные напряжения практически не изменяются при изменении отношения модулей деформации E_b/E_n .

Если отношение $E_{об}/E_{он} > 1$, то его уменьшение на порядок снижает уровень напряжений примерно на 5%, если величину $E_{об}/E_{он}$ уменьшить еще на порядок, это повлечет за собой снижение уровня напряжений еще на 10%.

При $H_b = 4$ м характер распределения вертикальных напряжений меняется незначительно: при $E_{об}/E_{он} < 1$ напряжения возрастают примерно на 8% по отношению к однородному случаю и их величины не зависят от величины $E_{об}/E_{он}$.

Если величина $E_{об}/E_{он} > 1$, то напряжения в соответствующих точках при увеличении этого соотношения на порядок уменьшаются на 20%, а при новом таком же увеличении – уменьшаются еще в 2 раза. Аналогичная картина наблюдается при $H_b = 6,0; 8,0$ м.

Несколько иной вид имеет эпюра вертикальных напряжений σ_z , построенная вдоль вертикальной прямой, отстоящей от края фундамента на расстоянии, равном половине его ширины.

При $H_b = 2$ м и отношении модулей деформации $E_{об}/E_{он} < 1$ вертикальные напряжения в точках двухслойного основания уменьшаются на 40% по сравнению с величинами напряжений в соответствующих точках однородного основания, а при дальнейшем уменьшении $E_{об}/E_{он}$ практически не меняются.

Если $E_{об}/E_{он} > 1$, то при увеличении этого отношения на порядок вертикальные напряжения увеличиваются сначала на 270%, при дальнейшем

увеличении на порядок практически не изменяется, а затем уменьшается на 50% по сравнению с однородным основанием. Аналогичная картина наблюдается при толщине верхнего слоя 4 м.

При $H_B = 6,0$ и $8,0$ м и $E_{об}/E_{он} \in [0,01 - 1000,]$ наблюдается уменьшение значений напряжений σ_z по сравнению с однородным основанием на 8–25%.

Характер распределения вертикальных напряжений по прямой, проходящей от края фундамента на расстоянии, равном его ширине, подобен при разных H_B . При $H_B = 2$ м вертикальные напряжения практически не изменяются при изменении отношения модулей деформации, если это отношение меньше единицы. Если $E_{об}/E_{он} > 1$, то напряжения в соответствующих точках основания при увеличении этого отношения в десять, а затем еще во столько же раз, сначала увеличиваются в 2 раза, а затем еще в 4.

При $H_B = 4$ м характер изменения вертикальных напряжений не меняется, однако, если отношение модулей деформаций меньше $E_{об}/E_{он} < 1$, то численное значение напряжений вне зависимости от величины этого отношения уменьшается по сравнению с однородным основанием примерно на 70% и практически не зависит от этого отношения. При $E_{об}/E_{он} > 1$ наблюдается иная картина: происходит увеличение напряжений по сравнению с однородным случаем на 900%, а затем при дальнейшем возрастании отношения $E_{об}/E_{он}$ на 400%. Практически то же самое можно сказать о $H_B = 6$ и 8 м.

Перейдём к анализу распределения горизонтальных напряжений.

При анализе горизонтальных напряжений по прямой, проходящей через центр фундамента не представляет труда заметить, что характер распределения напряжений не зависит от H_B .

При $H_B = 2$ м и отношении $E_{об}/E_{он} < 1$ горизонтальные напряжения в верхнем слое увеличиваются на 12%, а затем практически не изменяются, какой бы ни была величина $E_{об}/E_{он}$.

При $E_{об}/E_{он} > 1$ горизонтальные напряжения σ_x в зоне контакта слоев при изменении отношения $E_{об}/E_{он}$ на порядок меняют знак на противоположный, а в нижнем слое практически не зависят от этой величины.

Аналогичная картина наблюдается при толщине верхнего слоя 4 м. При толщине верхнего слоя 6 м и 8 м характер изменения горизонтальных напряжений не претерпевает существенных изменений. Независимо от величины отношения, если $E_B/E_H < 1$, то численное значение напряжений увеличивается на 70%, а при $E_{об}/E_{он} > 1$ – в зоне контакта меняют знак на противоположный.

Распределение горизонтальных напряжений по прямой, проходящей от края фундамента на расстоянии, равном половине его ширины можно охарактеризовать так.

При $H_b = 2$ м и величине отношения $E_{об}/E_{он} > 1$ горизонтальные напряжения σ_x в верхнем слое при изменении соотношения на порядок и более сначала увеличиваются на 140%, затем уменьшаются и даже меняют свой знак на противоположный. В нижнем слое в горизонтальные напряжения с увеличением отношения модулей деформации практически не изменяются.

При $E_b/E_n < 1$, картина такова: по сравнению с однородным основанием в верхнем слое напряжения σ_x уменьшаются в 2 раза, а в нижнем слое практически не изменяются.

Распределении горизонтальных напряжений при $H_b = 4; 6; 8$ м и $E_b/E_n < 1$ мало отличается от картины, соответствующей $H_b = 2$ м. При $E_b/E_n > 1$ напряжения вблизи поверхности увеличиваются, а в зоне контакта сначала уменьшаются на 60%, а затем меняют знак на противоположный.

На рис. 4 изображены эпюры горизонтальных напряжений по прямой, проходящей от края фундамента на расстоянии, равном его ширине при толщине верхнего слоя 2 м.

При отношении модулей деформации $E_b/E_n < 1$ горизонтальные напряжения в верхнем слое при уменьшении этого отношения на порядок и более сначала уменьшаются на 42%, а затем практически не изменяются. При $E_{об}/E_{он} > 1$ его увеличение на порядок и более влечет за собой увеличение горизонтальных напряжений на 360%, а затем ещё на 600%. Горизонтальные напряжения в нижнем слое практически не зависят от величины соотношения $E_{об}/E_{он}$. Аналогичная картина наблюдается при толщине верхнего слоя 4 м.

При толщине верхнего слоя 6 и 8 м характер изменения горизонтальных напряжений не претерпевает существенных изменений. Независимо от величины отношения при отношении модулей деформации $E_b/E_n < 1$ численное значение напряжений уменьшается на 10%, а при $E_{об}/E_{он} > 1$ — увеличивается на 19%.

Характер эпюр **касательных напряжений** τ_{zx} , построенных на прямой, проходящей через край фундамента, остается неизменным при любых рассматриваемых значениях H_b .

При $H_b = 2$ м и $E_{об}/E_{он} > 1$ касательные напряжения в верхнем слое увеличиваются при изменении $E_{об}/E_{он}$ на порядок и более, сначала в 2 раза, а затем еще в 2,2 раз. В нижнем же слое, касательные напряжения уменьшаются с увеличением отношения $E_{об}/E_{он}$ практически до нуля.

При $E_{об}/E_{он} < 1$ наблюдается следующая картина: в верхнем слое основания напряжения уменьшаются на 25%, а в нижнем слое возрастают на 19% по сравнению с уровнем напряжений в однородном грунтовом массиве при любых значениях $E_{об}/E_{он}$.

Качественная картина эпюр касательных напряжений, построенных на вертикали, отстоящей от края фундамента на расстоянии равном его ширине, остается прежней при всех рассматриваемых в работе величинах отношения $E_{об}/E_{он}$.

После того, как были охарактеризованы особенности распределения напряжений в грунтовом массиве от действия приложенной к его поверхности равномерно распределенной полосовой нагрузки в зависимости от соотношения численных значений модулей деформации E_0 слоев и их толщины, на очереди встал вопрос о влиянии тех же самых параметров на несущую способность грунта.

В качестве примера был взят грунт – суглинок мягкопластичный со следующими характеристиками $c = 0,14$ кгс/см², $\varphi = 16^\circ$, $\mu = 0,75$.

Расчетная схема состоит из 50400 треугольных конечных элементов, сопряженных в 25521 узлах, при этом ширина матрицы жесткости системы составляет 286. Размеры схемы в горизонтальном и вертикальном направлениях равны соответственно 13 и 10 метрам. В середине расчетной схемы к ее поверхности приложена равномерно распределенная нагрузка интенсивности $q = 6$ кгс/м и шириной $b = 1$ м.

Были определены значения глубины областей пластических деформаций грунта двухслойного основания. Величины отношения модулей деформации слоев приняты равными $E_{об}/E_{он} = 0,01; 0,05; 0,1; 0,5; 1; 5; 10; 100; 1000$, а мощность (толщина) верхнего слоя грунта $H_в = 1; 2; 4; 6; 8$ м.

На рис. 13 приведены зависимости глубины развития областей пластических деформаций от соотношения модулей общей деформации $E_{об}/E_{он}$ для разных значений толщины верхнего слоя. Для $H_в = 1$ м при $E_{об}/E_{он} < 1$, при изменении отношения на порядок, глубина возникновения ОПД уменьшается до 0,18 м, а при дальнейшем уменьшении отношения снижается до значения 0,15 м. При $E_{об}/E_{он} > 1$ она изменяется волнообразно: возрастает до 0,46 м, а затем снижается до 0,28 м и вновь увеличивается до 0,35 м.

При $H_в = 2$ м картина следующая. При $E_{об}/E_{он} < 1$ глубина возникновения ОПД при изменении отношения на порядок уменьшается на 40%, а в дальнейшем практически не изменяется. При $E_{об}/E_{он} > 1$ наблюдается стремительное возрастание глубины ОПД, максимальное значение которой составляет 0,87 м при $E_{об}/E_{он} = 100$ (на 180% больше, чем в случае однородного основания). При дальнейшем росте отношения $E_{об}/E_{он}$ на порядок глубина ОПД снижается до 0,72 м.

Аналогичная картина наблюдается при толщине верхнего слоя $H_B = 4$ м, с той разницей, что глубина ОПД уменьшается при изменении соотношения $E_{ОВ}/E_{ОН} < 1$ на порядок на 16%, а при $E_{ОВ}/E_{ОН} > 1$ увеличивается на 40% по сравнению с однородным основанием.

При глубине 6 и 8 м глубина ОПД практически не зависит от соотношения модулей $E_{ОВ}/E_{ОН}$.

Далее было определено значение начальной критической нагрузки, расчетного сопротивления и предельной критической нагрузки для рассматриваемого основания при разных значениях толщины верхнего слоя и отношения $E_{ОВ}/E_{ОН}$.

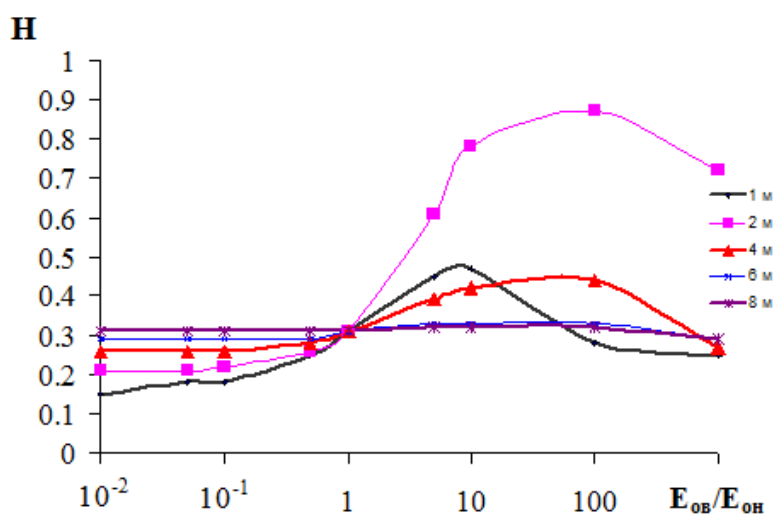


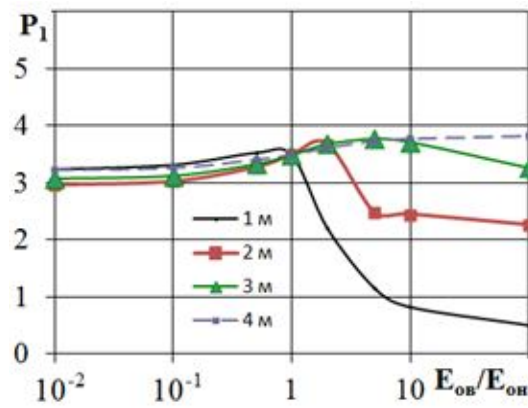
Рис. 13. Графики зависимости вида $H = f(E_{ОВ}/E_{ОН})$ при $q = 6$ кгс/м для различной толщины верхнего слоя

Из рис. 14, а видно, что при значениях отношения $E_{ОВ}/E_{ОН} < 1$ значения начальной критической нагрузки практически не отличаются при разных значениях толщины верхнего слоя (разброс значений составляет 10%) и при уменьшении значения на порядок незначительно уменьшаются.

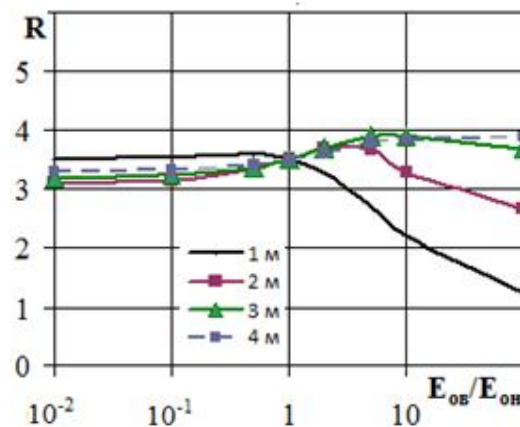
При отношении $E_{ОВ}/E_{ОН} > 1$ при толщине верхнего слоя $H_B = 1$ м значение начальной критической нагрузки уменьшается в 4,25 раза при увеличении отношения на порядок, а в дальнейшем уменьшается ещё на 60%.

При толщине верхнего слоя $H_B = 2$ м наблюдается аналогичная картина. Начальная критическая нагрузка по сравнению с однородным основанием при возрастании отношения до 5 уменьшается в 1,4 раза, а затем ещё на 10%.

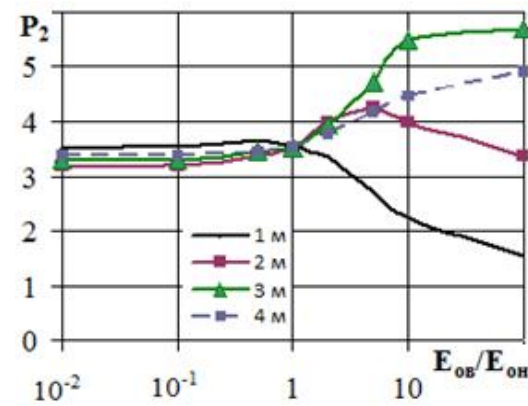
Иной характер имеет зависимость величины первой критической нагрузки для толщины верхнего слоя 3 м и 4 м. Кривые практически накладываются друг на друга в интервале значений $E_{ОВ}/E_{ОН}$ от 0,01 до 10.



а)



б)



в)

Рис. 14. Графические зависимости первой критической нагрузки $P_1 = f(E_{ov}/E_{on})$ (а), величины расчетного сопротивления $R = f(E_{ov}/E_{on})$ (б) и второй критической нагрузки $P_2 = f(E_{ov}/E_{on})$ (в) для двухслойного основания

При толщине верхнего слоя 3 м начальная критическая нагрузка при увеличении отношения E_{ov}/E_{on} на порядок сначала увеличивается незначительно, а затем уменьшается на 13%. Отличие кривой для толщины верхнего слоя 4 м в том, что в интервале отношений 10–100 значение критической нагрузки практически не изменяется.

Рис. 13, б иллюстрирует аналогичную зависимость для расчетного сопротивления грунта. При величине отношения $E_{об}/E_{он} < 1$ изменение отношения влияет на общую картину крайне незначительно. Зависимость расчётного сопротивления от толщины верхнего слоя в интервале $E_{об}/E_{он}$ от 0,01 до 1 может быть охарактеризована следующим образом: при возрастании H_b с 1 до 2 м расчетное сопротивление грунта уменьшается на 12%, а при дальнейшем увеличении толщины верхнего слоя до 4 м оно возрастает на 5%.

При величине отношения $E_{об}/E_{он} > 1$ для толщины верхнего слоя 1 наблюдается уменьшение расчетного сопротивления грунта, которое составляет 1,6 раз при возрастании отношения на порядок. В интервале $E_{об}/E_{он}$ от 10 до 100 оно дополнительно уменьшается в 1,77 раз.

Для толщины верхнего слоя $H_b = 2$ м расчетное сопротивление в интервале от 1 до 5 несколько возрастает, а затем при возрастании отношения до 100 уменьшается в 1,4 раза

При значениях H_b 3 и 4 м расчетное сопротивление грунта при $1 < E_{об}/E_{он} < 5$ возрастает на 10%, а при дальнейшем возрастании отношения практически не изменяется.

Рис. 14, в описывает зависимость предельной критической нагрузки от соотношения модулей общей деформации $E_{об}/E_{он}$ для разных значений толщины верхнего слоя

Из него видно, что при отношении $E_{об}/E_{он} < 1$ картина мало чем отличается от описанных ранее зависимостей для начальной критической нагрузки и расчетного сопротивления.

Для величины отношения $E_{об}/E_{он} > 1$ при толщине $H_b = 1$ м значение предельной критической нагрузки при увеличении отношения на порядок уменьшается в 1,58 раза при дальнейшем увеличении – ещё в 1,45 раз.

При глубине 2 м наблюдается следующая картина. Предельная критическая нагрузка возрастает в 1,2 раза в интервале от 1 до 5, а затем убывает в 1,3 раза в интервале от 5 до 100.

Для толщины верхнего слоя 3 м предельная критическая нагрузка при увеличении отношения $E_{об}/E_{он} > 1$ на порядок возрастает в 1,6 раза, а при большем увеличении отношения – незначительно возрастает.

Картину при толщине $H_b = 4$ м можно охарактеризовать следующим образом: критическая нагрузка возрастает при возрастании отношения на порядок в 1,26 раза, а при дальнейшем увеличении отношения – ещё на 10%.

На основании проведенного анализа можно сделать следующие **выводы:**

1. При любых значениях толщины верхнего слоя на контакте слоёв происходит скачок напряжений, интенсивность которого находится в обратной зависимости от мощности верхнего ослабленного слоя. Абсолютно-

го максимума величина скачка достигает при $H_b = 2$ м для касательных напряжений τ_{zx} под краем фундамента – почти 30000%, в то время как при $H_b = 8$ м он не превышает 170%.

2. Когда отношение $E_{об}/E_{он} < 1$, т.е. более «слабый» слой расположен сверху, то влияние величины этого отношения на картину перераспределения напряжений в грунтовом массиве незначительно. Так, в большинстве точек напряжения изменяются не более чем на 50%. В то же время изменение величины напряжений при $E_b/E_n > 1$ может составлять 500–600%.

3. Чем дальше от оси фундамента находится рассматриваемая точка грунтового массива, тем больше ослабевает влияние величины $E_{об}/E_{он}$ на ее напряженное состояние. Например, при увеличении отношения модулей деформации от значения $E_{об}/E_{он} = 1$ до $E_{об}/E_{он} = 1000$, вертикальные напряжения под центром фундамента при $H_b = 2$ м уменьшаются на 125%, в то время как вертикальные напряжения в точках прямой, отстоящей от предыдущей на расстоянии $1,5b$, изменяются лишь на 30%.

4. Существует предел значений величины отношения $E_{об}/E_{он}$, после достижения которого, эта величина перестает оказывать сколько-нибудь существенное влияние на процесс перераспределения напряжений в грунтовом массиве. Для рассмотренного в настоящей статье примера предельные значения этого отношения определяются границами интервала $E_{об}/E_{он} \in [0,01; 100]$.

5. Когда отношение $E_{об}/E_{он} < 1$, т.е. более «слабый» слой расположен сверху, то влияние величины этого отношения, равно как и влияние толщины верхнего слоя на значение критической нагрузки и расчетного сопротивления в грунтовом массиве незначительно.

6. При величине отношения $E_{об}/E_{он} > 1$ с возрастанием отношения начальная критическая нагрузка и расчетное сопротивление грунта уменьшаются, причём, чем меньше толщина верхнего слоя, тем значительнее снижение значений нагрузки и расчетного сопротивления.

10. При толщине верхнего слоя порядка 3–4 м отношение $E_{об}/E_{он}$ практически не влияет на значение начальной критической нагрузки и расчетного сопротивления.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сегерлинд Л.Дж. Применение метода конечных элементов. – М.: Мир, 1979. — 392 с.
2. Богомолов А.Н. и др. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.

И.Л. Бартоломей

РЕГУЛИРОВАНИЕ ОСАДОК СОСТАВНОГО ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ ПОМОЩИ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Из опыта устройства ленточных сборных фундаментов известно, что наличие между элементами конструкции некоторого зазора не только позволяет экономить материалы – сталь и бетон, но и повысить величину несущей способности основания [1; 2]. Причем, для увеличения несущей способности основания эти зазоры (промежутки) могут быть не значительными [3]. В связи с этим возникла идея использовать данный эффект и при устройстве плитных фундаментов, делать их составными, а зазор между ними использовать в различных целях, например, для прокладки коммуникаций.

Для теоретического обоснования этого предположения проведено численное моделирование процесса образования и развития областей пластических деформаций в основании плитного фундамента, состоящего из двух плит, при различных расстояниях между ними. Этот параметр выбран не случайно, т.к. принято считать, что при $\Delta Z = 0,25d$ нагрузка на фундамент соответствует величине расчетного сопротивления основания R , которое весьма не значительно отличается от предельно допустимой нагрузки.

Для этого разработана механико-математическая модель метода конечных элементов (МКЭ). Расчетная схема, фрагмент которой приведен на рис. 1, состоит из 62500 треугольных конечных элементов, сопряженных в 31626 узлах, при этом ширина матрицы жесткости системы равна 256.

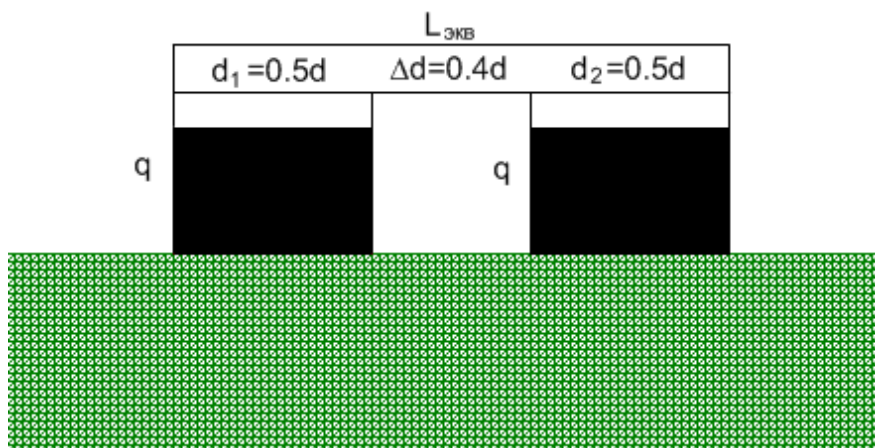


Рис. 1. Фрагмент расчетной схемы

Рассмотрено связанное однородное основание. Принято, что объемный вес грунта постоянен и равен $\gamma = 2 \text{ т/м}^3$, угол внутреннего трения принимал значения в интервале $\varphi \in [10^\circ - 30^\circ]$, а приведенное давление связности $\sigma_{св} = C(\gamma d \text{tg} \varphi)^{-1} \in [0,001-24]$, где $d = [1; 6; 12; 24]$ (м) – ширина неразрезанного фундамента, а ширина зазора между фундаментами принимала значения $\Delta d = [0; 0,2; 0,4; 0,6] d$. Все расчеты выполнены для приведенной нагрузки, соответствующей $q = [1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 6,0] \text{ (кг/см}^2\text{)} = [0,21-30,0]\gamma d$.

На рис. 2, а в качестве примера приведено изображение областей пластических деформаций в однородном и изотропном основании составного плитного фундамента, из которого видно, что при определенных значениях величин d ; q ; $L_{\text{экв}}$ и физико-механических свойствах грунта основания области пластических деформаций (ОПД) развиваются под внешними и внутренними краями фундамента.

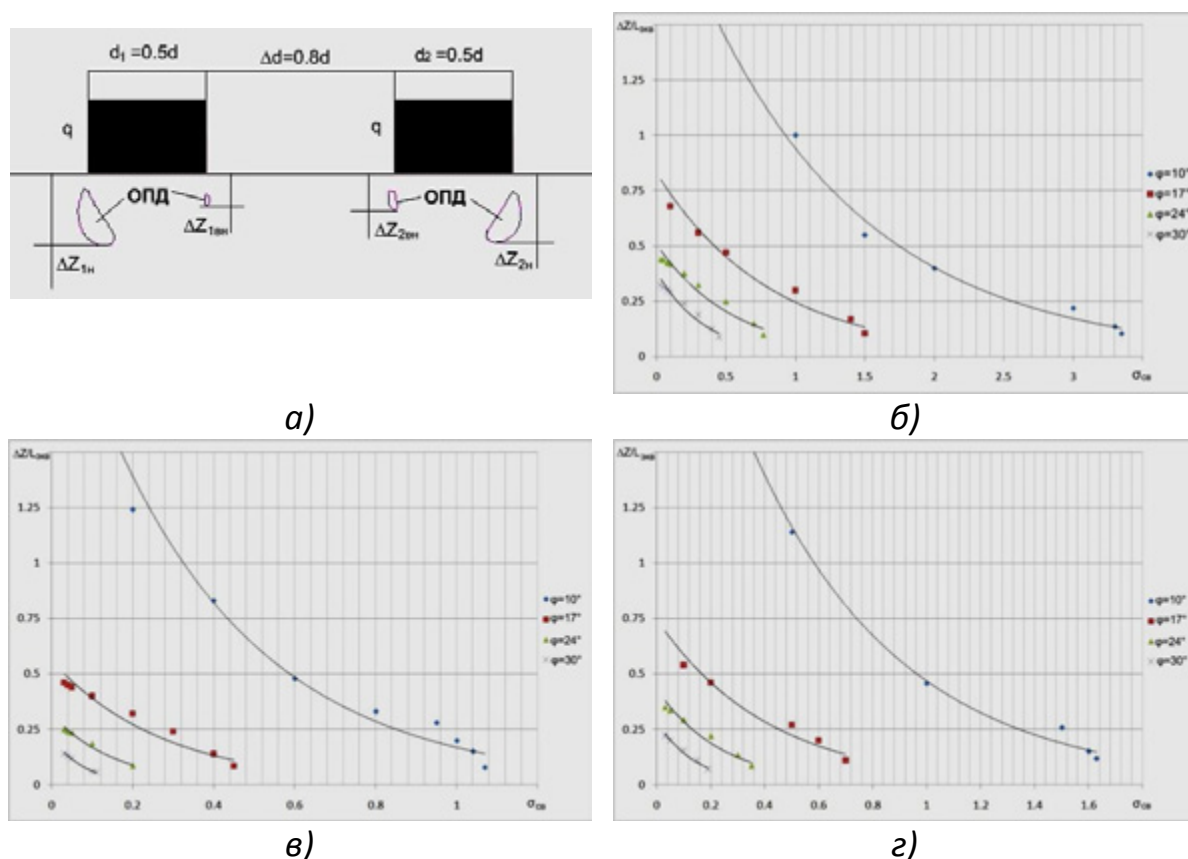


Рис. 2. Области пластических деформаций в основании составного плитного фундамента (а); графические зависимости вида $\Delta Z^* = \Delta Z / L_{\text{экв}} = f(q)$ при $q = 3 \text{ кг/см}^2$, $d = 6 \text{ м}$ и $\Delta d = 0,6d$ (б); при $q = 2 \text{ кг/см}^2$, $d = 12 \text{ м}$ и $\Delta d = 0,4d$ (в); при $q = 6 \text{ кг/см}^2$, $d = 24 \text{ м}$ и $\Delta d = 0,4d$ (г)

Используя компьютерную программу [4] проведены расчеты (всего 1600 вариантов), позволившие для любого сочетания перечисленных выше рас-

четных параметров определить глубину развития областей пластических деформаций. На основе этих результатов построены графики (всего восемьдесят), на которых приведены графические зависимости вида $\Delta Z = f(q)$. Часть этих зависимостей в качестве примера приведена на рис. 2, б–г.

Оказалось, что все полученные кривые, в том числе и приведенные на рис. 2, с погрешностью, составляющей от 0,1% до 16%, могут быть аппроксимированы функциональной зависимостью вида:

$$\Delta Z^* = A \times e^{B\sigma_{св}}, \quad (1)$$

где A и B – безразмерные коэффициенты.

Численные значения коэффициентов A и B сведены в таблицу, по данным которой построены графические зависимости вида $A; B = f(\varphi)$ для всех рассмотренных в настоящей статье значений переменных расчетных параметров, что позволяет очень быстро использовать формулу (1). Часть этих зависимостей в качестве примера приведена на рис. 3.

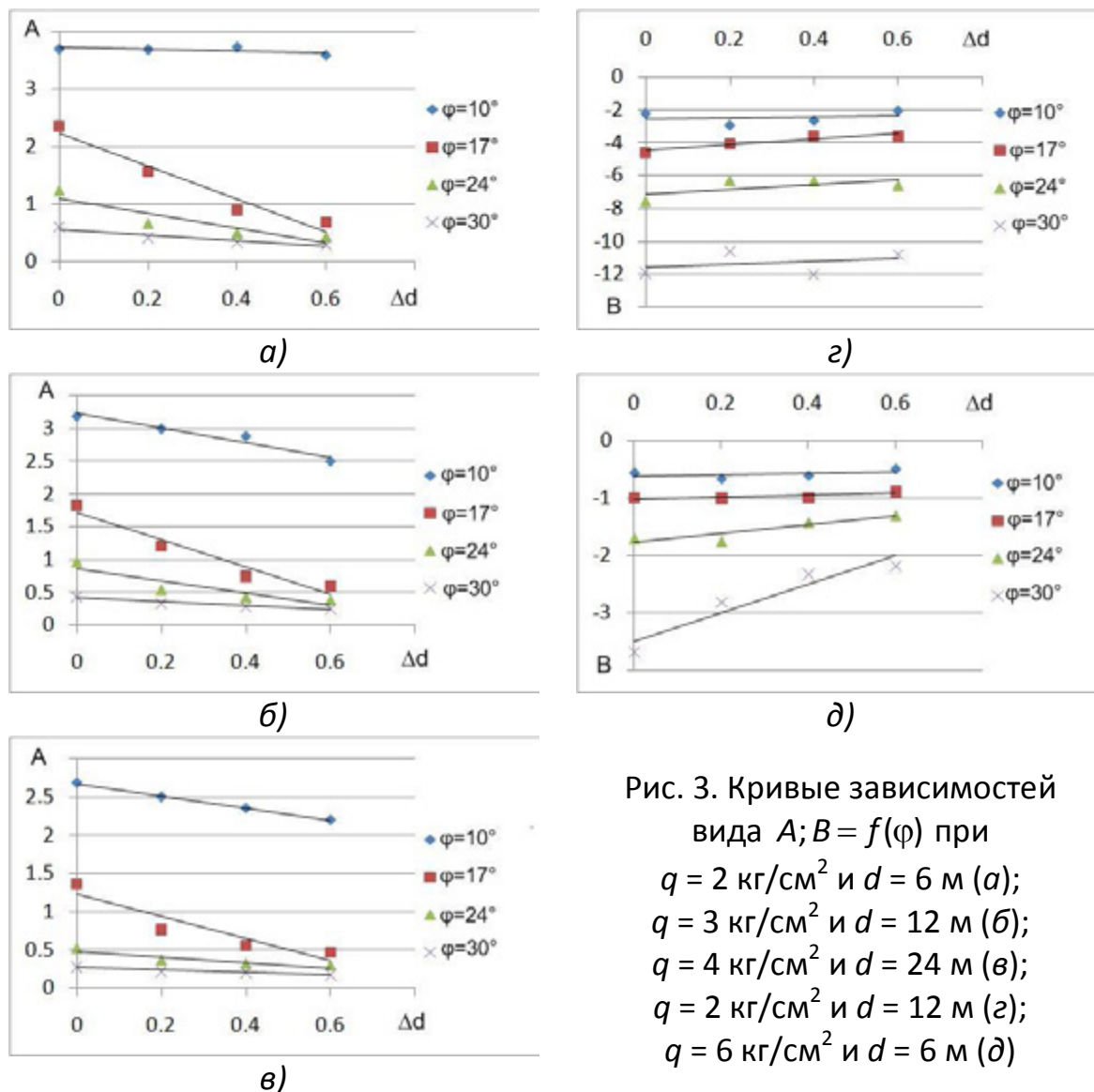
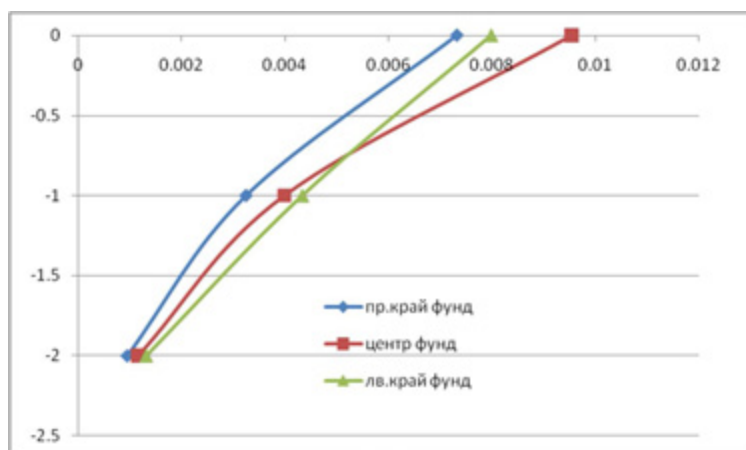
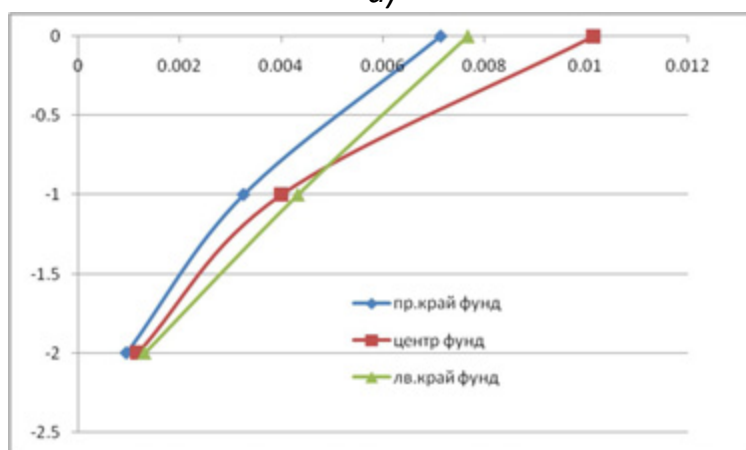


Рис. 3. Кривые зависимостей вида $A; B = f(\varphi)$ при $q = 2 \text{ кг/см}^2$ и $d = 6 \text{ м}$ (а); $q = 3 \text{ кг/см}^2$ и $d = 12 \text{ м}$ (б); $q = 4 \text{ кг/см}^2$ и $d = 24 \text{ м}$ (в); $q = 2 \text{ кг/см}^2$ и $d = 12 \text{ м}$ (г); $q = 6 \text{ кг/см}^2$ и $d = 6 \text{ м}$ (д)

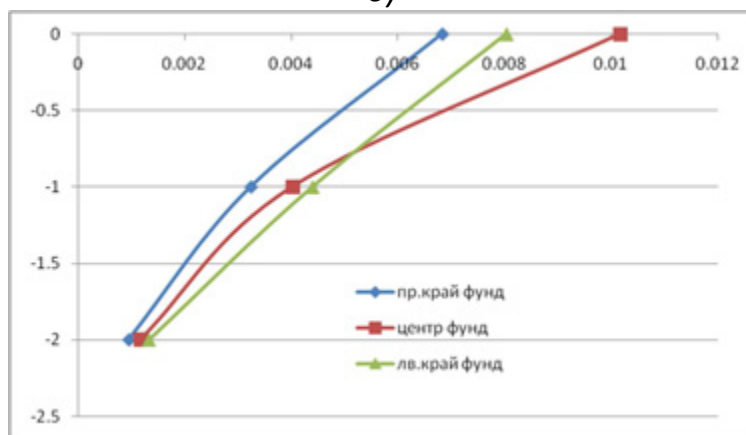
В результате были получены графики осадки одного фундамента из системы:



а)



б)



в)

Рис. 4. Эпюры осадок фундаментов:
а – при изменении нагрузки по закону (2);
б – при изменении нагрузки по закону (3);
в – при равномерно распределенной нагрузке

Анализ графиков показывает, что наиболее эффективным является замена равномерно распределенной нагрузки, нагрузкой изменяющейся

по закону линейно-кусочной функции. В этом случае суммарные осадки левой и правой точек фундамента отличаются на 18%, а от осадок средней точки фундамента на 3,7% и 21%. В то время как, для фундаментов нагруженных равномерно распределенной нагрузкой эти различия составляют 21% и 6,4%, 26,4%. А для нагрузки, распределенной по закону трапеции (уравнение (3)), различия составляют 17% и 8,5%, 24,4%.

Выводы:

1. Получены графические зависимости и их аналитические аппроксимации, позволяющие определять глубину развития областей пластических деформаций в однородном основании составного плитного фундамента. Использование метода линейной интерполяции и полученных зависимостей позволяет определить величину расчетного сопротивления основания составного плитного фундамента.

2. Перераспределение нагрузки позволяет в значительной степени выровнять полные осадки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сорочан Е.А. Сборные фундаменты промышленных и жилых зданий. – М.: Госстройиздат, 1962. — 127 с.

2. Фидаров М.И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. — 156 с.

3. Богомолов А.Н. и др. Исследование несущей способности и осадок основания системы пяти параллельных незаглубленных фундаментов на мелкогабаритных моделях // Вестн. ВолгГАСУ. Сер.: Стр-во и архитектура, 2010. Вып. 20(39). — С. 21–27.

4. Богомолов А.Н. и др. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.

А.Н. Богомолов, Р.С. Нестеров

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ О ВЛИЯНИИ ЖЕСТКОГО ШТАМПА НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Известно, что в рамках гипотез линейной теории упругости численные значения напряжений, вычисляемых в точках однородного полупространства, зависят от величины и направления главного вектора внешних нагрузок R , удельного веса грунта γ и величины его коэффициента бокового давления ξ_0 , который связан с величиной коэффициента Пуассона μ известной формулой академика А.Н. Динника. В современной справочной литературе, например в [1–2], приведены таблицы значений напряжений,

которые вычислены на основе решений, не учитывающих жесткости фундамента.

Если исследуемая область неоднородна, то численные значения напряжений будут уже зависеть, кроме всего прочего, от величин отношений модулей упругости E (или модулей общей деформации E_0) и коэффициентов бокового давления грунта ξ_0 . Такая ситуация возникает, например, тогда, когда расчетной схемой предусмотрено, что нагрузка передается на грунтовое основание через жесткий штамп, имитирующий фундамент, а не прикладывается непосредственно к поверхности грунта. Поэтому, картина полей напряжений, получаемая без учета жесткости фундамента будет существенным образом отличаться (при всех прочих равных условиях) от соответствующей картины напряжений, получаемой с учетом фундамента.

Это, несомненно, наложит свой отпечаток на положение и форму наиболее вероятной поверхности выпора (НВПВ), величину коэффициента запаса устойчивости основания и вид областей пластических деформаций, которые разовьются в основании после превышения нагрузкой первого критического значения.

Оценить в обоих случаях поля напряжений в исследуемом грунтовом массиве при условии равенства величины R можно, используя компьютерную программу [3], в которой формализован метод конечных элементов (МКЭ). Для этого необходимо знать, какие численные значения могут принимать характеристики E и ξ_0 железобетона (фундамент) и глинистого грунта (основание фундамента) в реальных условиях.

В [4] приведены численные значения модулей упругости бетона. Для бетона класса В7,5 величина $E = 1570$ МПа, а для бетона В25 – $E = 30018,5$ МПа. Формально среднее значение модуля упругости можно принять равным $E_{cp} = 15794,5$ МПа. Величина коэффициента Пуассона для бетона вне зависимости от класса принимается равной $\mu = 0,2$.

Здесь же приведены численные значения пределов прочности этих бетонов при растяжении и сжатии, которые можно использовать для вычисления прочностных характеристик, эквивалентных углу внутреннего трения φ и удельному сцеплению C , по известным формулам В.В. Соколовского

$$\begin{cases} C_6 = \frac{1}{2}(\sigma_p \cdot \sigma_c)^{\frac{1}{2}}, \\ \varphi_6 = \arcsin \frac{\sigma_c - \sigma_p}{\sigma_c + \sigma_p}, \end{cases} \quad (1)$$

где σ_c и σ_p – соответственно пределы прочности бетона при сжатии и растяжении.

После проведения вычислений было установлено, что величина «сцепления» для бетонного камня колеблется в пределах $C = 0,74\text{--}1,95$ МПа, а величина «угла внутреннего трения» $\varphi = 54\text{--}60^\circ$. Средние значения этих величин $C_{\text{ср}}^b = 1,35$ МПа, $\varphi_{\text{ср}}^b = 57^\circ$.

В [6] в таблицах №№ 51 и 82 приведены численные значения параметров прочности C ; φ и модулей деформации E для глинистых грунтов различной консистенции в зависимости от коэффициента пористости. Из этих таблиц видно, что эти параметры изменяются в следующих пределах: $C = 0,003\text{--}0,081$ МПа, $\varphi = 7\text{--}30^\circ$, $E^r = 5\text{--}75$ МПа, их средние значения равны $C_{\text{ср}}^r = 0,042$ МПа, $\varphi_{\text{ср}}^r = 18,5^\circ$, $E_{\text{ср}}^r = 40$ МПа.

Воспользуемся компьютерной программой [3], которая дает возможность вычислять напряжения в точках как однородных, так и неоднородных областей, и покажем картины изолиний трех компонент полного напряжения (плоская задача), возникающих в однородном основании заглубленного фундамента. Причем, сделаем так, что в одном случае равномерно распределенная нагрузка интенсивности $q_{\text{расч}} = q/\gamma h = 3$ передается непосредственно на грунтовое основание, а в другом – через жесткий штамп, ширина a и толщина d которого соответственно равны ширине фундамента $a = 2b$ и одной десятой части глубины его заложения $d = 0,1h_3$.

Пусть грунтовое основание будет обладать прочностными и деформационными свойствами, определенными нами как средние значения для глинистых грунтов, при этом величина коэффициента бокового давления принята равной $\xi_0 = 0,75$, а фундамент – свойствами, определенными нами как средние для бетона.

На рис. 1 приведены картины с ответствующими изолиниями напряжений, построенные в результате проведенных вычислений. На основе их анализа можно сказать, что жесткий фундамент оказывает существенное влияние на распределение напряжений в активной зоне, которое выражается в следующем:

1. Происходит резкая концентрация всех трех компонент полного напряжения в фундаментной плите;

2. В грунтовом основании ниже подошвы фундамента происходит существенное перераспределение напряжений. Так, например, в точке, расположенной на вертикальной оси симметрии фундамента, на глубине равной $0,5h_3$ ниже его подошвы, вертикальная составляющая полного напряжения при отсутствии плиты равна $\sigma_z = 2,8\gamma h_3$, а при наличии жесткого штампа – $\sigma_z = 2,5\gamma h_3$, т.е. в 1,12 раза меньше. В той же точке горизонтальное напряжение, напротив, в первом случае равно $\sigma_x = 0,7\gamma h_3$, а во втором – $\sigma_x = 1,5\gamma h_3$, т.е. в 2,14 раза больше. Концентрация касательных напряжений τ_{xz} в активной зоне в том случае, когда нагрузка передается на основание через фундамент, примерно в 1,5 раза выше, чем в противном.

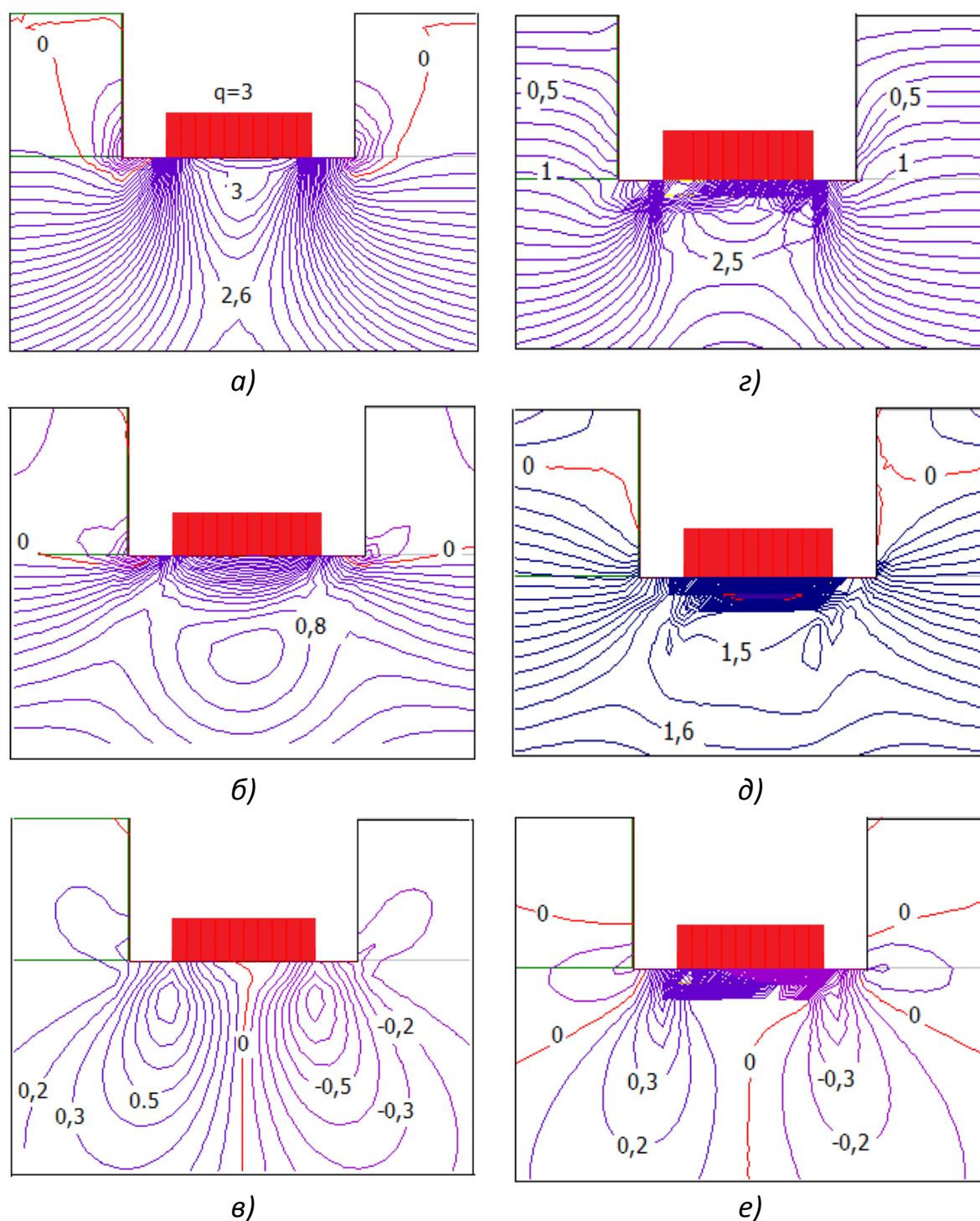


Рис. 1. Изолинии компонент σ_z (а); σ_x (б) и τ_{zx} (в) напряжения в однородном основании, построенные без учета жесткости фундаментной плиты и с учетом ее жесткости (соответственно г; д; е)

3. Происходит резкая концентрация всех трех компонент полного напряжения в фундаментной плите;

4. В грунтовом основании ниже подошвы фундамента происходит существенное перераспределение напряжений. Так, например, в точке, расположенной на вертикальной оси симметрии фундамента, на глубине

равной $0,5h_3$ ниже его подошвы, вертикальная составляющая полного напряжения при отсутствии плиты равна $\sigma_z = 2,8\gamma h_3$, а при наличии жесткого штампа – $\sigma_z = 2,5\gamma h_3$, т.е. в 1,12 раза меньше. В той же точке горизонтальное напряжение, напротив, в первом случае равно $\sigma_x = 0,7\gamma h_3$, а во втором – $\sigma_x = 1,5\gamma h_3$, т.е. в 2,14 раза больше. Концентрация касательных напряжений τ_{xz} в активной зоне в том случае, когда нагрузка передается на основание через фундамент, примерно в 1,5 раза выше, чем когда непосредственно на грунт.

5. Если нагрузка передается через фундамент, то в откосах котлована отсутствуют области, растянутые в вертикальном направлении, а области, в которых возникают растягивающие горизонтальные напряжения, простираются лишь на глубину, приблизительно равную $h_3/3$, от дневной поверхности. В противном случае эти части грунтового массива оказываются растянутыми в обоих направлениях.

Такая трансформация полей напряжений не может не сказаться и на процессе развития областей пластических деформаций. На рис. 3 изображены области пластических деформаций (ОПД) для условий, рассматриваемой в настоящей работе задачи. Разница состоит лишь в том, что в случае, когда нагрузка передается непосредственно на грунтовое основание, ее интенсивность равна $q_{oc} = 3\gamma h_3$, в противном – $q_\phi = 7\gamma h_3$.

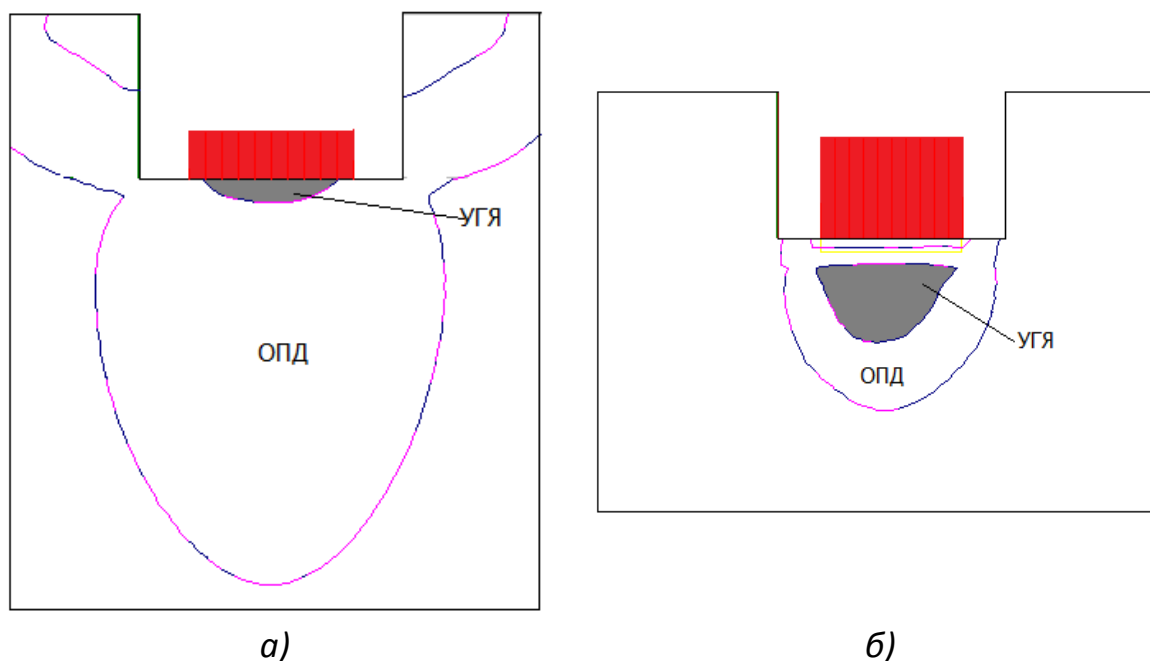


Рис. 2. Области пластических деформаций в однородном основании ленточного (плитного) фундамента мелкого заложения, построенные без учета жесткости фундаментной плиты (а) и с учетом ее жесткости (б)

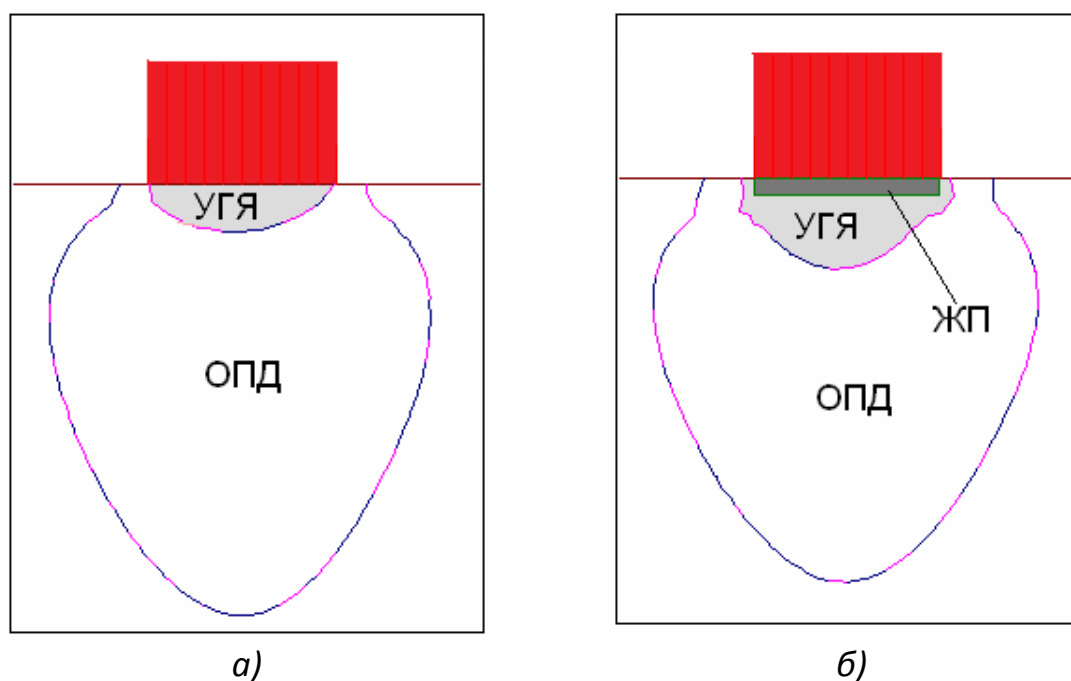


Рис. 3. Области пластических деформаций в однородном основании незаглубленного ленточного (плитного) фундамента, построенные без учета жесткости фундаментной плиты (а) и с учетом ее жесткости (б)

Из рисунка видно, что во втором случае глубина, на которую опустилась область пластических деформаций, даже несколько меньше, чем в первом, хотя интенсивность внешней нагрузки в 2,33 раза больше.

На рис. 3 изображены области пластических деформаций в однородном весовом основании незаглубленного ленточного (плитного) фундамента, построенные без учета жесткости фундаментной плиты и с учетом ее жесткости и при этом $q_{\phi} = 7\gamma h_3$. Из рисунка видно, что в основании незаглубленного фундамента ОПД имеют практически одинаковые размеры, однако, под жесткой плитой уплотненное грунтовое ядро более развито и имеет форму, близкую к треугольной.

Отметим, что в обоих случаях области пластических деформаций построены по напряжениям, вычисленным на основе реализации процедуры МКЭ в упругой постановке, с использованием условия пластичности, представленного в виде

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_{св})^2}, \quad (2)$$

где σ_z , σ_x , τ_{xz} – компоненты полного напряжения в точке; φ – угол внутреннего трения; $\sigma_{св}$ – давление связности.

На основании всего выше сказанного, можно сделать вывод о необходимости учитывать жесткость фундамента при решении задач о несущей

способности оснований, а вопросы, связанные с этой проблемой, требуют дополнительного изучения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Швецов Г.И. и др. Основания и фундаменты : справочник. – М.: Высш. шк., 1991. — 443 с.
2. Горбунов-Посадов М.И. и др. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Госстройиздат, 1962. — 480 с.
3. Богомолов А.Н. и др. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
5. Каган А.А. Расчетные характеристики грунта. – М.: Стройиздат, 1985. — 246 с.

И.Л. Бартоломей, С.А. Богомолов

ПРЕДЛОЖЕНИЕ О РЕГУЛИРОВАНИИ ОСАДОК ОСНОВАНИЯ БЛИЗ РАСПОЛОЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ, ПУТЕМ УЛУЧШЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Известно, что использование составных фундаментов позволяет повысить величину несущей способности грунтового основания [1–3].

Однако, если расстояние между фундаментами мало, то при расчетах и проектировании необходимо учитывать их взаимное влияние. Это вызвано тем, что картины изолиний напряжений и перемещений, построенные под каждым из фундаментов, не симметричны относительно вертикальных осей, проходящих через их середины, как это имеет место в случае одиночного фундамента, а области пластических деформаций при всех прочих равных условиях будут развиты не на одинаковую глубину под краями фундаментов. Данное обстоятельство повлечет за собой неравномерные осадки, величина которых может превысить допустимое значение.

На рис. 1, а приведен фрагмент расчетной схемы основания двух близ расположенных плитных фундаментов, которая составлена для проведения анализа его напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов (МКЭ) в среде компьютерной программы [4]. Расчетная схема состоит из 62500 треугольных конечных элементов, сопряженных в 31626 узлах, при этом ширина матрицы жесткости системы равна 256.

На рис. 1, б видно, что осадки под внешними и внутренними краями фундамента в связи с неодинаковой степенью развития областей пласти-

ческих деформаций будут различными и могут значительно отличаться друг от друга, что может привести к крену фундамента. Для того чтобы избежать это явление, нами предлагается следующий подход: перераспределить внешнюю нагрузку, действующую на фундамент, таким образом, чтобы главный вектор нагрузки не менялся, а закон изменения нагрузки описывался либо кусочно-линейной функцией, либо уравнением прямой с ненулевыми коэффициентами. Для подтверждения этого предположения были проведены расчеты осадок системы двух плитных фундаментов.

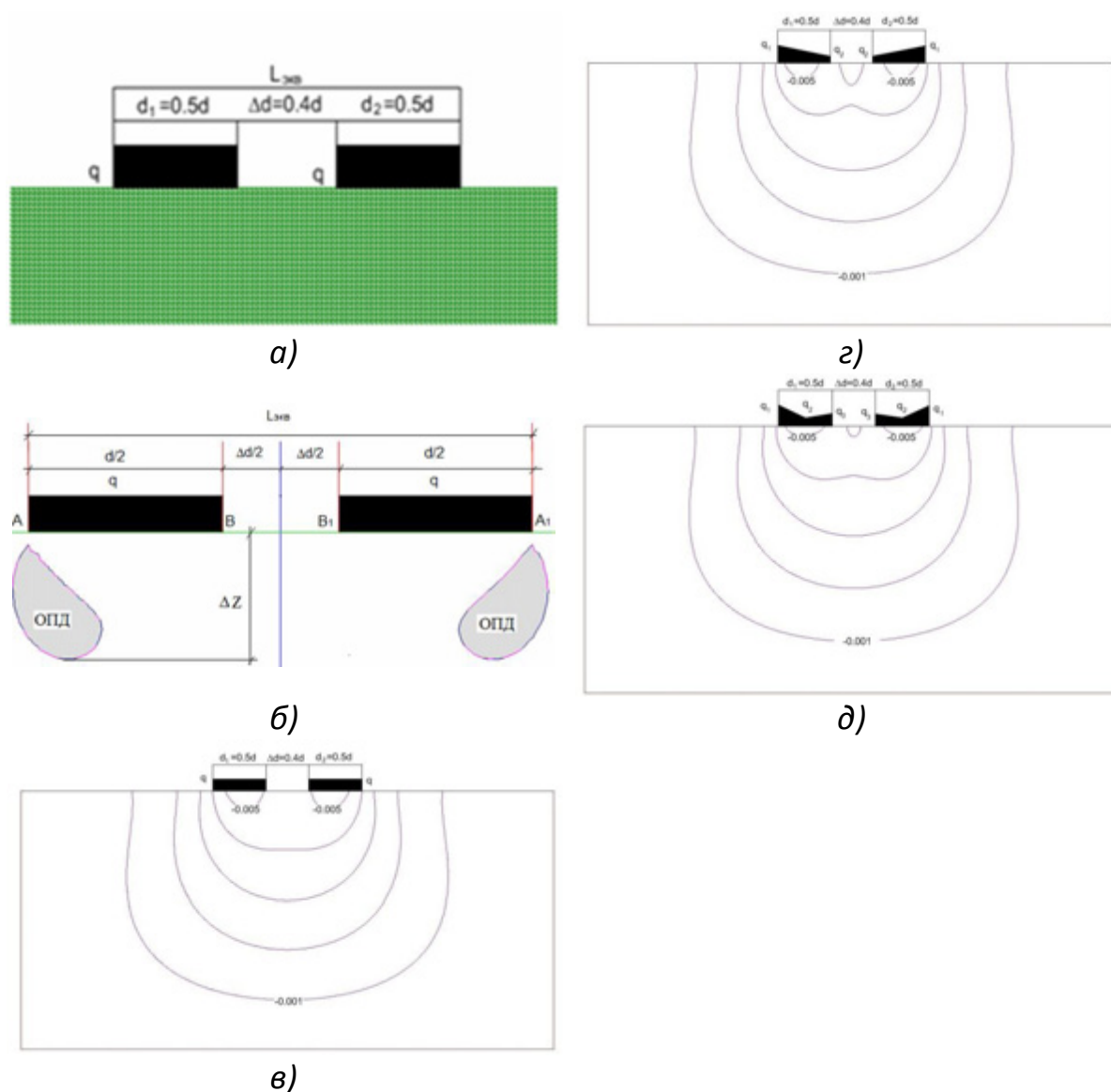


Рис. 1. Фрагмент расчетной схемы (а), области пластических деформаций в основании составного плитного фундамента (б), изолинии вертикальных перемещений δ_z при равномерно распределенной нагрузке (в), изолинии вертикальных перемещений δ_z при перераспределении внешней нагрузки по линейному закону (г), изолинии вертикальных перемещений δ_z при перераспределении внешней нагрузки по кусочно-линейному закону (д)

В результате были получены графики осадки одного фундамента из системы.

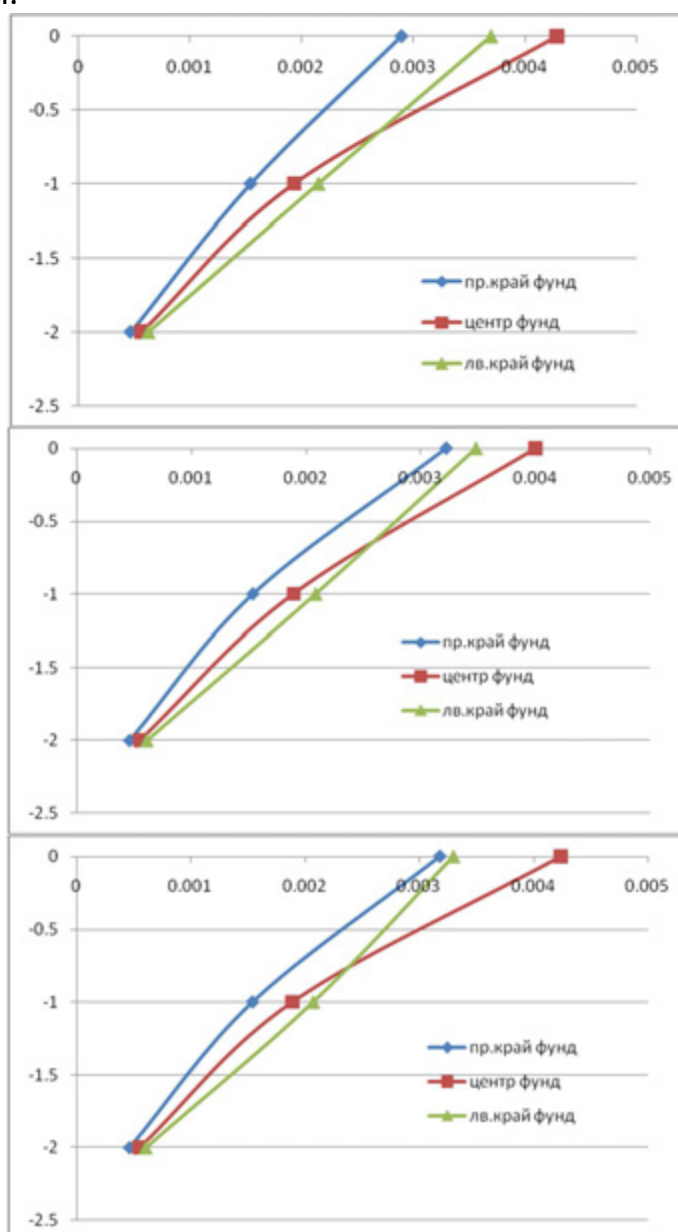


Рис. 2. Эпюры осадок фундаментов:

а – при равномерно распределенной нагрузке,

б – при изменении нагрузки по линейному закону,

в – при изменении нагрузки по кусочно-линейному закону

Анализ графиков показывает, что наиболее эффективным является замена равномерно распределенной нагрузки – нагрузкой, изменяющейся по закону кусочно-линейной функции. В этом случае суммарные осадки левой и правой точек фундамента отличаются на 18,1%, а от осадок средней точки фундамента на 0,9% и 18,9%. В то время как для фундаментов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, эти различия составляют 25% и 1,1%, 25,9%. А для нагрузки, распределенной по линейному закону, различия составляют 16,5%, 5,9% и 21,5%.

В практике проектирования и устройства фундаментов используются методы усиления основания, которые заключаются в повышении деформационных свойств грунтов. К методам, позволяющим достичь желаемого результата, можно отнести: цементацию, силикатизацию, устройство свайных полей, уплотнение, замачивание и др. [5].

Поэтому естественно было предположить, что выравнивание осадок оснований двух близ расположенных плитных фундаментов можно путем увеличения модуля общей деформации грунта при помощи одного из перечисленных методов.

Для выявления эффекта перераспределения вертикальных перемещений, при уплотнении части грунтового основания, проведены расчеты осадок фундаментов, при условии $\Delta d > 0,4d$, $q = 6\gamma d$, $h = 0,6\gamma d$, $l = 0,4\gamma d$ и $E_2 > E_1$ больше на 40%.

Ниже приведены расчетная схема, изолинии вертикальных перемещений и главных напряжений и графики зависимости осадок точек основания после его частичного укрепления.

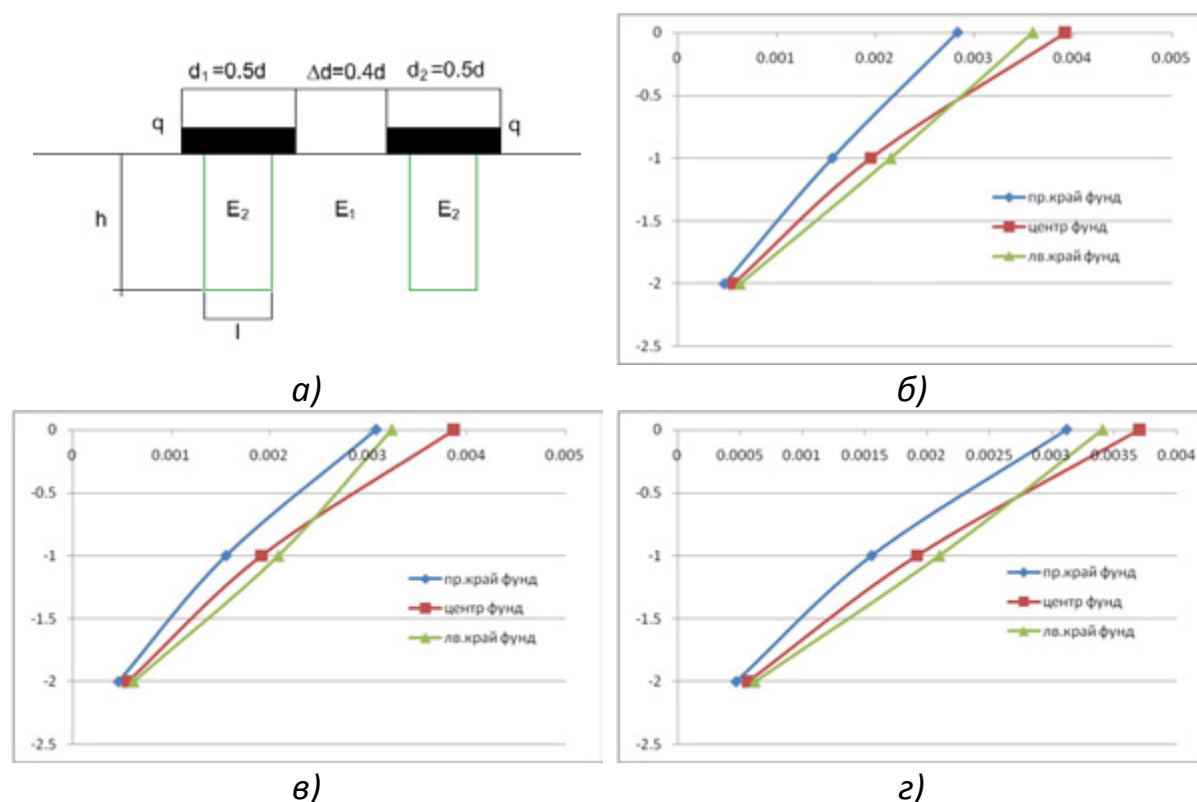
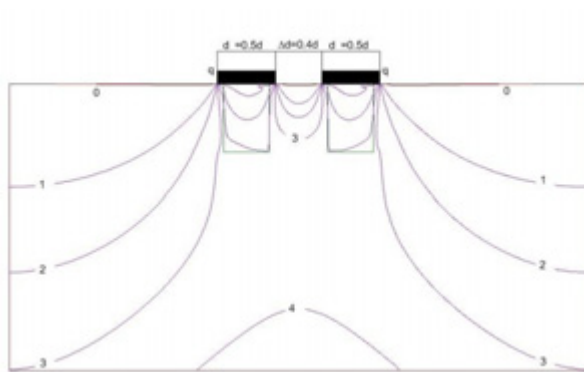
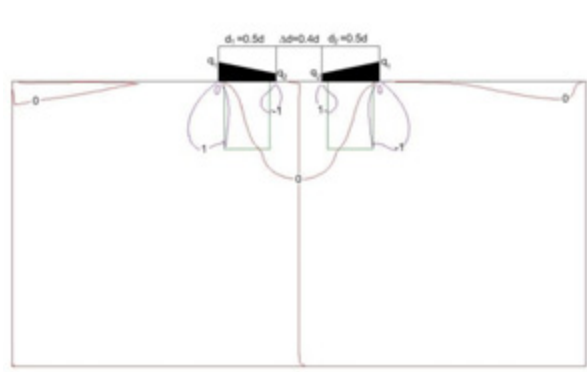


Рис. 3. Расчетная схема с островками (а), эпюры осадок фундаментов при равномерно распределенной нагрузке (б), при изменении нагрузки по линейному закону (в), при изменении нагрузки по кусочно-линейному закону (з)

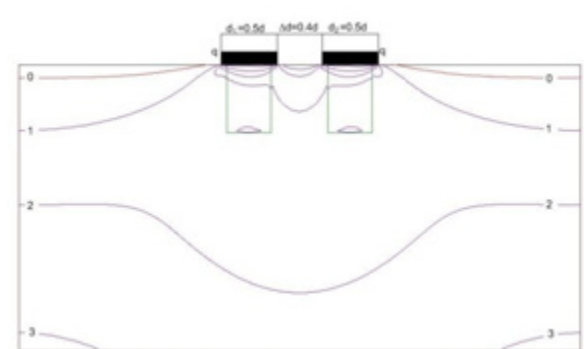
Так как изолинии напряжений, без усиления фундамента, отличаются от изолинии напряжений, с усилением, меньше чем на 5%, то для примера приведем изолинии напряжений с усиленным основанием.



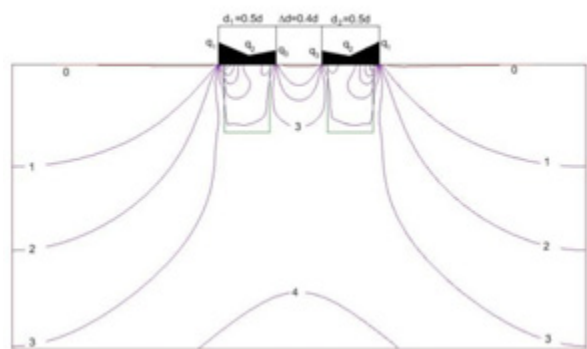
a)



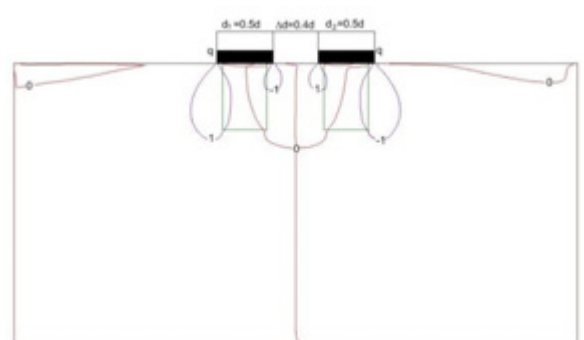
e)



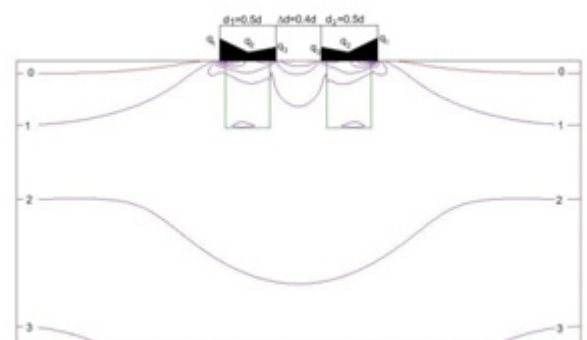
б)



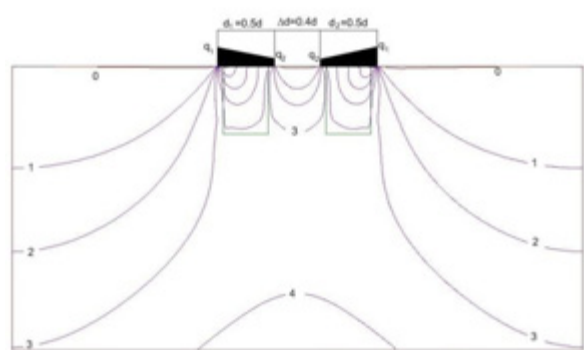
ж)



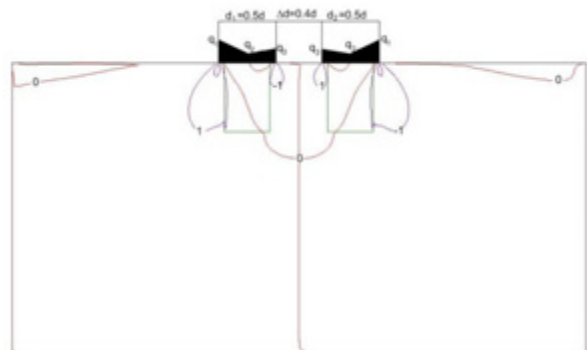
в)



з)



г)



и)

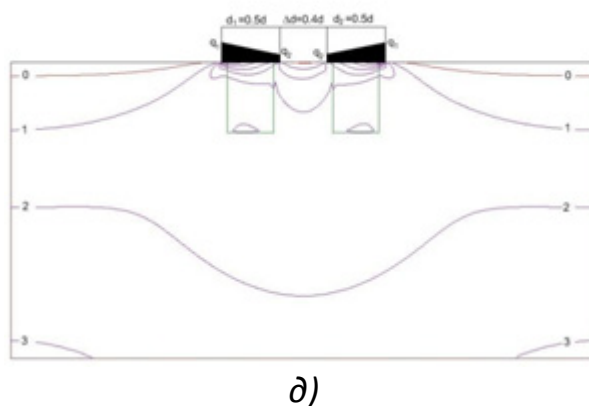


Рис. 4. Изолинии вертикальных σ_z (а), горизонтальных σ_x (б), касательных τ_{zx} (в) напряжений при равномерно распределенной нагрузке; изолинии вертикальных σ_z (г), горизонтальных σ_x (д), касательных τ_{zx} (е) напряжений при линейной нагрузке; изолинии вертикальных σ_z (ж), горизонтальных σ_x (з), касательных τ_{zx} (и) напряжений при кусочно-линейной нагрузке

Анализ графиков осадок показывает, что при увеличении модуля деформации в выделенных областях основания (рис. 3, а) на 40% снижаются осадки в соответствующих точках от 1,7% до 8,6%

Вывод: данный прием можно использовать для выравнивания осадок.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сорочан Е.А. Сборные фундаменты промышленных и жилых зданий. – М.: Госстройиздат, 1962. – 127 с.
2. Фидаров М.И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. – 156 с.
3. Богомолов А.Н. и др. Исследование несущей способности и осадок основания системы пяти параллельных незаглубленных фундаментов на мелкоразмерных моделях // Вестн. ВолгГАСУ. Сер.: Стр-во и архитектура. 2010. Вып. 20(39). – С. 21–27.
4. Богомолов А.Н. и др. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2009613499 от 30 июня 2009 г.
5. Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А.; Крутов В.И. и др. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика // Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с., ил.

А.В. Жиделёв, Г.М. Карасёв

**ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ
И ПРОГНОЗ ВОЗМОЖНЫХ РАЗРУШЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ
ПРОСТРАНСТВЕННОЙ БУНКЕРНОЙ РАМЫ ЗДАНИЯ ПОМОЛ-1
ОАО «СЕБРЯКОВЦЕМЕНТ» В СВЯЗИ С ЗАМЕНОЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БУНКЕРОВ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ**

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Объектом исследования являются несущие конструкции цеха помола цемента «Помол-1» ОАО «Себряковцемент» в осях Е–Т, 24–32. Проект цеха разработан украинским отделением института «Гипроцемент» министерства промышленности строительных материалов СССР, в осях Е–Т, 32–37/38 (расширение) по проекту Харьковского института «Южгипроцемент». Техническая документация на первую очередь строительства полностью отсутствует. Нет документации на ремонты и реконструкции, проводившиеся в процессе эксплуатации.

Несущие конструкции: монолитные железобетонные пространственные рамы по осям Е и Е/В, совмещенные с монолитной неразрезной подкрановой балкой и монолитными бункерами в осях Е–Е'. Фундаменты из монолитного железобетона под ряды колонн монолитных бункерных рам в осях Е–Е', 26/27–30/31 объединены в направлении цифровых осей. Подошвы фундаментов находятся на отметке – 3,000 м.

Колонны монолитные железобетонные по ряду Е сечением 600х900 мм в осях 24/25, 30/31 и 800х1200 мм в остальных осях; по ряду С сечением 400х400 мм в осях 24–29/30 и 700х700 мм по оси 30/31 и 500х600 мм в осях 32/33–37/38. Шаг колонн 8000 мм, в осях 24/25, 25/26 – 6000 мм, в осях 36/37–37/38 – 4000 мм.

Инженерными службами ОАО «Себряковцемент» было принято решение выполнить реконструкцию цеха путем замены монолитных железобетонных бункеров на сварные металлические. С этой целью отбойными молотками была нарушена монолитность соединения железобетонных бункеров и балок. В результате выполненных операций при засыпке клинкера в несущих балках появились трещины, процесс раскрытия которых был нарастающим. Инженерные службы оперативно отреагировали: остановили производство, сделали временные стальные подпорки под рамы и направили письмо в адрес ВолгГАСУ с просьбой дать предложения по устранению разрушения балок цеха помола.

Цель исследования: определение степени влияния выполненных конструктивных изменений в расчетной схеме монолитной железобетонной пространственной бункерной рамы с выдачей прогноза о дальнейшей работе элементов конструкции рамы.

Задачи исследования: определить напряженно-деформированные состояния конструкций при следующих вариантах исполнения бункеров:

- 1) исходная пространственная монолитная бункерная рама;
- 2) пространственная бункерная рама при стальном бункере, подвешенном к двутаврам на тяжах;
- 3) комбинированный бункер (фактическая расчетная схема).

Вариант 1. Расчет исходной пространственной монолитной бункерной рамы (рис. 1).

План бункерной рамы с раскладкой основных несущих конструкций, местоположением и размерами бункеров и отверстий представлен на рис. 2, а на рис. 3 приведены характерные продольный и поперечные разрезы рамы.

Исходная информация для проведения исследования (размеры поперечных сечений, класс бетона, марка арматурной стали и др.) были взяты из отчетов НИР ВолгГАСУ №391/09 и 435/10.

Геометрические размеры бункера и поперечных сечений, марки использованных материалов, схемы армирования и др. информация о конструкции, использованная в дальнейших расчетах, основана на предоставленных Заказчиком чертежах, разработанных ГИПРОЦЕМЕНТОМ при начальном строительстве бункера здания ПОМОЛ-1 ОАО «Себряковцемент» (листы № 13929, 13950, 13951, 13986-13993, 57140, 101848, 101849, 101850, 101853, 101902).

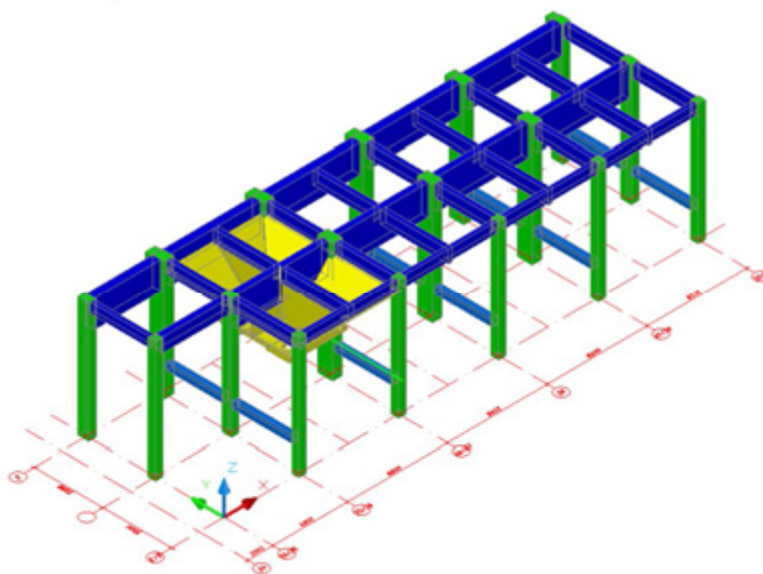
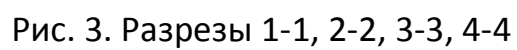
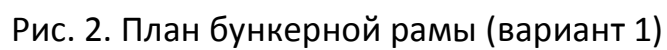


Рис. 1. 3D-вид бункерной рамы



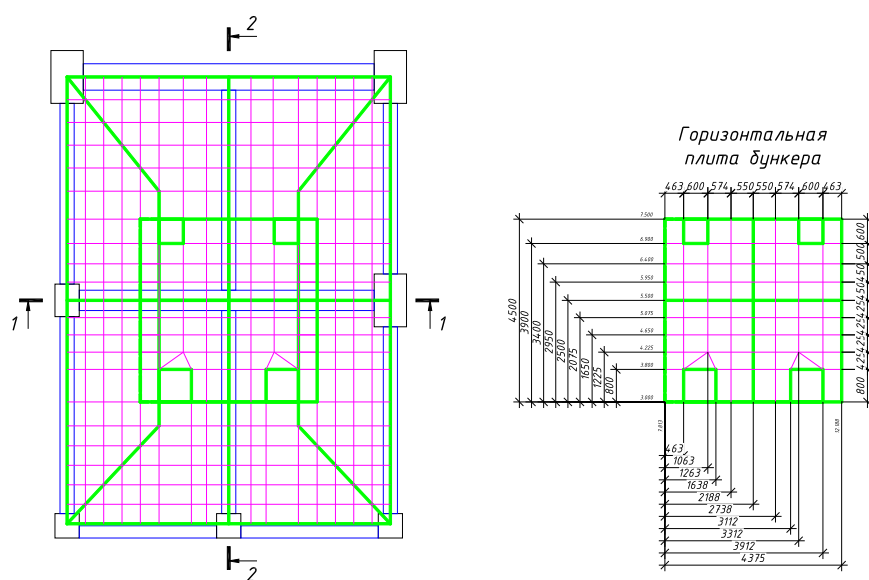


Рис. 4. Схема кодирования большого бункера в осях 25/26-26/27...Е-Е/В

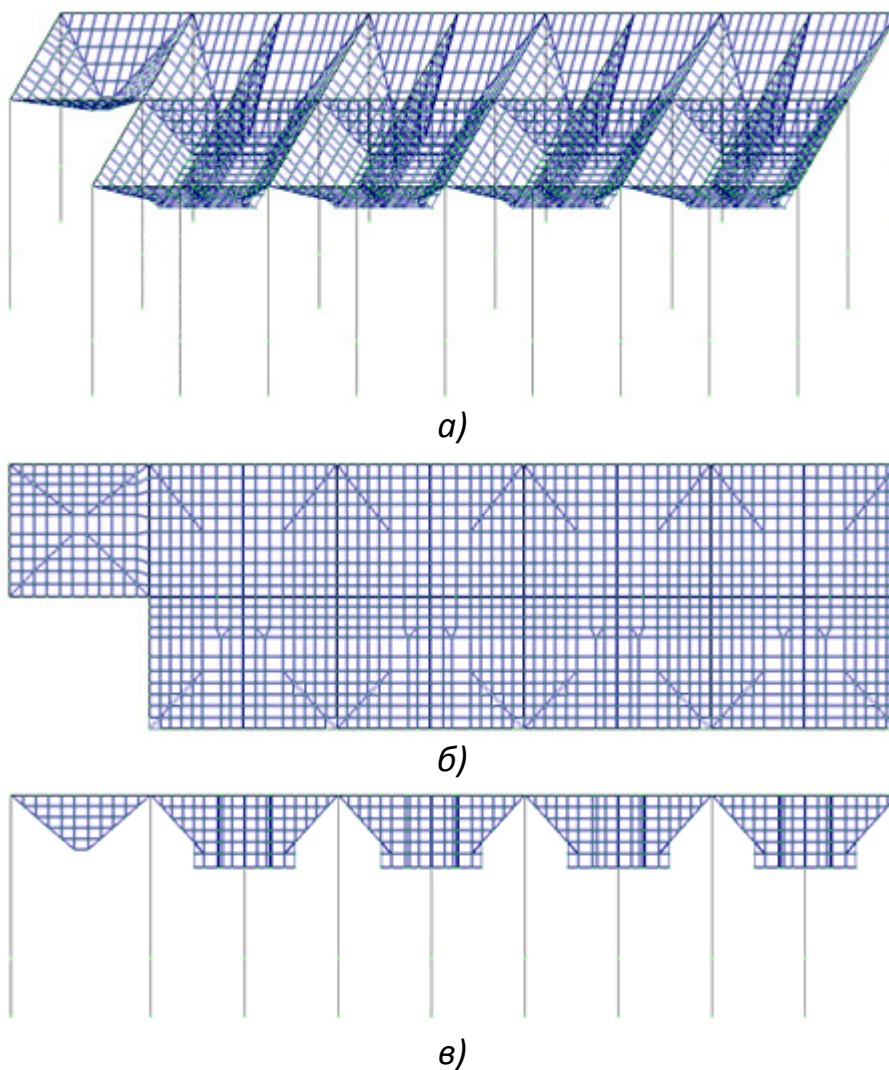


Рис. 5. Схема кодирования конструкции (вариант 1):
 а – аксонометрия, б – план, в – фасад

Таблица 1

Характеристики поперечных сечений железобетонных конструкций бункерной рамы

Наименование конструкции	z , м	ξ	ξ_R	EF , кН	EI_y , кН·м ²	EI_z , кН·м ²	GI_k , кН·м ²	$q_{св,расч}$, кН/м
Балки бункерные								
Бб-1	0,420	0,545	0,696	5,128·106	2,959·105	3,65·104	1,051·105	6,475
Бб-2, Бб-2а, Бб-3, Бб-3а	0,456	0,470	0,696	7,488·106	6,678·105	7,73·104	2,357·105	9,442
Бб-4	0,439	0,535	0,696	5,398·106	3,533·105	3,853·104	1,243·105	6,879
Бб-5	1,035	0,477	0,696	2,836·107	1,28·107	9,688·105	4,515·106	38,578
Бб-6	0,852	0,360	0,696	2,289·107	1,209·107	4,731·105	4,327·106	32,373
Бб-6а	0,410	0,383	0,696	1,216·107	1,486·106	2,341·105	4,818·105	14,838
Бб-7	0,412	0,502	0,696	5,259·106	3,445·105	3,811·104	1,243·105	6,879
Стойки (колонны)								
Ст-1				9,648·106	5,511·105	2,846·105	2,88·105	12,949
Ст-1а				7,488·106	2,425·105	2,198·105	1,555·105	9,712
Ст-2				7,356·106	2,329·105	2,198·105	1,555·105	9,712
Ст-3				7,156·106	2,129·105	2,252·105	1,555·105	9,712
Ст-1 (Р-1)				7,156·106	2,252·105	2,129·105	1,555·105	9,712
Ст-2 (Р-1)				2,346·107	3,838·106	1,219·106	1,454·106	28,057
Ст-2 (Р-2)				1,014·107	5,909·105	2,992·105	2,88·105	12,949
Ст-3 (Р-2)				2,177·107	3,561·106	1,087·106	1,454·106	28,057

Расчет монолитной железобетонной бункерной рамы выполняется методом конечных элементов с использованием программного комплекса Лира 9.4. PRO. Стойки и бункерные балки моделируются конечным элементом №10 (универсальным пространственным стержневым КЭ), железобетонные бункеры – универсальный прямоугольный КЭ оболочки (№41, 42, 44).

На рис. 4 приведена разбивка на КЭ большого бункера (в осях 25/26-26/27...Е-Е/В). Полная расчетная схема для варианта №1, учитывающая совместную работу железобетонной рамы и бункеров, приведена на рис. 5.

Данные для всех поперечных сечений конструкции бункерной рамы сведены в табл. 1.

Погонный вес балок и колонн бункерной рамы указан в табл. 1 ($q_{св,расч}$, кН/м), погонный вес КЭ оболочек задается при вводе жесткости поперечного сечения (R_0 , кН/м³). Таким образом, нагрузка от собственного веса конструкций формируется ПК ЛИРА автоматически с учетом геометрии системы и указанных погонных весов.

Плотность клинкера $\rho_{кл} = 1500 \text{ кг/м}^3$ (по данным ОАО «Себряковцемент»)

Бункер засыпан клинкером до отметки верха бункерных балок. Таким образом, на наклонные элементы бункера действует трапециевидные нагрузки, величины которых равны:

– большой бункер:

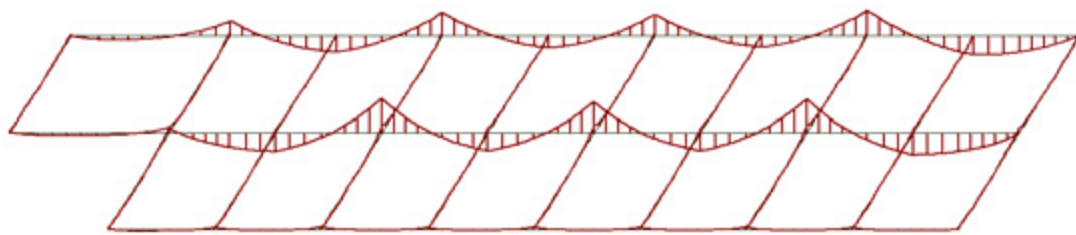
$$q_{кл,расч} = g \cdot \rho_{кл} \cdot \gamma_f \cdot Z = \begin{pmatrix} 17,511 \\ 27,811 \\ 38,112 \\ 48,412 \\ 58,713 \\ 69,240 \\ 81,889 \end{pmatrix}.$$

– малый бункер:

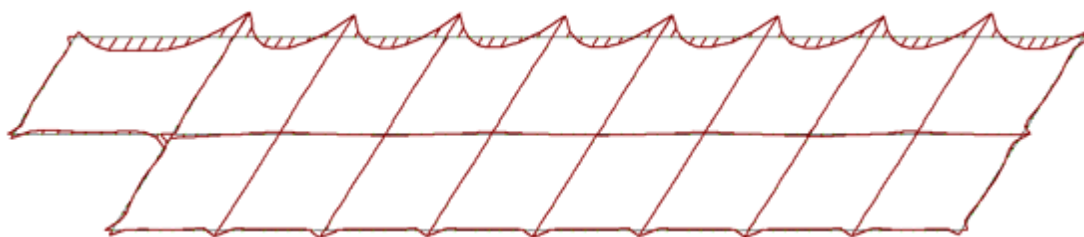
$$q_{кл,расч} = g \cdot \rho_{кл} \cdot \gamma_f \cdot Z = \begin{pmatrix} 17,511 \\ 27,193 \\ 36,876 \\ 46,558 \\ 56,241 \\ 65,923 \end{pmatrix}.$$

Результаты расчета

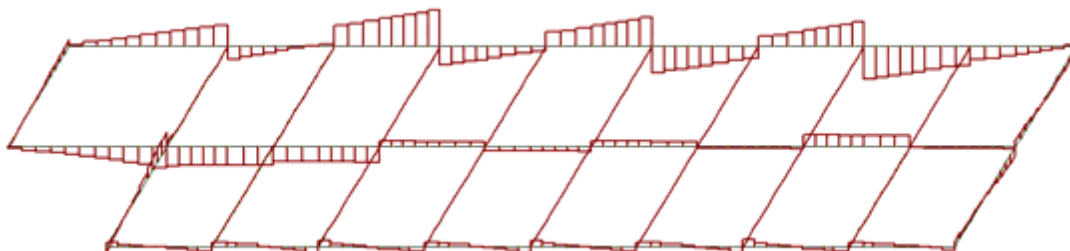
На рис. 6 приведены эпюры внутренних усилий в бункерных балках от суммарного действия собственного веса конструкций и веса клинкера. В табл. 2 приведены наибольшие значения усилий, возникающих в отдельных балках.



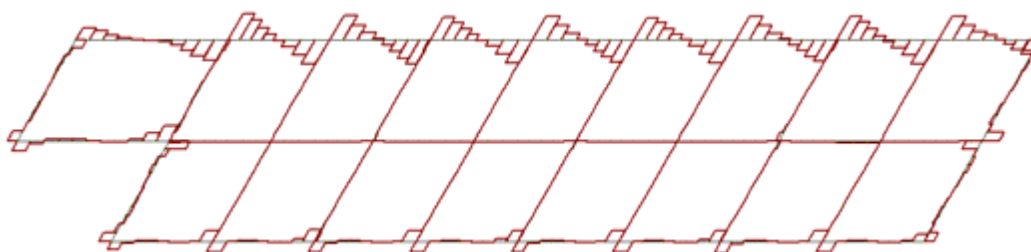
Эпюра M_y , кН·м



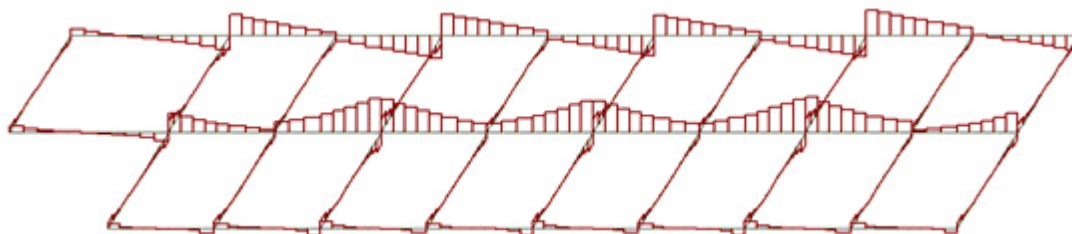
Эпюра M_z , кН·м



Эпюра M_x , кН·м



Эпюра Q_y , кН



Эпюра Q_z , кН

Рис. 6. Эпюры внутренних усилий
от действия собственного веса и веса клинкера (вариант 1)

Таблица 2

Наибольшие значения внутренних усилий,
возникающих в отдельных балках бункерной рамы (вариант 1)

Балки	M_y , кН·м	M_z , кН·м	M_x , кН·м	Q_z , кН	Q_y кН
Бб-5	1447,0	169,8	112,8	994,5	224,8
Бб-6	1952,3	27,5	61,5	1355,1	15,5
Бб-7	150,6	51,0	23,7	290,0	100,9
Бб-2, Бб-2а, Бб-3, Бб-3а	354,4	57,2	45,6	518,3	129,0
Бб-4	187,6	37,2	28,0	262,2	107,1

Наибольший изгибающий момент в балке Бб-5: $M_y = 1\,447,0$ кН·м.

Наибольший изгибающий момент, воспринимаемый поперечным сечением балки, для изогнутого элемента может быть найден из соотношения:

$$M_{y,\max} = (h - a_1 - a_2) \cdot R_{sc} \cdot A_{s1} + R_b \cdot z \cdot b \cdot (h - a_2 - 0,5 \cdot z) = 7\,168 \text{ кН·м.}$$

$$\text{Запас прочности: } \frac{M_{y,\max}}{M_y} \cdot 100\% = +79,8\%.$$

Аналогично проверяем поперечные сечения других балок, результаты сведены в табл. 3

Таблица 3

Балки	M_y , кН·м	$M_{y,\max}$, кН·м	%	M_z , кН·м	$M_{z,\max}$, кН·м	%
Бб-5	1447,0	7168	495,4%	169,8	2190	1289,8%
Бб-6	1952,3	6610	338,6%	27,5	1355	4927,3%

Вариант 2. Расчет пространственной бункерной рамы при стальном бункере, подвешенном к двутаврам на тросах

Описание конструктивной схемы. Монолитная железобетонная бункерная рама в осях 24/25-30/31...Е/В-Е здания ПОМОЛ-1 ОАО «Себряковцемент» представляет собой пространственную раму, состоящую из 2 пролетов длиной 5,5 м (по буквенным осям Е, Е₁, Е/В) и 5 шагов – один длиной 6 м (между осями 24/25 и 25/26) и 4 по 8 м (между осями 25/26 и 30/31). По оси Е/В между основными колоннами установлены дополнительные стойки Ст-3.

В данном варианте расчета моделируется ситуация отдельной работы каркаса рамы и стальных бункеров. Реализовано это из расчетной схемы варианта №1 следующим образом: условно принято, что бункеры (за ис-

ключением малого бункера в осях 24/25-25/26...Е-Е₁) «отрезаны» по периметру от несущих балок на отм. 9,500 м; передача нагрузки от бункеров производится через тяжи, крепящие бункер в 4 точках к двутаврам №40, уложенным по верху бункерных балок в каждом шаге рамы с отступами 2,7 и 2,4 м, соответственно, от левой и правой осей. Материал бункеров заменен с железобетона на стальные листы толщнами, соответственно, 7,5, 10 и 12,5 мм.

Несущие конструкции рамы (балки и колонны) имеют те же геометрические размеры, материалы, армирование и пр., что и в варианте 1.

План бункерной рамы с раскладкой двутавров и координатами точек крепления (тяжей) представлен на рис. 7.

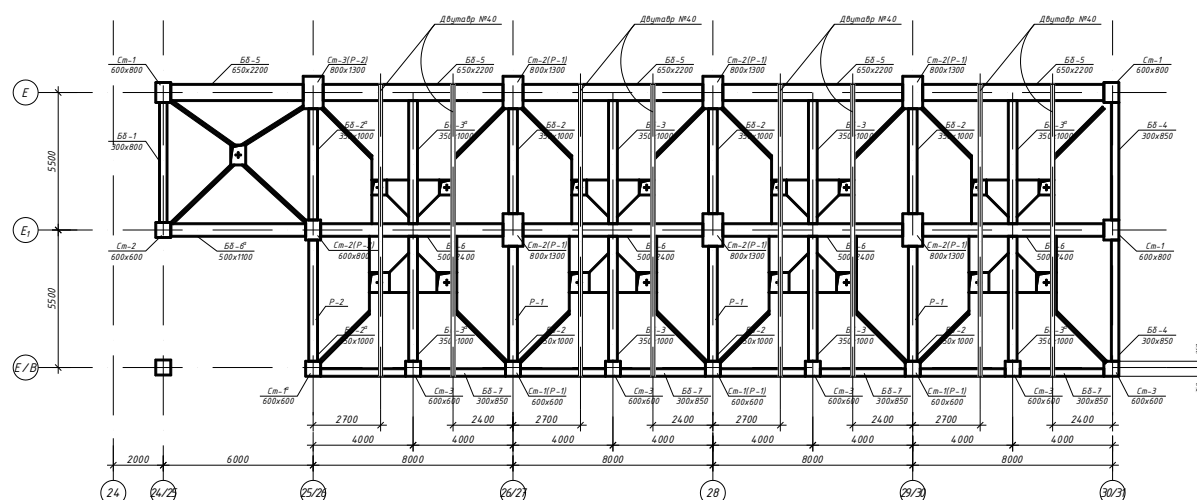


Рис. 7. План бункерной рамы (вариант 2)

Кодировочная схема бункерной рамы с уложенными двутаврами показана на рис. 8 (балки-двутавры приняты разрезными, поэтому на их концах помещены шарниры).

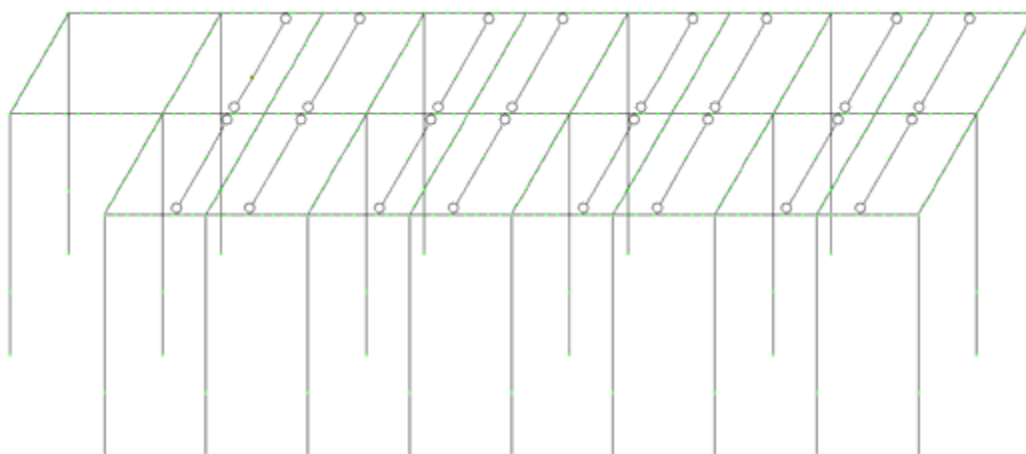


Рис. 8. Кодировочная схема бункерной рамы с двутаврами

Передача нагрузки от бункеров на двутавры (вес конструкций и вес клинкера) выполнена путем попарного объединения линейных перемещений по направлениям X , Y и Z точек, соединяемых тяжами (на рис. 9 т. 1 и т. 2).

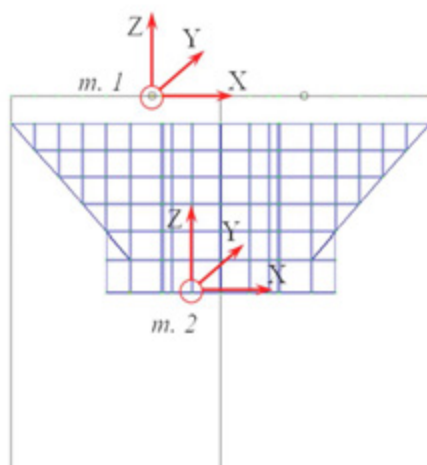


Рис. 9. Схема передачи нагрузок от бункера на каркас бункера

На рис. 10 приведены эпюры внутренних усилий в бункерных балках от суммарного действия собственного веса конструкций и веса клинкера. В табл. 4 приведены наибольшие значения усилий, возникающих в отдельных балках.

Таблица 4

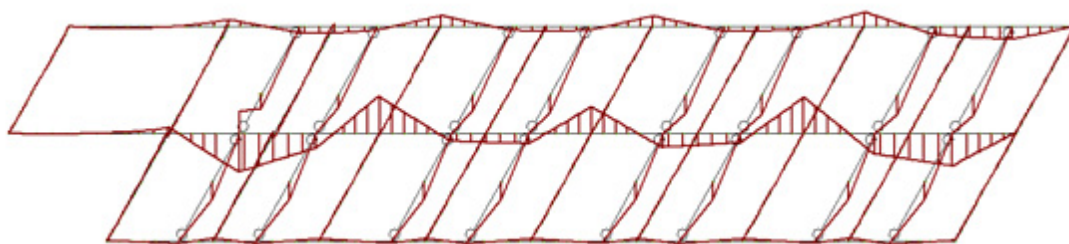
Наибольшие значения внутренних усилий,
возникающих в отдельных балках бункерной рамы (вариант 2)

Балки	M_y , кН·м	M_z , кН·м	M_x , кН·м	Q_z , кН	Q_y , кН
Бб-5	1750.0	142.1	290.6	1065.7	211.0
Бб-6	4646.0	146.5	1720.0	2680.0	62.4
Бб-7	408.2	2.7	5.0	556.0	2.3
Бб-2, Бб-2а, Бб-3, Бб-3а	705.1	66.4	44.0	368.1	136.9
Бб-4	41.7	2.3	10.5	36.4	0.8

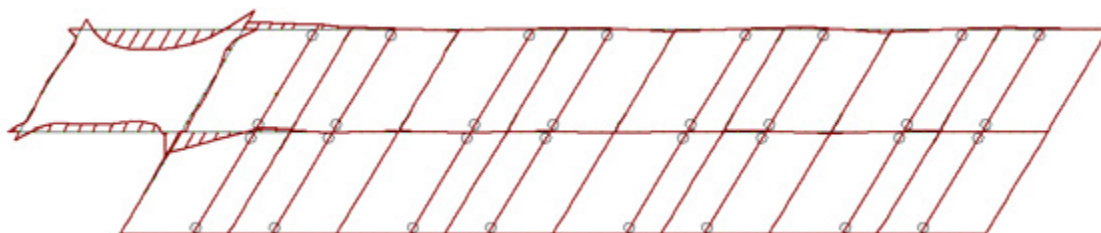
Результаты проверки поперечных сечений по прочности приведены в табл. 5

Таблица 5

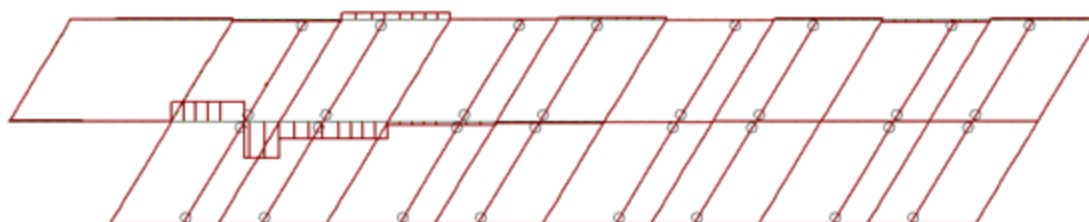
Балки	M_y , кН·м	$M_{y,max}$, кН·м	%	M_z , кН·м	$M_{z,max}$, кН·м	%
Бб-5	1750.0	7168	409.6%	142.1	2190	1541.2%
Бб-6	4646.0	6610	142.3%	146.5	1355	924.9%



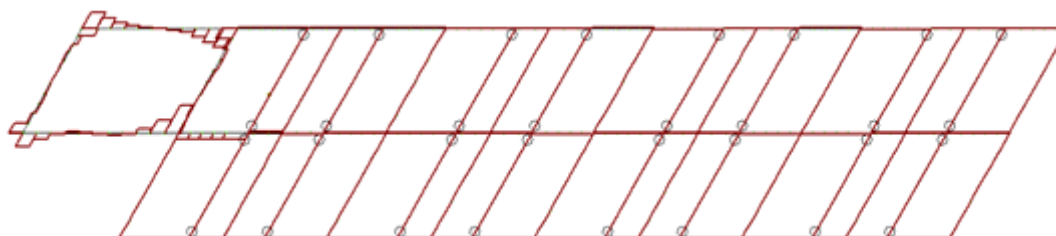
Эпюра M_y , кН·м



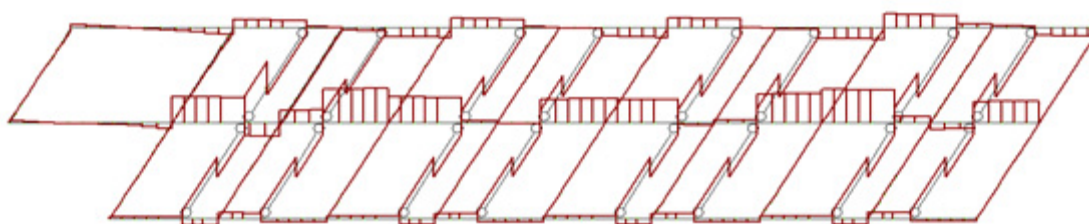
Эпюра M_z , кН·м



Эпюра M_x , кН·м



Эпюра Q_y , кН



Эпюра Q_z , кН

Рис. 10. Эпюры внутренних усилий от действия собственного веса и веса клинкера (вариант 2)

Вариант 3. Расчет комбинированного бункера (фактическая расчетная схема).

Описание конструктивной схемы. Монолитная железобетонная бункерная рама в осях 24/25-30/31...Е/В-Е здания ПОМОЛ-1 ОАО «Себряков-цемент» представляет собой пространственную раму, состоящую из 2 пролетов длиной 5.5 м (по буквенным осям Е, Е₁, Е/В) и 5 шагов – один длиной 6 м (между осями 24/25 и 25/26) и 4 по 8 м (между осями 25/26 и 30/31). По оси Е/В между основными колоннами установлены дополнительные стойки Ст-3.

Рассматриваемый вариант №3 соответствует фактическому состоянию бункера на сегодняшний момент, а именно:

- малый бункер в осях 24/25-25/26...Е-Е₁ действует и соответствует параметрам варианта №1;
- бункеры в осях 25/26-28...Е₁-Е/В демонтированы;
- остальные проемы заполнены стальными бункерами, сгруппированными по 3 штуки (см. рис. 12, 13).

Моделирование расчетной схемы

На рис. 11 изображена схема кодирования конструкции, полученная путем модификации расчетной схемы варианта 1:

1. малый бункер оставлен;
2. удалены бункеры в осях 25/26-28...Е₁-Е/В;
3. добавлены стержневые КЭ, моделирующие работу двутавров;
4. из существующих больших бункеров удалены элементы, которые были демонтированы.

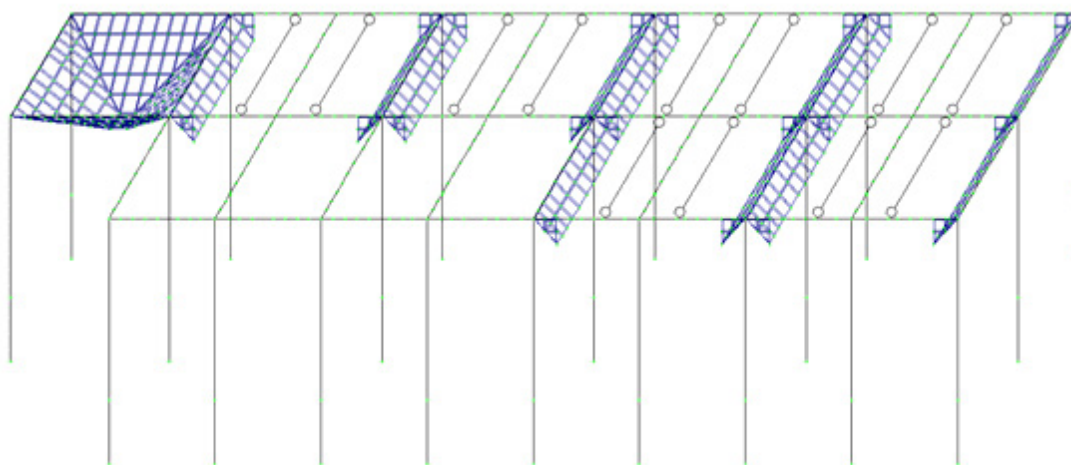


Рис. 11. Схема кодирования конструкции (аксонометрия). Вариант 3

This architectural drawing shows a detailed structural frame for a two-story building. The frame consists of vertical columns and horizontal beams, with diagonal bracing (trusses) provided in each story. Key features include:

- Columns:** Various column sections are specified, such as Cm-1 (600x800), Cm-2 (600x600), Cm-3 (600x400), Cm-4 (300x850), Cm-5 (650x2200), Cm-6 (500x1700), Cm-7 (300x850), Cm-8 (600x600), Cm-9 (600x400), Cm-10 (600x600), Cm-11 (600x600), Cm-12 (600x600), Cm-13 (600x600), Cm-14 (600x600), Cm-15 (600x600), Cm-16 (600x600), Cm-17 (600x600), Cm-18 (600x600), Cm-19 (600x600), Cm-20 (600x600), Cm-21 (600x600), Cm-22 (600x600), Cm-23 (600x600), Cm-24 (600x600), Cm-25 (600x600), Cm-26 (600x600), Cm-27 (600x600), Cm-28 (600x600), Cm-29 (600x600), Cm-30 (600x600).
- Beams:** Beam sections are labeled, including B-1 (300x800), B-2 (500x2400), B-3 (350x1000), B-4 (350x1000), B-5 (350x1000), B-6 (350x1000), B-7 (350x1000), B-8 (350x1000), B-9 (350x1000), B-10 (350x1000), B-11 (350x1000), B-12 (350x1000), B-13 (350x1000), B-14 (350x1000), B-15 (350x1000), B-16 (350x1000), B-17 (350x1000), B-18 (350x1000), B-19 (350x1000), B-20 (350x1000), B-21 (350x1000), B-22 (350x1000), B-23 (350x1000), B-24 (350x1000), B-25 (350x1000), B-26 (350x1000), B-27 (350x1000), B-28 (350x1000), B-29 (350x1000), B-30 (350x1000).
- Trusses:** Truss members are shown with various cross-sections like T-1 (300x800), T-2 (300x800), T-3 (300x800), T-4 (300x800), T-5 (300x800), T-6 (300x800), T-7 (300x800), T-8 (300x800), T-9 (300x800), T-10 (300x800), T-11 (300x800), T-12 (300x800), T-13 (300x800), T-14 (300x800), T-15 (300x800), T-16 (300x800), T-17 (300x800), T-18 (300x800), T-19 (300x800), T-20 (300x800), T-21 (300x800), T-22 (300x800), T-23 (300x800), T-24 (300x800), T-25 (300x800), T-26 (300x800), T-27 (300x800), T-28 (300x800), T-29 (300x800), T-30 (300x800).
- Dimensions:** Horizontal dimensions range from 2000 to 8000 mm. Vertical dimensions are 5500 mm for each story.
- Grid Lines:** Horizontal grid lines are labeled E, E₁, and E/B. Vertical grid lines are labeled 24, 24/2, 25/2, 26/2, 28, 29/2, and 30/2.

Разрез 1-1

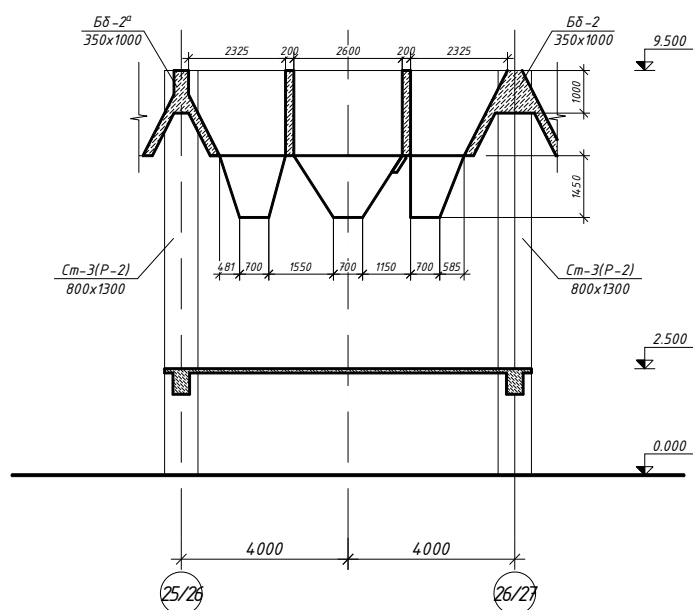


Рис. 13. Разрез 1-1

$$q_{CB} = \begin{pmatrix} 562 \\ 700 \\ 562 \end{pmatrix}.$$

238

$$q_{CB_1,расч} = \frac{q_{CB_1} \cdot 9,81 \cdot 1,05}{2L} = 0,526 \text{ кН/м},$$

$$q_{CB_2,расч} = \frac{(q_{CB_1} + q_{CB_2}) \cdot 9,81 \cdot 1,05}{2L} = 1,182 \text{ кН/м}.$$

$$\text{Объемы бункеров, м}^3: V = \begin{pmatrix} 9 \\ 12 \\ 9 \end{pmatrix}.$$

Коэффициент заполнения бункеров: $k_b = 2$.

Распределенная нагрузка на балки от веса клинкера:

$$q_{кл_1,расч} = \frac{\rho_{кл} \cdot 9,81 \cdot V_1 \cdot \gamma_f \cdot k_b}{2L} = 36,0 \text{ кН/м},$$

$$q_{кл_2,расч} = \frac{\rho_{кл} \cdot 9,81 \cdot (V_1 + V_2) \cdot \gamma_f \cdot k_b}{2L} = 83,9 \text{ кН/м}.$$

Таблица 6

Наибольшие значения внутренних усилий,
возникающих в отдельных балках бункерной рамы (вариант 3)

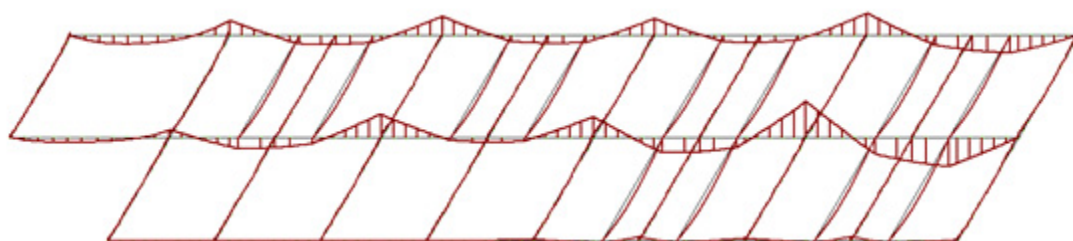
Балки	M_y , кН·м	M_z , кН·м	M_x , кН·м	Q_z , кН	Q_y кН
Бб-5	822,9	92,6	121,9	515,9	122,6
Бб-6	1350,0	40,0	86,2	803,3	20,5
Бб-7	154,2	9,9	8,3	198,8	10,3
Бб-2_Бб-2а_Бб-3_Бб-3а	185,4	45,7	28,5	302,2	78,0
Бб-4	124,8	11,1	4,2	140,1	13,2

Эпюры внутренних усилий приведены на рис. 14.

Результаты проверки поперечных сечений по прочности приведены в табл. 7

Таблица 7

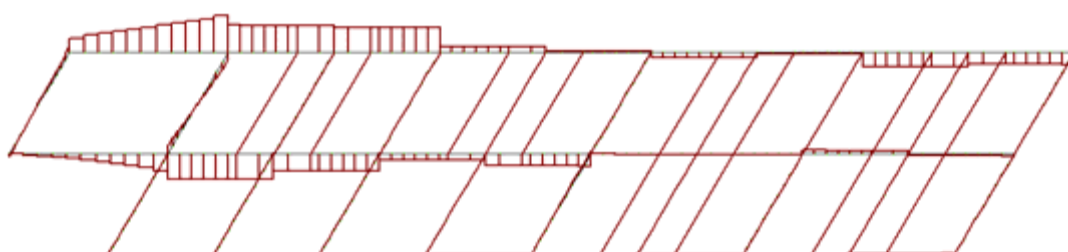
Балки	M_y , кН·м	$M_{y,max}$, кН·м	%	M_z , кН·м	$M_{z,max}$, кН·м	%
Бб-5	822,9	7168	871,1%	92,6	2190	2365,0%
Бб-6	1350,0	6610	489,6%	40,0	1355	3387,5%



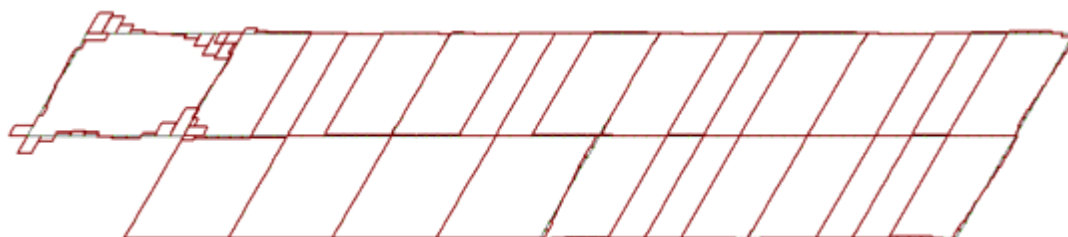
Эпюра M_y , кН·м



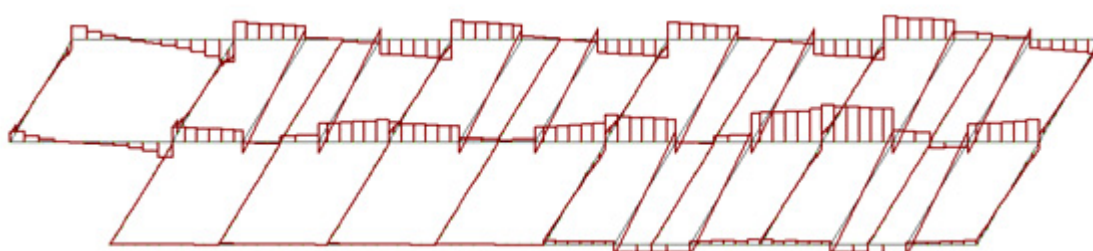
Эпюра M_z , кН·м



Эпюра M_x , кН·м



Эпюра Q_y , кН



Эпюра Q_z , кН

Рис. 14. Эпюры внутренних усилий от действия собственного веса и веса клинкера (вариант 3)

Выводы и рекомендации

Исследование работы пространственной монолитной железобетонной бункерной рамы на проектные (до уровня решеток) нагрузки при различных видах реконструкции бункеров показало:

1. Замена монолитных железобетонных бункеров, выполненных по схеме 1 на стальные по схеме 2, приводит к значительным изменениям напряженно-деформированного состояния элементов пространственной бункерной рамы. Усилия (изгибающий момент) во всех несущих элементах возрастают: в балке Бб-5 – на 19%, в балке Бб-6 – на 138%.

2. При проведении реконструкции устройство бункеров по схеме 2 недопустимо.

3. Замена монолитных железобетонных бункеров металлическим с исключением из работы бункеров в осях Е/В – Е` по схеме 3 приводит к уменьшению внутренних усилий в балке Бб-5 на 44%, а в балке Бб-6 – на 30,8%.

4. Реконструкция бункеров из схемы 1 в схему 3 не ухудшает напряженно-деформированного состояния элементов рамы, и при соблюдении технологического регламента безотказная работа рамы обеспечена.

5. Имеющиеся разрушения бункерных балок Бб-5 и Бб-6 не связаны с реконструкцией бункеров.

Примечание. При исследовании не учитывались крановые нагрузки, нагрузки от фахверковой стены и перегрузки бункеров.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Заключение о техническом состоянии строительных конструкций здания цеха железобетонных конструкций, расположенного на территории ЗАО «Михайловский завод железобетонных изделий №2», в г. Михайловке Волгоградской области (ИО.26 – 02.01.08.СК) / ООО НПФ ИЦ «ЮГСТРОЙ». – Волгоград, 2008. – 53 с.

2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2004.

3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1989. – 8 с.

4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 75 с.

5. СП 13-102-2003. Свод правил по проектированию и строительству «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений». М.: 2003 г.

6. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.

М.А. Михайлов, Т.К. Акчурин

ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА ПЕНОБЕТОНА НЕАВТОКЛАВНОГО ТВЕРДЕНИЯ В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

ОАО «Приволжтрансстрой»,
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Пенобетон относится к числу прогрессивных и перспективных строительных материалов, которые все более широко применяются в жилищном и гражданском строительстве Российской Федерации. По теплотехническим характеристикам данный материал удовлетворяет требованиям СНиП «Проектирование тепловой защиты зданий». Применение изделий из пенобетона позволяет снизить материалоемкость, трудоемкость и стоимость строительства. Пенобетон заслуживает особого внимания вследствие присущих ему специфических свойств, таких как низкая теплопроводность, негорючесть, биологическая стойкость, экологичность. Повышенный интерес практиков-строителей к этому материалу обусловлен тем, что жилье, построенное с применением пенобетона, обладает повышенной комфортностью при сравнительно небольших затратах на возведение ограждающих конструкций. Неавтоклавный пенобетон полученный по пенной технологии вызывает особый интерес у практиков-строителей. Это обусловлено более простой и рациональной технологией получения пенобетона, которая позволяет снизить удельную капиталоемкость, расходы энергоносителей, трудоемкость и, как результат, себестоимость продукции на 30–50% по сравнению с производством газобетона.

Целью данной работы является разработка составов пенобетонных смесей использованием отечественных материалов. Кроме того была поставлена максимально использовать имеющееся заводское оборудование.

В результате проведенных исследований были проанализированы возможности использования отечественных пенообразователей (Неопор, Морпен, Арекон -4; ТЭАС, ПО 1. Биолас λ ПБ2000 и др.). Результаты проведенных исследований показали целесообразность исследований пенообразователя ПБ2000 производства Ивановского химкомбината.

На основе проведенных производственных испытаний была разработана технология производства товарного пенобетона. На опытном участке УПТК ОАО «Приволжтрансстрой» был налажен выпуск пенобетонов марок D400, D500, D600 [1]. На основании проведенных исследований были получены практические результаты: пенобетоны легких марок D400 – D500

с пределом прочности на сжатие 0,72–1,1 МПа и коэффициентом теплопроводности 0,12–0,14 Вт/м град можно использовать для утепления колодезных кирпичных кладок, а марок D600 для утепления чердачных перекрытий с характеристиками по прочности 1,6 МПа коэффициентом теплопроводности 0,16 Вт/м град, марку D700 применять для экспликации полов в поверхностном слое с характеристиками 2,39 МПа по прочности и 0,21 коэффициентом теплопроводности.

В связи с этим была поставлена также задача разработать технологическое оборудование для производства пенобетона с максимальным использованием имеющегося заводского оборудования.

Получение пенобетона при кажущейся на первый взгляд простоте является сложным технологическим процессом, требующим учета большого числа параметров. Пенобетонным смесям, как и всем дисперсным системам, характерна нестабильность ячеистой структуры, проявляющаяся в их расслоении и осадке. Одной из основных причин этого является высокое их водосодержание, обусловленное необходимостью облегчения процесса поризации. Кроме того, повышенные водоцементные отношения смесей являются причиной увеличения длительности выдержки изделий перед распалубкой снижения прочности пенобетона.

Нами предлагается новая технология производства товарного пенобетона неавтоклавного твердения в построечных условиях.

На строительной площадке подачу пенобетонной смеси к месту заливки, в опалубку и т.п., можно осуществлять по схеме «кран-бадья», при этом достаточно соблюдать технологическое соответствие способа производства транспортным средствам. Заливка пенобетонной смеси с применением тяжелых подъемно-транспортных средств не редко длительный и неэкономичный процесс. В этом виде недостаточная эффективность схемы проявляется при интенсивности бетонирования свыше 4–6 м³/час, а также при бетонировании труднодоступных мест (изоляция междуэтажных перекрытий и т.д.).

Повышение производительности процессов раздачи на стройплощадке пенобетонной смеси обеспечивает замена технологии "кран-бадья" на технологию с применением насосного оборудования. Для заливки сложных конструкций использование бетононасоса, кроме повышения производительности снимает, также проблему защиты смеси от атмосферных влияний (осадки, жара, холод и т.д.).

Наиболее подходящий способ для транспортировки пенобетона – использование бетононасоса. Допускается применение плунжерного (поршневого) насоса, дающего не большой процент (2–3%) потери воздушных пор. Применение центробежных (лопастных) насосов недопустимо ввиду практически полного уничтожения рабочим колесом воздушных пор в смеси.

Технологическое оборудование для производства пенобетона состоит из пеногенератора и устройств для подачи пенобетонной смеси к месту потребления. Пеногенератор предназначен для приготовления пены, используемой в двухстадийной (классической) схеме получения пенобетонной смеси. Пеногенератор работает от сжатого воздуха (требуется компрессор) и состоит из трех основных частей, емкости для пеноконцентрата (танка или емкости-ресивера для пеноагента), пеногенераторного узла сопла-ланцета с аксессуарами (вентили, штуцера и шланги). Разовая загрузка пеноконцентратом танка емкостью 60 л. обеспечивает изготовление пены для 4–6 м.куб. пенобетона. Пеногенераторы могут выполняться в стационарном и мобильном использовании.



Рис. 1. Мобильная установка для подачи раствора (1) пенобетона на высоту 30-40 метров с использованием автобетоносмесителя для доставки готового пенобетона с территории производственной базы

Нами, с участием специалистов УПТК ОАО «Приволжтрансстрой» разработана новая схема подачи раствора пенобетона на высоту десяти-двенадцати этажного дома. Раствор готовится на территории производственной базы, автобетоносмесителем доставляется на строительную площадку и подаётся на заданную высоту с помощью усовершенствованной установки для производства пенобетона. Новая технология позволила существенно сократить время проведения работ по утеплению чердачных перекрытий, в заливке полов многоэтажных зданий. Немаловажный факт – применение данного способа избавило строителей от необходимости дышать, загрязненным цементной пылью, воздухом. На предприятии используется разработанная установка для производства пенобетона в производительностью 25 м³ в день. Но, к сожалению, её способность закачивать раствор ограничивается высотой лишь 15 м. Для того, чтобы выполнить работы на высоте выше этой: отметки приходится перемещать достаточно громоздкую установку с этаж. Разработанная инновационная установка, не требуя особых усилий со стороны рабочих, обладает большей

производительностью – изготавливает 30 м³ пенобетона в смену. Эта новая технология нашла применение при выполнении работ по заливке и утеплению пола в фитнес – центре расположенного в здании Волгоградского речпорта. а также при строительстве различных объектов как гражданского, так и промышленного назначения (рис. 2).



Рис. 2. Заливка пенобетоном покрытия здания речпорта

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Буланов А.С. Супермобильные установки для пенобетона// Строительные материалы 2006г. -№11.
2. Коляда С.В., Гудков Ю.В. Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2004. №3. – С. 62.
3. Михайлов М.А., Акчурин Т.К. Технология товарного пенобетона неавтоклавного твердения в построечных условиях. Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса региона. Наука. Практика. Образования. Материалы IV Российской НТК с международным участием. Волгоград-Михайловка, 2011. — С. 182–185.

Д.Н. Симончук, И.С. Алексиков

ВЛИЯНИЕ ПЛОТНОСТИ ГРУНТОВ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ РАБОЧЕГО СЛОЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Выполнено исследование зависимости прочности грунтов земляного полотна автомобильных дорог от их влажности и плотности.

Регрессионный анализ более 80 конструкций дорожных одежд показывает, что толщина несущего слоя основания из щебня (H) в значительной степени зависит от деформационных характеристик грунтового основания.

$$H = 45,8E_3^{-0,008}E_2^{-0,31}E_{щ}^{-0,24}, \quad (1)$$

где E_3 – эквивалентный модуль упругости верхних конструктивных слоев дорожной одежды, обработанных органическим вяжущим, E_2 и $E_{щ}$ – модули упругости соответственно грунта и основания из щебня.

Коэффициент весомости модуля упругости грунта земляного полотна (0,31) превышает весомость модуля упругости основания (0,24).

Расчеты прочности проектных конструкций дорожных одежд показали, что запас прочности по упругому прогибу составляет 33–63%, запас прочности на растяжение при изгибе монолитных слоев покрытия – 49–62%, на сдвиг в подстилающем слое песка – 17–19%, на сдвиг в грунте земляного полотна – 2–6%. Следовательно, общая толщина конструкции в основном определяется деформационными и прочностными характеристиками грунтового основания.

Известно, что несущая способность грунтов земляного полотна зависит от их гранулометрического состава, влажности и плотности. От качества уплотнения земляного полотна зависит состояние проезжей части автомобильной дороги в после строительный период. В современных условиях, в связи с обновлением парка уплотняющей техники, появилась возможность достичь достаточно высоких коэффициентов уплотнения грунтового основания. Увеличение коэффициента уплотнения до 1,05–1,08 позволяет повысить модуль упругости грунтового основания на 10–50%. В связи с этим задача исследования влияния влажности и плотности грунтов на их физико-механические характеристики является актуальной.

Исследованием влияния типа и влажности грунта на его прочностные характеристики в различных дорожно-климатических зонах занимались

Н.А. Пузаков, И.А. Золотарь, В.М. Сиденко, Е.И. Шелопаев, Л.К. Бируля, И.Е. Евгеньев, А.Я. Тулаев, Н.Н. Иванов, О.Т. Батраков, А.А. Малышев, Ю.А. Покутнев, А.М. Каменев и др.

На основе статистической обработки данных различных авторов установлено, что наибольший эффект от повышенного уплотнения грунтов наблюдается на суглинках тяжелых и глинах в засушливых районах Юга России, в интервале относительной влажности от 0,5 до 0,7. Зависимости деформационных и прочностных характеристик грунтов от их плотности (K_y) и влажности (W) имеют вид:

Модуль упругости грунта

$$E = \frac{C \cdot K_y^{1,5}}{W^a} . \quad (2)$$

Сцепление в грунте

$$c = \frac{C \cdot K_y^{1,5}}{W^a} . \quad (3)$$

Угол внутреннего трения грунта

$$\phi = C + a \cdot K_y + b \cdot W . \quad (4)$$

Таблица 1

Коэффициенты уравнений (2)-(4)

Характеристика грунтов	Тип грунта	Коэфф. корреляции	Значение коэффициентов уравнений		
			C	α	b
Модуль упругости	Суглинки и глины	0,98	2,87	3,15	
	Супеси	0,98	4,23	0,23	
Угол внутреннего трения	Суглинки и глины, супеси пылеватые	0,97	0,09	3,43	
	Супеси	0,97	0,11	0,92	
Сцепление в грунте	Суглинки и глины, супеси пылеватые	0,98	40,02	19,04	-59,30
	Супеси	0,98	10,01	34,65	-14,83

Выполненные исследования позволяют оценить совместное влияние влажности и плотности глинистых грунтов на их деформационные и сдвиговые характеристики. Установленные зависимости (2)–(4) будут использоваться при обосновании организационно-технологических параметров повышенного уплотнения верхней части земляного полотна в засушливых районах Юга РФ.

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Акчурин Р.Т. — к.э.н., доц. каф. «Финансы. Бухгалтерский учет и аудит», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Акчурин Т.К. — к.т.н., проф., зав. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Алексиков И.С. — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Алексиков С.В. — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Алимова Л.А. — асп., Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Артемов С.Н. — к.т.н., доц., доц. каф. «Изыскания и проектирование транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Артёмова С.Г. — ст. преп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ахмедов А.М. — студ. гр. ПГС-3-07, Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Бабаханов Б.С. — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Бартоломей И.Л. — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Богомолов А.Н. — д.т.н., проф., зав. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», проректор по научной работе, Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Богомолов С.А. — студ., Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Богомолова О.А. — к.т.н., доц., доц. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Буров В.В. — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Быкодеров М.В. — к.т.н., главный инженер проекта ООО «Стройиндустрия-Волгоград», г. Волгоград

Вайнгольц А.И. — асп. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Вовко В.В. — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Волченко Е.Ю. — асп., ст. преп. каф. «Высшая математика», Волжский институт строительства и технологий (филиал Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета)

Губанова Л.Н. — асп., Волжский институт строительства и технологий (филиал Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета)

Доморадский К.Л. — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ермилов А.А. — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ечевский А.В. — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Жиделёв А.В. — к.т.н., доц., доц. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», начальник Отдела научно-информационного обеспечения, интеллектуальной и инновационной деятельности,

- Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Иванов А.А.** — , Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Калиновский С.А.** — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Карасёв Г.М.** — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительная механика», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Колобанов А.А.** — студ. гр. ПГС-1-07, Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Кузнецова С.В.** — д.г.-м.н., проф., доц. «Инженерная геология и геоэкология», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Ларичев А.В.** — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Михайлов М.А.** — , ОАО «Приволжтрансстрой»
- Нестеров Р.С.** — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Потапов А.А.** — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Прокопенко А.В.** — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Пушкарская О.Ю.** — к.т.н., доц. каф. «Технология обработки и производства материалов», Волжский институт строительства и технологий (филиал Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета)
- Разинкова О.А.** — асп., Кабардино-Балкарский государственный университет им. Х.М. Бербекова
- Симончук Д.Н.** — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Соловьев А.В.** — к.т.н., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Соловьев В.А.** — к.т.н., доц., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Соловьева Т.А.** — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Статун А.С.** — асп. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Сухин К.А.** — к.т.н., доц. каф. «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Торшин Д.П.** — к.т.н., доц., доц. каф. «Высшая математика», Волжский институт строительства и технологий (филиал Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета)
- Тухарели В.Д.** — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Ушаков А.Н.** — к.т.н., доц., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Хирис Н.С.** — асп., Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет
- Шиян С.И.** — к.т.н., доц., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Научное издание

ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ
СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ,
ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО И ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы
III Международной научно-технической конференции,
10—12 апреля 2012 г., Волгоград

Материалы публикуются в авторской редакции

Ответственный за выпуск *А.В. Жиделёв*

Компьютерная правка и верстка *А.В. Жиделёва*

Компьютерный дизайн *А.В. Жиделёва*

Подписано в печать 12.04.2012 г.

Формат 60 x 84/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.

Уч.-изд. л. 15,6. Усл. печ. л. 16,7. Тираж 70 экз. Заказ №__

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Отпечатано в полном соответствии с предоставленным УНИР макетом в ООП ВолгГАСУ
400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1