

Подсекция 2.2.
ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ, ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ
И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Артемов Д.А., аспирант

Научный руководитель –

Мирсаяпов И.Т., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет»

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
И ОСАДОК ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1. Введение

Расчет несущей способности и осадки плитно-свайного фундамента представляет собой решение задачи с несколькими неизвестными. Во-первых, неизвестна осадка фундамента. Во-вторых, неизвестна доли нагрузки передаваемые на основание сваями и плитным ростверком, в третьих неизвестны осадки плитного ростверка и группы свай.

Проведенные исследования плитно-свайных фундаментов показывают, что предельное сопротивление грунта в основании плитного ростверка с выпором (сдвигом) из-под подошвы может быть реализовано при осадках, значительно превышающих допустимые значения. Поскольку расчет предельного сопротивления грунта под плитным ростверком носит только поверочный характер, для практических целей правильнее определять передаваемую ростверком на основание фактическую нагрузку, которая зависит от осадки.

В плитно-свайных фундаментах происходит параллельное оседание грунта и сваи с ее линейным сопротивлением при небольших нагрузках, постепенная мобилизация предельного касательного сопротивления грунта по стволу сваи от пяты сваи вверх, существенное возрастание нелинейности с приближением к предельному состоянию грунта под пятой сваи с увеличением нагрузки.

При этом необходимо отметить, что рассеивание напряжений в грунте межсвайного пространства по глубине сжимаемой толщи имеет незначительную величину и как следствие напряжения в грунте с увеличением глубины меняются на небольшую величину. Это объясняется совместным деформированием системы «плитный ростверк-свайное поле-грунт межсвайного пространства», которое заключается в том, что при небольшом уровне нагрузки незначительный отпор грунта под подошвой плитного ростверка увеличивает начальную жесткость свайного основания. Это объясняется ростом сопротивления грунта по боковой поверхности сваи за счет увеличения разницы в смещениях свай и слабонагруженного под ростверком грунта. По мере роста нагрузки ситуация меняется на противоположную, существенно более жестким становится грунтовое основание плитного ростверка. Результаты исследований показывают, что грунтовое основание плитного ростверка становятся более жесткими лишь по достижении приходящейся на грунт доли нагрузки равной 30% и более.

2. Определение несущей способности плитно-свайного фундамента

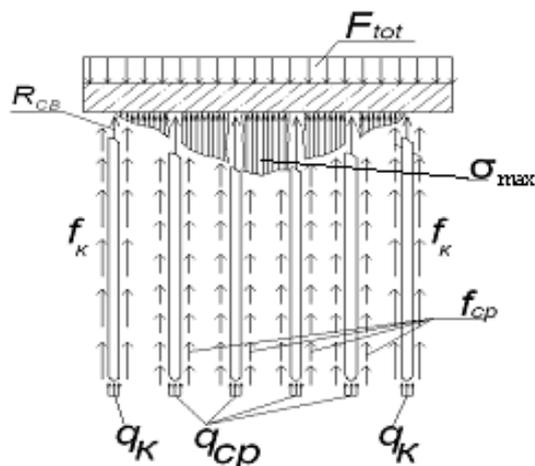


Рис. 2. Расчетная модель плитно-свайного фундамента

Выражение для расчета несущей способности КПСФ можно записать в виде:

$$R_{\text{общ}} = \sum_{i=1}^n R_{cv} + R_{gp}$$

где: $R_{\text{общ}}$ - общая несущая способность плитно-свайного фундамента;

R_{cv} - нагрузка воспринимаемая сваями;

R_{gp} - нагрузка воспринимаемая грунтом.

$$R_{gp} = \int_0^{A_p} f(x) \sigma_{\text{max}} dA_p$$

Предложенное выражение для расчета нагрузки воспринимаемой грунтом получено исходя из заключения о том, что:

- отпор грунта под ростверком σ_{max} приходится на определенную площадь A_p (площадь, не включающая расстояние от грани ростверка до грани крайних рядов свай). A_p - расчетная площадь плиты ростверка, на которую приходится отпор грунта.

$f(x)$ - коэффициент полноты эпюры напряжения в грунте.

σ^{max} - напряжения в грунте под подошвой ростверка.

$$\sigma^{\text{max}} = \frac{F}{A_p} \alpha$$

α - функция, учитывающая распределение напряжений в грунте и зависящая от соотношения жесткости грунта под плитным ростверком и жесткости свай.

Нагрузка, воспринимаемая сваями, определяется по следующей формуле:

$$R_{cv} = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R_u \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot \tau_i \cdot h_i \right)$$

где: γ_c - коэффициент условий работы свай, $\gamma_c=1$

R_u - расчетное сопротивление грунта под ее острием, кПа

A - площадь поперечного сечения свай, м^2

u – периметр ее поперечного сечения, м

γ_{cR}, γ_{cf} – соответственно коэффициенты условий работы грунта под острием и по боковой поверхности сваи

τ_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи i -го слоя грунта, кПа

h_i – толщина i -го слоя грунта в пределах длины сваи

По нормам проектирования фундаментов по несущей способности расчетное сопротивление грунта под острием определяют как для фундамента с глубиной заложения d и шириной подошвы b , равной ширине сечения системы «свая-окружающий массив».

$$R_u = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_1 + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_1' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_1$$

где N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности грунта под острием сваи, зависящие от угла внутреннего трения φ_1 грунта.

Расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности τ_i для каждого i -го слоя грунта, окружающего ствол сваи, устанавливают по формуле:

$$\tau_i = \zeta_i \cdot (\sigma_{zg0} + \sigma^{\max}) \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1$$

где ζ_i – коэффициент бокового давления i -го слоя грунта, зависящий от числа пластичности I_{pi} каждого слоя, который прорезает свая:

$$\zeta_i = 0,3665 + 0,0157 \cdot I_{pi}$$

σ_{zpi} – дополнительное напряжение вызываемое пригрузом плиты ростверка.

3. Расчет осадок плитно-свайного фундамента

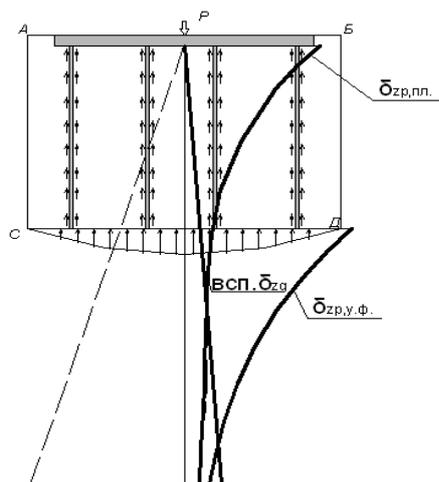


Рис. 3. Расчетная схема к определению осадок плитно-свайного фундамента

Выражение для расчета осадки плитно-свайного фундамента на предельных этапах можно записать в следующем виде:

$$S_{общ} = S_{у.ф.} + S_{дон.св.} + S_{деф.} + S_{прод}$$

где: $S_{y.ф.}$ - осадка условного фундамента, определяемая по следующей формуле:

$$S_{y.ф.} = \sum \sigma_{x_{зpz}}^x \cdot h_i \frac{1}{E_{oi}}$$

$\sigma_{x_{зpz}}^x$ – напряжение в грунте под подошвой условного фундамента

h_i – мощность i -го слоя грунта под подошвой условного фундамента

E_{oi} - начальный модуль деформации грунта

$S_{доп.свай}$ – дополнительная осадка свай (в плитно-свайном фундаменте равна осадке плитного ростверка)

$$S_{доп.св.} = \sum \sigma^{\max} \cdot h_i \frac{1}{E_{oi}}$$

σ^{\max} - напряжения в грунте под подошвой ростверка в КПСФ

h_i – мощность i -го слоя грунта в пределах условного фундамента

E_{oi} - начальный модуль деформации грунта

$S_{деф.}$ - осадка сваи за счет сжатия ствола.

$$S_{деф.} = \frac{P_{cp}}{EA}$$

где: $P_{cp} = \frac{N - \sigma^{\max} \cdot A_{пл}}{n_{св}}$

$S_{прод.}$ - осадка продавливания сваи принимается в виде функции: $S_{прод.} = f(P_{cp} - F_{бок})$

P_{cp} – средняя нагрузка на сваю.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мирсаяпов И.Т., Артемьев Д.А.* «Моделирование напряженно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом» Вестник гражданских инженеров. - С-Петербург, 2009 №2.С. 121-124.

2. *Винников Ю.Л.* Особенности расчета несущей способности свай трения по показателям прочности грунтов /Ю.Л.Винников, В.С.Яковлев // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: Тр. международной научно-технической конференции - Уфа: БашНИИстрой, 2006. – Т.1. – С.50-56.

3. *Катценбах Р., Лепла Ш., Фоглер М., Дунаевский Р.А., Куттиг Х.* Опыт оптимизации стоимости высотных зданий // Жилищное строительство. 2010. №5.С.7-13.

Виноградова С.А., студентка 4-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Морозов Е.Б., ст. преподаватель кафедры МГиГ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ВЛИЯНИЕ УСТРОЙСТВА ТРАНШЕЙНОЙ «СТЕНЫ В ГРУНТЕ» НА ДЕФОРМАЦИЮ РЯДОМ РАСПОЛОЖЕННОГО ЗДАНИЯ

В настоящее время строительство зданий и сооружений в пределах уже сложившейся городской застройки является одной из тенденций развития современных крупных городов. Это приводит к возникновению ряда трудностей при проектировании и строительстве. В частности, возведение новых сооружений в непосредственной

близости от существующих зданий может привести к развитию дополнительных деформаций оснований последних. Это может за собой повлечь значительные повреждения зданий, вплоть до потери несущей способности.

В данной работе рассматривается случай возведения нового объекта рядом с существующим, с применением ограждающей конструкции котлована - стены в грунте траншейного типа. Этот способ является одним из наиболее прогрессивных и универсальных, позволяющих осуществлять строительство в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений. При этом стена в грунте может выполнять двойную функцию: являться и ограждением котлована, и конструктивным элементом. Но устройство “стены в грунте” траншейного типа не всегда минимизирует дополнительные осадки рядом расположенного объекта, что и рассматривается в данной работе.

С целью изучения характера возникающей дополнительной осадки существующего здания, вследствие возведения ограждающей конструкции был проведен ряд численных экспериментов с помощью программного комплекса PLAXIS 2D(v.8.2.4.133)

Данный программный продукт предназначен для комплексных расчетов напряженно-деформированного состояния и устойчивости геотехнических объектов различного назначения методом конечных элементов в условиях плоской задачи. Программа учитывает различные особенности геотехнических конструкций и процессов возведения сооружения, используя при этом хорошо отлаженные и теоретически обоснованные вычислительные процедуры.

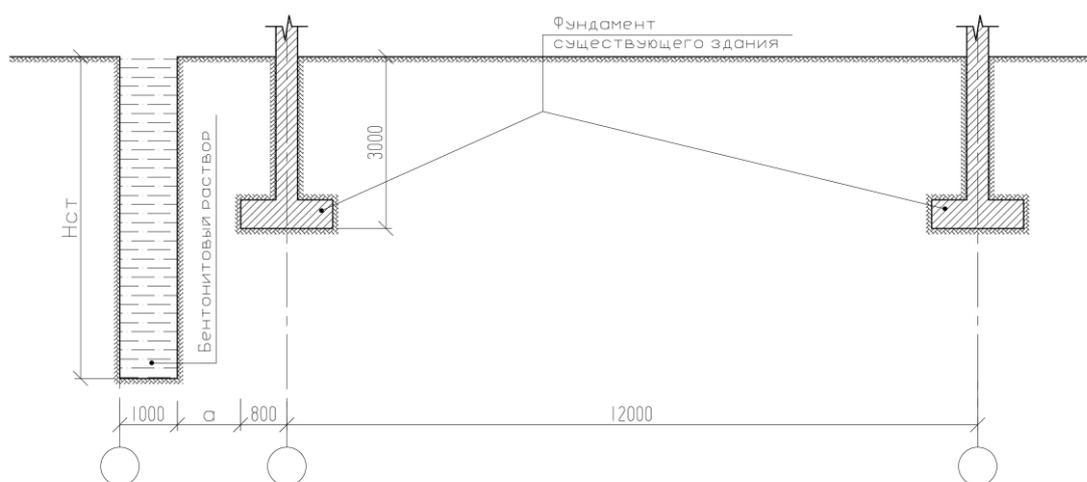


Рис. 1. Расчетная схема

Существующие здание длиной 12 м, фундамент выполнен в виде ленточного из бетона класса В25, с расчетной нагрузкой, действующей на подошве, равной 150 кПа. Глубина заложения фундамента 3 м, ширина подошвы 1,6 м, расстояние от здания до “стены в грунте” берется в данном эксперименте от 1 до 4 м.

Таблица 1

Характеристики фундамента

Наименование грунта	Осевая жесткость EA, кН/м	Изгибная жесткость EI, кНм ² /м	Коэффициент Пуассона ν	Толщина, м
Фундаментные блоки	$1,14 \cdot 10^7$	$1,371 \cdot 10^5$	0,15	0,38
Фундаментная подушка	$1,5 \cdot 10^7$	$3,125 \cdot 10^5$	0,15	0,5

Реализация численных экспериментов в ПК Plaxis проходила в плоской нелинейной постановке с использованием упругопластической грунтовой модели с упрочнением Hardening Soil (HS). Модель используется и для прочных, и для слабых грунтов. Учитывает следующие аспекты поведения грунта: изменяемой от уровня напряжений жесткости, пластические необратимые деформации, вызванные срезом и/или сжатием, упругое поведение при разгрузке–повторном нагружении, условие прочности Мора–Кулона. Ограничения модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, непригодность для моделирования динамических процессов.

В нашем случае это модель дает более точные и правильные результаты, по сравнению с моделью Мора–Кулона. Грунтовой массив рассматривается как однородный и представляет собой песок, со следующими инженерно-геологическими свойствами, представленными в табл.2:

Таблица 2

Расчетные характеристики грунтов

Наименование грунта	Удельный вес γ , кН/м ³	Модуль деформации грунта при девиаторном нагружении E_{50} , МПа	Модуль деформации при сжатии E_{oed} , МПа	Угол внутр. трения φ ,	Удельное сцепление c , кПа
Песок	17	20	16	31	1

Бентонитовый раствор, заполняющий траншею при устройстве “стены в грунте” задавался давлением $\sigma_z = \gamma * Z$, где γ – удельный вес раствора 23,4 кН/м³, Z – глубина точки, в которой определяется напряжение, данной серии расчетов варьировалась в зависимости от глубины “стены в грунте” (4 – 16м).

Численное моделирование проводилось с учетом технологии строительного производства и включало в себя следующие две основные стадии:

- Моделирование начального НДС грунтового массива с учетом нагрузки от фундамента существующего здания;
- Устройство “стены в грунте” с заданием действующего давления от бентонитового раствора на стенки траншеи.

Для установления значения влияния устройства траншейной “стены в грунте” на дополнительную деформацию вблизи расположенного сооружения, было выполнено 24 расчета в плоской (2D) постановке (для условия плоской деформации).

Результаты расчета дополнительных деформаций фундамента рядом расположенного здания представлен в таблице 3.

Таблица 3

Вертикальные деформации [см]				
Н/а	1	2	3	4
4	0,44	0,313	0,347	0,299
6	0,927	0,494	0,428	0,407
8	1,273	0,776	0,564	0,502
10	1,386	0,946	0,705	0,592
12	1,551	1,075	0,81	0,671
14	1,695	1,174	0,908	0,746
16	2,117	1,562	1,232	1,033

Анализируя таблицы и изополя перемещений ленточного фундамента видно, что процесс устройство “стены в грунте” траншейного типа значительно влияет на дополнительную деформацию существующего здания. Связано это главным образом с устройством траншеи непосредственной близости от существующих фундаментов, стенки которой удерживаются от обрушения только давлением от бентонитового раствора.

Значения полных деформаций находятся в прямой зависимости от глубины ограждающей конструкции и в обратной от расстояния до нее. Наибольшее влияние на объект наблюдения в данном численном эксперименте оказывают вертикальные деформации, равные приблизительно 2,12 см, достигающиеся при максимальной глубине 16 м и расстоянии 1 м.

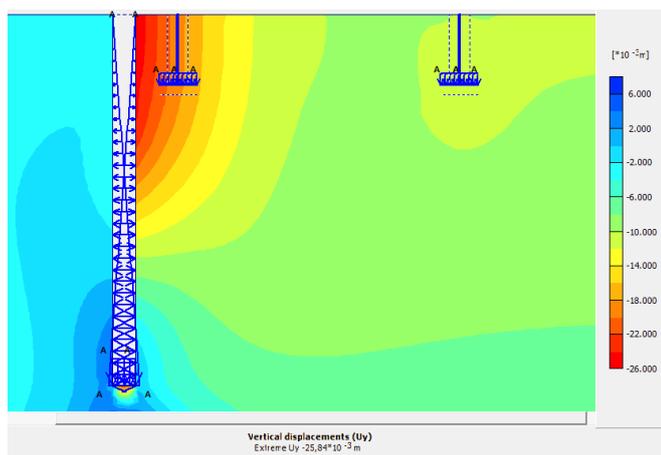


Рис. 2. Изополя вертикальных деформаций

Определив по нормативному документу[2] предельную дополнительную деформацию основания фундамента существующего сооружения, которое, например, относится к гражданским многоэтажным зданиям с полным ж/б каркасом, II категории по состоянию конструкций и равно 2 см, видим, что при глубине 16 м, а расстоянии 1 м деформации превысили предельно допустимые значения. Вследствие этого нужно провести комплексные меры по уменьшению деформаций, существующего зданий. Один из таких способов – возведения геотехнического экрана.

Выполненные расчеты имеют ряд допущений: плоская постановка, не учитывается жесткость существующего здания и технологические воздействия от работ машин и механизмов, что планируется учесть в дальнейшей работе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Морозов Е.В. Влияние устройства траншейной “стены в грунте” на деформацию рядом расположенного здания. Вестник МГСУ спецвыпуск 1/2009.
2. СП 20.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
3. Чунюк Д.Ю., Краснова А.В. Возможные риски при устройстве глубоких котлованов и методы их оценки. Естественные и технические науки. 2014. № 9-10 (77). С. 384-386.
4. Волков А.А., Чунюк Д.Ю. Зонирование окружающей застройки по степени подверженности сверхнормативным и аварийным деформациям. Вестник гражданских инженеров. 2013. № 5 (40). С. 96-100.
5. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Конечно-элементное моделирование задач геомеханики и геофизики. Вестник МГСУ. 2012. № 2. С. 52-65.
6. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Численные расчеты в геомеханике применительно к линейным сооружениям. Вестник МГСУ. 2012. № 3. С. 35-42.

7. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Генерация нерегулярных гексаэдральных сеток. Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 78-87.

8. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Численное моделирование строительства зданий с фундаментами глубокого заложения в условиях плотной городской застройки. Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. № 2. С. 170-179.

Власов Д.А., Рахматуллина Е.В., студенты 3-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Чернышев С.Н., д-р геол-минерал. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РАСКРЫТИЕ ТРЕЩИН НА ЗДАНИИ В СВЯЗИ С ЗАСТРОЙКОЙ СОСЕДНИХ ВЛАДЕНИЙ И В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ТЕМПЕРАТУРЫ НАРУЖНОГО ВОЗДУХА

Задача данного исследования - проследить влияние строительства на раскрытие трещин близлежащих зданий и выявить влияние температуры с целью очистить функцию ширины раскрытия трещин от температурного шума.

Исследование было проведено на примере 2-х корпусов дома 5-7 по Большому Кисловскому переулку в г. Москве, где наблюдаются деформации в виде развития осадочных трещин в несущих стенах. Здания построены в 1928-1929 г., конструктивно – однотипны. Они представляют собой двухсекционные 4-х этажные здания с чердаком и подвалом, кирпичными стенами, перекрытиями различного типа и двухскатной крышей по деревянным стропилам.

В геологическом строении основания здания до глубины 25,0 м принимают участия современные техногенные отложения tQ_4 ; верхнечетвертичные древнеаллювиальные отложения Ходынской террасы р. Москвы aQ_3 и глинисто-карбонатные отложения каменноугольной системы C_3 .

Подшвы фундаментов, в основном, подстилают аллювиальные пески средней крупности и средние по плотности сложения, реже мелкие, крупные; рыхлые и плотные. Местами под фундаментами рыхлый насыпной песчаный грунт культурного слоя разного времени образования мощностью до 30 см. Аллювиальные отложения на глубине 16-17 м от поверхности земли подстилаются чередующимися толщами известняков, глин и доломитов. Известняки сильно трещиноватые, закарстованные, полостей более 1 м не обнаружено.

Во владении 5-7 идет суффозионный процесс, который на момент обследования был выражен суффозионными воронками на территории и под зданиями. В 2005 году под корпусом 1 был установлен отрыв грунтов от фундамента на протяжении 3,8 м.

Мониторинг за раскрытием трещин ведется ежемесячно с 1996 года. С 2001 года проводятся геодезические измерения по 22 осадочным маркам. Корпуса находятся на расстояниях 8-25 м от котлованов возводимых зданий. На рис. 1 представлены результаты наблюдений за трещиной №1 на фасаде корпуса 1.

Сравнивая результаты мониторинга за шириной раскрытия трещин на корпусе 1 с хронологией строительных работ вокруг наблюдаемых домов (см. рис. 1), можно сделать следующие выводы:

- Первоначальные деформации корпуса 1 обусловлены значительными воздействиями на здание буровзрывных работ, уплотнением грунтов и деформациями осно-

вания в результате водопонижения при строительстве метрополитена (6-10 м от корп.1) и коллектора глубокого заложения в 1985 году. Данные воздействия привели к возникновению основных трещин в стенах, к разобцению стен здания на отдельные фрагменты и уменьшению его общей жесткости, а также увеличению чувствительности к неравномерным деформациям и другим воздействиям (Этот этап на графике не отражен, т.к. мониторинг начат позже).

- Увеличение деформаций здания с сентября с 1996 г. по май 1997 г. было вызвано выходом системы «здание-основание» из равновесия в связи со сносом соседнего здания. Это привело к образованию и значительному росту ширины раскрытия трещин на первом этапе разборки и незначительному увеличению ширины раскрытия при переходе на шадящий метод производства работ. Последующий рост ширины трещин с мая по декабрь 1997 г. вызван нарушением технологии по устройству котлована, из-за чего произошел сдвиг свайного ряда, ограждающего котлован. Возведение здания №9 с декабря 1997 г. по ноябрь 1998 г. привело к дополнительному раскрытию трещин. Здание во владении 9 с подвалом в 2-х и 3-х уровнях возведено в 8 м от корп.1 и 32м от корп. 2.

- В период с 1999 г. по июнь 2004 г. в связи с завершением строительства здания №9, воздействие на здание корпуса 1 уменьшилось и система «здание-основание» возвращается в состояние неустойчивого равновесия. Увеличение раскрытия трещин вызвано только процессом суффозии, что проявляется в виде линейной зависимости ширины раскрытия трещины от времени. Разброс значений относительно линии регрессии связан, в основном, с влиянием температуры наружного воздуха.

- Дальнейшее увеличение деформаций, проявляющееся в росте раскрытия трещин, связано со строительством с июня 2004 г. по июль 2005 г. дома №6 по Б. Кисловскому переулку с тремя подземными этажами, с применением технологии РИТ 25 м от обследуемого здания, а также с заменой асфальта у стен обследуемого здания с октября по ноябрь 2005 г. с применением отбойных молотков. Эти воздействия на грунты основания привели к не линейной зависимости ширины раскрытия трещин. По окончанию строительства и передачи на основания эксплуатационных нагрузок линия регрессии выходит на асимптотическое поведение.

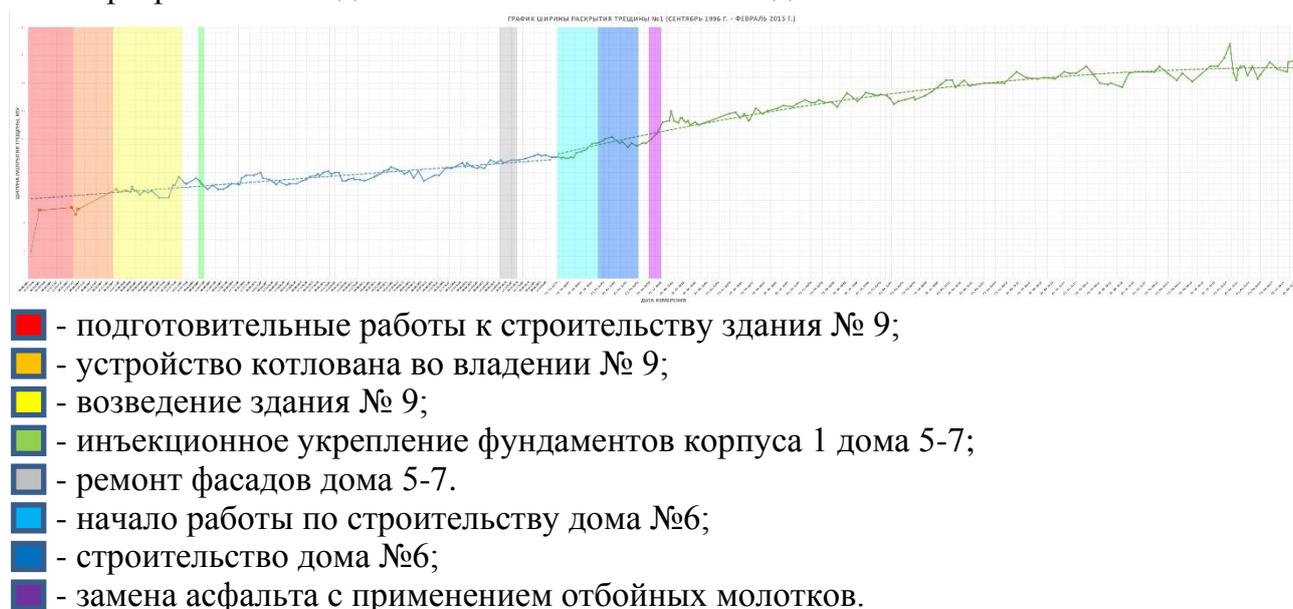


Рис. 1. Раскрытие трещины №1 на фасаде корпуса 1 дома 5-7 (09.1996 – 02.2015)

Из вышесказанного видно, что в здании корпуса 1 наблюдаются деформации в виде развития трещин в несущих стенах, а также, что строительство зданий на соседней территории приводит к активации трещин. При отсутствии же внешних воздействий происходит релаксация напряжений в конструкциях, перераспределение напряжений между отдельными фрагментами стен и наступает неустойчивое равновесие системы «здание-основание», что имеет место в настоящий момент.

Разброс значений ширины раскрытия трещины относительно линии регрессии, определяемый влиянием температуры был описан в работе [3]. Этот разброс по корпусу 1 описывается линейной зависимостью $\Delta s = \alpha T + b$ со средней обеспеченностью 0.81 и параметром $\alpha = -0.012$, что дает максимальный разброс не более 2 мм.

Далее, на рис. 2 в графическом виде показаны результаты наблюдений за шириной раскрытия трещины №6 на фасаде корпуса 2 в период с 09.1996 г. – 02.2015 г.



Рис. 2.

Сопоставляя график ширины раскрытия трещин на корп. 2 с хронологией строительных работ вокруг наблюдаемых домов, на примере трещины №6, можно сделать следующие выводы:

- Не прослеживается связь ширины раскрытия трещины с историей современной застройки соседних владений, а также строительства и эксплуатации линий метрополитена.

- Рост трещины во времени обусловлен только процессом суффозии.
- Осцилляции значений связаны, в основном, с влиянием температуры.

Из анализа данных по наблюдениям за осадочными марками [4] следует, что не прослеживается связь неравномерной осадки зданий корпусов 1 и 2 с историей застройки соседних владений, а также строительства и эксплуатации линий метрополитена. Идет неравномерная по времени и неравномерная по площади осадка здания, отдельные блоки здания оседают с разными скоростями. Лидируют два прилегающих угла зданий, обрисовывая суффозионную зону между домами со стороны Б. Кисловского переулка.

В заключение отметим, что наблюдения за деформациями зданий показывают чувствительность ширины раскрытия трещин к внешним воздействиям. При этом существенное влияние оказывает фактор сезонного колебания температур, который является определяющим при отсутствии других значительных внешних воздействий. Также отметим, что воздействия на корпус 1 фиксировались раскрытием трещин, но не осадкой марок. Корпус 2 расположенный дальше от источников возмущения напряжений в основании не попал в зону влияния строительства соседних владений: его деформации связаны только с естественным процессом суффозии. Наш материал показывает, что анализ раскрытия трещин может быть дополнением при оценке технического состояния зданий [5,6].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Научно-технический отчет по теме: «Обследование строительных конструкций и грунтов основания здания по адресу: г. Москва, Б. Кисловский пер. д. 5, строение 1», 1999 г.

2. Техническое заключение по результатам обследования грунтов основания и строит. конструкций здания по адресу: г. Москва, Б. Кисловский пер. д. 5, строение 2», 2002 г.

3. *Власов Д.А.* Температурные деформации осадочных трещин на жилом здании в центре Москвы. // *Материалы десятой научно-практической конференции молодых специалистов «инженерные изыскания в строительстве».* ПНИИИС, 2014. –С. 114-118.

4. *Рахматуллина Е.В.* Осадка зданий на суффозионно-неустойчивом основании в центре Москвы по результатам многолетнего геодезического мониторинга. // *Материалы десятой научно-практической конференции молодых специалистов «инженерные изыскания в строительстве».* ПНИИИС, 2014. –С. 108-113.

5. *Паушкин А.Г., Черкасова Л.И., Иванов М.Н.* О системных критериях определения категорий технического состояния объектов культурного наследия по степени износа и повреждения. Интернет-вестник Волггасу. 2014. № 4 (35). с. 19.

6. *Черкасова Л.И., Иванов М.Н., Паушкин А.Г., Алексеев Г.В.* Анализ систем оценок технического состояния, используемых в практике обследования зданий и сооружений. Вестник МГСУ. 2008. № 2. с. 134-144.

Волощенко И.И., студент 1го курса по направлению «Строительство»

Научный руководитель –

Ещенко Т.В., аспирант, ст. преподаватель

Каменский институт (филиал) ФГБОУ ВПО Южно-Российского государственного политехнического университета (НПИ) им. М.И. Платова

УСЛОВИЯ РАБОТЫ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ НА РАЗЛИЧНЫХ ЭТАПАХ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

В наше время появилась очень актуальная проблема- это уплотненное городское строительство. С развитием крупных городов стало необходимо не только расширяться, но и уплотняться за счет более рационального использования городских территорий. Подобная градостроительная политика может позволить существенно снизить затраты развитие инженерно-транспортной инфраструктуры, также она повышает престижность реконструированных комплексов зданий, однако вместе с этим возникает целый ряд проблем, связанных с обеспечением сохранности уже существующих строительных конструкций.

Как показывает опыт, в результате нового строительства построенные здания получают недопустимые деформации, что делает их непригодными к дальнейшему использованию. Безопасность ведения работ в стесненных условиях имеет целый ряд факторов. Одной из главных причин, приводящих к деформациям существующей застройки, является дополнительная нагрузка на грунтовое основание от веса вновь возводимого объекта, результате этой причины существующее здание может получить ненормативную осадку и крен. Здания, высотой до пяти этажей, более всего подвержены таким деформациям при строительстве рядом с ними высотных объектов. Большинство из них имеют ленточные фундаменты мелкого заложения в то время, как новые высотные здания в центральных районах все чаще возводятся на плитных фундаментах, что связано с существенными проектными нагрузками и требованиями по недопустимости неравномерных осадок.

Действия грунтов в основаниях строительных объектов имеет некую характерную черту по сравнению с работой материалов, из которых выполняют пригодные для зданий и сооружений конструкции, в том числе и фундаменты.

У грунтов оснований малая прочность и большая деформативность. Прочность грунтов в сотни и тысячи раз меньше прочности камня, бетона, железобетона и металла, а что касается деформативности грунта, то она в десятки тысяч раз больше деформативности перечисленных материалов. Грунты оснований получают только сжимающие и сдвигающие усилия и практически не способны работать на растяжение.

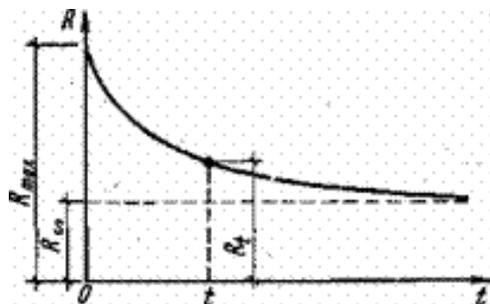


Рис. 1.1. Зависимости прочности грунта от длительности действия нагрузки: R_{max} — мгновенная прочность; R_m — длительная прочность; R_t — временная прочность

Особенность работы грунтов оснований - возрастание деформаций во времени при постоянной нагрузке, т. е. после прекращения загрузки. Такое явление можно объяснить консолидацией и ползучестью. Консолидация — постоянное отжатие воды из пор в процессе уплотнения крупинок грунта, ползучесть присуща скелету грунта. Если брать песчаные основания, то для них лучше всего подойдет первый процесс, для глинистых оба процесса будут течь одновременно. В той или иной мере ползучесть характерна всем

видам грунтов.

Такое явление, как ползучесть, доходчиво объясняет такие свойства грунтов, как релаксация (уменьшение напряжений при фиксированной деформации) и упругое последствие — частичное восстановление остаточных деформаций после снятия нагрузки. С ползучестью тесно связаны понятия мгновенная, временная и длительная прочность (рис. 1.1).

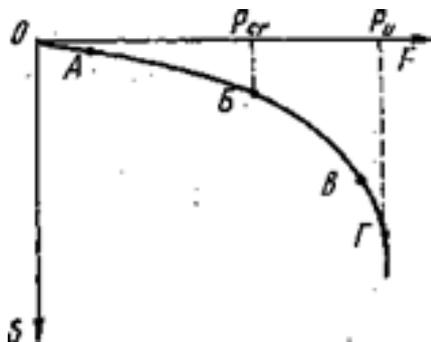


Рис. 2.2. График зависимости осадки штампа от нагрузки

Прочность, которой обладает грунт в начале приложения при кратковременном действии нагрузки, называется мгновенной прочностью.

Наблюдения за осадками жестких штампов, расположенных на грунтовом основании под действием внешних нагрузок, показали, что по достижении грунтом значительной деформации наступает потеря прочности, сопровождающаяся выпором грунта из-под подошвы штампа, приводящая к катастрофическому нарастанию осадки.

Деформации грунтов оснований зависят не только от приложенной нагрузки, но и от особенностей свойств грунтов.

Следует отметить явление существенного нарастания деформаций в присутствии различного вида динамических нагружений, которое часто называют виброползучестью грунтов.

В настоящее время в практике проектирования широко применяются следующие методы определения конечных осадок фундаментов: метод послойного суммирования, уточненный метод послойного суммирования, метод линейно-деформируемого слоя, метод эквивалентного слоя Н.А. Цытовича и др. Проблемой возникновения и оценки дополнительных осадок зданий и сооружений в разное время занимались В.Н.

Бронин, В.П. Вершинин, Б.И. Далма-тов, Н.А. Ибадильдин, В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Семенюк-Ситников, В.Г. Симагин, Г.М. Скибин, С.Н. Сотников, В.М. Улицкий, А.Л. Четвериков, А.Г. Шашкин, R. Katzenbach, E. Schultze и другие. Большой вклад в теорию нелинейного деформирования грунтов внесли такие зарубежные исследователи как D.G.Drucker, R.M. Naythoruthwaite, J. Holubce, H.B. Poorooshasb, W. Prager, K.H. Roscoe, A.N. Sherbourue, R.T. Shield.

Установлено, что известные методы расчета конечных осадок зданий дают существенно различные результаты, что объясняется различием гипотез, заложенных в основу расчетной модели грунта.

Рост объемов строительства жилья и зданий общего пользования в зонах существующей застройки требует проведения оценки воздействия вновь возводимых сооружений на несущую способность и осадки оснований построек, расположенных вблизи. Ленточные и плитные фундаменты довольно часто применяются в строительной практике.

Воздействие вновь возводимых сооружений вызывает трансформацию напряженно-деформированного состояния оснований близ расположенных зданий, что влечет за собой изменение их несущей способности и возникновение дополнительных осадок. Это может негативно отразиться на техническом состоянии строительных конструкций и привести к невозможности дальнейшей эксплуатации этих зданий.

Безопасность ведения работ в стесненных условиях обусловлена также целым рядом факторов, многие из которых недостаточно изучены.

Выделена одна из наиболее сложных геотехнических задач при возведении зданий в стесненных условиях - задача прогноза дополнительных деформаций существующих зданий на этапе нагружения основания весом вновь возводимого объекта.

В результате проведенной работы получены графические зависимости и их аналитические аппроксимации, которые позволяют при необходимости подобрать корректировочные коэффициенты к формулам для того, чтобы использовать данные при прогнозировании дополнительных осадок в том случае, когда расчетные параметры не входят в диапазон рассмотренных.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Абуханов А.З.* Механика грунтов: Учебное пособие / *А.З. Абуханов.* -Ростов н/Д: Феникс, 2006. - 352 с.
2. *Асатуриян В.И.* Теория планирования эксперимента: учеб.пособие для вузов / *В.И. Асатуриян* М.: Радио и связь, 1983. - 248 с.
3. *Болдырев Г.Г.* Определение параметров моделей грунтов / *Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Д.Н. Валеев* // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2006.- №3 - с. 20-25.
4. *Бронин В.Н.* Моделирование работы основания штампа конечной жесткости при загрузении соседних площадей жестким штампом / *В.Н. Бронин, Н.А. Ибадильдин* // Научно-технические ведомости СПбГПУ / СПбГПУ. СПб., 2006. - с. 93 - 96.
5. *Булгаков С.Н.* Проблемы национальной безопасности в сфере создания и эксплуатации городов, зданий, сооружений, пути их решения / *С.Н. Булгаков* // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2005. - № 11.-е. 6-8.
6. Временные указания по устройству фундаментов рядом с существующими зданиями и сооружениями в г. Москве — М.: Моспроект. ГлавАПУ Мосгорисполкома; НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР, 1985.

7. Геофизика опасных природных воздействий: СНиП 22-01-95. введ. 01.01.1996 постановлением Минстроя России от 27.11.1995 г. № 18-100. — М.: 1996.
8. Глотов Н.М. Основания и фундаменты: учеб. / Н.М. Глотов, А.П. Рыженко, Г.С. Шпиро. 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1987. -286 с.
9. Голубков В.Н. Исследование зоны уплотнения грунта в основаниях опытных штампов / В.Н. Голубков // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1959. - №2.
10. Горев В.В. Математическое моделирование при расчетах и исследованиях строительных конструкций: Учеб.пособие / В.В. Горев, В.В. Филиппов, Н.Ю. Тезиков. М.: Высшая школа, 2002. — 206 с.
11. Горлач С.Н. Экспериментальное изучение формирования осадочной воронки для основания в виде слоя конечной толщины / С.Н. Горлач // Бушвельшконструкцн. Вып. 53. — Киев, 2000. с. 249-253.
12. Горячев О.М. Особенности возведения зданий в стесненных условиях / О.М. Горячев, Л.В. Прыкина М.: Academia, 2003. - 259 с.
13. Грунты. Классификация: ГОСТ 25100-95. Взамен ГОСТ 25100-82; введ. 01.07.1996.- М.:МНТКС, 1995-80 с.
14. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава: ГОСТ 12536-79. — Взамен ГОСТ 12536-67; введ. 01.07.1980 -М.: Издательство стандартов, 1979.
15. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик: ГОСТ 5180-84. Взамен ГОСТ 12248-78, ГОСТ 17245-79, ГОСТ 2390879, ГОСТ 24586-90, ГОСТ 25585-83, ГОСТ 26518-85; введ. 01.01.1997 -М.: Издательство стандартов, 1984.

Гайков Е.А., Zubov A.O., студенты 3-го курса ИГЭС

Научный руководитель -

Мирный А.Ю., канд. техн. наук, доц. кафедры МГГ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

КОМПРЕССИОННОЕ СЖАТИЕ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА В ПЛОСКОМ ЛОТКЕ С ВОЗМОЖНОСТЬЮ МИКРОСЪЕМКИ

Отличительной особенностью грунтовой среды при рассмотрении ее механического поведения является дисперсность строения. Частицы грунта, взаимодействие между ними и формируемые при этом структуры определяют многообразие видов грунта и их механические свойства. По характеру взаимодействия между частицами все дисперсные грунты разделяются на две группы: связные и несвязные. В связных грунтах формируются многочисленные связи между отдельными частицами, имеющие различную природу и определяющие механическое поведение грунта. В несвязных грунтах это явление незначительно, что существенно упрощает их изучение и моделирование.

Поведение несвязных грунтов определяется в первую очередь их гранулометрическим составом. В исследованиях многих отечественных и зарубежных авторов рассматривается влияние гранулометрического состава на максимальную возможную плотность, сжимаемость, прочностные характеристики несвязного грунта. Для абсолютного большинства объектов промышленного и гражданского строительства наибольшее значение имеет сжимаемость грунтов основания, позволяющая определить осадку сооружения.

Традиционно в механике грунтов процесс уплотнения грунта разделяется на три этапа: на первом этапе происходит сокращение расстояния между частицами и увеличивается количество контактов между ними, на втором этапе происходит взаимное смещение частиц и их перераспределение в толще грунта, наконец, на третьем этапе структура стабилизируется и дальнейшее уплотнение происходит за счет деформирования самих частиц [5].

Очевидно, что взаимное смещение частиц возможно при наличии в структуре грунта пор с размерами, соизмеримыми с размером частиц. Наличие и количество таких пор зависит в первую очередь от гранулометрического состава грунта. В случае, если гранулометрический состав грунта достаточно однородный и представлен частицами одного характерного размера, они компоуются таким образом, что поры имеют размер меньше характерного размера частицы. Если же в гранулометрическом составе представлены частицы различных размеров, то между крупными частицами могут формироваться поры достаточного размера, чтобы быть занятыми более мелкими частицами [7].

Для проверки данной гипотезы на базе НОЦ "Геотехника" ФГБОУ ВПО МГСУ был собран плоский грунтовый лоток размером 150x150x40мм из алюминиевого профиля прямоугольного сечения 40x20x2мм. В качестве штампа используется отрезок



Рис. 1. Общий вид плоского лотка с возможностью микросъемки

профиля того же сечения, жесткость которого достаточна для равномерной передачи давления на грунт в лотке. Лоток жестко крепится к основанию нагрузочного устройства. В одной из боковых стенок лотка имеется отверстие малого размера, закрытое стеклом таким образом, чтобы внутренняя поверхность стенки оставалась гладкой.

К грунтовому лотку крепится микроскоп, объектив которого расположен напротив отверстия в стенке. Необходимость наблюдения частиц в отраженном свете потребовала так же установки подсвечивающего устройства. Данная конструкция позволяет наблюдать перемещение частиц при нагружении лотка при увеличении от 40 до 400 крат. Несмотря на то, что используемый микроскоп не позволяет наблю-

дать стереоизображение, размер частиц достаточно мал по сравнению с глубиной резкости используемого объектива, и изображение дает полное представление о положении в наблюдаемом пространстве каждой частицы. Общий вид плоского лотка представлен на рисунке 1.

В связи с тем, что данная установка является демонстрационным прибором и не предназначена для измерений каких-либо величин в ходе испытания, нет необходимости применять высокие требования к собственной жесткости. Испытания проводятся на песке максимально рыхлого сложения при незначительных величинах нормального давления, в связи с чем боковое давление грунта незначительно, и трение о стенки прибора не оказывает влияния на результат испытания.

Испытания проводились на образцах кварцевого песка, разделенного на фракции 0,1-0,25мм, 0,25-0,5мм и 0,5-0,8мм, а также смеси этих фракций в пропорции 1/1/1

[2,4]. Навеска песка засыпалась в лоток для получения минимальной плотности. Исходная плотность перед испытанием определялась в соответствии нормативной документацией и представлена в таблице 1 для каждой используемой фракции.

Таблица 1

Фракция песка, мм	0,1-0,25	0,25-0,5	0,5-0,8	Смесь 1/1/1
Плотность, г/см ³	1,46	1,48	1,55	1,58

Процесс испытания включал в себя поэтапное нагружение грунта в лотке с постоянной видеофиксацией изображения в микроскопе. В дальнейшем скорость записи ускорялась для упрощения анализа результатов. В результате анализа полученных видеофайлов было установлено, что при сжатии однородных гранулометрических составов не происходит перекомпоновки частиц. Даже при максимально рыхлой укладке на этапе начала испытания твердые частицы сразу формируют достаточно устойчивый скелет, в дальнейшем происходит только уплотнение этого скелета. Случаи резкого перемещения отдельных частиц носят несистематический характер.

В качестве иллюстрации приведены фотографии однородного и неоднородного гранулометрического состава в лотке на начальном этапе (см. рисунок 2а,б). Хорошо заметно, что поры в неоднородном гранулометрическом составе значительно крупнее и могут вмещать в себя наиболее мелкие частицы. В однородном грунте размер пор соизмерим с размерами частиц, но не превышает их.



Рис. 2. а) однородный гранулометрический состав,
б) неоднородный гранулометрический состав

В случае неоднородного гранулометрического состава хорошо заметно постоянное взаимное смещение частиц на всех этапах нагружения. Это объясняется тем, что при неоднородном гранулометрическом составе высока вероятность возникновения пор, размер которых больше самых мелких частиц.

Данное наблюдение позволяет по-разному трактовать фазы уплотнения грунта в зависимости от гранулометрического состава: в однородном гранулометрическом составе вторая фаза - фаза сдвигов - практически отсутствует и после уплотнения структуры начинается сжатие самих частиц. Таким образом, несмотря на меньшую начальную плотность, однородные гранулометрические составы могут обладать меньшей сжимаемостью при рыхлой укладке.

Это явление позволяет расширить представления о влиянии гранулометрического состава на механическое поведение грунтов. Дальнейшим развитием проведенного

исследования может быть количественная оценка взаимосвязи между гранулометрическим составом несвязного грунта и фазами его уплотнения. Это позволит описать нелинейность деформирования грунта, как на этапе первичного нагружения, так и на этапе разгрузки и повторного нагружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тер-Мартirosян З.Г.* Механика грунтов. Москва: АСВ, 2003г. 550с.
2. *Чановский Е.Г.* Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. Москва: Недра. 1975 г. 303с.
3. *Мирный А.Ю., Тер-Мартirosян А.З.*, Подбор оптимального гранулометрического состава песчано-гравийных смесей для песчаных подушек и насыпей, Ж. Жилищное строительство, №9 2014г.
4. *Santamarina J.C.* - Soil Behaviour at the Microscale: Particle Forces. Atlanta GA: MIT, 2001.
5. ГОСТ 12248-2010. Грунты. лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Стандартинформ. 2011.
6. ГОСТ 12536-79. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. М.: Стандартинформ. 2011.
7. ГОСТ 22733-2002. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. М.: Стандартинформ. 2013

Гогин А.Г., Жук В., Ледюкова А.А.,

Мажид А.С., Овчинникова Л.В., студенты 3-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Мордвицев К.П., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ЛИТОДИНАМИЧЕСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА СОСТОЯНИЕМ ПЛЯЖА В СОУЛ "ЗОЛОТЫЕ ПЕСКИ"

Второй год подряд Институт Гидротехнического и Энергетического Строительства отправляет своих студентов на практику в СОУЛ «Золотые пески». Работа направлена на изучение изменения береговой линии характерной юго-восточной части Азовского моря.

Детальный анализ литодинамических особенностей подводного склона с целью выявления тенденций изменения береговой линии весьма актуален и имеет как фундаментальное, так и прикладное значение. Сегодня все более значимыми являются вопросы исследования морских донных ландшафтов. Уточнение и определение тенденций изменения береговой линии играют важную роль в организации и реконструкции береговых защитных сооружений, а также в прогнозе изменения уровня моря в ходе глобального изменения климата.

Для ее выполнения нам потребовалось построить топографическую карту СОУЛ «Золотые пески» с обозначением всех корпусов и характерных точек, определить донный ландшафт и построить карту изобат прибрежной части Азовского моря. В предыдущий год у группы студентов стояли те же задачи, за исключением построения карты СОУЛ «Золотые пески». В этом году мы более детально изучили берег с помощью метода прямых угловых засечек и использованием точной географической привязки, а также выявили некоторые тенденции развития ситуации.

Азовское море — одно из самых маленьких и мелководных из всех морей России. Площадь его 38,8 тыс. км². Котловина Азовского моря напоминает блюдце, в центре которого расположены максимальные глубины (14 м); средняя глубина около 8 м. Объем массы воды 320 км³. На гидрологический режим Азовского моря влияют его мелководность, большой материковый сток (Дон, Кубань), составляющий около 13% объема моря, обмен вод с более солеными Черным морем и заливом Сиваш, а также окружающие климатические условия.

Морфологически береговая линия характерной юго-восточной части Азовского моря, где проводились наблюдения, выражена преимущественно открытым песчаным плоским берегом, удобным для купания.

Направление течений (скорости до 0,5 м/с) определяется преобладающими ветрами. Межгодовые колебания уровня моря, определяемые долговременными изменениями составляющих водного баланса, составляют несколько сантиметров. Сезонные изменения уровня в основном зависят от режима речного стока. Они характеризуются повышением уровня в весенне-летние месяцы и понижением осенью и зимой, размах колебаний в среднем 20 см. Преобладающие над морем ветры вызывают значительные стонно-нагонные колебания уровня. Наиболее значительные подъемы уровня отмечались в Таганроге — до 6 м. В других пунктах возможны нагоны 2—4 м (Геничск, Ейск, Мариуполь), в Керченском проливе — порядка 1 м. Высота нагонов на юго-востоке моря достигает 3 метров.

Волнение в мелководном Азовском море имеет некоторые особенности: высота волн достигает максимума — 1,2-1,5 м — при ветре 6—7 баллов и продолжительности его около 6 часов. При большей продолжительности и силе ветра азовские волны начинают разрушаться и, приобретая острую форму, напоминать прибойные волны.

Батиграфическая съемка проводилась с помощью метода засечек, суть которой заключается в создании базисной линии, с концов которой определяются углы направления на один и тот же пикет. Главная проблема батиметрических изысканий — это позиционирование на местности. Именно для этого мы сначала с помощью теодолитного хода сняли весь лагерь, построив на основе измерений топографическую карту. С помощью нее удалось не только привязать базисные точки на местности, но и совместить карты изобат 2013 и 2014 годов.

Имея топографическую карту, очень просто стало привязать на местности базисные точки, с которых топосъемщики определяли угол направления. Сначала на берегу устанавливаются 2 базисные точки, расстояние между которыми 50-60 м. На них устанавливаются теодолиты и привязываются к местности. Студент, находящийся с рейкой в море, идет по линии створа и меряет глубину каждые три шага. Чтобы студент с рейкой не потерял линию створа, используется метод совмещения вешек — на берегу на линии створа устанавливаются 2 вешки. Студент, находясь в море, визуально совмещает 2 вешки, оставаясь, таким образом, на линии створа. Здесь надо отметить, что такие измерения возможны в штиль или при однобалльном шторме. При волнении на море студент с рейкой берет среднее значение между гребнем волны и ее впадиной. Студент доходит с рейкой до той глубины, на которой еще может стоять, так как все измерения проводились без плавсредств. На основании этих измерений строятся промежуточные точки. Точки, имеющие равные глубины, соединяются линиями. Эти линии называют линиями равных глубин. Таким образом была построена карта изобат берега в районе СОУЛ «Золотые пески» по результатам измерений (рис.1).

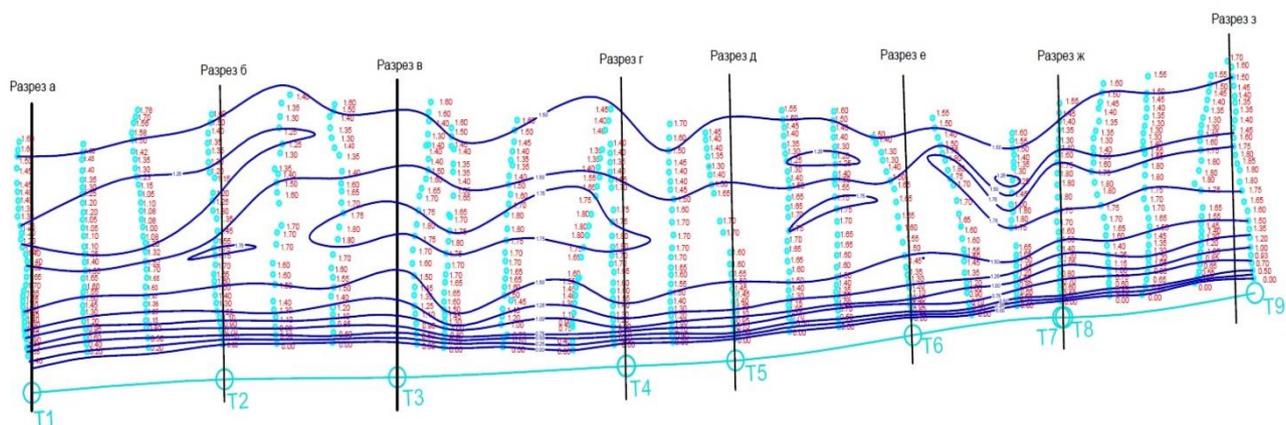


Рис. 1. Карта изобат

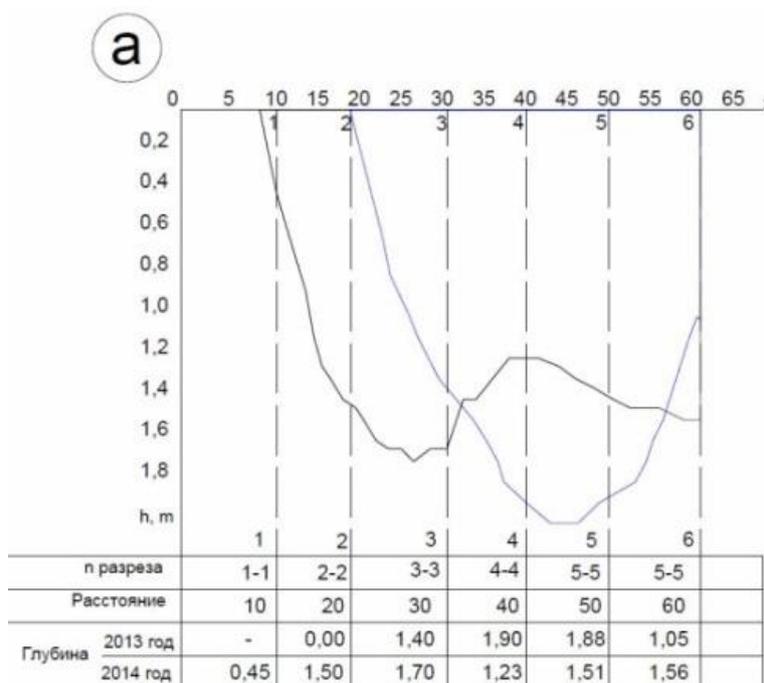


Рис. 2. Разрез по профилю а

Далее по карте изобат были построены разрезы по нескольким профилям. (рис. 2). Согласно построенным картам изобат и сравнению разрезов за два года береговая линия приблизилась к лагерю на 8-12 м. Это свидетельствует о том, что в районе идут процессы интенсивного размыва берега. В районе возникает так называемый низовой размыв. Отсюда можно судить о тенденции стремления донного ландшафта к более пологому рельефу и наступлению моря на берег.

Также, по нашим расчетам, из прибрежной части в море унесло 2114 м^3 песка (таб. 1).

Таким образом, были проведены литодинамические наблюдения, на основе которых можно делать определенные выводы.

Подсчет объема унесенного песка

№ проф.	Расстояние, м	Площадь профиля, м ² 2014г	Полусумма площадей, м ² 2014г	Объем, м ³ 2014г	Площадь профиля, м ² 2013г	Полусумма площадей, м ² 2013г	Объем, м ³ 2013г
1	60	69,51	73,535	4412,1	61,1	68,49	4109,4
2		77,56			75,88		
3	53,79	87,65	82,605	4443,32 295	72,85	74,365	4000,09335
	43,7						
4	34,23	77,33	82,49	3604,81 3	55,24	64,045	2798,7665
5		75,01	76,17	2607,29 91			
		Суммарный объем 2014г, м ³		15067,5 3505	Суммарный объем 2013г, м ³		12953,50235
Разница суммарных объемов (объем унесенного песка), м ³				2114,0327			

В дальнейшем предполагается продолжение наблюдения за исследуемой акваторией с целью подтверждения или опровержения выявленной тенденции. Поскольку на наши измерения влияло определенное количество факторов, зафиксировать которые не представлялось возможным (ветер, сгонно-нагонные явления, меняющееся течение), то делать какие-либо выводы можно только после сбора большего количества данных и составления статистики на основе наблюдений. Для получения полной картины происходящих процессов и их адекватной оценки необходимы наблюдения в течение пяти лет. Таким образом, мы предполагаем продолжение этой практики еще, как минимум, на три года.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рассказов Л.Н., Орехов В.Г., Анискин Н.А., Малаханов В.В., Бестужева А.С., Саинов М.П., Солдатов П.В., Толстиков В.В. Гидротехнические сооружения, часть 1. Изд. Ассоциации строительных вузов, 2008г.
2. Михайлов А.В., Левачев С.Н. Водные пути и порты. Изд. Высшая школа, 1982г.
3. Смирнов Г.Н., Смирнова Т.Г., Правдивец Ю.П. Берегозащитные сооружения. Изд. Ассоциации строительных вузов, 2003г.
4. Мордвинцев К.П., Нгуен Тхи Зьем Чи, Анализ методов расчета высоты наката волн на берегозащитные сооружения откосного типа., Вестник МГСУ, 2013, № 10, с. 234-241
5. Мордвинцев К.П., Нгуен Тхи Зьем Чи, Экспериментальные исследования высоты наката волн на берегозащитные сооружения откосного типа с горизонтальной бермой, Научное обозрение, 2013, № 9, с.264-268
6. Дорохов Д.В., Дорохова Е.В. Литодинамические и геоморфологические особенности террасированного подводного склона самбийского п-ова. Журнал «Вестник Балтийского федерального университета им. И. Канта» №1, 2014г.

7. *Касаткина Н.Е.* Адсорбция радионуклидов цезия на донных отложениях и оценка радиоэкологической ситуации в бассейнах Баренцева и Азовского морей, 2008г.

8. *Поклад Г.Г., Гриднев С.П.* Геодезия: учебное пособие для вузов. Изд. Москва: Академический Проект, 2007г.

9. СНИП 11-02-96 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения, 1996 г.

Евдокимов П.А., студент 5-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Орехов Г.В., канд. техн. наук

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ВОДНО-ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ ОСВОЕНИЯ ТЕРРИТОРИИ НОВОЙ МОСКВЫ

Города с миллионным населением и выше, развиваются очень трудно из-за существующих проблем социального, природоохранного и ресурсного характера, поэтому решение Правительства Москвы и Московской области увеличить территорию столицы в 2,39 раза вызывает необходимость решения практических задач градостроительства с применением инновационных приемов и методов, ибо аналогов в мировой практике до настоящего времени не существует [1; 2; 3; 4].

Одной из сновных проблем является вопрос водоснабжения и водоотведения присоединенных территорий.

В результате длительной эксплуатации подземных вод уровень в водоносных горизонтах на отдельных участках опустился ниже их кровли, с образованием зон безнапорного режима фильтрации. В разных эксплуатируемых водоносных горизонтах депрессионные воронки имеют свои границы, которые в последние годы имеют тенденции к расширению.

Значительна для геоэкологии и экологической безопасности урбанизированных территорий городов Российской Федерации проблема очистки промышленных и хозяйственно-бытовых сточных вод. Согласно данным Минприроды России наиболее сбалансирован данный вопрос в г.Москве, за счет имеющихся мощностей Курьяновской и Люберецкой станций аэрации.

В докладе рассматривается проблема возобновляемых природных ресурсов, к которым следует отнести водные ресурсы. Москва и Московская область (их реки и подземные бассейны) получают воду из смежных областей, прежде всего Тверской, Смоленской, Калужской, Тульской. Сточные воды, использованные в Подмосковье и Москве сбрасываются в реки соседних областей. Поэтому проблему загрязнения рек решить невозможно на данной локальной территории. Ее необходимо решать комплексно на территории Новой Москвы.

Существует два главных источника антропогенных загрязнений вод.

Первый источник - промышленность. Комплексное хозяйственно-бытовое техногенное загрязнение характерно для промышленных центров. С промышленным производством связано истощение и загрязнение поверхностных вод, «перезабор» питьевой воды на технологические нужды, снижение уровня (в результате которого может возникнуть довольно серьезное проседание почвы.)

Второй источник загрязнения вод - многочисленные рекреационные учреждения, садово-огородные участки в водоохранной зоне, неорганизованный отдых по берегам

рек. Особенно остро проблема очистки сточных вод стала заметна в период активной застройки территорий. Крупные коттеджные поселки стали возводить собственные централизованные очистные сооружения. Которые производят сброс осветленной воды в любые близлежащие водные объекты.

В настоящее время такие очистные сооружения были возведены в районе деревни Каменка. Сброс осветленных вод осуществляется в Елизаровское водохранилище. Недостаточность очистки сточных вод стала заметна в 2013 г., когда в водохранилище был замечен мор раков, которые в свою очередь являются природным индикатором качества воды. По нашему мнению это произошло в следствии малого притока природной воды в водохранилище по сравнению с сбросами. Следствием чего явился недостаточный коэффициент разбавления и накопления вредных веществ в водоеме.

Более 58% водообеспечения Москвы приходится на волжскую воду, поступающую из Ивановского водохранилища по системе канала им. Москвы. Около 7% воды Москва получает за счет подземных источников. Высокая доля подземного водоснабжения в отдельных городах связана с отсутствием крупных поверхностных источников вод.

Согласно нашей концепции инновационных методов застройки Новой Москвы, территории, которые удалены от МКАД на 45-55 км, следует превратить в автономные районы, со своими очистными сооружениями, станциями водоподготовки, системами водоснабжения и водоотведения и т.д. Эти районы никак не будут связаны со «старой» Москвой [5]. Кроме того, их следует разделить по назначению, максимально используя имеющиеся природные ресурсы: промышленный, сельскохозяйственный, рекреационный, административный и т.п.

Инженерные сети районов вблизи МКАД следует объединить с централизованными системами водоснабжения и канализации ближайших застроенных районов. Все это возможно осуществить только после тщательного анализа возможных источников водоснабжения территории Новой Москвы.

В настоящее время водоснабжение Московской области практически полностью базируется на использовании подземных вод.

На присоединяемой к Москве территории юго-запада Московской области распространены и используются для водоснабжения в основном три горизонта: подольско-мячковский, каширский и алексинско-протвинский.

Причем 85% водоотбора приходится на подольско-мячковский горизонт, а 70% общей добычи воды осуществляется скважинами небольшой производительности – до 200 м³/сут.

Однако на территории Новой Москвы месторождения нераспределенного фонда отсутствуют. Гидрогеологические условия данной территории не имеют предпосылок для выявления крупных месторождений. Каменноугольные водоносные горизонты перекрыты здесь мощными слабопроницаемыми породами, и соответственно питание подземных вод затруднено. Единственное крупное месторождение на рассматриваемой территории разведано в долине р. Десны.

Это месторождение в настоящее время эксплуатируется для водоснабжения Подольска. Кроме того, существует огромное количество эксплуатируемых скважин без оформленных лицензий. Это в первую очередь скважины для водоснабжения новых коттеджных поселков и отдельных частных домовладений .

Интенсивный водоотбор подземных вод каменноугольных отложений в регионе привел к формированию региональной Московской депрессионной воронки, захватывающей большую часть Московской области.

В результате длительной эксплуатации подземных вод уровень в водоносных горизонтах на отдельных участках опустился ниже их кровли, с образованием зон безнапорного режима фильтрации. В разных эксплуатируемых водоносных горизонтах депрессионные воронки имеют свои границы, которые в последние годы имеют тенденции к расширению. При этом максимальные конфигурация и глубина воронок отмечаются в подольско-мячковском (до 50-80 м) и алексинско-протвинском (до 80-90 м) водоносных горизонтах.

Иными словами, здесь возможно обеспечение подземными водами только небольших и средних поселков, отдельных предприятий и т.п. На территории городов, входящих в Новую Москву, возможности увеличения водоотбора практически отсутствуют. Поэтому возможное увеличение нагрузки на горизонт приведет к значительным понижениям уровней подземных вод.

Предварительная оценка перспектив использования подземных вод на присоединяемой к г. Москва территории требует проведения поисковых и разведочных гидрогеологических работ. Очевидно, что расчеты целесообразно выполнять с учетом планов развития всей территории Новой Москвы и соседних районов, с учетом расположения существующих и проектных объектов водоснабжения и их реальной потребности в воде.

В настоящее время на присоединяемой к г. Москве территории скважины государственной режимной сети отсутствуют. По предварительным оценкам, для мониторинга подземных вод на данной территории необходимо заложить 20–25 кустов наблюдательных скважин по 3–4 скважины в каждом, глубиной от 10 до 200 м. Наблюдательная сеть должна охватывать существующие депрессионные воронки, а также участки с незначительным и проектируемым водоотбором, отражающие естественные или слабонарушенные условия.

Однако ресурсы поверхностных вод достаточны, и по сложившейся практике МГУП «Мосводоканал» может ими обеспечить крупных потребителей Новой Москвы по существующей и дополнительной системе водоводов по принципу синхронизации с инженерными системами «старой» Москвы. Вместе с тем подземные воды алексинско-протвинского водоносного горизонта могут быть использованы для коттеджных поселков и отдельных потребителей при автономном их водо- и теплоснабжении.

Для обеспечения беспроблемного водоснабжения г. Москвы и других городов области в ближайшей перспективе необходим целый ряд мероприятий. Во-первых, необходим переход на водосберегающие технологии в промышленности и коммунальном хозяйстве. Во-вторых, необходимо внедрять более совершенные системы очистки сточных вод промышленных предприятий и коммунально-бытовых стоков.

Большое значение имеет сохранение и поддержание искусственных и естественных водных объектов на застраиваемой территории в надлежащем санитарном состоянии [6]. Как показывает практика, этого можно добиться только путем создания систем искусственной аэрации, например с помощью вихревых аэраторов [7; 8; 9; 10]

Также необходимо более интенсивно внедрять замкнутые циклы водоснабжения, при которых грязная вода после прохождения очистки прямо на предприятии вновь подается в производство.

Предусмотреть создание резервных источников питьевого водоснабжения для гарантированного снабжения населения водой питьевого качества в случае экстремальной экологической ситуации, стихийного бедствия или катастрофы.

В докладе представлены только некоторые экологические проблемы присоединяемых территорий. Остальные проблемы будут приняты рассмотрены в последующих докладах и научных работах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мамин Р.Г. Методы совершенствования механизма охраны окружающей среды // Экономист, 1995. № 2. С. 93-96.
2. Адам А.М. Управление природопользованием на уровне субъекта Федерации. М.: Тиссо, 2002. 143 с.
3. Мамин Р.Г., Щеповских А.И. Природопользование и охрана окружающей среды: федеральные, региональные и муниципальные аспекты. Казань, 1999. 139 с.
4. Пупырев Е.И. Жилищно-коммунальное хозяйство и управление качеством окружающей сред // В сб.: Проблемы управления качеством окружающей среды. М.: Прима-Пресс, 1997. С. 16-17.
5. Мамин Р.Г., Орехов Г.В., Байрашева А.А. Урбанизация и экологическая безопасность территории Новой Москвы. М.: АСВ, 2015. 112 с.
6. Боровков В.С., Волишаник В.В., Орехов Г.В. Опыт классификации городских водных объектов по генетическим и инженерно-экологическим признакам // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2004. № 4. С. 62-63.
7. Волишаник В.В., Зуйков А.Л., Орехов Г.В., Свитайло В.Д., Скаткин М.Г. Использование вихревых азраторов для интенсификации процессов очистки природных вод // Инженерная защита окружающей среды: Очистка вод. Утилизация отходов. Под общей редакцией Бирмана Ю.А., Вурдовой Н.Г. М.: АСВ, 2002. С. 97-106.
8. Богданов В.М., Боровков В.С., Волишаник В.В. Очистка Большого пруда Московского зоопарка системой замкнутого водооборота и струйно-вихревой аэрации // Чистый город. 2000. № 1. С. 42-48.
9. Волишаник В.В., Зуйков А.Л., Орехов Г.В. Гидравлический расчет проточной части контрвихревых азраторов // Водоснабжение и санитарная техника. 2009. № 12. С. 50-56.
10. Волишаник В.В., Орехов Г.В., Зуйков А.Л., Карелин В.Я. Инженерная гидравлика закрученных потоков жидкости // Гидротехническое строительство. 2000. № 11. С. 23-26.

Елманова Е.Л., аспирантка ИГЭС

Научный руководитель –

Чернышев С.Н., д-р геол.-минерал. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ МЕЧЕТИ ОМЕЙЯДОВ ПО СОВРЕМЕННЫМ ТРЕБОВАНИЯМ

Целью данной работы является показать полную зависимость архитектурного стиля от геоэкологических факторов, даже в деталях, показать эффективность национальных приемов защиты зданий от неблагоприятных природных воздействий. Рассмотрим один из таких факторов влияния окружающей среды на архитектуру здания – сейсмичность территории, на примере сирийской мечети Омейядовт, 708 г. постройки, памятника архитектуры в Дамаске.

Мечеть Омейядов в Дамаске одна из крупнейших мечетей Ближнего Востока, первая купольная. Пострадала от землетрясений в 846, 1157, 1200, 1302 и 1759 гг. В 1759 г. была руинирована. Землетрясение в Дамаске в 1759 году было с магнитудой 7,4 [1]. Вероятно, интенсивность такого землетрясения была 9-10 баллов. Она на скальном основании, потому прием разрушившее ее воздействие 8,5 балла.

Сейсмичность рассматриваемого региона считается повышенной. Такая тектоническая активность связана с тем, что здесь проходят две крупнейшие зоны разломов – Северо-Анатолийско-Загросского (Турция, Сирия, Иран) и Левантского (Израиль, Ливан, Сирия, Турция). На их пересечении и располагается Сирия. Самые сильные землетрясения отмечены в районе городов Дамаск и Халяб. Эта территория Сирии отмечается как зона сильных землетрясений, более 8 баллов.

Для определения сейсмостойкости мечети Омейядов нами использовался СП 14.13330.2014, европейский свод правил Строительство в сейсмических районах (Seismic Building Design Code), Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. На основании произведенных расчетов составлена таблица 1.

Таблица 1

Конструктивные особенности памятника архитектуры мечеть Омейядов в сравнении с требованиями СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» (СНиП II-7-81*) [2].

№	Сравниваемая характеристика	Требования СНиП II-7-81*			Характеристика конструкции на памятнике архитектуры мечеть Омейядов (VIII в.) в Дамаске	Баллы, для которых обеспечена устойчивость	
		7 баллов	8 баллов	9 баллов			
1	Высота здания, м	20	17	14	13, 19 м	8.6; 7.3	
2	Шаг колонн	18	15	12	13	8.6	
3	Элементы стены	Простенки, м	0,64	0,9	1,16	1,1	8.8
		Проемы, м	3,5	3	2,5	3,5	-
		Отношение простенки/проемы	0,33	0,5	0,75	0,3	6.8
						Среднее 8.02	

Средний расчетный балл сейсмичности территории, на который обеспечена устойчивость мечети составляет 8.

Капитальные сооружения проектируются с расчетом на землетрясения с редкой повторяемостью. Зодчие не ошиблись. За тысячелетнюю историю здание не однажды пережило землетрясение. Простояв 1000 лет оно разрушилось только после деструкции некоторых строительных материалов[3] и при землетрясении, которое превысило расчетное на 0,5-1 балл. Этот факт указывает, что оно было рассчитано на сильные землетрясения, которые характерны для данного района.

Большая мечеть Омейядов в Дамаске имеет симметричный план прямоугольной формы. Несущие стены мечети выполнены в доломитовой кладке, покрытие мечети –

двускатная деревянная кровля. Основание – скальные грунты. Зодчие использовали греческие колонны. Местных материалов не хватало, привозили издалека. Деревянное перекрытие пролетом около 13 м возводили из привезенной древесины. Во дворе здания колонны перемежаются с каменными столбами. Шаг столбов также составляет около 13 м. Высота несущих продольных стен по периметру здания – 13 м, толщина стен 1,3 м [4]. Аркады с редким шагом тонких колонн (4,5 м) несут облегченную двойными арочными проемами (шириной 3,5 м, высотой 2,6 м) верхнюю часть. В продольных стенах большого зала верхняя часть также облегчена арочными проемами (простыми).

Таблица 2

Конструктивные особенности памятника архитектуры мечеть Омейядов в сравнении с требованиями EN 1998-1 [5].

№	Сравниваемая характеристика	Требования EN 1998-1	Характеристика конструкции на памятнике архитектуры мечеть Омейядов (VIII в.) в Дамаске
1	Толщина несущей стены	350 мм	1300 мм
2	Отношений высоты несущей стены к ее толщине	9	10
3	Отношение ширины простенка к высоте соседнего проема	0,5	0,4

Итак, конструкции и формы мечети Омейядов соответствуют требованиям норм сейсмостойкости. Можно утверждать, что ее устойчивость обеспечена на 8 баллов. Конструкции и формы лимитированные требованиями сейсмостойкости в последствии они многократно воспроизводились в других сооружениях, определяя тем стиль мусульманской архитектуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Hussam Eldein Zaineh, Hiroaki Yamanaka & Yadab Prasad Dhakal, Japan, Rawaa Dakkak, Syria, Mohamad Daoud, Syria. Simulation of Near Fault Ground Motion of the Earthquake of November 1759 with magnitude of 7.4 along Serghaya Fault, Damascus City, Syria/ 15 WCEE LISBOA – 2012;*
2. СП 14.13330.2014 Свод правил строительство в сейсмических районах, Seismic Building Design Code, Актуализированная редакция СНиП II-7-81*, Дата введения 2011-05-20.
3. *Черкасова Л.И., Алексеев Г.В., Медведев Е.А. Особенности деструкции фундаментов и надфундаментных конструкций исторических Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 164-169.*
4. *Халед Х. А. Обеспечение сейсмостойкости архитектурных памятников арабского зодчества на территории Сирии: Дис. канд. техн. наук - СПб, 2003 - 159 с;*
5. СН РК EN, 1998-1:2004/2012, Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий.

Зверев А.О., аспирант 1-го года ИГЭС

Научный руководитель –

Саинов М.П., канд. техн. наук, доц.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РАБОТОСПОСОБНОСТЬ ЗИГЗАГООБРАЗНОЙ ПОЛИМЕРНОЙ ДИАФРАГМЫ ВЫСОКОЙ ГРУНТОВОЙ ПЕРЕМЫЧКИ

Противофильтрационные элементы из полимерных материалов применяются в грунтовых плотинах уже более 50 лет. Но особенно интенсивно эти противофильтрационные элементы стали применяться относительно недавно, с появлением геомембран. Геомембраны – это толстые (2–6 мм) пленки из полиэтилена или поливинилхлорида. Преимуществом геомембран является высокая технологичность их применения, полная водонепроницаемость и высокая эластичность. Геомембраны уже служат противофильтрационными элементами на ряде высоких плотин. Полимерный экран выполнен на взрывонабросной плотине Камбаратинской ГЭС-2 в Киргизии, а полимерная диафрагма – в перемычке плотины Gibe III в Эфиопии. В первом случае геомембрана воспринимает напор 20 м, во втором – 44 м. Есть проекты применения геомембраны в качестве противофильтрационного элемента перемычки сверхвысокой Рогунской ГЭС.

Исследования проводились для реального сооружения, перемычки плотины Gibe III. Эта перемычка имеет высоту 46 м. Она выполнена из горной массы. Пленочная диафрагма имеет зиг-загообразную форму. Это связано с особенностями возведения перемычки. Верховая и низовая призмы возводятся поочередно, “елочкой”. Шаг “елочки” по высоте составляет 6 м. По окончании возведения очередного слоя рулон полимерной пленки вкатывается на него. При этом выполняется горизонтальный участок диафрагмы, анкер, шириной около 2 м.

Материалом диафрагмы выбран пластифицированный поливинилхлорид (ПВХ). С обеих сторон от пленки укладывается слой геотекстиля и отсыпается слой песчаного грунта толщиной 50 см для защиты геомембраны от проколов. Толщина самой геомембраны составляет 3,5 мм. У основания диафрагма заделана в зуб, выполненный из глинистого грунта.

Конструкция плотины была разбита на 488 конечных элементов сплошной среды, 113 контактных элементов и 36 стержневых. Стержневые элементы использовались для моделирования пленки. В конечных элементах использовалась кубическая аппроксимация перемещений. Общее количество степеней свободы составило 5208.

При расчетах учитывалась последовательность возведения перемычки и заполнения верхнего бьефа. Было рассмотрено 54 расчетных этапа.

Расчеты велись для двух расчетных случаев. В одном из расчетов (вариант 2) учитывались возможные просадки каменной наброски при замачивании, а в другом (вариант 1) – не учитывались.

Проведен анализ напряженно-деформированного состояния плотины с диафрагмой из геомембраны. Результаты расчетов НДС плотины представлены для момента времени, когда верхний бьеф заполнен до отн. 718 м.

Максимальные осадки пленочной диафрагмы вместе с окружающим грунтом составили 12,6 см в варианте 1 и 25,4 см в варианте 2. Такое различие связано именно с просадками верховой призмы. В верховой призме максимальное значение осадок в

варианте 2 составляет более 20 см, что значительно больше, чем в варианте 1 (5,7 см). Величина просадки камня составляет 56% от высоты перемычки.

Наличие просадок верховой призмы сильно повлияло и на горизонтальные смещения перемычки. В варианте 1 практически во всей перемычке смещения направлены в сторону нижнего бьефа за счет гидростатического давления на диафрагму. Максимальные по величине смещения наблюдаются именно в створе диафрагмы. В этом варианте смещения гребня достигают 13,2 см.

В варианте 2 часть профиля перемычки имеет смещения в сторону нижнего бьефа, а часть – в сторону верхнего. В нижний бьеф смещается практически вся низовая призма, а верхний – большая часть верховой призмы. В створе диафрагмы смещения направлены в сторону нижнего бьефа за исключением пригребневой зоны. Максимальное смещение диафрагмы в сторону нижнего бьефа составляет 8,1 см, а в сторону верхнего бьефа – 8,5 см.

Однако неравномерное по высоте распределение осадок и смещений диафрагмы не привело к существенному ухудшению напряженного состояния геомембраны. В варианте 1 Зоны растягивающих напряжений возникли только в узлах крепления к верховым анкерам, заделки в зуб и гребень. В варианте 2 растягивающие напряжения дополнительно были получены в двух верхних полотнищах диафрагмы. Это полотнища наклоненные в сторону верхнего бьефа.

В варианте 1 наибольшие растягивающие напряжения возникли в самом нижнем полотнище геомембраны, они составили 2,4 МПа. В варианте 2 наоборот растяжение достигло максимума в верхней части диафрагмы. Они составили 2,9 МПа. В обоих случаях полученные значения растягивающих напряжений заметно меньше прочности геомембраны на растяжение, достигающей 28-30 МПа.

Таким образом, полимерная диафрагма показала себя как вполне надежный элемент конструкции.

Тем не менее, исследования выявили и “слабое” место зигзагообразной полимерной диафрагмы. В обоих вариантах в верховых (заложенных в верховой упорной призме) анкерах возникли растягивающие напряжения, которые вызваны смещениями диафрагмы в сторону нижнего бьефа. В низовых же анкерах растягивающих напряжений не получено. Самое неблагоприятное напряженное состояние получил самый нижний верховой анкер. В обоих вариантах максимальное значение этих напряжений превысили 30 МПа и прочность ПВХ (или полиэтилена) на растяжение.

Разрыв анкера опасен тем, что он может вызвать повреждение и основного полотнища диафрагмы. Целесообразно отказаться от применения верховых анкеров. В этом случае профиль диафрагмы не изменится, но она должна будет возводиться из более длинных полотнищ (длиной 17 м).

Выводы

1. Диафрагма из геомембраны, уложенная зигзагообразно, в теле грунтовой перемычки высотой 46 м, является надежным противифльтрационным элементом. Т.к. окружающий ее грунт садится под собственным весом, и в большей части геомембраны не наблюдается растягивающих напряжений. Зигзагообразный профиль диафрагмы позволяет добиться отсутствия растягивающих напряжений при их горизонтальных смещениях перемычки в сторону нижнего бьефа.

2. Анкеровка зигзагообразной диафрагмы горизонтальными полотнищами в тело верховой упорной призмы является нежелательной. Смещения грунта под действием

гидростатического давления могут вызвать в анкерных полотнищах значительные растягивающие усилия, по величине сопоставимые или превышающие прочность полимера на растяжение.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Саинов М.П., Хохлов С.В. Анализ работы полимерного экрана высокой грунтовой перемычки на основе расчетов напряженно-деформированного состояния // Вестник МГСУ, 2013, №8, с.78-88.
2. Рассказов Л.Н. Условие прочности грунтов. Труды ин-та ВОДГЕО, вып.44,1974, с.53-59.
3. Рассказов Л.Н. Схема возведения и напряженно-деформированное состояние грунтовой плотины с центральным ядром. "Энергетическое строительство", № 2,1977
4. Рассказов Л.Н., Солдатов П.В., Хуньба Ки Тхуат Пространственное напряженно-деформированное состояние грунтовой плотины с учетом ползучести грунта тела плотины в сб. Современные проблемы гидротехники, МИСИ - М., 1991
5. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 9(4) (2013), pp. 208-225.
6. Рассказов Л.Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство, 1997, № 7, с.31-36.
7. Саинов М.П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин (Электронный ресурс) // Строительство: наука и образование. 2014.

Иртуганова В.Р., Сафронова К.В., студентки 4-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Чунюк Д.Ю., канд. техн. наук, доц. кафедры МГТ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ВЛИЯНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО БАРЬЕРА, УСТРОЕННОГО МЕТОДОМ КОМПЕНСАЦИОННОГО НАГНЕТЕНИЯ НА ДЕФОРМАЦИЮ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ЗДАНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТУННЕЛЯ

С 2011 по 2020 год в столице планируется построить более 160 км линий метро и 78 новых станций, 14 из них уже открыты. В связи с чем возникает вопрос каким образом обезопасить существующие здания от возникающих нагрузок при проходке туннелей и прочих подземных работ.

Существует множество защитных мероприятий, целью которых является снижение негативного влияния строительства на существующую застройку. Одним из них является устройство геотехнического барьера.

Геотехнический барьер создается с целью предотвращения изменения напряженно-деформированного состояния грунтов основания зданий и сооружений при строительстве рядом с ними подземных сооружений в стесненных городских условиях.

В данном случае рассматриваем геотехнический барьер методом компенсационного нагнетания. Рассматриваемый способ устройства геотехнического барьера защищен патентом РФ № 2245428 (патентодержатель - НИИОСП) и Законом РФ № 5351-1 от 9 июля 1993 г. «Об авторском праве».

Для его устройства между зданием и строящимся подземным сооружением устанавливается система инъекторов, через которые под давлением нагнетается цементный раствор. Инъекция производится многократно, по манжетной технологии, методом компенсационного нагнетания.

Чтобы определить каким образом геотехнический барьер влияет на деформации, происходящие в грунтах при данных условиях строительства, мы рассматриваем следующие задачи:

1. Влияние строящегося тоннеля на существующее здание без геотехнического барьера;
2. Снижение деформаций существующего здания от строящегося тоннеля с помощью:
 - а) вертикального геотехнического барьера;
 - б) наклонного геотехнического барьера.

За геологическую основу мы принимаем дисперсные грунты. Подошва фундамента существующего здания располагаться на песчаном грунте (песок средней прочности). Собственная нагрузка здания, приложенная к фундаменту 200кН/м. Строительство щитового туннеля, осуществляется в грунте средней прочности (супесь). Расстояние от здания до центра туннеля 10м. Туннель имеет диаметр 6м и глубину заложения 7м.

Для снижения деформации существующего фундамента было необходимо проведение комплексного численного моделирования. Дополнительные деформации нельзя предотвратить без надлежащего контроля за процессами. В данном случае расчета осадок был сделан методом конечных элементов с использованием программы Plaxis 8.2. Данная программа ориентирована на решение сложных геотехнических задач, возникающих на этапах строительства, эксплуатации и реконструкции сооружения.

В нашем случае решается задача плоской деформации в упругопластичной постановке. Для ее решения мы воспользовались моделью упрочняющегося грунта (Hardening soil model). Использование упрочняющихся моделей позволяет учитывать изменение модуля общей деформации грунтов основания по глубине, более правильно описывать процессы нагружения и разгрузки грунтов по сравнению с моделью Мора-Кулона (Mohr-Coulomb).

При использовании модели Кулона-Мора инженер-геотехник может использовать традиционные параметры, содержащиеся практически в любом отчете по данным инженерно-геологических изысканий (модуль общей деформации грунта, удельное сцепление, угол внутреннего трения и коэффициент Пуассона). Основными недостатками указанной модели являются допущение о равенстве модуля общей деформации на стадии нагрузки и разгрузки. Указанный недостаток может быть исправлен путем корректировки модели с попыткой описать процесс разгрузки или использовать более сложные модели.

Рассматриваемая модель (Hardening Soil Model) точно описывает поведение грунта при экскавации грунта, при устройстве подпорных стен и проходке туннелей, сопровождающейся уменьшением среднего эффективного напряжения и одновременно мобилизацией сопротивления пород сдвигу. Ограничение модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, непригодность для моделирования динамических процессов.

При проектировании геотехнического барьера необходимо учитывать зону распространения волн напряженно-деформированного состояния грунта. Она позволяет

подобрать геометрическую характеристику барьеру. Длину выбираем из условия перекрытия зоны изменения напряженно-деформированного состояния грунта. В нашем случае длина зависит также от диаметра и глубины заложения туннеля.

Изначально вертикальная деформация существующего основания фундамента от строительства туннеля была 2,3см. В нашем случае предельной допустимой деформацией является не более 2см.

После установки вертикального геотехнического барьера деформации от туннеля, действующие на существующее здание понизились до допустимого значения. Далее мы начали наблюдать за поведением грунта при установке наклонного геотехнического барьера, постепенно наклоняя его на 15 градусов относительно существующего здания. Деформации основания фундамента заметно увеличились.

Из этого мы делаем вывод, что вертикальный геотехнический барьер снижает деформации от строительства туннеля до предельно допустимых значений, установленных в СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений». Установка наклонного геотехнического барьера больше подходит для ситуации, где невозможен вертикальный геотехнический барьер или расстояние между объектами менее 10м.

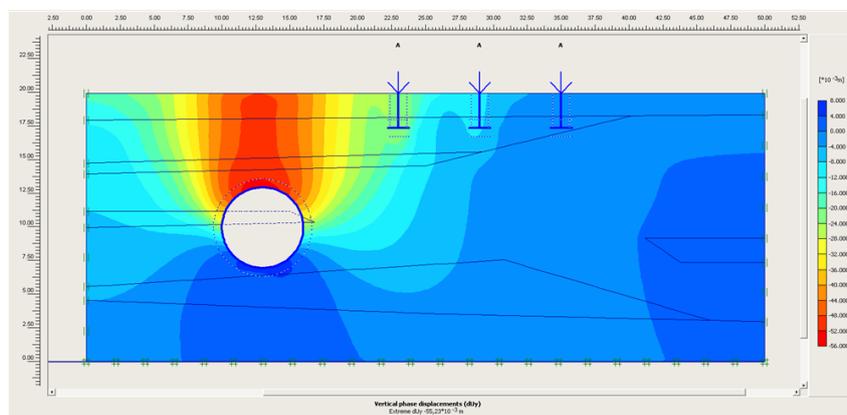


Рис. 1. Зона НДС грунта без геотехнического барьера

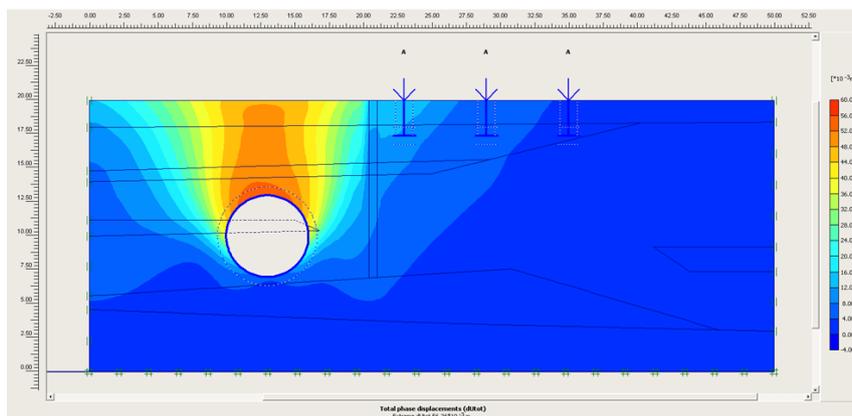


Рис. 2. Зона НДС грунта с вертикальным геотехническим барьером

Работа выполнена при поддержке Министерства образования и науки РФ (грант Президента РФ №14.Z57.14.6545-НШ)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО 36554501-007-2006 Проектирование и устройство вертикального или наклонного геотехнического барьера методом компенсационного нагнетания
2. СП 20.13330.2011 Основания зданий и сооружений
3. Ильичев В.А., Знаменский В.В., Морозов Е.Б. Опыт устройства котлованов при возведении зданий и сооружений в стесненных условиях города Москвы. Вестник МГСУ. 2010 №4-2. С. 222 – 230.
4. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Конечно-элементное моделирование задач геомеханики и геофизики. Вестник МГСУ. 2012. №2. С. 52-65.
5. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В. Численное моделирование задач геомеханики в условиях плотной городской застройки. Промышленное и гражданское строительство. 2013. №10. С. 51-53.
6. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Генерация нерегулярных гексаэдральных сеток. Вестник МГСУ. 2012. №4. С. 78-87.
7. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Численные расчеты в геомеханике применительно к линейным сооружениям. Вестник МГСУ. 2012. №3. С. 35-42.
8. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Численное моделирование строительства зданий с фундаментами глубокого заложения в условиях плотной городской застройки. Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №2. С. 170-179.

Козлов К.Д., аспирант

Научный руководитель –

Ханов Н.В., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева, Институт природообустройства имени А.Н. Костякова

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОТИВОЭРОЗИОННОГО ПОКРЫТИЯ – ГЕОМАТА МАРКИ ЭНКАМАТ А20

Геомат, заполненный щебнем с битумным вяжущим материалом, применяется для укрепления: откосов насыпей; берегов; кюветов и лотков открытых систем дренажа; водоотводных лотков и каналов. Задачей исследований было определение: кинематических характеристик потока воды; гидравлических сопротивлений материала исследования; предельных средних скоростей, при которых нарушается устойчивость крепления материала геомата; распределения гидродинамического давления по поверхности материала крепления; фильтрационных характеристик противоэрозионного материала.

Актуальность проведенных исследований фрагмента канала с покрытием из геокомпозитного материала - геомат Энкамат А20 состояла в получении недостающих данных для гидравлического расчета водопропускных сооружений с подобной противоэрозионной защитой и диапазона их устойчивой безопасной работы.

Исследования проводились в лотке с переменным уклоном длиной 8 м, шириной 0,78м, высотой 0,38м. Максимальный уклон дна лотка, который можно было установить, составлял $i_{\text{макс}}=0.053$. Этот уклон позволял получить в лабораторных условиях среднюю скорость потока, достигающую $V_{\text{макс}}=2,6$ м/с. Изучение коэффициента шероховатости n выполнялось на контрольном участке, стенки и дно которого покрыва-

лись геоматом марки Энкамат А20. Длина этого участка с исследуемым материалом составила 4,3 м. Перед рабочим участком и после него на длине соответственно 1,9 м и 1,2 м по периметру сечения уложена армирующая сетка геомата без щебня с целью приближения параметры потока к бытовым условиям при вступлении потока на материал и после него.

Для определения коэффициента Кориолиса α изучалась кинематика потока по всему поперечному сечению при четырех расходах – $Q = 84; 130; 174; 206$ л/с. С этой целью по длине контрольного участка были выполнены замеры скоростей трубкой Пито диаметром 3 мм. Трубка Пито позволяла получить полную энергию потока в каждой точке замера скоростей. Измерение кинематических характеристик потока было выполнено в 5-и мерных створах по длине контрольного участка: на его границах и в 3-х промежуточных сечениях. В каждом сечении измерения скоростей выполнялись на 11-и вертикалях, расположенных на расстояниях $y=20, 90, 160, 230, 300, 370, 440, 510, 580, 650,$ и 710 мм от правой стенки лотка. На каждой вертикали измерения скоростей выполнялись в 6-и точках по высоте.

Получено распределение средних глубин потока, осредненных местных и средних скоростей, удельных расходов, коэффициента Кориолиса α , удельной энергии потока e_q в точках замера скоростей потока и по ширине и по длине лотка.

Коэффициенты шероховатости определены с использованием зависимостей Гангилье-Куттера, Маннинга и Н.Н. Павловского. Исследования показали, что для гидравлических расчетов каналов с покрытием из Энкамата А20 можно рекомендовать значение $n=0.0168$, полученное при использовании формулы Маннинга впредь до накопления более обширных экспериментальных и натуральных данных.

Укладка Энкамата А20 в натуральных условиях выполняется с формированием стыков "внахлест" по течению потока. Исследования по определению влияния стыка на гидравлические потери по длине канала проводились в прямоугольном лотке со стыком, выполненным "внахлест" по всему периметру поперечного сечения. Ось стыка располагалась на расстоянии 430 см от начала лотка. Для определения влияния стыка на гидравлические потери по длине канала были проведены измерения кинематических характеристик потока в створах на расстоянии $x_1=330$ см и $x_2=625$ см при расходе $Q=174$ л/с. Шов образует местный порог с достаточно плавным входом и уступом на выходе. Такая конструкция предполагает формирование подпора поверхности потока на подходном участке и спад поверхности непосредственно на стыке и за ним. По результатам исследований установлено, что для расчета каналов с рассматриваемым покрытием можно применять значение коэффициента шероховатости $n=0.0176$.

Одной из основных практических задач, возникающих при строительстве каналов с покрытием Энкамата А20 является вопрос его устойчивости при гидродинамическом воздействии на него потока. Опасность заключается в том, что при проникновении под ковер скоростного напора потока через стыки возможен отрыв ковра и резкое увеличение лобового сопротивления, под действием которого ковер будет сворачиваться в рулон и уноситься потоком вниз по течению. При измерении скоростей потока этому вопросу было уделено особое внимание. Для получения значения донной скорости трубка Пито устанавливалась на дно. Можно считать, что донная скорость потока $V=1$ м/с является критической для свободнолежащего ковра Энкамат 20.

Исследования по влиянию стыков на устойчивость покрытия проводились в прямоугольном лотке для различной конструкции стыков. По результатам этой серии экспериментов можно сделать вывод, что даже при свободной укладке материала с

соединением внахлест по течению, без точечных креплений, не было зафиксировано никаких нарушений устойчивости при средних скоростях потока вплоть до 2.5 м/с. По технологическим условиям, ковер Энкамат А20 крепится к грунту стальными скобами, что безусловно предопределяет его устойчивость против его сдвига силами влечения воды.

В канале, откосы которого защищены ковром геомата Энкамат А20, при движении воды неизбежно будут возникать волны на свободной поверхности потока. Причиной возникновения этих волн является наличие стыков ковра, неровностей на поверхности ковра, потоки на откосах канала, формирующиеся во время дождя, ветровые волны. Как правило, эти волны имеют синусоидальную форму, что приводит к колебаниям поверхности воды на откосах. При прохождении гребня волны будет происходить накат волны на откос, а при прохождении впадины волны скат воды с поверхности откоса. При скате волны ковер геомата Энкамат А20, уложенный на откосе канала, неизбежно будет испытывать противодействие фильтрационного потока. Для определения фильтрационной характеристики были проведены специальные исследования. При скате воды с откоса при прохождении впадины волны фильтрация через геомат Энкамат А20 будет иметь два режима: безнапорную фильтрацию на участках, расположенных выше поверхности воды, и напорную, на участках, расположенных ниже поверхности воды. Поэтому фильтрация через ковер геомата Энкамат А20 изучалась для безнапорного и напорного режимов движения воды. Установлено, что фильтрация через ковер геомата Энкамат А20 не соответствует ни ламинарному, ни турбулентному режиму фильтрации. Коэффициент фильтрации, полученный по данным эксперимента для свободной фильтрации, принимает постоянное значение, равное $k=1.316$ см/с.

Основной целью гидродинамических исследований является оценка влияния пульсаций давления потока на устойчивость защитного покрытия канала Энкамат А20. Исследования гидродинамического давления для получения сопоставимых результатов выполнялись в одном створе на дне и откосе канала с заложением $m=1$, на расстоянии 160 см от начала рабочего участка. Для измерения пульсации гидродинамического давления датчики установлены в двух местах, причем в каждом месте по два датчика. Один заподлицо поверхности материала геомата, другой – под материалом, заподлицо твердой поверхности, на которую уложен материал. “Первый тандем” расположен на откосе, на расстоянии 9 см от дна; “второй тандем” – в дне на расстоянии 10 см от края откоса. Расположение датчиков в одном месте над материалом и под ним позволит получить полную картину распределения гидродинамического давления по толщине материала, определить как осредненные так и мгновенные значения давления на границах материала. Это необходимо для выяснения главных направлений гидронагрузок и оценки устойчивости покрытия геомата на откосе и на дне канала.

Установлено, что: относительная величина дополнительного «пригрузочного» гидродинамического давления над защитным покрытием канала, как на откосе, так и на дне канала находится в пределах 8%-14%; частотный диапазон существования осредненных амплитуд гидродинамического давления неоднороден и изменяется от 120 Гц до 800 Гц; разница давлений над и под защитным покрытием является дополнительным фактором устойчивости покрытия.

Изложены результаты лабораторных гидравлических исследований покрытия из геокомпозитного материала – геомата марки Энкамат А2. Получено распределение средних глубин потока, осредненных местных и средних скоростей, удельных расходов, коэффициента Кориолиса, удельной энергии потока в точках замера скоростей потока по ширине и по длине лотка. Определены коэффициенты шероховатости в гладком русле и при укладке материала “внахлест”, изучена фильтрационная характеристика геомата и его устойчивость гидродинамическому воздействию потока, установлена относительная величина дополнительного «пригрузочного» гидродинамического давления над защитным покрытием.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Павловский Н.Н. Гидравлический справочник / Н.Н. Павловский. Главная редакция энергетической литературы, М.-Л. 1937. - 886 с.
2. Чоу В.Г. Гидравлика открытых каналов /Пер. с англ. / М., Стройиздат, 1969, - 464с.
3. Справочник по гидравлическим расчетам под редакцией Киселева П.Г. ”Энергия”, М. 1972, - 312 с.
4. Гутер Р.С. и Овчинский Б.В. Элементы численного анализа и математической обработка результатов опытов / Р.С. Гутер, Б.В. Овчинский М., 1962, - 380 с.
5. Чертоусов М.Д. Гидравлика / М.Д. Чертоусов. Специальный курс. Госэнергоиздат: М.-Л., 1962. - 630 с.
6. Вентцель А.Д. Курс теории случайных процессов / А.Д. Вентцель. М.: Наука, 1975.
7. Дьяков В.П. Mathcad 11/12/13 в математике В.П. Дьяков. Справочник.- М.: Горячая линия – Телеком, 2007. - 958 с.
8. Оппенгейм А., Шафер Р. Цифровая обработка сигналов / А. Оппенгейм, Р. Шафер. - М.: Связь, 1979. – 416 с.
9. Отнес Р., Эноксон Л. Прикладной анализ временных рядов / Р. Отнес, Л. Эноксон - М.: Мир, 1982. – 428 с.

Кудряшов В.Е., студент 2-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Чернышев С.Н., д-р геол.-минерал. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ПОГРЕШНОСТЬ ИНТЕРПОЛЯЦИИ ПРИ ПОСТРОЕНИИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ГРАНИЦ НА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОМ РАЗРЕЗЕ ПО ТРАССЕ ТЕПЛОСЕТИ В КВАРТАЛЕ 38А ЮЗАО г. МОСКВЫ

Инженерно-геологические разрезы имеют большое значение для проектирования зданий и сооружений, поэтому важна точность их построения. Геологические границы на разрезе строятся методом интерполяции между скважинами, причем геологи строят их извилистыми линиями на основе знаний и опыта. Но неизбежно допускаются погрешности, поскольку границы между скважинами строятся на основе предположений и недостаточной информации[1]. Нашей задачей является измерение этой погрешности. Величина погрешности зависит от природы геологической границы, от того какая это граница литологическая или стратиграфического несогласия. Поэтому погрешность нужно рассчитывать отдельно для каждого генетического типа границы.

Нами были взяты инженерно-геологические разрезы, на которых скважины находятся на расстоянии близком к 50 метрам. В исследовании использованы 4 разреза, которые были построены для проектирования трассы теплосети в квартале 38А ЮЗАО г. Москвы. На них показаны дисперсные грунты, образованные в четвертичном периоде. Присутствуют три границы размыва: между отложениями культурного слоя ($K-Q_4$) и покровным слоем ($P-Q_{3-4}$), между покровным слоем ($P-Q_{3-4}$) и флювио-лимногляциальными отложениями днепровско-московского межледниковья ($f,lg-Q_2^{dm}$), между флювио-лимногляциальных отложений днепровско-московского межледниковья ($f,lg-Q_2^{dm}$) и днепровской мореной ($g-Q_2^{dm}$). Литологические границы проходят внутри днепровской морены между глиной и суглинком.

Чтобы определить частные значения погрешности, мы рассматривали группы из трех соседних скважин. В них мысленно удаляли среднюю скважину и строили разрез по данным 2-х оставшихся. Таким образом, у нас образовались новые границы слоев на геологическом разрезе, которые отличались от старых. Эти границы были построены по скважинам расположенным через 100 м. Для подсчета ошибки мы измеряли расстояние между новой границей и ранее фактически установленной по скважине условно изъятой для построения новых границ. Эти данные и формулы статистики позволили нам рассчитать среднюю величину погрешности (оценку математического ожидания) дисперсию и среднее квадратичное отклонение величины погрешности. Результаты расчетов сведены в таблицу 1. При расчетах мы не учитывали, в какую сторону граница может отклониться, так как это невозможно предсказать. Делается предположение, что она в равной вероятности отклоняется вверх и вниз в пределах вычисленных погрешностей.

Как видно из таблицы наибольшие погрешности возникают при построении границ в толще морены и по ее поверхности. Это вяжется с геологическим представлением о морене, как крайне неоднородном теле. На рис.1 для примера показана область, в которой проводится геологическая граница между ИГЭ-1 и ИГЭ-2 при отсутствии средней скважины. Жирной чертой и штриховкой показано истинное положение границы. Плотной заливкой выделена зона, в которой в среднем геологами проводится эта граница при наличии только двух крайних скважин. Неплотной заливкой указана та же зона с учетом среднего квадратичного отклонения оцениваемой погрешности. В данном конкретном случае при отсутствии средней скважины при построении границы мы соединим прямой линией точку с абсолютной отметкой 196,88 справа с точкой 196,69 слева. Прямая пройдет в означенной области вычисленных нами отклонений от истинного положения. Погрешность построения границы составит 1,39 м.

Чтобы показать значение такой погрешности для строительства предположим, что в рассматриваемом месте запроектирована фундаментная плита с заложением подошвы на глубине 1,4 м. Разрез плиты показан горизонтальным прямоугольником. Верхний слой (ИГЭ-1) на этом участке представлен техногенными отложениями ($K-Q_4$). Характеристики этого слоя не нормируются, поэтому, если он окажется под фундаментом необходимо заменить грунт, либо увеличить глубину заложения фундамента. При наличии скважин через 100м ИГЭ-1 на разрезе под фундаментом отсутствует. Фактически мощность его ниже подошвы фундамента достигает 1м. При вскрытии котлована будет обнаружена ошибка изыскателей, стоимость которой равна сумме

затрат на дополнительную экскавацию грунта ИГЭ-1, закупку, доставку и укладку песчаного или щебенистого грунта вместо дополнительно изъятых.

Таблица 1

Погрешности построения геологических границ на разрезе при расстоянии между скважинами 100м

Границы	Объем выборки, n	Математическое ожидание, M(x)	Дисперсия, Б	Среднее квадратичное отклонение
K-Q ₄ P-Q ₃₋₄	10	0,52	0,17	0,41
P-Q ₃₋₄ f,lg-Q ₂ ^{dm}	7	0,36	0,05	0,22
f,lg-Q ₂ ^{dm} g-Q ₂ ^{dn}	14	0,85	0,33	0,57
g-Q ₂ ^{dn} (ИГЭ-4) g-Q ₂ ^{dn} (ИГЭ-5)	5	0,76	0,2	0,44
g-Q ₂ ^{dn} (ИГЭ-5) g-Q ₂ ^{dn} (ИГЭ-6)	6	0,8	0,15	0,39

Проведенное нами исследование показывает, что в данном случае при третьей категории сложности инженерно-геологических условий проходка скважин через 100м не обеспечивает точности проведения геологических границ на разрезе необходимой для проектирования фундаментов. Наш вывод, сделанный на основе статистического анализа погрешности бурения согласуется с нормативными требованиями [2], согласно которым в подобных инженерно-геологических условиях для проектирования зданий 2-ой категории ответственности скважины следует бурить через 30-25 м.

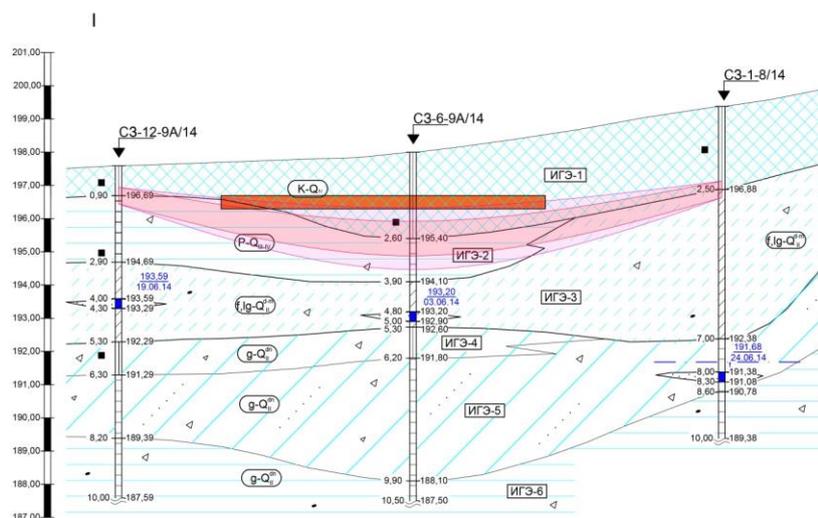


Рис. 1. Часть обработанного геологического разреза с нанесением области вероятной флуктуации геологической границы между ИГЭ-1 и ИГЭ-2 при отсутствии средней скважины. Пояснения в тексте

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Кащперюк А.А., Кащперюк П.И., Коршунова Н.Н.* Особенности инженерно-геологических изысканий при застройке городских кварталов и крупных загородных территорий // Вестник МГСУ. № 2. 2013. с 64-72.

2. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть 1. Общие правила производства работ. // Госстрой России. Москва. 1997. 47 с.

Купчикова Н.В., канд. техн. наук, доц.

ГАОУ АО ВПО «Астраханский инженерно-строительный институт»

ОСОБЕННОСТИ ГЕНЕРАЦИИ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ СЕТОК ДЛЯ РАСЧЕТА СЛОЖНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С УШИРЕНИЯМИ В ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ПОСТАНОВКЕ

Современный уровень развития математического моделирования с помощью технологий информатизации позволяет не ограничиваться одномерными расчетами свайных фундаментов, а перейти к анализу массивных трехмерных тел и их фрагментов совершенно произвольной и сложной формы.

В настоящее время, как показал анализ, решение сложных геотехнических задач НДС грунтовых оснований и фундаментов при различных типах нагрузок в численном моделировании осуществляют с помощью следующих программных средств: MIDAS GTS NX, FEMAP NE/NASTRAN, COSMOS, ЛИРА, FEM/MODELS, SCAD, ANSYS, Z/SOIL, URAN, PLAXIS и др.

Реализация геотехнических расчетов численными методами на программных продуктах базируется в основном на методе конечных элементов (МКЭ), методе граничных элементов (МГЭ) и реже методе суперэлементов (МСЭ).

Во всех существующих программных комплексах расчет фундамента сводится к следующим основным этапам: подготовка данных к расчетам (препроцессор); численное решение пространственных контактных задач взаимодействия фундаментных конструкций с грунтом; эффективная визуализация промежуточных расчетов (для оценки качества решения и корректировки проектных параметров в случае неудовлетворения решения предъявленным требованиям); оформление окончательных результатов в виде иллюстраций и таблиц [1].

Анализ распространенных в настоящее время программных средств, показал, что практически все они используют методику конечно-элементного моделирования, реже - гранично-элементного моделирования, а эффективность метода суперэлементов (МСЭ) определенным образом преувеличена, из-за практически невозможного учета разрывности параметров конструкции, однако использование СЭ может стать действительно полезным в инженерной практике, если перейти к сочетанию контурных точек и конечных элементов [2].

В промышленно-гражданском строительстве на слабых структурно-неустойчивых грунтах широкое применение получили свайные фундаменты с уширениями, расположенными на конце, вверху или на теле сваи. Практика строительства показывает, что для образования уширения поперечного сечения сваи в разных местах ствола используют различные способы: разбуривание, вдавливание, раскатывание грунта, физико-химическое инъецирование, буровзрывной способ, использование разрядно-

импульсной технологии, механического глубинного втрамбовывания, с помощью электро-гидравлического эффекта, втрамбовывание щебня, гравия и т.д.

В научных работах [3,4-8] приведены результаты исследования формобразования и геометрических параметров уширений, изготовленных по различным вышеуказанным технологиям на конце готовых и набивных свай. Раскопки проводились после процесса твердения материала и приобретения уширением структурно-устойчивой формы. Установлено, что уширения независимо от технологии изготовления имеют преимущественно развитие в вертикальном или горизонтальном направлении. При этом в поперечном сечении приобретают различную форму - усеченного конуса, эллипсоида, сферы, полусферы или цилиндра (см. рис. 1), что становится затруднительным при выборе расчетной схемы конструкции сваи при проектировании. Природа формобразования концевых уширений сваи до конца не изучена, что зачастую приводит к широкому диапазону отличий и расхождений между расчетной моделью и реальной работой сваи.

Генерация конечно-элементной сети грунтового массива с группой свай с уширениями различной формы представляется сложной задачей, даже для опытных пользователей прикладных программных продуктов.

Оценка достоверности результатов анализа МКЭ производится тестированием МКЭ на задачах, для которых известно точное решение. Для получения наиболее точного результата и снижения трудоемкости расчета по МКЭ систем со сложным очертанием контура конечные элементы КЭ задают с различными размерами и числом узлов на сторонах. Несмотря на все многообразие конечных элементов, на которые могут быть расчленены конструкции свайных фундаментов со сложной геометрией уширений, последовательность расчета при этом будет единой. Определение связи между узловыми усилиями и узловыми перемещениями конечного элемента (построение матрицы жесткости, матрицы податливости, матрицы упругих свойств в общем случае) является одним из основных и в то же время наиболее сложных этапов применения МКЭ в качестве метода расчета конструкций. Возможность получения точного решения зависит от выбора функций, аппроксимирующих силовые или кинематические воздействия на границах между элементами.

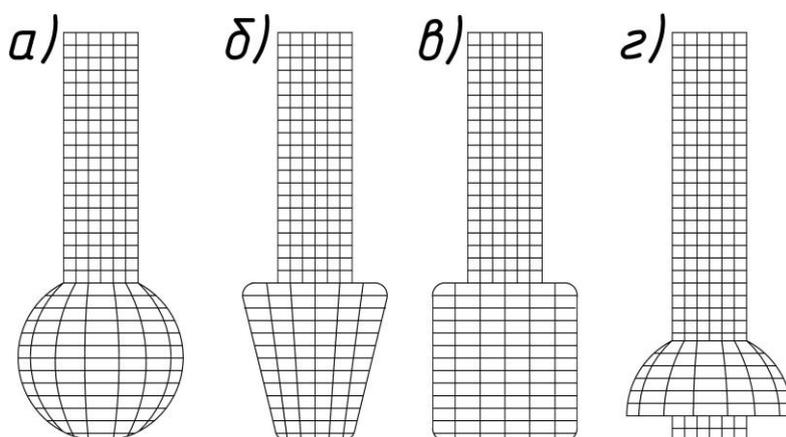


Рис. 1. Общий вид генерации гранично-элементных сеток (МГЭ) конструкций свай с концевым уширением в форме: а – сферы; б – усеченного конуса; в – цилиндра; г - полусферы

Расчет НДС свай с уширениями, образованными под нижним концом путем подачи цементного раствора и механическим разбуриванием осуществляли с помощью системного

численного изучения на основе решения МКЭ в системе пре - постпроцессора FEMAP с решателем NE/NASTRAN и программного комплекса, созданного специально для решения геотехнических плоских, осесимметричных и пространственных линейных и нелинейных задач и позволяющего формировать сложные геометрические модели - MIDAS GTS NX.

Для создания геометрической модели сваи с уширением и ее конечно-элементного анализа на FEMAP использовали элемент типа Solid. Данный элемент создает трехмерную модель твердотелой конструкции. Изображается как двумерный, но в действительности является объемным.

Для моделирования напряженного состояния грунта и свайного куста в MIDAS GTS NX - шести узловой трехмерный элемент. Для моделирования поведения грунта использовалась упруго-пластическая модель Мора-Кулона. Характеристики грунтов, параметры свайных фундаментов с уширениями приняты в расчетах в соответствии с инженерно-геологическими изысканиями на строительной площадке, где выполнялись натурные эксперименты.

На рис. 1. показаны конечно-элементные модели сваи с уширением под нижним концом в трехмерной постановке сферической формы (NE/NASTRAN) и цилиндрической (MIDAS GTS NX). Численное моделирование в MIDAS GTS NX и в системе FEMAP с решателем NE/NASTRAN конструкций свайных фундаментов с уширениями различной геометрии формообразования показали хорошую сходимость результатов вычислений с результатами, полученными экспериментально в ходе проведения многочисленных натурных исследований [2,5].

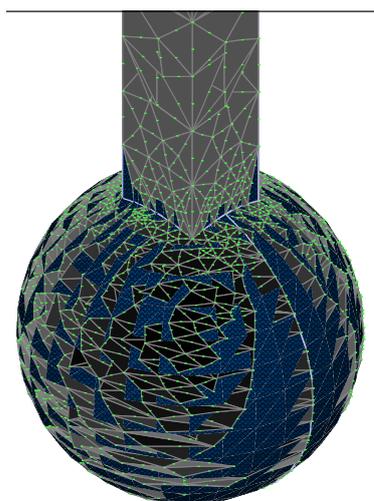


Рис. 1. Конечно-элементная модель сваи со сферическим уширением в трехмерной постановке (NE/NASTRAN)

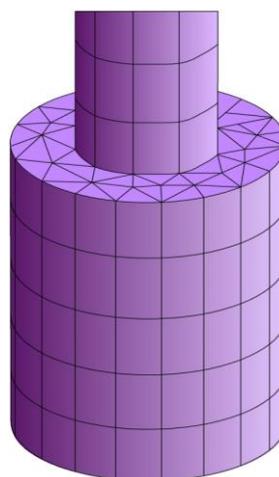


Рис. 2. Конечно-элементная модель сваи с концевым уширением цилиндрической формы в трехмерной постановке (MIDAS GTS NX)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алейников С.М., Вахтин А.А. Генерация гранично-элементных сеток для расчета оснований и фундаментов мостовых опор в пространственной постановке. // Научный вестник воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: дорожно-транспортное строительство. - 2004. - Вып. 2. - С. 3 - 11.

2. Купчикова Н.В. Исследование напряженно-деформированного состояния свайных фундаментов с концевыми и поверхностными уширениями в структурно-неустойчивых основаниях: диссертация кандидата технических наук : 05.23.02 / Купчикова Наталья Викто-

ровна; [Место защиты: Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ].- Москва, 2010.- 200 с.: ил. РГБ ОД, 61 11-5/32.

3. *Мангушея Р.А.* Современные свайные технологии [Учеб. пособие] / Р.А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин – М.: Издательство АСВ, 2010. – 239с.

4. *Штоль Т.М.* Технология возведения подземной части зданий и сооружений:[Учеб. пособие для вузов] Спец.: «Пром. и гражд. стр-во»/ Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Феклин. – М.: Стройиздат, 1990. – 288с.

5. *Федоров В.С., Купчикова Н.В.* Конструктивные решения свайных фундаментов с поверхностными и концевыми уширениями для структурно-неустойчивых оснований / Вестник гражданских инженеров.- 2011. - №1. – С.88-91.

6. *Григорян А.А.* Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах:[Учеб. пособие]/ А. А. Григорян. – М.: Стройиздат, 1984. – 157с.

7. *Луга А.А.* Свайные работы:[Учеб. пособие] / А. А. Луга - М. : Трансжелдориздат, 1947.- С. 42-51.

8. *Есипов А.В.* Взаимодействие микросвай с грунтовым основанием при усилении фундаментов : диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.02.- Тюмень, 2002.- 168 с.: ил. РГБ ОД, 61 03-5/2864-5.

Курилин Н.О., студент 4-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Чунюк Д.Ю., канд. техн. наук, доц.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

АНАЛИЗ РАСЧЕТОВ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО БАРЬЕРА, С ЦЕЛЬЮ МИНИМИЗАЦИИ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЙ, ВБЛИЗИ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Строительство зданий в условиях плотной городской застройки, сопровождается высокой степенью геотехнических рисков. Они заключаются во влиянии нового строительства на фундаменты существующего здания, которые зачастую являются объектами исторической застройки. С целью уменьшения осадок существующих зданий принято использовать контактные методы, такие как уширение подошвы фундамента, усиление кирпичной кладки и другие. Несмотря на большое количество плюсов, эти методы несут в себе минусы, наиболее опасными из которых являются большая вероятность технологических деформаций и нарушения целостности конструкции. Защиту существующего фундамента от нового строительства, так же можно обеспечить без его затрагивания, путем устройства геотехнического барьера возведенного методом компенсационного нагнетания типа «jet grouting». Его устройство происходит в три стадии:

1. Бурение лидерной скважины диаметром 112-132 мм до проектной отметки (прямой ход);
2. Подъем буровой колонны с вращением и одновременной подачей цементного раствора под давлением до 500 атм. (обратный ход);
3. Погружение в тело незатвердевшей грунтобетонной колонны армирующего элемента.

Задача работы заключается в определении эффективности применения геотехнического барьера, при возведении котлована глубиной 11,0 м. огражденного способом

«стена в грунте» на расстоянии 12,0 м. от существующего здания исторической застройки с III категорией технического состояния по СП 22.13330.2011. Расчеты производятся с помощью метода конечных элементов в программе PLAXIS v8.2 в модели упрочняющегося грунта. Расчеты заключаются в два этапа.

Первый этап заключается в определении результатов по защите фундамента существующего здания при устройстве глубокого котлована. Рассчитываются значения вертикальных деформаций фундамента при наличии геотехнического барьера и его отсутствии. Из полученных результатов расчета можно сделать вывод об изменении вертикальных деформаций при введении в расчетное поле геотехнического барьера длиной 16,0 м. Осадка без геотехнического барьера $S=26$ мм., с его наличием осадка составляет $S=20$ мм., изменение осадки фундамента на 6 мм., позволяет нам попасть в допустимые значения по СП, а так же существенно снизить риск разрушения существующего здания.

Так как в нашей работе мы полностью моделируем процесс возведения здания, то на втором этапе расчетов в зону отрытого котлована добавляется фундаментная плита толщиной 1,0 м. с вертикальной нагрузкой 200 кПа, имитирующей вес здания. Осадки фундамента здания исторической застройки при этом увеличились до $S=29$ мм, и при введении геотехнического барьера в расчетное поле, получились результаты $S=29,64$ мм. Для определения эффективности устройства геотехнического барьера для данной ситуации, были произведены дополнительные расчеты с увеличением его длины, результаты которых мы можем видеть на графике 1.

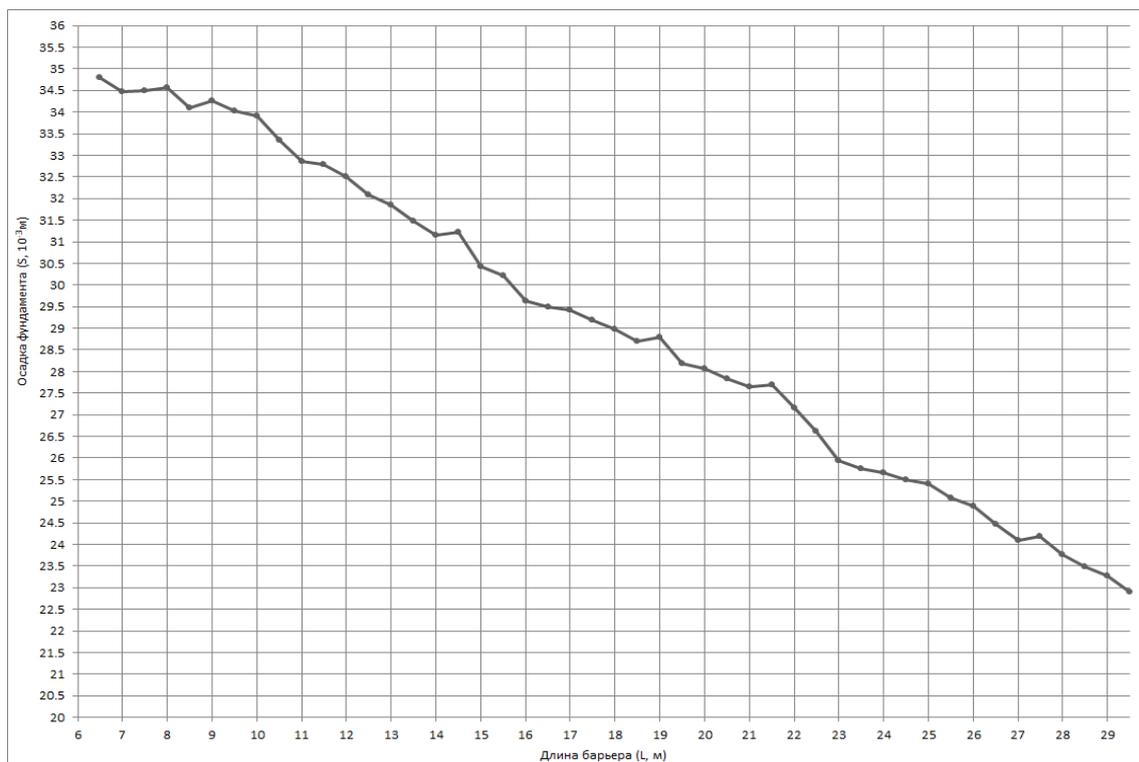


График 1. Осадка фундамента при устройстве геотехнического барьера на расстоянии 2,0 м. от существующего фундамента

На графике видна зависимость уменьшения осадки от длины геотехнического барьера. При длине 29,5 м. осадка фундамента составляет $S=22,9$ мм, что на 6 мм. меньше с отсутствием барьера. Несмотря на эти улучшения, значение по осадке

$S=22,9$ мм., не удовлетворяет требованиям СП. Дальнейшие расчеты производятся для поиска эффективного расположения геотехнического барьера на расчетном поле программы, для этого делаются расчеты с его различным местоположением шагом 1,0 м. между строящимся и существующим зданием. Расчеты зависимости осадки от местоположения можно видеть на графике 2.

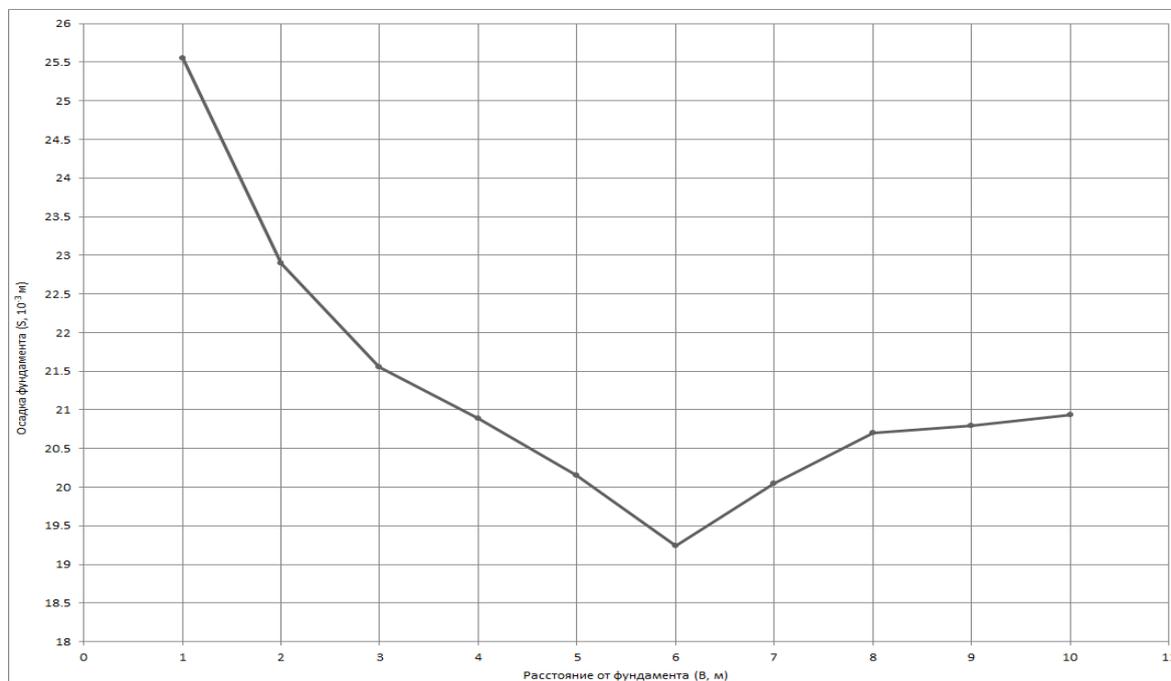


График 2. Осадка фундамента при различных расположениях геотехнического барьера от существующего фундамента

В ходе расчетов было получено значение оптимального расположения геотехнического барьера, а именно на расстоянии 6,0 м. от существующего здания исторической застройки. Осадка при таком расположении $S=19,24$ мм, данное значение удовлетворяет требованиям СП 22.133300.2011(приложение Л, таблица Л.1), где $S \leq 20,0$ мм. максимальное значение осадки здания с III уровнем технического состояния.

Итогом проделанной работы можно считать успешное обоснование эффективности использования геотехнического барьера, в условиях плотной городской застройки для уменьшения деформаций существующего здания, как в варианте с устройством котлована, так и с возведением в данном котловане нового здания. Изменение осадки более чем, на 6,0 мм. в обоих расчетах, позволяет нам уверенно говорить об отсутствии возможности разрушения существующего здания исторической застройки.

*Работа выполнена при поддержке Министерства образования и науки РФ
(грант Президента РФ №14.Z57.14.6545-НИИ)*

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО 36554501-007-2006 Проектирование и устройство вертикального или наклонного геотехнического барьера методом компенсационного нагнетания
2. СП 20.13330.2011 Основания зданий и сооружений

3. Ильичев В.А., Знаменский В.В., Морозов Е.Б. Опыт устройства котлованов при возведении зданий и сооружений в стесненных условиях города Москвы. Вестник МГСУ. 2010 №4-2. С. 222 – 230.

4. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Численное моделирование строительства зданий с фундаментами глубокого заложения в условиях плотной городской застройки. Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. №2. С. 170-179.

5. Ярных В.Ф. К вопросу об учете напряженно-деформированного состояния массива грунта. Вестник МГСУ. 2009. №S1. с. 528-531.

6. Ярных В.Ф. Компьютерное моделирование системы “фундамент-грунт” при действии горизонтальных нагрузок. В сборнике: 1 Денисовские чтения МГСУ. Москва. 2000. С. 172-175.

7. Паушкин А.Г., Черкасова Л.И., Иванов М.Н. К вопросу о качестве современных строительных норм. Промышленное и гражданское строительство. 2013. №11. С. 55-58.

8. Черкасова Л.И., Алексеев Г.В., Медведев Е.А. Опыт проведения экспресс обследования здания в период разрушения основания (на примере одного объекта). Вестник МГСУ. 2006. №1. С. 170 – 173.

Кухарь А.В., канд. техн. наук, доц. кафедры оснований,
фундаментов и подземных сооружений

Научный руководитель –

Яркин В.В., канд. техн. наук, доц. кафедры оснований,
фундаментов и подземных сооружений

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

РЕГУЛИРОВАНИЕ УСИЛИЙ В ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТАХ В ПРОЦЕССЕ ВОЗВЕДЕНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ

В настоящее время возведение зданий и сооружений с использованием в качестве фундамента массивных монолитных плит широко применяется в строительстве: в регионах со сложными инженерно-геологическими условиями, при строительстве высотных жилых и общественных сооружений, при возведении уникальных и спортивных сооружений, при строительстве атомных электростанций, дымовых труб, объектов нефтяной и газовой промышленности. Однако при возведении зданий подобным способом в фундаментных монолитных плитах возникают достаточно большие усилия, поэтому плиты конструируют довольно массивными, способными воспринимать возникающие усилия, что ведет к большому расходу материалов, и, соответственно, удорожает стоимость строительства.

Проектирование фундаментов в виде сплошных монолитных плит и их работа с основанием изучены достаточно серьезно [7, 9]. Однако методы уменьшения усилий в фундаментной плите, позволяющие значительно сократить расход материалов на фундаментные конструкции возводимого здания, недостаточно описаны в научной и справочной литературе.

Одним из методов снижения материалоемкости фундаментных плит, является способ устройства фундаментов, позволяющий регулировать усилия в фундаментной плите за счет ее поэтапного включения в работу [5].

Основная идея способа поэтапного включения в работу монолитной фундаментной плиты – это разделение фундаментной плиты на элементы ленточного фундамента и элементы плитного фундамента. Первоначально нагрузка от строящегося здания вос-

принимается только элементами ленточного фундамента, а на определенном этапе возведения здания в работу включаются и элементы плитного фундамента, после чего возведение здания продолжается. По своей сути рассматриваемый способ является заранее запланированным усилением ленточных фундаментов путем их преобразования в плитный, которое нашло применение при надстройке и реконструкции зданий [6, 8].

Технологический процесс возведения здания способом поэтапного включения в работу фундаментной плиты:

- на стадии проектирования выполняются численные исследования с целью определения ожидаемых усилий, возникающих в конструкциях фундаментной плиты, и деформаций основания на различных этапах включения плиты в работу. Под этапом включения плиты в работу понимается возведение очередного этажа здания;

- по результатам численных исследований выбирается момент включения элементов фундаментной плиты в работу, соответствующий оптимальному использованию несущей способности и деформативности основания. Затем выполняется конструирование элементов фундаментной плиты и ленточных фундаментов;

- при возведении подземной части здания отдельно устраиваются элементы ленточного фундамента и элементы фундаментной плиты с выпусками арматуры расчетного сечения в технологический зазор между элементами ленточного и плитного фундаментов (рис. 1 а);

- приступают к возведению надземной части здания или сооружения;

- в выбранный момент включения фундаментной плиты в работу, определенный по результатам численных исследований, соответствующие арматурные выпуски элементов плитного и ленточного фундамента сваривают между собой, разрывы между ними замоноличивают (рис. 1 б);

- при дальнейшем возведении надземной части здания элементы плитного фундамента включаются в работу, и происходит перераспределение усилий.

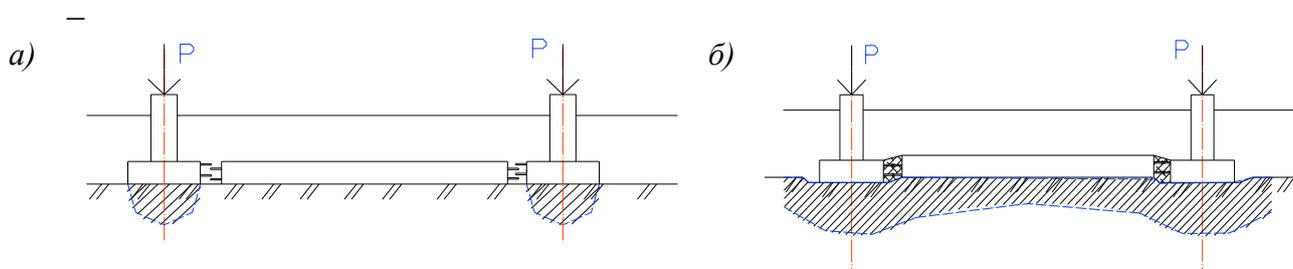


Рис. 1. Схема технологического процесса возведения здания с поэтапным способом включения в работу фундаментной плиты:

- а) раздельное возведение элементов ленточного и плитного фундамента с оставленными выпусками арматуры; б) включение плиты в работу, выпуски арматуры свариваются между собой, разрывы между элементами ленточного и плитного фундамента замоноличиваются

В данной работе выполнен анализ напряженного состояния конструкций плитного фундамента в процессе возведения здания общепринятым способом и при поэтапном включении элементов фундаментной плиты в работу.

В качестве исследуемого объекта выбрано фундаментную часть десятиэтажного здания, расположенного в городе Донецк. Для оценки напряженного состояния фундаментных конструкций в расчетах рассматривается поперечное сечение фундаментной части возводимого здания, состоящей из трех пролетов – четыре линии ленточных фундаментов и элементы фундаментной плиты, связывающие фундаменты в единый монолитный блок. Расстояние между крайними осями ленточных фундамен-

тов 6 м, средним – 9 м. Ширина плитной части ленточных фундаментов – 2 метра; высота плитной части ленточного фундамента соответствует высоте фундаментной плиты – 1 м. Ширина фундаментной плиты – 23 м. Материал фундаментных конструкций – тяжелый бетон класса В25.

Расчет выполнялся в программном комплексе Plaxis. Рассматривался однородный массив грунта ($\gamma=18$ кН/м³, $E=15$ МПа, $c=20$ кПа, $\varphi=18$ градусов), работающий в условиях плоской деформации, с размерами: ширина 50 м и толщина 30 м. Конструкции фундаментов моделировались стержневыми конечными элементами соответствующей жесткости.

Нагружение осуществлялось через ленточные фундаменты. Приращение нагрузки выполнялось поэтапно. Включение элементов плитного фундамента в работу производилось на различных этапах нагружения начиная с 50% от постоянной нагрузки. На каждом шаге нагружения каждой серии численных исследований были получены осадки основания S и изгибающие моменты M_y в стержнях, моделирующих элементы ленточных фундаментов и элементы фундаментной плиты. Графики изменения максимальных изгибающих моментов $M_{y,max}$, осадок основания S_{max} от поэтапного включения фундаментной плиты в работу представлены на рисунках 2 - 3.

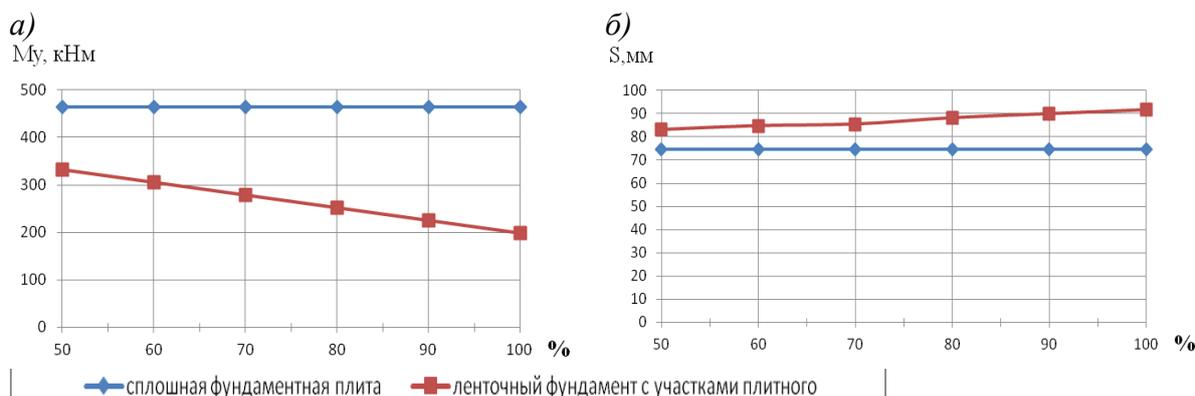


Рис. 2. Влияние момента включения фундаментной плиты в работу на:
 а) максимальные изгибающие моменты M_y в элементах фундаментной плиты;
 б) максимальную осадку основания

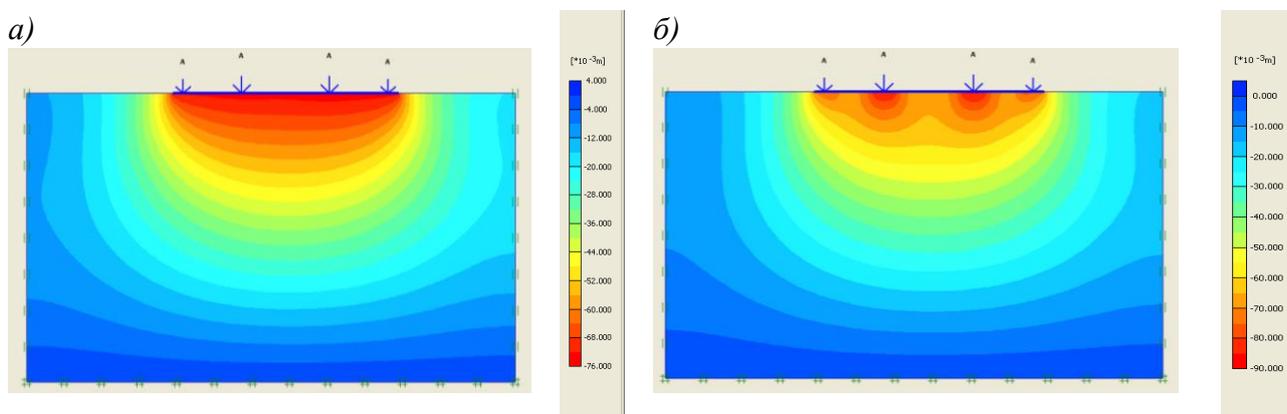


Рис. 3. Изополя осадок после завершения строительства:
 а) при сплошной фундаментной плите; б) при включении элементов фундаментной плиты в работу в момент возведения 70 % здания (т.е. 7 этажа)

Выводы

Поэтапное включение в работу элементов фундаментной плиты позволяет существенно уменьшить усилия в пролетной части плитного фундамента. При этом, чем позже будет включена в работу плитная часть фундамента тем меньше в ней будут изгибающие моменты. Изгибающие моменты в пролетной части плитного фундамента таким образом можно снизить в несколько раз, и соответственно существенно снизить материалоемкость фундамента.

Давления по подошве фундамента будут перераспределяться менее равномерно, повышаясь под подошвой ленточных фундаментах и понижаясь под пролетной частью. Это позволяет более полно использовать несущую способность основания. Этап включения плитной части в работу может быть продиктован ограничением давления под подошвой ленточного фундамента какой-то долей от предельного давления.

Осадки элементов ленточного фундамента выше, чем элементов плитной части, в связи с этим рекомендуется предусматривать их строительный подъем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
2. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.; Под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будинків і споруд. / Мінрегіонбуд України. – Київ. – 2009. – 104 с.
4. ДБН В.2.6-96-2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. / Мінрегіонбуд України. – Київ. – 2011. – 71 с.
5. Деклар. Патент на винахід 53905 України., МКИ ЕО2D 27/34. Спосіб зведення фундаменту будівлі (споруди). /Петраков О. О., Віноградов В. М., Рашевський М. В. заявл. 19. 02. 2002, опубл. 17. 02. 2003. Бюл. №.2 – 4 с.
6. Егоров А.И. Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений. – М.: ВНИИТПИ, 1991. – 64 с.
7. Методические рекомендации по расчету фундаментных плит с учетом жесткости верхнего строения: – М.: Стройиздат, 1972. – 120 с.
8. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – Нортхэмптон STT; Томск: STT, 2004. – 476 с.
9. Руководство по проектированию фундаментных плит каркасных зданий: – М.: Стройиздат, 1977. –129 с.

Лузин И.Н., аспирант

Научный руководитель –

Тер - Мартиросян З.Г., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ ПЕРЕУПЛОТНЕННЫМИ ГРУНТАМИ

1. Введение

При строительстве зданий и сооружений повышенной ответственности (высотные здания, реакторные отделения атомных станций, опоры мостов и др.) часто проектируют фундаменты глубокого заложения (ФГЗ) для передачи значительных нагрузок

(сотни тысяч тонн) от этих сооружений на грунты основания. К таким относятся буровые опоры, барреты, буронабивные сваи большого диаметра и др. В таких случаях в грунтах основания возникает сложное неоднородное НДС [1, 2], обусловленное с одной стороны глубиной заложения фундамента, которое часто соизмеримо с контактными напряжениями, и с другой – историей формирования НДС основания, которая определяет нелинейную зависимость деформаций объема ε_{zv} и формы ε_{zy} от σ и τ_i соответственно, причем

$$\varepsilon_{zv} = a \cdot [1 - \exp(-b\sigma(z))] \quad (1)$$

$$\varepsilon_{zy} = \frac{\sigma_z - \sigma(z)}{2G(\sigma)} \quad (2)$$

где a и b - экспоненциальные параметры, $\sigma_z = \gamma \cdot z$, $\sigma(z) = \sigma_z(1 + 2K_0)/3$ (3)
 K_0 - коэффициент бокового давления, $G(\sigma_z)$ - модуль сдвига, зависящий от глубины.

$$G(\sigma) = G^e \frac{\tau_i^* - \tau_i}{\tau_i^*} \quad (4)$$

где G^e - модуль упругого сдвига, а

$$\tau_i^* = \sigma(z) \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \quad (5)$$

где c_i и φ_i - параметры прочности, определяемые по прямой в плоскости $\sigma - \tau_i$;

τ_i , τ_i^* - действующее и предельное значения интенсивности касательных напряжений.

Исследования НДС грунтов оснований ФГЗ с учетом глубины их заложения и состояния уплотнения показывают, что на расчетную величину осадки эти факторы оказывают существенное влияние и ими нельзя пренебрегать. Фактор глубины заложения можно учитывать на основе задачи Миндлина [4, 5] или численным методом (МКЭ) на основании (1) - (5), а фактор переуплотнения – через коэффициент переуплотнения OCR, представляющий собой отношение максимального напряжения в рассматриваемом слое грунта в истории его формирования к напряжению, которое он испытывает в настоящее время, т.е.

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0} \quad (6)$$

где OCR – коэффициент переуплотнения, д.е.; p'_c – эффективное давление предуплотнения, МПа; p'_0 – эффективное бытовое давление, МПа. Фактор переуплотнения также можно учитывать численным методом в упруго - пластической постановке.

2. Определение OCR по результатам лабораторных испытаний

При определении коэффициента переуплотнения встает задача корректного определения давления предуплотнения. Наиболее распространенными классическими способами оценки давления предуплотнения связных грунтов являются методы, разработанные Казагранде (рис. 1.а) и Беккером (рис. 1.б).

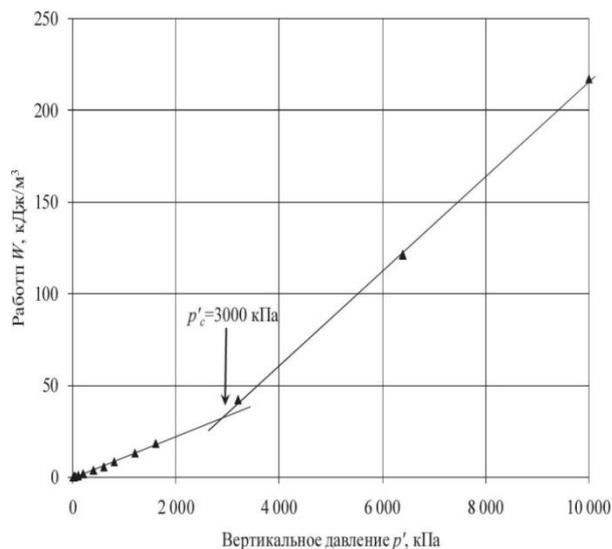
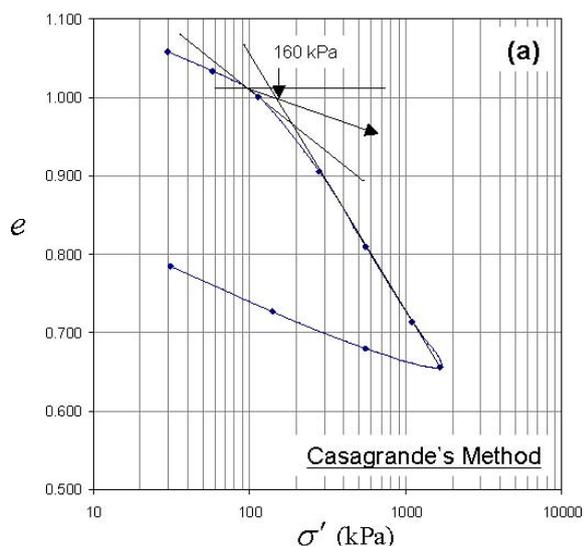


Рис. 1. Определение давления предуплотнения p'_c :

а) по методу Касагранде

б) по методу Беккера

3. Постановка и решение задачи по определению осадки ФГЗ на переуплотненном основании

В настоящей статье приводятся постановка и решение задач по количественной оценке НДС оснований ФГЗ с учетом глубины их заложения и состояния уплотнения грунтов основания (OCR) и нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями (1) и (2).

В качестве расчетной для оценки грунтов основания принята упруго - пластическая модель упрочняющегося грунта (Hardening soil), которая аналогична (1) и (2) учитывает коэффициент переуплотнения OCR и глубину заложения фундамента, т.е. исходное НДС основания.

Задача осадки фундамента глубокого заложения на переуплотненном основании решалась в ПК Plaxis 2D [3, 6] с использованием модели Hardening Soil, позволяющей учитывать переуплотнение через коэффициент OCR и глубину заложения ФГЗ. Задача была решена [7] для четырех различных глубин заложения (5, 10, 15, 20 м) и двух ширин (10 и 20 м) с учетом как исходного НДС, так и с учетом переуплотнения.

На рисунке 2 представлены зависимости осадки от соотношения ширины фундамента и глубины его заложения. Видно, что с уменьшением b/h осадка ФГЗ уменьшается.

Таблица 1

Зависимость осадок ФГЗ шириной 10 м от глубины заложения и начальных условий

Глубина заложения	5м	10м	15м	20м
С учетом НДС и OCR	87,9	70,9	58,5	45,1
С учетом исходного НДС	196,4	133,4	90,4	59,7

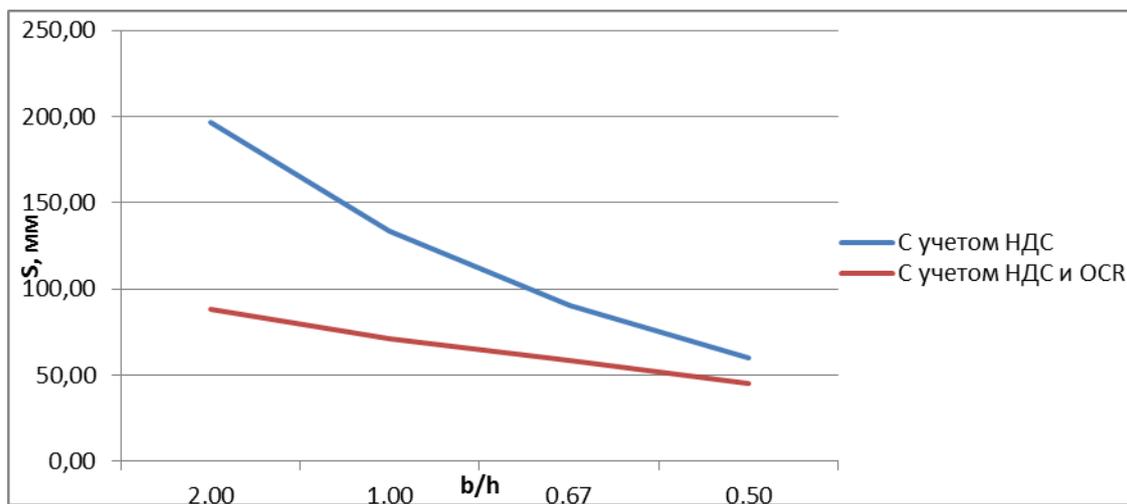


Рис. 4. Графики зависимости осадки ФГЗ от отношения его ширины к глубине заложения (b/h) для фундамента шириной 10 м

4. Основные выводы

1. Осадка ФГЗ существенно зависят от исходного НДС массива, истории его формирования, а также соотношения ширины и глубины ФГЗ.

2. Учет глубины заложения ФГЗ и истории формирования массива при проектировании зданий и сооружений повышенной ответственности могут привести к значительным экономическим результатам за счет сокращения глубины и ширины ФГЗ при заданных значениях предельных осадок.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тер - Мартиросян З.Г. Механика грунтов. – Москва, 2009. – 550 стр.
2. Цытович Н.А. Механика грунтов. – Москва, 1963. – 636 стр.
3. Руководство пользователя Plaxis 2D. 2011.
4. Mindlin R. Force at point in the interior of a semi infinite solid. Physics. 1936.
5. Клейн Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании: Сб. трудов./ МИСИ – Москва, 1956.
6. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З., Лузин И.Н. Осадки фундаментов глубокого заложения в переуплотненных грунтах // Журн. "Естественные и технические науки" – 2014. – № 11–12. – С. 365 – 369.
7. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З., Лузин И.Н., Манукян А.В. Осадки фундаментов глубокого заложения в переуплотненных грунтах // Журн. "Геотехника" – 2015. – № 1. – С. 39 – 43.

Магомедов М.М., магистр кафедры МГГ

Научный руководитель –

Чунюк Д.Ю., канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой МГГ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

**ИДЕНТИФИКАЦИЯ И АНАЛИЗ РИСКОВ ПРИМЕНЕНИЯ
РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ ФУНДАМЕНТОВ
МЕТОДОМ ПРИЧИННО-СЛЕДСТВЕННОГО АНАЛИЗА**

**RISK IDENTIFICATION AND ANALYSIS OF DIFFERENT TYPES
OF FOUNDATIONS BY USING CAUSAL ANALYSIS**

В докладе рассмотрены риски и угрозы возникновения дополнительных издержек при использовании того или иного типа фундамента на объекте геотехнического строительства.

Ключевые слова: риски, строительные процессы, безопасность, фундаменты.

This report looks at risks to inflate costs of geotechnical construction project by using different types of foundations.

Keywords: risk, construction processes, safety, risk-management, foundations.

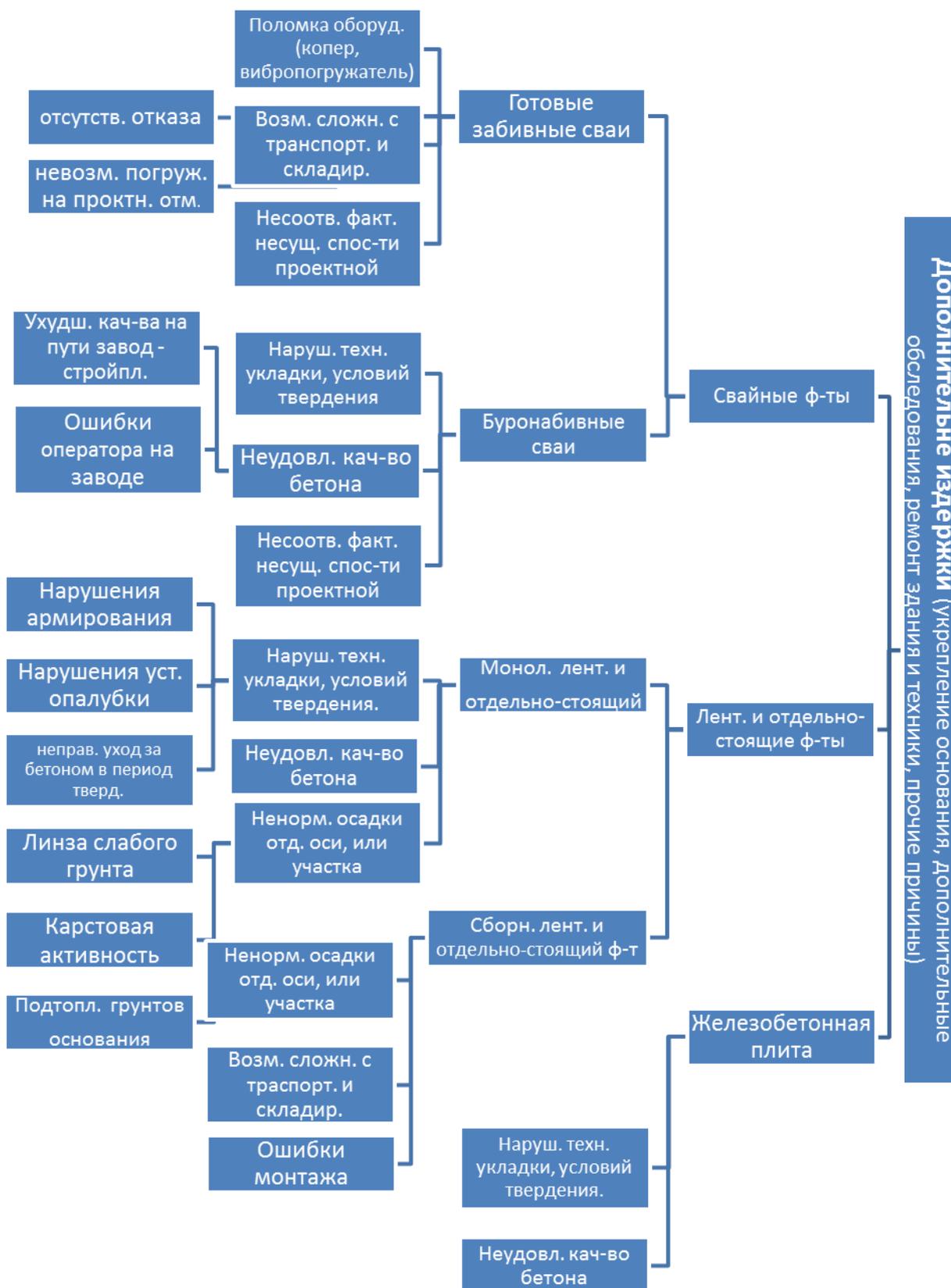
Фундаменты как ключевой элемент любого сооружения требуют особого внимания к точности расчета, качеству изготовления и монтажа. Находясь в динамической грунтовой среде фундамент различными факторами подвержен повышенным рискам незапроектированной работы, что так же ставит под угрозу все сооружение. Зачастую стоимость фундаментов достигает до 30% стоимости всего сооружения. Именно поэтому современное строительство, что бы быть экономным, качественным и эффективным, должно применять и совершенствовать методики управления и оценки рисков к подземной части здания в первую очередь.

Риск в строительстве — угроза незапроектированной работы конструкций сооружения, грунтовой среды, проявления ошибок проектирования и технологий производства работ, аварий при эксплуатации здания.

Причинно-следственный анализ является структурированным методом идентификации возможных причин нежелательного события или проблемы. Данный метод позволяет скомпоновать возможные причинные факторы в обобщенные категории так, чтобы можно было исследовать все возможные гипотезы. *(Воздействие может иметь несколько влияющих факторов, которые могут быть сгруппированы в различные категории.)*

При проектировании оснований и фундаментов большая часть негативных событий уже проработана в ГОСТах и СНиПах и предусматривает применение тех или иных типов фундаментов. Основная же масса рисков приходится на этап непосредственного строительства и связана с осуществлением технологических процессов. Основные источники рисков — это люди, и неподконтрольные процессы: погода, жизнь города.

Для анализа негативных событий имеющих вероятность возникновения от различных типов фундаментов на постпроектном этапе, мы применили ГОСТ Р ИСО/МЭК31010 —2011 «Менеджмент риска. Методы оценки риска.» Рассмотрим подробнее факторы, вызывающие отклонения от норм и причины дополнительных издержек.



Нарушение армирования. Изменение шага, диаметра, защитных слоев армирования от проектного может вызвать нерасчитанные дополнительные усилия и деформации.

Нарушение установки опалубки. Нарушение геометрической формы ж/б изделия в плане и его толщины способствует непроектной работе конструкции, и затрудняет монтаж сопряженных элементов.

Неправильный уход за бетоном. Усадка изделия, трещины, невыход на запроектированную прочность – все это результат неправильной защиты бетона от мороза или несоблюдения технологического процесса твердения.

Ухудшение качества бетона на пути завод – стройплощадка. Бетон имеет определенные временные рамки перед тем как он начнет схватываться, поэтому бетон прибывший на строй площадку с опозданием будет трудно укладываемым. В мороз и жару необходимо предусмотреть особое водно-цементное соотношение, и различные добавки.

Ошибки оператора на заводе. Соотношение воды, заполнителей и цемента на заводе управляется вручную, что оставляет место для человеческих ошибок.

Линза слабого грунта, карстовая активность, подтопление основания. Несответствие свойств грунта запроектированным вызывает дополнительные осадки, деформацию здания и угрозу его эксплуатации.

Возможные проблемы с транспортировкой и складированием. Доставка элементов на стройплощадку может быть сопряжена с определенными трудностями в зависимости от местонахождения стройплощадки будь то тесный городской центр, или глубинка с размытой грунтовкой.

Поломка оборудования. Кроме затрат на ремонт, отказ техники чреват срывами сроков по проекту, штрафами и ударом по репутации компании.

Ошибки монтажа. Неточность установки элементов может вызвать не запроектированные внутренние усилия в здании, и усложнить его эксплуатацию.

Отсутствие отказа сваи. говорит о том, что свайный фундамент был неправильно запроектирован, не учтены параметры основания и, как следствие, несущая способность не обеспечена. Возможно развитие сверх проектных осадок.

Несоответствие фактической несущей способности сваи запроектированной. Такое различие обычно выявляется в результате статических испытаний сваи и может потребовать увеличения кол-ва свай, их длины, сечения.

Невозможность погружения сваи на проектную отметку. Погружение забивной сваи может стать проблематичным в слишком плотных грунтах, что может потребовать пересмотра проектных решений, изменения параметров свай или сваебойного оборудования.

Учет факторов, приведенных в данном анализе при проектировании зданий, позволяет избежать дополнительных затрат, задержек строительства. Применение правильной стратегии анализа и ликвидации рисков позволит строительным организациям соответствовать растущим требованиям заказчиков к безопасности и экономичности.

*Работа выполнена при поддержке Министерства образования и науки РФ
(грант Президента РФ №14.Z57.14.6545-НИИ)*

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ Р ИСО/МЭК 31010—2011 «Менеджмент Риска. Методы управления риском»
2. Бугрова С.М., Гук Н.М. Риск-менеджмент: Учебное пособие / Кемеровский технологический институт пищевой промышленности. Кемерово, 2005. - 132 с. ISBN-5-89289-327-8
3. Чунюк Д.Ю. Оценка и управление рисками при строительстве подземных сооружений открытым способом. – Вестник МГСУ №3, 2009. с.120-124.
4. Чунюк Д.Ю. Особенности классификации и составляющие геотехнического риска в строительстве – Промышленное и гражданское строительство.2013. №9.С.42-44
5. Паушкин А.Г., Черкасова Л.И., Иванов М.Н. К вопросу о качестве современных строительных норм. Промышленное и гражданское строительство. 2013. №11. С. 55-58.
6. Паушкин А.Г., Черкасова Л.И., Иванов М.Н. Системная модернизация и повышение наукоемкости нормативно-технической базы в строительстве. Интернет-Вестник ВолгГасу. 2013. №4 (29). С.19.
7. Черкасова Л.И. Опыт использования материалов-аналогов для исследования грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. №6. С.21-24.
8. Юдина И.М., Климов А.Н. К вопросу о выборе расчетной модели для прогнозирования напряженно-деформированного состояния грунтов при устройстве котлованов. Вестник МГСУ. 2008. №2. С. 145-149.
9. Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую историческую застройку в Москве. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2001. №4. С. 19-24.

Мешикова Э.К., аспирантка кафедры МГГИГЭС

Научный руководитель –

Тер-Мартыросян З.Г., д-р техн. наук, проф. кафедры МГГ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК АНИЗОТРОПНЫХ ГРУНТОВ В ТРЕХОСНОМ ПРИБОРЕ

В настоящее время для повышения эффективности строительства существенно важным является совершенствование методов проектирования оснований и фундаментов, стоимость устройства которых может достигать до 20-30% стоимости зданий и сооружений. Сложность инженерно-геологических условий площадок строительства, уникальность современных сооружений, повышение технологических нагрузок и этажности зданий требуют более полного учета реальных свойств грунтов оснований.

Одной из существенных особенностей грунтовой среды является анизотропия свойств. Учет анизотропии механических свойств грунтовых оснований в настоящее время выполняется достаточно редко в связи с широким распространением в механике грунтов решений, полученных на основании механики изотропного упругого тела. В таких основаниях при прочих равных условиях (плотности и влажности) под воздействием внешней нагрузки возникает напряженно-деформированное состояние, существенно отличающееся от напряженно-деформированного состояния однородного основания. [1]

Для определения характеристик механических свойств грунтов проводятся лабораторные испытания в стабилометре. Схема трехосных испытаний позволяет с наибольшей точностью определить прочностные характеристики грунтов. В начале каждого испытания к образцу ступенями прикладывается боковое давление. Максимальное давление бокового обжатия выдерживается до завершения 100%-ной фильтрационной консолидации образца. Затем проводится девиаторнонагружение образ-

ца в кинематическом режиме, для которого скорость деформации задается в зависимости от вида грунта. Испытание проводится до достижения относительной вертикальной деформации образца $\varepsilon=0,15$.

В данном случае проводились испытания образцов равной плотности и влажности для двух видов изотропных грунтов (суглинок и глина) и изготовленных из этих грунтов образцов анизотропного грунта для сравнения характеристик прочности анизотропного грунта по сравнению с изотропным.

Для изготовления образцов грунт просушивался, растирался пестиком, просеивался через сито с отверстиями 1 мм. Затем в грунт добавлялось расчетное количество воды. После вымешивания грунт помещался в эксикатор и выдерживался в течение нескольких часов. Образец изготавливался путем набивки в обойму диаметром 50 мм грунтовой смеси слоями в 2-3 см с промежуточным уплотнением до отказа [2,7]. Впоследствии образец извлекался из обоймы, после чего устанавливался в камеру трехосного прибора.

Испытания образцов в стабилометре проводились в консолидированно-дренированном режиме. Предварительно проводилась консолидация образцов при значениях давления бокового обжатия 200, 400 и 800 кПа [3]. В процессе консолидации грунта при действии внешней нагрузки объем воды в единице грунта уменьшается вследствие ее отжатия. Происходит стабилизация структуры грунта, грунт уплотняется. Вследствие того, что вода медленно отжимается из порового пространства, то консолидация продолжается длительное время. Для данных испытаний время консолидации составляло 10-15 дней.

Часть изготовленных изотропных образцов на первом этапе не подвергалась разрушению. Эти образцы были разделены после консолидации на небольшие столбики, из которых были затем изготовлены анизотропные образцы. Испытания анизотропных образцов проводились аналогично испытаниям анизотропных образцов после дополнительной консолидации.

В результате проведения серии испытаний были получены кривые зависимости относительных деформаций от напряжения. По значениям бокового и вертикального напряжения для каждого образца грунта были построены круги напряжений Мора. Для каждого вида грунта была построена общая касательная к кругам напряжений, на основании чего были определены прочностные характеристики (сцепление c и угол внутреннего трения φ) для исходных грунтов и для анизотропного грунта. Круги Мора и касательные к ним для всех испытанных образцов представлены на рисунке.

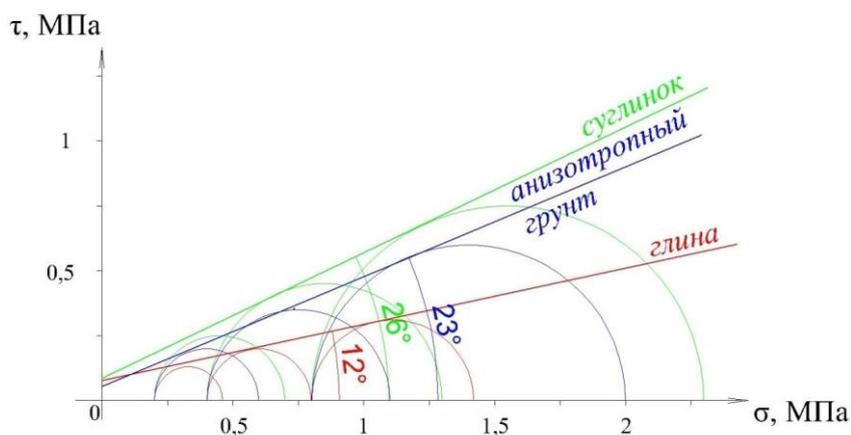


Рис. 1. График зависимости сопротивления грунта сдвигу от нормального напряжения



Рис. 2. Фото разрушенных анизотропных образцов

В результате проведенной работы были получены прочностные характеристики изотропных исходных грунтов и анизотропного грунта (сцепление c и угол внутреннего трения φ). Значения полученных характеристик представлены в таблице 1.

Таблица 1

Значения прочностных характеристик для всех видов грунта

Вид грунта	Сцепление c , кПа	Угол трения φ , °
суглинок	67,4	26
глина	64	12
анизотропный грунт	57,3	23

Анализ полученных результатов показывает, что для данного эксперимента влияние анизотропии на величину сцепления незначительно в связи с тем, что сцепление исходных грунтов имеет близкие значения. Угол внутреннего трения анизотропного грунта имеет промежуточное значение, но близок к значению более прочного грунта (суглинка).

Примечательно, что форма разрушенных анизотропных образцов отличается от бочкообразной формы изотропных образцов. В данном случае разрушение образцов происходит за счет раздавливания прослоек слабого грунта. При этом прочностные характеристики выше, чем у слабого грунта, что объясняется армирующим действием прослоек суглинка. Таким образом, в анизотропном грунте при раздавливании в трехосном приборе возникает неоднородное напряженное состояние; более прочные прослойки воспринимают касательные напряжения. Это приводит к изменению угла наклона площадки скольжения и повышению прочности по сравнению со слабым грунтом. Распространенное представление о развитии поверхности скольжения по слабому слою в данном случае не может считаться подтвержденным [5].

Экспериментальное изучение механических свойств анизотропных грунтов позволит избежать занижения механических характеристик при проведении расчетов в рамках действующих нормативных документов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бугров А.К., Голубев А.И. Анизотропные грунты и основания сооружений. СПб.: Недра. 1993г. 246с.
2. ГОСТ 30416-2012. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. М.: Стандартинформ. 2013.
3. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Стандартинформ. 2011.

4. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. Москва: АСВ, 2009г. 550с.
5. Тер-Мартirosян З.Г., Мешкова Э.К. О двух принципах определения эквивалентных характеристик деформационных свойств анизотропных грунтов. Ж. Естественные и технические науки, №11-12, 2014г. С. 360-364.
6. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005 г.
7. Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. Москва: Недра. 1975 г. 303с.

Мильчевский П.С., студент 4-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Зерцалов М.Г., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ТРЕЩИНОВАТЫХ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ

При расчете инженерных сооружений в скальном массиве приходится сталкиваться с проблемой определения эффективных упругих характеристик горных пород в областях взаимодействия. Наличие масштабного фактора ограничивает использование экспериментальных методов исследования, особенно , когда в работу вовлекаются большие области скального массива (высокие плотины и т.п.). [3]. И если объем исследуемой области может рассматриваться как *представительный*, возможно использование аналитических методов определения деформационных свойств массива. [1]. Объем представительный, если дальнейшее увеличение его размеров практически не влияет на изменение механических характеристик.

Трещиноватые скальные массивы также структурно неоднородные среды, особенно, при рассечении массива системами трещин различного порядка. Для определения деформационных характеристик таких сред в наше время используются расчетные методы, основанные на использовании тензора плотности трещин [7]. Тензор плотности трещин (ТПТ) учитывает пустотность, обусловленную трещинами, их ориентацию, а также объем рассматриваемой области, выделенной из скального массива, и определяется следующим выражением:

$$T = \sum_{q=1}^n \frac{V_q n_q b_q}{V} \quad (1)$$

где n_q – нормаль к срединной поверхности трещины, b_q – вектор раскрытия трещины в этой же точке, V_q – объем единичной трещины, V – осредненный объем рассматриваемой области.

Равенство значений ТПТ во всех точках исследуемой области, при условии представительности объема, означает, что материал в пределах объема правомерно рассматривать квазиоднородным и квазисплошным. Это позволяет во многих случаях представлять в инженерных расчетах трещиноватые скальные эквивалентной квазиизотропной упруго-линейной средой[7].

Многочисленные исследования показывают, что деформирование трещиноватых скальных массивов, как правило, нелинейно. На диаграммах деформирования фраг-

мента, сложенного из гипсопесчаных блоков, при испытаниях на двухосное сжатие четко прослеживаются три участка деформирования .

Нелинейность *первого* участка обусловлена деформациями межблочных швов, их смыканием и относительным сдвигом блоков. Обычно верхняя граница этого участка равна приблизительно 1/3 величины пиковых напряжений.

Второй участок характеризуется практически линейным увеличением модуля деформации исследуемого фрагмента $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$, определяется в основном деформированием самих блоков, а слабая нелинейность - небольшими их подвижками и закрытием трещин.

У *третьего* участка, нелинейность деформирования определяется, процессами сдвига по межблочным швам, и микротрещинообразованием в блоках.

Одним из путей решения указанных задач является численное моделирование процессов деформирования скальных массивов с учетом их строения и структурных особенностей. Методика определения деформационных характеристик блочных скальных фрагментов на различных участках их деформирования в условиях одноосного сжатия была разработана с использованием планирования численных экспериментов, выполненных на основе метода конечных элементов[5]. Размеры фрагмента и составляющих его блоков выбирались таким образом, чтобы объем фрагмента являлся представительным. Определялись факторные зависимости, в которых в качестве функций отклика принимались модули упругости блочного фрагмента в пределах каждого из трех участков кривой деформирования $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$. Значения модулей упругости (E_1, E_2, E_3) соответствовали тангенсам угла наклона секущих, соединявших соответственно начало и конец каждого участка (рис.2). Кроме того, строились факторные зависимости, в которых в качестве функций отклика принимались значения напряжений σ_1^* и σ_1^{mp} , соответствующие началу второго и третьего участков кривой деформирования $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$.

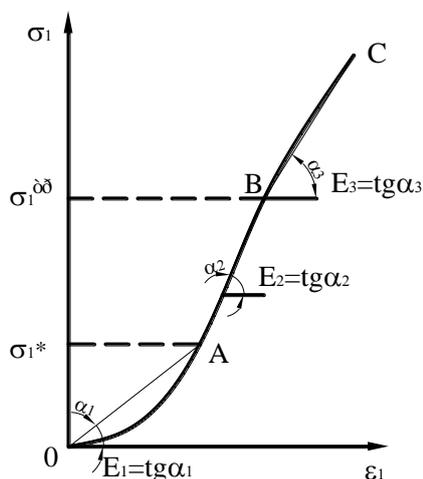


Рис. 1. Параметры, характеризующие кривую деформирования блочных фрагментов на одноосное сжатие

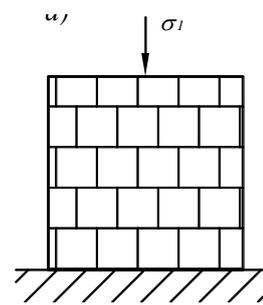


Рис. 2. Исследованные блочные фрагменты

В серии экспериментов направление сжатия совпадало с направлением одной из систем трещин[4]. (рис. 2).

В качестве варьируемых факторов в численных экспериментах принимались:
 b/a – отношение средней ширины трещины к размеру блока;

Δ/l – прерывистость, определяемая как отношение величины межтрещинного цикла к длине трещины;

$E_{mp}/E_{\delta l}$ – отношение модуля деформации трещины к модулю упругости блока.

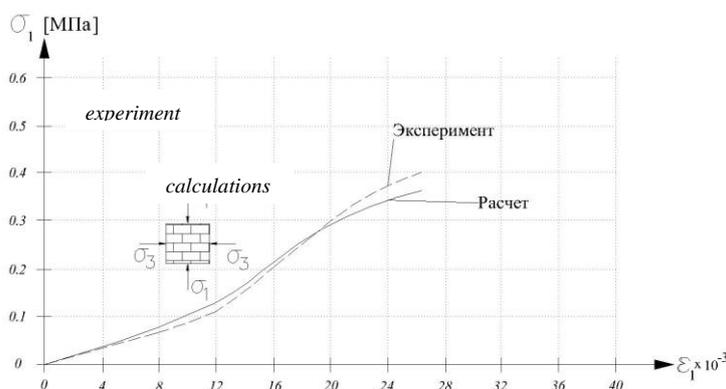
На основании результатов экспериментов были получены следующие факторные зависимости[2].:

$$\text{Участок 1} \quad \frac{1}{E_1} = \frac{1}{E_{\delta l}} + \frac{\left(0,88 \frac{b}{a} + 0,74 \frac{b}{a} \frac{\Delta l}{l}\right)}{E_{mp}} \quad (1)$$

$$\text{Участок 2} \quad E_2 = \left(0,574 + 470 \frac{E_{mp}}{E_{\delta l}} - 50 \frac{b}{a} + 0,211 \frac{\Delta l}{l} - 151 \frac{E_{mp}}{E_{\delta l}} \frac{\Delta l}{l}\right) E_{\delta l} \quad (2)$$

$$\sigma^*_1 = \left(1 + 2 \frac{\Delta l}{l}\right) E_{mp} \quad (3)$$

Результаты, полученные с использованием предлагаемой методики расчетов, сопоставлялись с результатами физического эксперимента [6]. Блочный фрагмент имел размеры 120×120 см. Размеры блоков, слагающих модельный массив, составляли 3×6 см. Фрагмент испытывался в условиях двухосного сжатия. В каждом из опытов строились диаграммы $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$. На (рис.3) показаны диаграммы деформирования фрагмента в условиях одноосного сжатия, построенные на основании результатов эксперимента и расчетов.



. Рис. 3 Сравнение результатов: ----- эксперимент, ——— расчет

Расчетная и экспериментальная кривые деформирования фрагмента качественно очень близки, а расхождение не превышают 10 – 15%.

Выводы :Численное моделирование с использованием планирования экспериментов позволяет в широком диапазоне исследовать свойства масштабно неоднородных трещиноватых скальных массивов. Выделение в неоднородных трещиноватых скальных массивах типовых структур таким образом, чтобы типовая структура каждого следующего уровня состояла из конечного числа типовых структур предыдущего, позволяет, используя численное моделирование, распространить расчет эффективных деформационных характеристик на сколько угодно крупную область скального массива, в пределах которой можно выделить типовые структуры различных уровней.

При этом объем типовой структуры каждого уровня должен быть представительным квазиоднородным и квазисплошным.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Зерцалов М.Г.* Механика грунтов (введение в механику скальных грунтов) Учебное издание. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. - 364 с.
2. *Зерцалов М.Г.* Геомеханика.: Издательство АСВ, Москва 2014. 352 с.
3. *Тер-Мартirosян З.Г.* Механика грунтов. Москва, изд АСВ, 2009
4. *Чернышев С.Н.* Трещины горных пород, Наука, М. 1983
5. *Сакания Б.Э.* Моделирование нелинейного деформирования трещиноватых скальных массивов/Б. Э. Сакания. – 1997
6. *Урустембеков Б.А.* Метод экспериментальной оценки устойчивости подземных выработок в трещиноватых скальных массивах на физических моделях/Б. А. Урустембеков. – 1996
7. *Власов А.Н., Мерзляков В.П.* Асимптотический метод осреднения в расчете нелинейных деформационных характеристик скальных грунтов Тр. IV Рос. конф. с иностранным участием. "Нелинейная механика грунтов". СПб. Изд-во : СПбГАСУ. –1993. –Т. 1. – С. 19-25.

Мирный А.Ю., канд. техн. наук, доц. кафедры МГГ
ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ФАЗЫ СЖАТИЯ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ РАЗЛИЧНОГО ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

Механизм сжимаемости дискретных сред, в частности грунтов, основывается на изменении объема пор скелета, образованного твердыми частицами. Независимо от вида напряженного состояния и вида грунта при сжатии происходит постепенное уплотнение структуры грунта и увеличение числа контактов между частицами. Очевидно, что этот процесс завершается в тот момент, когда все частицы теряют степени свободы, иначе говоря, количество контактов между соседними частицами не позволяет их относительного смещения. Дальнейшее сжатие возможно только за счет деформирования самих частиц, а размер пор при этом меньше размера каждой отдельной частицы [5].

Однако для грунтов с неоднородным гранулометрическим составом характерна промежуточная фаза сжатия, называемая фазой сдвигов. На этом этапе в уплотненной структуре грунта происходит потеря устойчивости отдельных мелких частиц и их мгновенное перемещение в крупные поры. При этом структура грунта лавинообразно меняется. После того, как средний размер поры становится меньше наименьшей фракции фаза сдвигов переходит в фазу сжатия частиц. В случае, если рассматриваются грунты достаточно рыхлого сложения, их структура отличается высокой начальной пористостью и описанные процессы можно легко наблюдать в грунтовом лотке с прозрачными стенками и увеличительным устройством.

Тем не менее, рассмотрение данного явления с точки зрения микромеханики не позволяет его количественно оценить. Разница в проявлении фаз сжатия в грунтах с различным гранулометрическим составом может быть выявлена путем разделения упругих и пластических деформаций. Известно, что в грунтах преобладают пластиче-

ские деформации, вызванные сдвиговыми усилиями и изменением структуры. Упругие деформации определяются только упругой работой скелета грунта и высокой жесткостью частиц. При разгрузке происходит восстановление упругих деформаций за счет релаксации горизонтальных напряжений.

С целью экспериментального подтверждения предполагаемого механизма была выполнена серия компрессионных испытаний несвязных грунтов однородного гранулометрического состава с различным размером фракций, а так же трех смесей различных фракций в пропорции 1/1/1 [4,6,9]. Образцы загружались в прибор при минимальной плотности путем засыпки через воронку с минимальной высотой падения. Фракции испытанных грунтов, смесей и их начальные плотности представлены в таблице 1.

Таблица 1

Характерный размер частиц и начальная плотность грунтов

Фракция песка, мм	0,1-0,25	0,25-0,5	0,5-0,8	Смесь 1 0,1-0,25 0,25-0,5 0,5-0,8	Смесь 2 <0,1 0,25-0,5 0,5-0,8	Смесь 3 <0,1
Плотность, г/см ³	1,46	1,48	1,55	1,58	1,63	1,42

Испытания проводились в одометрах с диаметром образца 87мм и высотой 25мм. Нагружение проводилось малыми ступенями и доводилось до величины вертикального напряжения 1200кПа [1]. Впоследствии проводилась поэтапная разгрузка. Для каждого вида грунта было выполнено по 4 испытания, результаты испытаний осреднялись.

В связи с тем, что в ходе испытаний выполнялась разгрузка, можно определить упругую составляющую деформации при каждом уровне вертикального напряжения. Предполагая, что величина упругих деформаций постоянна при каждом уровне напряжения зависимость общей деформации от напряжения может быть разделена на упругую ε_e и пластическую ε_p составляющую:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p$$

Грунт является выражено пластической средой, в связи с чем данное построение не позволяет однозначно интерпретировать результаты испытания. Однако, если построить рассматриваемые зависимости в полулогарифмических координатах то становится видно, что характер деформирования однородных и неоднородных гранулометрических составов различается. На рисунке 1 представлены такие зависимости для всех шести испытанных разновидностей грунта.

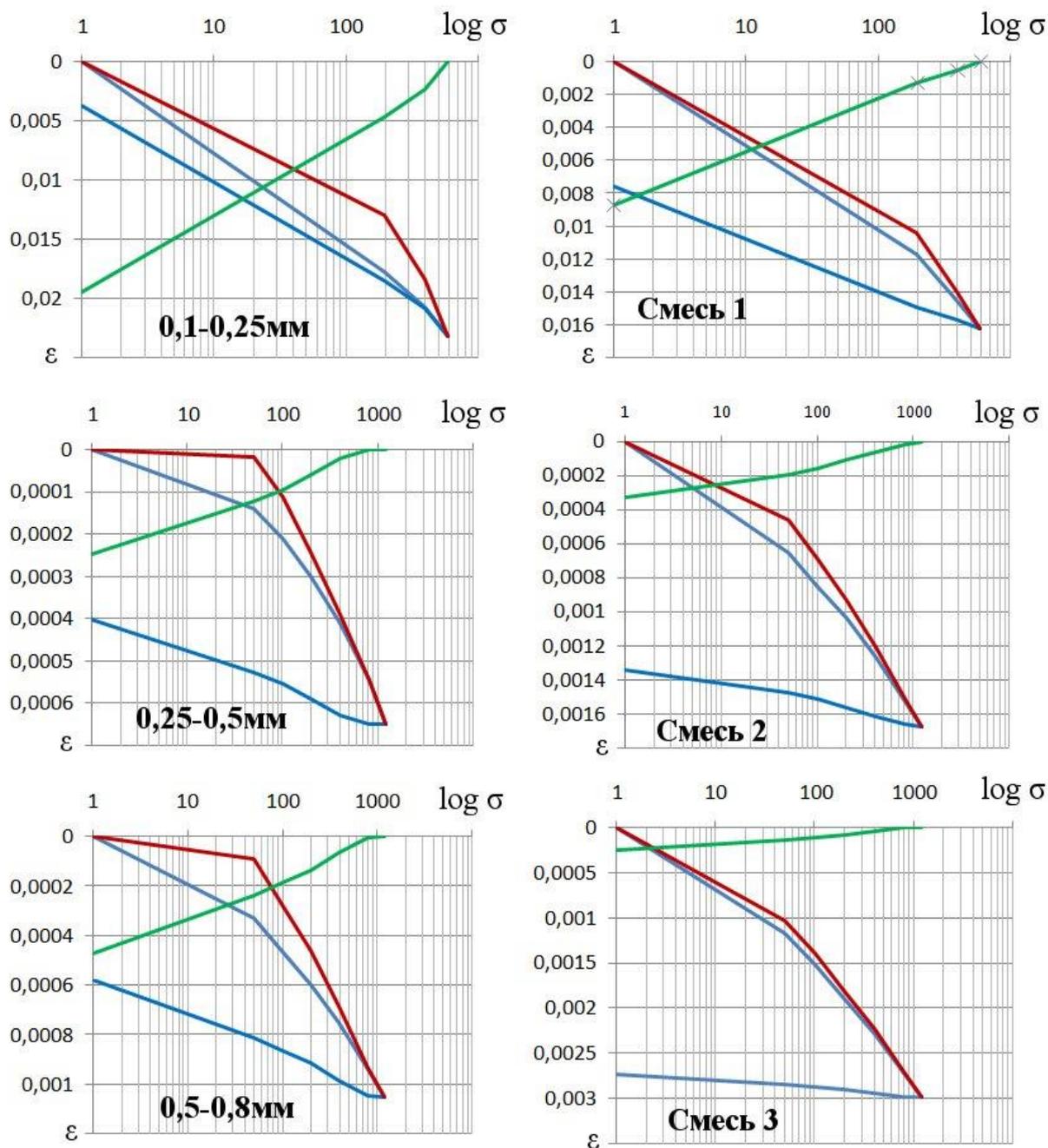


Рис. 1. Обработка данных испытаний

Синей линией на рисунке 3 показаны результаты испытания для данной фракции: общие деформации при первичном нагружении и разгрузка. Зеленой линией показаны упругие деформации, определенные по ветви разгрузки. Красной линией показаны пластические деформации.

Хорошо видно, что на зависимости пластических деформаций от напряжения прослеживается перелом в районе 100кПа, означающий изменение фазы сжатия. Однако в случае однородных по гранулометрическому составу грунтов этот переход значительно более выражен, а для смесей зависимость пологая. Кроме того, у смесей пластические деформации практически совпадают с общими, то есть упругие деформации проявляются в них в значительно меньшей степени.

Из представленных графиков следует вывод, что у грунтов с однородным гранулометрическим составом значительно меньше выражены пластические деформации в фазе сдвигов, т.е. не происходит перекомпоновки частиц. Их скелет даже при минимальной начальной плотности имеет устойчивую структуру и работает достаточно упруго. В грунтах с неоднородным гранулометрическим составом независимо от входящих в него фракций упругие деформации выражены в меньшей степени, а пластические деформации развиваются равномерно в ходе всего нагружения, что указывает на постоянные изменения структуры грунта [8].

Примечательно, что данный подход позволяет количественно выразить связь между гранулометрическим составом и сжимаемостью грунта посредством отношения упругих деформаций к пластическим. Данное отношение, а так же точка изменения фазы сжатия могут быть использованы в качестве входных параметров расчетной модели грунта, учитывающей его гранулометрический состав. В связи с тем, что определение гранулометрического состава и начальной плотности проводится с достаточно высокой точностью, разработка подобной модели позволит повысить точность количественной оценки напряженно-деформированного состояния оснований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тер-Мартirosян З.Г.* Механика грунтов. Москва: АСВ, 2009г. 550с.
2. *Чаповский Е.Г.* Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. Москва: Недра. 1975 г. 303с.
3. *Мирный А.Ю., Тер-Мартirosян А.З.*, Подбор оптимального гранулометрического состава песчано-гравийных смесей для песчаных подушек и насыпей, Ж. Жилищное строительство, №9 2014г. С.43-46.
4. *Тер-Мартirosян З.Г., Мирный А.Ю.* Влияние неоднородности грунтов на их механические свойства. Ж. Основания и фундаменты, №6 2013г. С.2-7.
5. *Ter-Martirosyan Z.G., Mirnyi A.Y.* Effect of nonhomogeneity of soils on their mechanical properties. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2014. Т. 50. № 6. С. 223-231.
6. *Santamarina J.C.* - Soil Behaviour at the Microscale: Particle Forces. Atlanta GA: MIT, 2001.
7. ГОСТ 12248-2010. Грунты. лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Стандартиформ. 2011.
8. ГОСТ 12536-79. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. М.: Стандартиформ. 2011.
9. ГОСТ 22733-2002. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. М.: Стандартиформ. 2013
9. *Santamarina J.C.* - Soil Behaviour at the Microscale: Particle Forces. Atlanta GA: MIT, 2001.
10. *Ter-Martirosyan Z.G., Mirnyi A.Y.* Effect of nonhomogeneity of soils on their mechanical properties. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2014. Т.50. № 6. С. 223-231.

Морозов Д.О., студент 3-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Сидоров В.В., канд. техн. наук, доц. кафедры МГТ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ИЗУЧЕНИЕ ПРОЦЕССА ТРЕНИЯ НА ГРАНИЦЕ «ГРУНТ-БЕТОН» ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СВАИ С ОСНОВАНИЕМ

Известно, что работа сваях в грунте связана с трением по боковой поверхности. Однако, значение коэффициента трения между различными материалами (в данном случае, бетоном и грунтом) не достаточно глубоко исследовано. С целью уточнения значения коэффициента трения были выполнены следующие испытания по определению угла внутреннего трения боковой поверхности сваи о песок при ее работе, для использования в проектировании свайного фундамента [1,7].

Для проведения испытаний были подготовлены образцы из бетона (4 шайбы диаметром 71,4 мм и высотой 15мм). Исследовался коэффициент трения между бетонными шайбами и пылеватый песок в воздушно-сухом состоянии. Для проведения испытаний мы использовали прибор одноплоскостного среза, в который помещали бетонные шайбы и пылеватый песок.

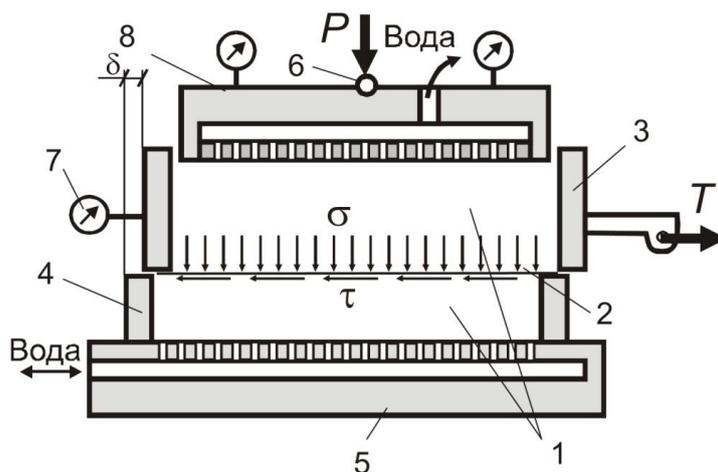


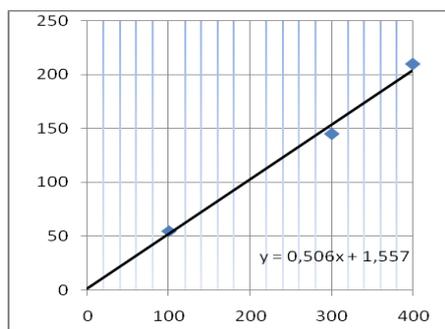
Рис. 1. Схема прибора одноплоскостного среза

На рисунке: 1а - бетонная шайба, 1б - образец песчаного грунта, 2 - поверхность среза, 3 - подвижная обойма, 4 - неподвижная обойма, 5 – основание, 6 – шарик, 7 - индикатор часового типа, 8 - верхний штамп.

Для определения показателей прочности (ϕ и c) необходимо провести испытания на сдвиг нескольких образцов при разной величине вертикальных сжимающих напряжений. Зная $\tau_{пр}$ и σ для каждого опыта, можно найти значения ϕ и c исследуемого грунта.

Рекомендуется выполнять три опыта на срез грунта при различных вертикальных напряжениях. Нормальные усилия σ для испытания были приняты 100, 200, 300, 400 кПа. Нагружение производилось по кинематической схеме с заданной скоростью горизонтальных деформаций. Испытание проводилось до достижения предельного сопротивления срезу.

При последующей обработке и анализе полученных данных испытаний одноплоскостного среза, получены следующие результаты: угол внутреннего трения бетона о пылеватый песок φ составил 27° , сцепление c составило 1,6 кПа, максимальные касательные напряжения τ для соответствующих им нормальных равны:



σ , кПа	τ , кПа
100	55
300	145
400	209,7

Угол трения φ , °	26,8
Сцепление c , кПа	1,6

Рис. 2. Диаграмма одноплоскостного среза песка по бетону и полученные значения прочностных характеристик

Несколько ранее были произведены испытания одноплоскостного среза для пылеватого песка. По результатам этих испытаний угол внутреннего трения $\varphi=36^\circ$, что значительно больше угла трения φ бетона о песок, равного 27° которые были получены ранее. Для проверки возможности сдвига на контакте конструкций с грунтом должны быть определены силы предельного сопротивления сдвигу, которые зависят от характеристик трения и сцепления на контакте. Силы трения и сцепления на контакте «конструкция - грунтовый массив» должны определяться в зависимости от значений прочностных характеристик грунта, гидрогеологических условий площадки, материала конструкции, технологии ее устройства. Для нескальных грунтов допускается принимать следующие расчетные значения прочностных характеристик на контакте «конструкция - грунтовый массив»:

удельное сцепление $c_k = 0$;

угол трения грунта по материалу конструкции $\delta = \gamma_k \varphi$, где φ - угол внутреннего трения грунта, γ_k - коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 1.

Таблица 1

Коэффициент условий работы при взаимодействии разнородных материалов

Материал конструкции	Технология устройства и особые условия	γ_k
Бетон, железобетон	Монолитные гравитационные и гибкие подпорные стены, бетонированные насухо. Монолитные фундаменты	0,67
	Монолитные гибкие подпорные стены, бетонированные под глинистым раствором в грунтах естественной влажности. Сборные гравитационные стены и фундаменты	0,50
	Монолитные гибкие стены, бетонированные под глинистым раствором в водонасыщенных грунтах. Сборные гибкие стены, устраиваемые под глинистым раствором в любых грунтах	0,33

При проектировании свайного фундамента в песках используются результаты одноплоскостного среза песка по песку по ГОСТ 12248-2010 [2]. В то время как реально работает железобетонная свая о песок. В результате получаются завышенные результаты силы трения, следовательно, надо вносить коэффициент поправки при проекти-

ровании, который в данном случае равен $\gamma_k = 27/36 = 0,75$, что больше коэффициента $\gamma_k = 0,67$ представленного в СП 22.13330.2011 для монолитных фундаментов, следовательно, и несущая способность свай выше [3].

Одной из самых актуальных задач, где используется полученный коэффициент на практике, является задача об определении несущей способности свай [4,5]. Для сравнения полученного коэффициента интерфейса с предложенным в СП для железобетонных конструкций, было проведено конечно-элементное моделирование [6] задачи испытания одиночной сваи в неоднородном массиве грунта. Результаты сравнения показали, что несущая способность сваи длиной 20 м диаметром 1 м под высотное здание в районе Бирюлево Восточное МО с использованием коэффициентов интерфейса по СП и выполненным испытаниям отличаются на 15 %.

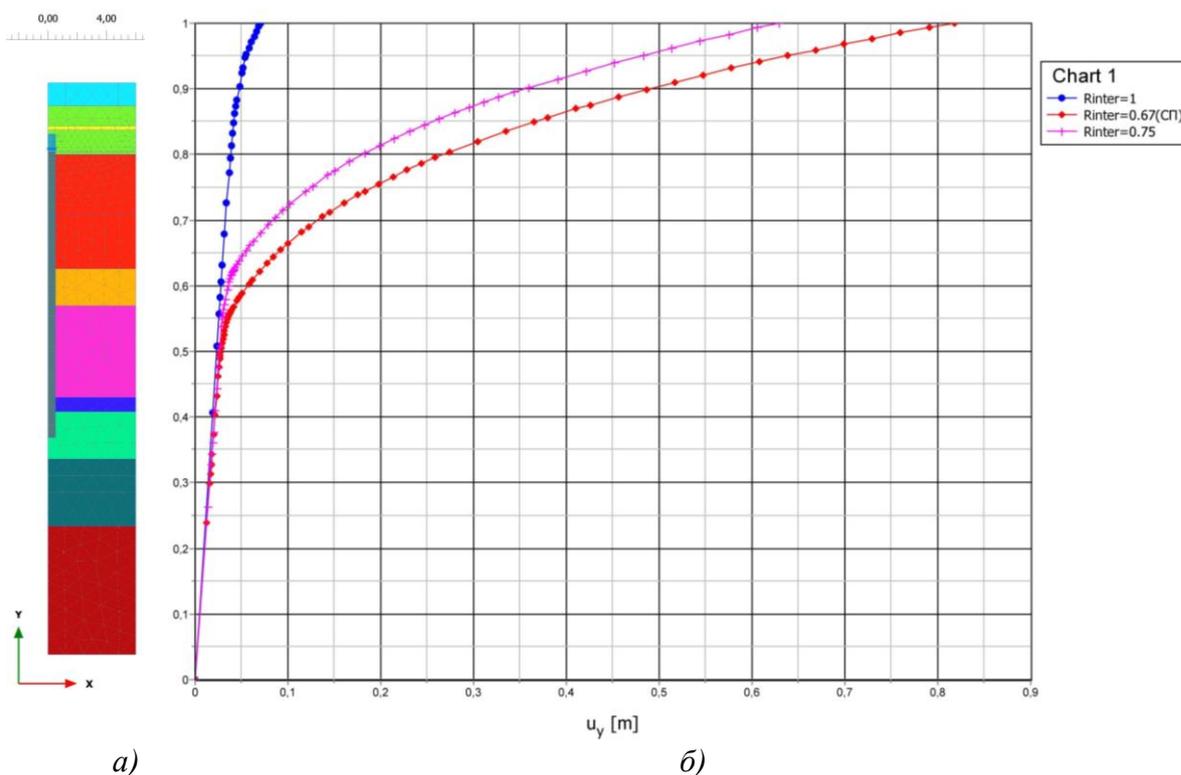


Рис. 3. Расчетная схема (а) и результаты конечного моделирования статического испытания одиночной сваи при различных коэффициентах интерфейса R_{inter} (б)

Основные выводы:

1. Коэффициент трения между бетоном и грунтом может быть определен путем стандартных испытаний в приборе одноплоскостного среза.
2. Для приведенного случая разница в значении угла внутреннего трения составила 25%.
3. Проведение серии подобных испытаний позволит вывести зависимость коэффициента трения от вида грунта (его гранулометрического состава), степени водонасыщения, показателей пластичности.
4. Данные результаты были применены для математическом моделировании работы свай в грунте. Несущая способность при использовании полученного коэффициента интерфейса и по СП составила 15%, что говорит о необходимости проведения большего количества испытаний с применением статистической обработки результатов для уточнения коэффициента.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы определения механических свойств грунтов. М., 2010.
2. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. М., 2011.
3. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. М., 2011.
4. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. Изд. АСВ, 2009 г., 550 с.
5. Сорочан Е.А., Трофименкова Ю.Г. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1985.
6. PLAXIS 2D. Руководство пользователя. ООО «НИП – Информатика», 2012.
7. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Мирный А.Ю. Механические свойства грунтов с неоднородным гранулометрическим составом. Печ. Метод. указания, МГСУ, 2014, 72с.

Немолочнов А.Г., магистр 2 курса ИГЭС

Научный руководитель –

Левачев С.Н., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ИССЛЕДОВАНИЕ КОМПОЗИТНОГО ШПУНТА

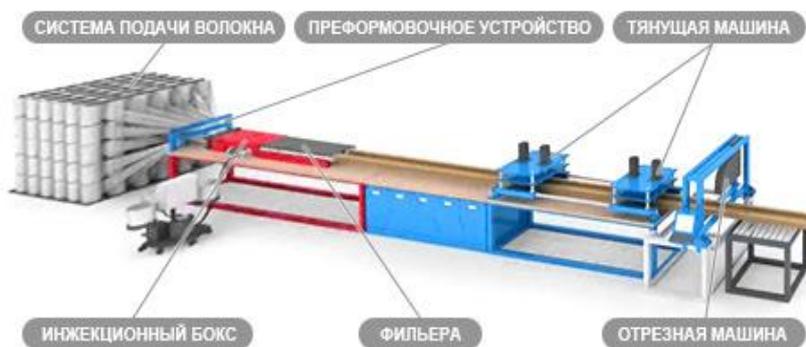
В настоящее время получают широкое распространение композиционные материалы (композиты), в которых функции армирующих элементов выполняют стекловолоконно, базальтовое волокно, углепластик и другие материалы. Роль связующего обычно выполняют смолы. Из этих материалов изготавливают арматуру, системы внешнего армирования – усиления конструкций, различные профили, заполнители для бетона и т.д. Производители называют композиты – материалами XXI века, перечисляя большой список их преимуществ, главные из которых: высокая прочность, легкость и отсутствие коррозии. Строители же смотрят на данные материалы с осторожностью, т.к. их свойства мало изучены, нормативная документация по ним ограничена либо отсутствует совсем. Особенно это относится к нашей гидротехнической области, которая в силу большой ответственности сооружений довольно консервативна.

В этом докладе речь пойдет о композитном изделии именно для гидротехнического строительства – композитных шпунтовых сваях ШК-150, которые производятся в России, компанией «Пултрузионные технологии». Производитель заявляет, что данные шпунтовые сваи при моменте сопротивления всего 210 см^3 обладают допустимым изгибающим моментом 237 кНм, что соответствует прочности 1126 МПа.

Технология пултрузии основана на протягивании волокнистых армирующих материалов, предварительно пропитанных полимерной композицией, через нагретую формообразующую фильеру, в которой происходит управляемый термореактивный процесс полимеризации связующего полимера. На выходе получается армированный профиль заданной конфигурации, имеющий сечение, задаваемое фильерой, и стабильные свойства, как по длине, так и по сечению.

Исходя из заявленных характеристик, композитный шпунт мог бы заменить легкие металлические профили.

Для проверки несущей способности сваи, изначально была применена стандартная схема испытаний шпунта – балка на двух опорах с приложением нагрузки посередине пролета (Еврокод 3). По предварительным расчетам для разрушения образца требовалась нагрузка 47,5 т. Образец был длиной 2,0 м, нагрузка создавалась гидравлическим домкратом.

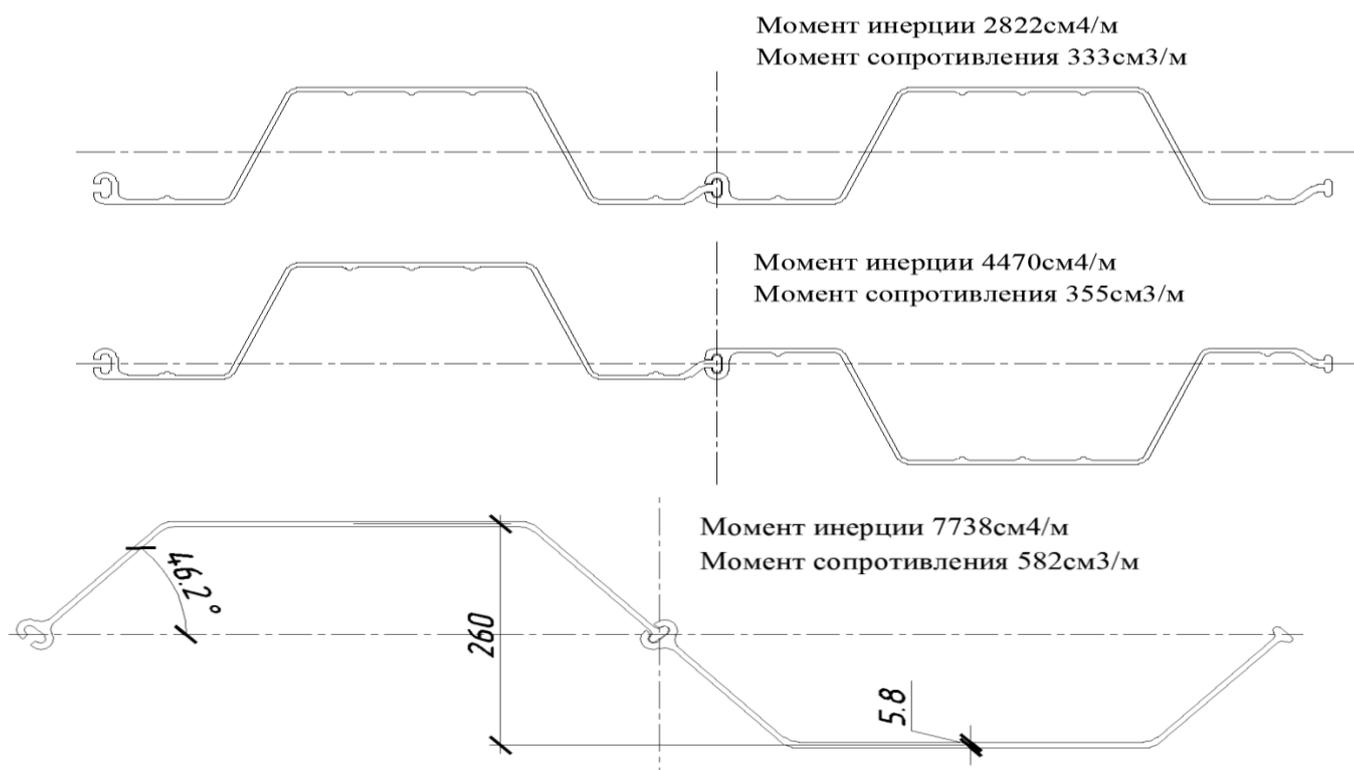


Было проведено 3 испытания. Разрушение образца происходило при усилии на домкрате порядка 5,0 т. Прогиб при этом составлял около 23,0мм. Это соответствует изгибающему моменту в 24 кНм. Модуль упругости при этом равен 19,0 – 20,0 ГПа. Однако разрушение происходило не от изгиба, а от локальной концентрации напряжений, поэтому была предложена вторая схема испытаний.

Вторая методика испытаний предлагала приложение нагрузки в двух точках, по схеме «чистый изгиб». Расчет был на то, что в центральной части будут «идеальные условия» - только изгибающий момент, без поперечных сил, боковые же части будут усилены для восприятия дополнительных напряжений.

Разрушение образца произошло, где и ожидалось, в центральной части, в сжатой зоне элемента. Разрушение произошло при нагрузке 14,0т. Прогиб составил 54,0 мм. Изгибающий момент – 45 кНм.

Кроме испытаний несущей способности, была также проведена пробная бойка шпунта длиной 8,0 м и 12,0 м. Погружение первой сваи длиной 8,0 м прошло практически без осложнений, стоит отметить лишь повреждение шпунта в зоне захвата вибропогружателем. Глубина погружения сваи составила около 6,5 м. Следующим выполнялось погружение сваи длиной 12,0 м. Возникли осложнения с выставлением шпунтовой сваи по оси, из-за большой гибкости, свая пошла «винтом».



После погружения шпунта на глубину примерно 2,5 – 3,0 м произошло разрушение замков. После погружения сваи с усиленным вибрационным воздействием, наблюдались значительные деформации сваи, что в итоге привело к полному разрушению средней полки шпунта в месте захвата. После осмотра извлеченных свай, была обнаружена трещина под нижним концом сваи длиной 12,0 м.

Кроме того, что прочностные характеристики профиля фактически ниже заявленных, хочется отметить не эффективность использования материала. Если в качестве характеристики эффективности сечения взять отношение момента сопротивления сваи к площади ее поперечного сечения, отнесенное к метру длины стенки, то для сваи ШК-150 оно равно 4,1, в то время как у зарубежных аналогов это отношение больше 7. На слайде показан оптимизированный профиль – при том же расходе материала момент сопротивления сваи увеличился с 333 см³/м до 582см³/м, что соответствует значению параметра 7,2. Толщина профиля при этом была увеличена с 5,0 мм до 5,8 мм.



В заключение хочется сказать, что вопрос о применимости данного изделия не ставится, уже существует ряд объектов, в основном связанных с берегоукреплением, где шпунтовые сваи нашли свое применение. Сейчас требуется определиться с границами применимости данного типа шпунтовых свай, улучшить их профиль и усилить проблемные места. Кроме этого, необходимо определиться с расчетными значениями характеристик материала. Из-за того, что разрушение материала происходит хрупко, следует ввести коэффициент запаса 1,5-2 для их определения.

Сейчас требуется определиться с границами применимости данного типа шпунтовых свай, улучшить их профиль и усилить проблемные места. Кроме этого, необходимо определиться с расчетными значениями характеристик материала. Из-за того, что разрушение материала происходит хрупко, следует ввести коэффициент запаса 1,5-2 для их определения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Илюхин Д.А.* Сваи из ультракомпозитного материала – новая эра в строительстве. Журнал «Гидротехника» 2(27), 2014, с.66-67.
2. EN 1993-5:2007 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 5. Забивка свай», 2010г.
3. *Рассказов Л.Н., Орехов В.Г., Анискин Н.А., Малаханов В.В., Бестужева А.С., Саинов М.П., Солдатов П.В., Толстиков В.В.* «Гидротехнические сооружения» 2011.
4. *Левачев С.Н., Корчагин Е.А., Пиляев С.И., Кантаржи И.А., Шурухин Л.А.* «Гидросооружения водных путей, портов и континентального шельфа, ч. II, Порты и портовые сооружения» 2015.
5. *Мороз Л.Р., Соколов А.В., Филиппов В.В.* Старые причалы – новые решения. Ремонтные технологии и материалы. Транспортное строительство, № 2, 2015, с. 11-14.
6. *Левачев С.Н., Шурухин Л.А., Андреев Е.В., Галимов И.М.* Строительство низконапорного гидроузла "Кузьминск" на реке Оке. Гидротехническое строительство, № 4, 2015, с. 49-55.
7. *Корчагин Е.А., Сахненко М.А., Степанян Г.А.* Строительство причалов на слабых грунтах основания с искусственно улучшенными физико-химическими характеристиками. «Вестник МГСУ», № 8.

Писаренко А.В., аспирант кафедры оснований,
фундаментов и подземных сооружений

Научный руководитель –

Яркин В.В., канд. техн. наук, доц. кафедры оснований,
фундаментов и подземных сооружений

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ

При строительстве и эксплуатации зданий на подрабатываемых территориях деформации земной поверхности передаются на каркас здания в виде угловых и линейных перемещений основания, вызывая в его элементах дополнительные усилия. Дополнительные усилия в элементах каркаса от воздействия подработки могут существенно превышать усилия от основного сочетания нагрузок и приводить к разрушениям и потере устойчивости, как отдельных конструкций, так и здания в целом. Общеизвестно, что распределение усилий в конструкциях зависит от соотношения жесткостных характеристик сооружения и основания [4]. На основании этого проектирование зданий на подрабатываемых территориях осуществляют по жесткой либо податливой конструктивной схеме [1, 2]. Снижение жесткости основания также позволяет снизить величину дополнительных усилий в конструкциях здания.

Целенаправленное снижение жесткости основания по боковой поверхности и по подошве можно осуществить различными способами, например: применением сильносжимаемых обратных засыпок, применением легкодеформируемых вставок, размещаемых по подошве и боковой поверхности фундаментов, устройством подготовки под фундамент переменной жесткости либо выполнением подошвы фундамента в виде зубчатой поверхности [8, 9].

В данной работе исследовалось распределение усилий в элементах каркасного здания при различных значениях податливости основания.

В качестве объекта исследования в данной работе было выбрано здание, представляющее собой двухэтажный железобетонный каркас рамно-связевого типа. Расчетная схема объекта исследования представлена в виде двухэтажной, трехпролетной поперечной рамы, состоящей из стержневых конечных элементов.

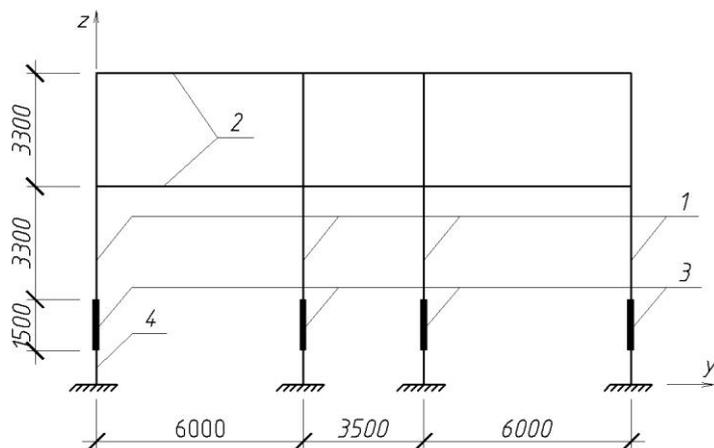


Рис. 1. Расчетная схема поперечной рамы
1 – колонны; 2 – ригель;
3 – фундамент;
4 – стержень, моделирующий основание

Основание моделировалось стержневыми элементами с жесткостными характеристиками (EF , EI , GF), зависящими от коэффициента жесткости основания [4, 5, 6]. При этом коэффициент жесткости основания C_z варьировался на нескольких уровнях: 2000 кН/м^3 ; 5000 кН/м^3 ; 10000 кН/м^3 .

Жесткостные характеристики сечения стержней, моделирующих конструкции здания, принимались в соответствии с [7] и в процессе расчета не изменялись.

Расчет производился при помощи программного комплекса ЛИРА, основанного на методе конечных элементов.

Расчеты выполнялись на основное сочетание нагрузок (постоянная+временная+ветер слева) и особое сочетание нагрузок (воздействие подработки). При этом воздействие подработки в расчетной схеме учитывалось вынужденными перемещениями опорных узлов стержней, моделирующих основание [3, 4].

В особом сочетании нагрузок учитывались отдельно воздействие горизонтальных деформаций земной поверхности и кривизны земной поверхности. Кривизна земной поверхности учитывалась вертикальным смещением и угловым поворотом опорных узлов стержней, моделирующих основание.

Значения вынужденных перемещений основания принимались для четырех групп подрабатываемых территорий (табл. 1) по средним значениям соответствующих деформаций для каждой группы [2].

Таблица 1

Группы подрабатываемых территорий	Вынужденные перемещения основания					
	горизонтальные перемещения, м		вертикальные перемещения, м		поворот, рад.	
	крайняя	средняя	крайняя	средняя	крайняя	средняя
I	0.0775	0.0175	0.0150	0.0008	0.00388	0.00088
II	0.0504	0.0114	0.0060	0.0003	0.00155	0.00035
III	0.0310	0.0070	0.0032	0.0002	0.00082	0.00018
IV	0.0116	0.0026	0.0015	0.0001	0.00039	0.00009

При этом распределение усилий (M , Q , N) в элементах каркаса определялось для различных значений коэффициента жесткости основания.

В качестве наиболее неблагоприятного было выбрано сочетание воздействий при попадании здания на край мульды сдвижения: кривизна выпуклости и горизонтальные деформации растяжения.

Максимальные дополнительные изгибающие моменты в элементах каркаса от воздействия деформаций земной поверхности, соответствующих I группе подрабатываемых территорий (средним значениям для группы), при различных значениях коэффициента жесткости основания показаны на рис. 2.

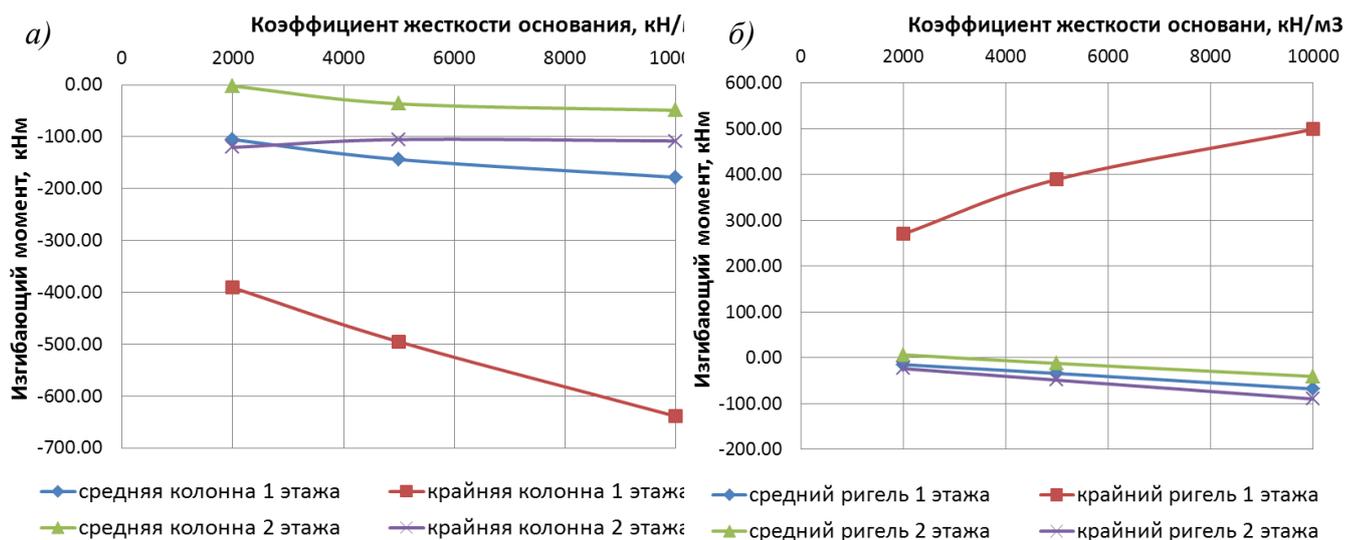


Рис. 2. Зависимость дополнительных изгибающих моментов от податливости основания:
a – в колоннах; *б* – в ригелях

Выводы

1. Дополнительные усилия в элементах каркаса от воздействия подработки могут существенно превышать усилия от основного сочетания нагрузок.

2. Максимальные дополнительные усилия от воздействия подработки будут возникать в основном от действия горизонтальных деформаций земной поверхности. При этом:

- максимальные изгибающие моменты и поперечные силы в крайних колоннах и ригелях первого этажа;
- максимальные продольные силы в средних ригелях первого и второго этажей.

3. Увеличение податливости основания позволяет снизить максимальные дополнительные усилия почти в два раза, то есть по сути уменьшить вредное воздействие подработки до значений более легкой группы подрабатываемых территорий.

4. Увеличение податливости основания целесообразно осуществлять путем применения саморегулирующихся фундаментов [8] с ограничением осадки предельно допустимой величиной.

5. Мероприятия по снижению жесткости основания можно применять в сочетании с мероприятиями по повышению жесткости конструктивных элементов здания либо дополнительными элементами, позволяющими воспринимать усилия от подработки, например в сочетании со связями распорками.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування/ Мін буд. України. Київ 2009, 107 с.
2. ДБН В.1.1-5-2000 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Часть 1. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях. – Киев: Госстрой Украины, 2000. – 64 с.
3. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Ч II. Промышленные и гражданские здания./ НИИСК Госстроя СССР, Донецкий ПромстройНИИпроект, КиевЗДНИИЭП, КиевНИИПрогростроительства. – М.: Стройиздат, 1986. – 304 с.
4. *Клепиков С.Н.* Расчет сооружений на деформируемом основании, Киев-1996, 206 с.
5. Рекомендации по расчету пространственных систем зданий и сооружений на подрабатываемых территориях / А.А. Петраков, Ю.И. Мальцев. – Донецк: Ротапринт Донецкого ПромстройНИИпроекта, 1984. – 87 с.
6. Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений / НИИСК Госстроя СССР. – Киев: 1977. – 30 с.
7. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций: Учебн. пособие / Ю.В. Веружский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. – К.: Книжное изд-во НАУ, 2006. – 808 с.
8. Пат. 34886 Украина, МПК 6 E 02D 27/00 Фундамент будівлі, споруди: Петраков А.А., Азараев В.В., Тимченко Р.О. № 99074068; Заявл. 15.07.1999; Опубл. 15.03.2001, Бюл. №2. – 4 с.
9. *Тимченко Р.А., Кришко Д.А.* Работа плитных фундаментов-саморегуляторов на неравномерно-деформируемом основании. – Современные проблемы строительства. – Донецк: ДП Донецкий ПромстройНИИпроект, 2010, с. 83 – 91.

Политько В.А., аспирант 1-го года обучения ИГЭС

Научный руководитель –

Кантаржи И.Г., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ЛЕДОВЫЕ НАГРУЗКИ НА МОРСКИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Величина ледовой нагрузки на морские гидротехнические сооружения зависит от многообразия случайных факторов. Практически все параметры, определяющие свойства льда, а именно прочность на сжатие и на изгиб, толщина льда, торосистость и неплотность контакта льда с сооружением, имеют случайную природу. Набор этих случайных величин дополняется изменчивостью внешних факторов, среди которых размер ледяного поля, скорость и направление движения льда. Таким образом, ледовая нагрузка является случайной величиной, а взаимодействие ледяного поля с сооружением – случайным процессом.

Для задания параметров льда, которые являются основой для определения ледовых нагрузок, как правило, собирают статистические данные о физико-механических свойствах льда, характерных для конкретного региона. Но очевидно, что задание параметров льда на основе вероятностно-статистических сведений имеет неочевидный прогностический характер, так как статистические данные получены за ограниченный период в прошлом, а будут использоваться уже с расчетом на будущее. Таким образом, такой подход может быть правомерным лишь в случае, если предположить, что выборка статистических данных действительно репрезентативна, и не только по от-

ношению к прошлому, но и по отношению к будущему. Имея в виду возможную цикличность и изменчивость климатических и других природных условий, а также принимая во внимание эффект глобального потепления и другие возможные неопределенности, важной задачей является создание сертифицированного метода обработки ограниченной статистической информации с учетом всех неопределенностей для более точного определения законов распределения и прогнозирования экстремальных параметров льдов.

В случае отсутствия статистических данных по ледовым параметрам для рассматриваемого района, в целях предварительных расчетов можно экстраполировать результаты измерений, выполненных в районах со схожими условиями эксплуатации. О данной возможности говорится и в международном стандарте ISO 19906 [1]. В целях экстраполяции могут использоваться данные по прочности образцов льда. Но данные экстраполяции необходимо производить осторожно ввиду отсутствия однозначных линейных зависимостей между прочностью образца льда и прочностью льдины, оказывающей нагрузку на сооружение. Альтернативным путем компенсации отсутствия данных может быть математическое моделирование ледового поля на подходе к сооружению, при этом гидрометеорологические данные получают за многолетний период методом реанализа [2].

Нормативные значения ледовых нагрузок могут быть найдены по двум методикам: а) детерминированным методом, в котором для определения ледовой нагрузки принимается максимальная толщина льда с определенной обеспеченностью совместно с номинальными значениями других параметров льда; б) вероятностным методом с построением функций распределения ключевых параметров льда. Вероятностный метод более трудоемкий, но в отличие от детерминированного метода дает более точные

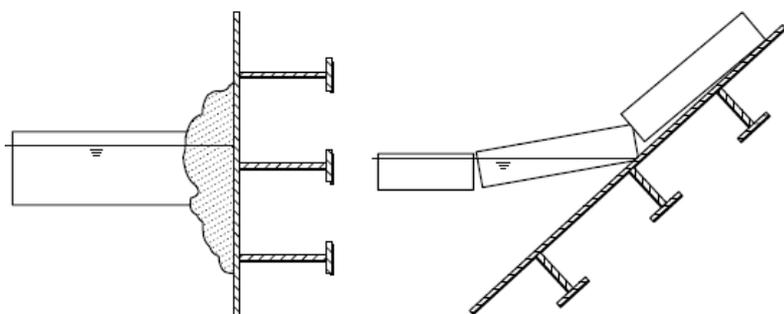


Рис. 1. Модели разрушения льда

величины ледовых нагрузок, что дает определенный эффект как с точки зрения экономики реализации проекта, так и с точки зрения безопасности сооружения. Первая методика может использоваться на начальной стадии проектирования для определения основной концепции конструкции, и, воз-

можно, на стадии базового проектирования. Окончательный расчет рекомендуется проводить с использованием вероятностных методов расчета.

При вычислении ледовых нагрузок на морские гидротехнические сооружения должны рассматриваться различные **сценарии взаимодействия между льдом и сооружением** ввиду многообразия факторов, влияющих в конечном счете на ледовую нагрузку:

1) *геометрия и форма сооружения* может быть различной. В плане сооружение может быть четырехугольным или многоугольным, морская платформа может иметь 1,3,4 опоры. Также профиль сооружения бывает строго вертикальным или наклонным. В случае взаимодействия льда с вертикальной опорой лед разрушается сжатием и происходит хрупкое дробление льда, в случае с наклонной опорой – лед разрушается на изгиб, как показано на *рис. 1*. Стоит отметить, что прочность льда на изгиб, как правило, меньше, чем прочность льда на сжатие.

2) существует большое *разнообразие ледовых образований* с отличительными физико-механическими свойствами: однолетние льды или многолетние, шельфовый лед или ледниковый, ровные льды, айсберги, ледовые острова, наслоенный лед, уплотненные или дрейфующие торосы, стамухи и др.

3) *характер разрушения льда* также может быть различным. Разрушение льда может происходить на сжатие или на изгиб в зависимости от профиля сооружения (см. п.1 и *рис.1*). Также, в зависимости от скорости деформации льда и его толщины разрушение льда может иметь хрупкий характер (происходит дробление), может произойти потеря устойчивости ледяного поля (при небольшой толщине льда), могут иметь место пластические деформации при очень малых скоростях деформации и др.

4) природные силы, движущие льды, могут вызывать *различные схемы взаимодействия льда и сооружения* (ниже приведены 3 общепринятые схемы [3], также см. *рис.2*). В зависимости от схемы взаимодействия, величина ледовой нагрузки на сооружение ограничивается следующим образом:

- 1-ая схема называется «максимальное напряжение», когда лед фактически разрушается при взаимодействии с сооружением и в таком случае прочность самого льда ограничивает силу его воздействия на сооружение;

- 2-ая схема называется «максимальная сила». В данной схеме лед при взаимодействии с сооружением не разрушается, так как суммарная сила действия на него ветра, течения воды и других ледовых образований не достаточна, чтобы вызвать предельные напряжения в нем при взаимодействии с сооружением. Эта суммарная сила и будет максимальной, которая будет передаваться через ледовое поле сооружению.

- 3-я схема «максимальная энергия». Данная схема рассматривается, когда льдина (в т.ч. айсберг) до столкновения с сооружением имеет достаточно высокую кинетическую энергию, а после столкновения полностью теряет свою скорость, и вся кинетическая энергия льдины воспринимается сооружением.

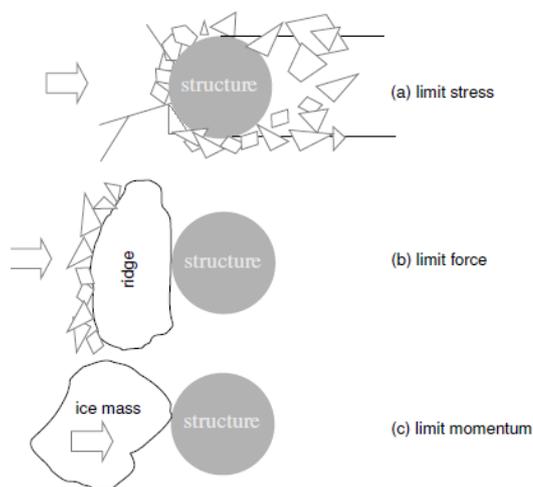


Рис. 2. Схемы взаимодействия льда и сооружения.

В 2006 году Тимко и Кросдэйл из Канадского национального гидротехнического исследовательского центра [4] представили исследование того, насколько согласуются расчеты ледовых нагрузок, выполненные специалистами из разных стран. Аналогичные исследования проводились в 1988, 1994 и 1996 годах. В качестве задания для приглашенных участников исследования было предложено посчитать ледовую нагрузку для четырех ледовых сценариев: 1 – действие однолетнего ровного ледового поля на вертикальную опору; 2 – действие однолетнего тороса на вертикальную опору; 3 – действие многолетнего дрейфующего ледяного поля диаметром 1 км на вертикальную опору; 4 - действие однолетнего ровного ледового поля на наклонную поверхность.

Для первого сценария по результатам расчетов средняя глобальная нагрузка составила 196 MN со средним отклонением ± 46 MN; для второго сценария - 269 MN ± 122 MN (при этом ледовая нагрузка по результатам расчетов варьировалась от 120 до 605 MN); для третьего сценария 382 MN ± 188 MN (ледовая нагрузка варьировалась

от 100 до 700 MN); для четвертого сценария - $43 \text{ MN} \pm 33 \text{ MN}$ (ледовая нагрузка варьировалась от 12 до 140 MN).

Как видно из результатов исследования, сходимость результатов расчетов нагрузок ровных ледовых полей на вертикальные сооружения достаточно высокая (см. также рис.3). Сравнивая с результатами аналогичных исследований прошлых лет можно утверждать, что расчетная величина ледовой нагрузки имеет тенденцию к уменьшению, а сходимость расчетов специалистов все выше, что объясняется наличием достаточного количества результатов натурных полномасштабных испытаний действия однолетнего ровного льда на вертикальные сооружения.

Что касается ледовых нагрузок от торосов и от многолетних льдов, то здесь имеет место большие расхождения в расчетах нагрузок, которые достигают до 5-7 порядков. Также в расчетах действия ледовых нагрузок на наклонные сооружения нет единства в результатах расчетов, что во многом объясняется отсутствием результатов натурных масштабных испытаний. Здесь расхождения расчетов выше 10 порядков.

Принимая во внимание результаты исследования Тимко и Кросдэйл [4], очевидно, что требуется дальнейшая разработка общепринятых методик расчетов ледовых нагрузок для всех возможных сценариев взаимодействия льда и сооружений (первым шагом в этом направлении стало издание международного стандарта ISO 19906), а также проведение большого количества натурных полномасштабных испытаний действия однолетних и многолетних ледовых образований на вертикальные и наклонные, стационарные и плавучие морские конструкции.

Важной задачей является также развитие моделей гидро- и термодинамики льда, в масштабе ближнего поля сооружения.

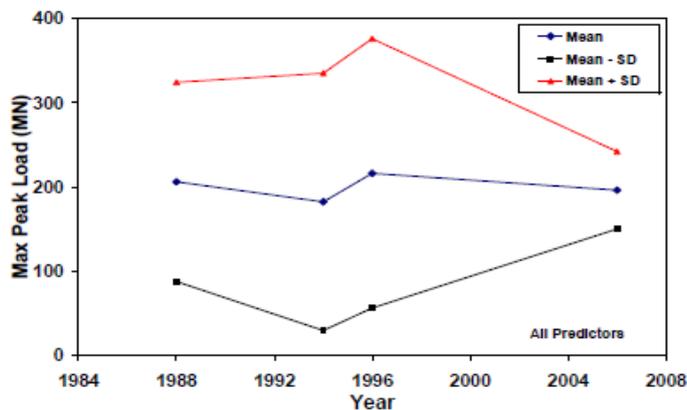


Рис.3. Сходимость результатов расчетов ледовых нагрузок от ровных ледовых полей на вертикальные сооружения

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ISO 19906 Petroleum and natural gas industries – Arctic offshore structures / International Organization of Standardization. 1st edition. 2010. 474 p.
2. Кантаржи И., Мадерич В., Кошебуцкий В., Козий Л. Численное моделирование льда для целей гидротехнического строительства в условиях ледовой нагрузки / Материалы конференции «Инновационные материалы и технологии для строительства в экстремальных климатических условиях», Архангельск 2-4 декабря 2014: Архангельск, САФУ, 2014, с.18-27
3. Palmer A., Croasdale K. Arctic offshore engineering / World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2013.
4. Timco G., Croasdale K. How well can we predict ice loads? / Proc. 18th IAHR international Symposium on Ice, 2006.

Поляков А.И., аспирант 1-го года обучения ИГЭС

Научный руководитель –

Кантаржи И.Г., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

РЕЗОНАНСНЫЕ СВОЙСТВА ПОРТОВЫХ АКВАТОРИЙ. ЯВЛЕНИЕ ТЯГУНА

На сегодняшний день при проектировании морских гидротехнических сооружений недостаточно учитывается динамический характер волнового воздействия, реальное поведение сооружений и возможные динамические эффекты. Одним из таких является резонанс водной массы портовой акватории.

В естественных условиях для возникновения резонанса – активизации собственных частот порта, необходимо наличие набегающих на порт волн таких же частот или



Рис. 1. Последствия тягуна

кратных им. Резонансные колебания водной поверхности портовой акватории приводят к появлению сейш – свободных стоячих гравитационных колебаний жидкости в замкнутых или полузамкнутых бассейнах [1].

Опасность сейшевых колебаний состоит в том, что они могут значительно усилить ветровые сгонно-нагонные колебания в бассейне, создавая повышенную степень опасности подъемов и понижений уровня для береговой инфраструктуры. В бухтах и гаванях сейши могут ге-

нерировать интенсивные периодические течения, приводящие к опасному для пришвартованных у причалов судов явлению тягуна.

Тягуны отрицательно воздействуют на устойчивость портовых сооружений и ритмичность работы портов. Перегрузочные операции во время тягуна прекращаются. Известны случаи, когда тягун приводил к разрушению портовых сооружений [2].

С целью недопущения тягуна в акваториях вновь проектируемых, а также для определения резонансных характеристик акваторий уже эксплуатируемых портов необходимо проводить расчеты волновых процессов и проверку тягуноопасности. Такие расчеты для проверки проектных решений выполнены специалистами МГСУ для спроектированных сухогрузного района морского порта Тамань [3] и морского порта Геленджик [4]. Численное моделирование проводилось с использованием комплекса численных моделей, описанных в [8].

Нормативная методика определения режима низкочастотных колебаний в порту, вызывающих явление тягуна содержится в РД [5] 1981 года и основана на определении параметров резонансных колебаний и сравнении их с опасными значениями условий возникновения тягуна. Данная методика имеет два серьезных допущения, которые позволяют получить приближенную картину резонансных колебаний акватории. Первое допущение это рассмотрение волновых процессов как монохроматических (постоянного периода и амплитуды колебаний), второе – упрощенные габариты акватории (прямоугольное очертание и постоянная глубина).

Для получения реальных резонансных свойств портовых акваторий, т.е. информации о периодах волновых колебаний внутренней водной массы в различных точках акватории для сравнения с периодами входящего волнения, используют численное моделирование.

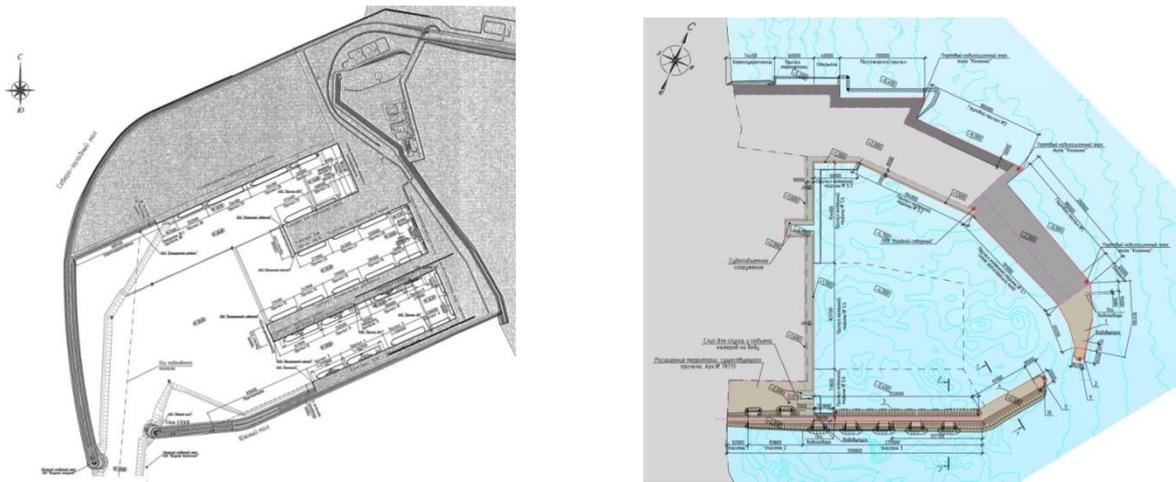


Рис. 2. Генпланы сухогрузного района порта Тамань и порта Геленджик соответственно

Для моделирования низкочастотных волновых процессов в акваториях сухогрузного района морского порта Тамань и морского порта Геленджик использована длинноволновая модель SWASH [6, 8].

В модели SWASH для расчетов частот собственных колебаний в акватории порта на входе в порт задаются спектральные характеристики волнения, соответствующие «белому шуму» то есть в диапазоне низких волновых частот, задается спектр постоянной плотности. По результатам расчетов волновых полей в акватории порта моделью SWASH отслеживается трансформацию спектра в акватории – формирование пиков спектральной плотности волновой энергии вблизи частот собственных колебаний.

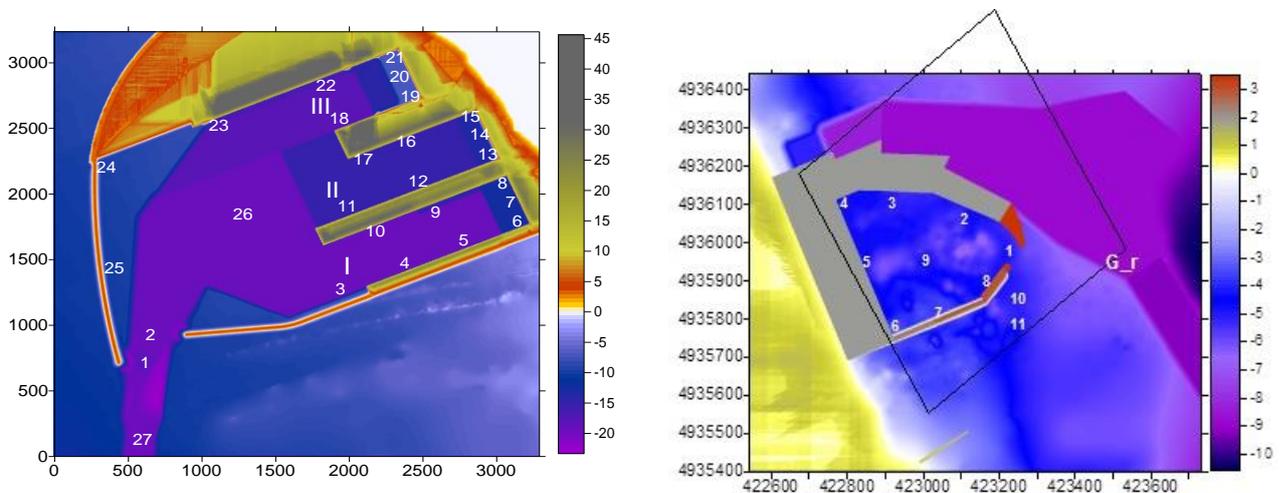


Рис. 3. Расчетные схемы с контрольными точками сухогрузного района порта Тамань и порта Геленджик соответственно

Полученные значения изменения уровня воды не являются реальными, но их спектральный анализ дает значения собственных частот акватории.

Анализ спектров волновой энергии позволяет сделать обобщенные выводы о наиболее значимых по концентрации волновой энергии резонансных частотах порта.

Результаты моделирования полезны для судоводителей, так как дают информацию о возможных длинноволновых колебаниях в различных участках акватории при выполнении ответственных маневров. Кроме того, методика может использоваться в

других проектах для сравнения альтернативных вариантов компоновки проектируемого порта.

Из проделанной в целом работы можно сделать следующие выводы:

1. При проектировании вновь возводимых морских портов необходимо выполнять расчет волновых процессов в их акватории и производить проверку тягуноопасности.

2. В эксплуатируемых портах для избежания неблагоприятных процессов, связанных с сейшевыми колебаниями, должны быть известны резонансные частоты в различных районах акватории, которые позволяют судоводителям понимать какие, даже слабые, течения возможны при ответственных маневрированиях.

3. Необходимо проведение работ по дополнительному изучению проявлений и свойств сейш и тягуна для разработки новых методик для акваторий сложных конфигураций и обновления норм в целом.

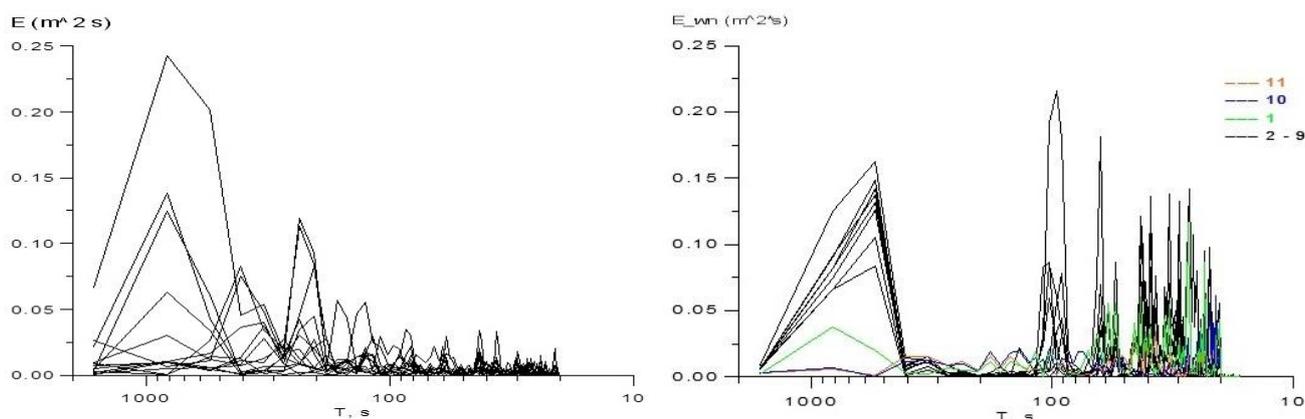


Рис. 4. Спектры волновой энергии как функции периодов в контрольных точках сухогрузного района порта Тамань и порта Геленджик соответственно

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рабинович А.Б. Длинные гравитационные волны в океане: захват, резонанс, излучение. Л.: Гидрометеодат, 1993. 322 с.
2. Шлыгин И.А. Популярная гидрометеорология и судовождение. М.: Транспорт, 1987. 192 с.
3. Математическое и физическое моделирование волновых процессов для обеспечения дополнительного обоснования и уточнения проектной документации на строительство объекта «Создание сухогрузного района морского порта Тамань». Научный руководитель Кантаржи И.Г. М.: ОАО «Технопарк МГСУ», 2014. 36 с.
4. Математическое и физическое моделирование волнового режима на подходе к сооружениям порта и взаимодействия волн с оградительными сооружениями порта (остаточное волнение на акватории порта). Расчеты резонансных колебаний в акватории порта. Научный руководитель Кантаржи И.Г., М.: ОАО «Технопарк МГСУ», 2014. 229 с.
5. РД 31.33.02-81 «Методические указания по определению ветровых и волновых условий при проектировании морских портов». М.: СоюзморНИИпроект. 1981. 91 с.
6. Smit P., Stelling G. and Zijlema M. Assessment of non-hydrostatic wave-flow model SWASH for directionally spread waves propagating through a barred basin. ACOMEN 2011. 2011. Pp. 1-10.
7. Kantardgi, M. Zheleznyak., R. Demchenko, Dykyi P., Kivva S., Kolomiets P., and Sorokin M. Modeling of Nonlinear Hydrodynamics of the Coastal Areas of the Black Sea by the Chain of the Proprietary and Open Source Models Proc. EGU 2014. – Vienna, 2014. – May. – 11319 p.
8. Kantarzhii Igor, Zuev Nikolay, Shunko Natalya, Zheleznyak Mark, Dikiy Pavlo, Sorokin Maxim Numerical and physical modelling of the waves inside the new marina in Gelendjik (Black

Sea). Применение физического моделирования для защиты портов и берегов, Тр.5 международной конференции, Варна, Болгария, 29 сентября – 2 октября 2014, Изд-во Болгарской береговой ассоциации, 132-134

Раджабов Р.Р., студент кафедры водного хозяйства и морских портов
Научный руководитель –

Чунюк Д.Ю., канд. техн. наук, доц., заместитель директора ИГЭС
ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ, КАК СРЕДСТВО ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ

Ключевые слова: геотехнический мониторинг, безопасность в строительстве, строительные процессы, освоение подземного пространства.

Строительная отрасль в России и в частности в Москве активно развивается интенсивным и экстенсивным путями развития - производится масштабное освоение новых, пригородных территорий, развитию подвержены и методы строительства. Но одно остается неизменным- наибольшим спросом и популярностью всегда пользуются участки для строительства в историческом центре города. Здесь возникают определенные трудности: участок для строительства в центральной части города ограничен окружающей исторической застройкой, территория очень дорогая, в зоне влияния строительства или реконструкции объектов с развитым подземным пространством зачастую оказываются соседние здания и сооружения, которые имеют хозяйственную или культурную ценность.

В результате, в настоящее время, все большее развитие набирает альтернативное решение – освоение подземного пространства под проектируемыми зданиями. Активное освоение подземного пространства в центре города – очень сложный с технической и технологической точки зрения процесс. Причины развития деформация и возникновения аварийных ситуаций могут быть различными: неполное соответствие реальных геологических условий результатам изысканий, технологическое воздействие при производстве работ, особенности применяемых машин и механизмов и многое другое. И предугадать эти причины не всегда возможно

Отрицательное влияние вновь возводимого или реконструируемого объекта с подземной частью в условиях тесной городской застройки на соседние окружающие его здания и сооружения может выражаться в следующем:

- Происходит изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива под фундаментами существующей застройки в связи с выемкой грунта при устройстве подземного сооружения, при дополнительной нагрузке от примыкающего вновь возводимого здания или от надстраиваемых этажей при реконструкции;
- Возможно повышение или понижение уровня подземных вод, а иногда и их состава;
- Развиваются дополнительные деформации оснований существующих зданий, вызванные изменением напряженно-деформированного состояния грунтового массива или уровня и состава грунтовых вод.

В связи с этим необходимо обеспечить безопасность существующей застройки, что может быть достигнуто принятием мер конструктивного характера как для строящихся и реконструируемых зданий, так и для соседних зданий, попадающих в зону

риска. При этом большую роль играет осуществление геотехнического мониторинга вновь возводимых (в том числе подземных) или реконструируемых объектов, а также окружающих их соседних зданий и сооружений.

Геотехнический мониторинг — комплекс работ, основанный на натуральных наблюдениях за поведением конструкций вновь возводимого или реконструируемого сооружения, его основания, в том числе грунтового массива, окружающего (вмещающего) сооружение, и конструкций сооружений окружающей застройки. Геотехнический мониторинг оснований и фундаментов является составной частью работ научно-технического сопровождения возведения здания или подземного сооружения вблизи существующих вблизи плотной городской застройки, которое осуществляется специализированными научно-исследовательскими, конструкторско-технологическими и проектными организациями, занимающимися вопросами геотехнических исследований и проектирование «нулевого» цикла, а также технологиями их устройства.

Цель геотехнического мониторинга — обеспечение безопасности строительства и эксплуатационной надежности вновь возводимых объектов и сооружений окружающей застройки и сохранности экологической обстановки

При проведении геотехнического мониторинга решаются следующие задачи:

- систематическая фиксация изменений контролируемых параметров конструкций сооружений и геологической среды;

- своевременное выявление отклонений контролируемых параметров конструкций строящегося (реконструируемого) объекта и его основания от заданных проектных значений, параметров грунтового массива и окружающей застройки — от значений, полученных в результате геотехнического прогноза анализ степени опасности выявленных отклонений контролируемых параметров и установление причин их возникновения;

- разработка мероприятий, предупреждающих и устраняющих выявленные негативные процессы или причины, которыми они обусловлены.

Выполнение комплексного геотехнического мониторинга позволяет:

- производить постоянные наблюдения за состоянием конструкций окружающей застройки в процессе производства работ, в том числе в режиме реального времени;

- вести геотехнический мониторинг за процессом выполнения работ, обеспечивая его безопасность и соответствие технологическим регламентам;

- оценивать техническое состояние и обеспечивать сохранность возводимых конструкций со своевременным выявлением дефектов;

- обеспечивать надежное (безаварийное) производство работ на всех этапах строительства (работы по демонтажу окружающих зданий, устройство ограждающей конструкции и удерживающей системы, выполнение свай, экскавация грунта из котлована, сооружение подземной и наземной частей здания в целом и пр.);

- оценивать соответствие фактических деформаций и напряжений, возникающих в конструкциях, прогностическим, выявить правильность принятых методов расчета и соответствие проектных решений критерию геотехнической безопасности;

- снижать стоимость и продолжительность строительства за счет возможной оптимизации и корректировки проектно-технологических решений

Подготовительный период – включающий в себя:

- планирование зоны мониторинга (здания, сооружения и отдельные конструкции, предполагаемые к регулярному наблюдению);

- установку оборудования для регулярных инструментальных наблюдений и снятие «нулевых» отсчетов.

- анализируется исходная информация по результатам обследования соседней застройки;

- определяются фоновые параметры колебания конструкций зданий от имеющихся воздействий (автомобильного транспорта, трамваев, метро, соседних производств и т.д.); - устанавливаются маяки и датчики раскрытия трещин;

- определяются крены стен зданий, неравномерности осадок;

- проводятся циклы наблюдений для оценки степени стабилизации деформаций соседней застройки и сохраняемых конструкций;

- уточняются проектные критерии по допустимым воздействиям.

Рабочий строительный период - период регулярного наблюдения за выделенными объектами мониторинга и корректировка технологических строительных мероприятий. На рабочем этапе мониторинга проводятся:

- визуальный контроль технического состояния конструкций соседней застройки; контроль состояния маяков и датчиков на трещинах;

- геодезические измерения деформаций зданий, в том числе измерения осадок в абсолютных отметках;

- контроль за соблюдением технологического регламента работ;

- контроль за техническим состоянием возведенных конструкций;

- контроль смещений поверхности грунта над подземными сооружениями, попадающими в зону риска.

Послестроительный период – продолжение наблюдения за объектами, получившими наиболее опасные деформации строительных конструкций

Стоит заметить, что расчет конструкции при проектировании ведется на основании теории предельного равновесия на самое неблагоприятное сочетание нагрузок, что неизбежно приводит к определенному запасу прочности и перерасходу строительных материалов, увеличению сроков производства работ и, следовательно, к удорожанию строительства. Комплексная программа мониторинга же позволяет оценить напряженно-деформированное состояние конструкции «стена в грунте» в определенных инженерно-геологических и инженерно-гидрологических условиях и скорректировать принятые проектные решения с целью сокращения экономической составляющей. Также система мониторинга необходима при ведении строительства в условиях стесненной городской застройки, при наличии слабых водонасыщенных грунтов, а также объектов повышенной ответственности, при этом необходимо включение в состав проекта мониторинга измерений, результаты которых необходимо учитывать. Это позволяет оценить работу конструкции наиболее точно и исключить риск возникновения аварийных ситуаций.

*Работа выполнена при поддержке Министерства образования и науки РФ
(грант Президента РФ №14.Z57.14.6545-НШ)*

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мангушев Р.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах.

2. СП 22.13330.2011 ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

3. ТСН 50-302-2004 “Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге”.

4. *Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С.* Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую историческую застройку в Москве. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2001. №4. С. 19-24.

5. *Ильичев В.А., Знаменский В.В., Морозов Е.Б.* Опыт устройства котлованов при возведении зданий и сооружений в стесненных условиях города Москвы. Вестник МГСУ. 2010 №4-2. С. 222 – 230.

6. *Никифорова Н.С.* Снижение геотехнического риска при устройстве глубоких котлованов в городских условиях. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. №5. С.12-16.

7. *Никифорова Н.С.* Прогноз деформаций зданий вблизи глубоких котлованов. Вестник гражданских инженеров. 2005. №2. С. 38-43.

8. *Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С.* Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. №2. С. 17-20.

Рассказова Д.Д., Логунова Х.А., студентки ИГЭС 4-14 кафедры МГГ

Научный руководитель –

Соболев Е.С., ст. преподаватель кафедры МГГ,

научный сотрудник НОЦ «Геотехника»

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА

Геотехнический мониторинг - это система комплексного контроля, прогнозирования и управления устойчивым состоянием взаимосвязанных природных объектов и технических сооружений на всех стадиях жизненного цикла.

Основной целью геотехнического мониторинга является выявление и предотвращение необратимых процессов в грунтовых основаниях, а также деформаций зданий и сооружений. При разработке наблюдательной сети геотехнического мониторинга принимаются во внимание особенности сооружений. Благодаря такому подходу местоположение и количество элементов наблюдательной сети для каждого конкретного объекта можно разработать индивидуально. В задачи мониторинга входит обеспечение надежности системы «основание - сооружение» строящегося или реконструируемого объекта, близ расположенных зданий и сооружений, недопущение негативных изменений окружающей среды, разработка технических решений предупреждения и устранения отклонений, превышающих предусмотренные в проекте, а также осуществление контроля за выполнением принятых решений [3].

Геотехнический мониторинг должен быть увязан с системами мониторинга подземных вод, сетью геодезических и геодинамических наблюдений и в целом с системой мониторинга геологической среды.

Оборудование для геотехнического мониторинга:

1. Оборудование для контроля горизонтальных смещений грунта (инклинометры, обсадные инклинометрические трубы, автоматические инклинометрические системы, регистраторы, и пр.)

2. Оборудование для контроля осадок грунта (скважинные магнитные экстензометры (ручной режим измерений), анкерные экстензометры (автоматический режим измерений), и пр.)

3. Гидрогеологическое оборудование (автоматические и ручные пьезометры, индикаторы уровня воды, скважинные пробоотборники, и пр.)

4. Датчики нагрузки (на грунт, на оголовок сваи, на анкерное крепление, и пр.)

5. Оборудование для мониторинга строительных конструкций фундамента (струнные тензометры, датчики контроля перемещений, датчики контроля кренов сооружений и пр.)

При проведении наблюдений за развитием осадки используют высокоточное оптическое нивелирование или системы гидравлических нивелиров. Исходя из необходимой точности измерений осадки (обычно ± 1 мм) наблюдения проводят по первому или второму классу, используя высокоточные приборы — самоустанавливающиеся прецизионные нивелиры и рейки со штриховой инварной полосой. По результатам оптического нивелирования в каждом цикле измерений устанавливают абсолютную отметку деформационных марок, разность отметок марок между циклами, которая позволяет получить величину осадки; полную осадку каждой деформационной марки нарастающим итогом. При обработке полученных данных устанавливают следующие характеристики: s_i — осадку отдельных точек и S_{\max} , S_{\min} — максимальную и минимальную осадку объекта (соответственно).

Для решения практических задач результаты наблюдений представляют в форме графиков развития осадки во времени, на которых осадки отдельных стен, рядов колонн, сооружения в целом [2].

Результаты наблюдений за развитием осадки позволяют:

а) принимать оперативное решение, которое направлено на предотвращение опасного развития осадки зданий (изменение технологии и организации строительства, изменение типа фундаментов, устройство усиления поврежденных конструкций, своевременное расселение аварийных жилых зданий и т. п.);

б) вносить коррективы в характеристики механических свойств грунтов, определенные при выполнении инженерно-геологических изысканий;

в) вносить коррективы в расчетные схемы оснований (например, назначение реальных размеров активной зоны);

г) получать параметры, позволяющие прогнозировать развитие осадки во времени, устанавливать время стабилизации осадки;

д) устанавливать предельно допустимые величины осадки зданий определенных типов;

е) уточнять влияние геодинамических процессов на развитие осадки оснований и повреждение конструкций зданий.

Таким образом, инструментальные наблюдения за развитием осадки позволяют обоснованно решать практические и теоретические вопросы, совершенствовать методы исследований свойств грунтов, расчета и проектирования фундаментов, технологию и организацию геотехнических работ.

Пример размещения контрольно-измерительного оборудования представлен на рис. 1 [6]:

1. Струнный датчик деформации, устанавливаемый на поверхность. Датчик устанавливается на распорных конструкциях для контроля за возникающими в них деформациями.

2. Струнный датчик деформации арматурный. Датчик выполнен в виде полого арматурного стержня, с установленным внутри струнным тензодатчиком. Датчик устанавливается в качестве парных рабочих стержней в арматурный каркас стен в грунте на стадии их возведения, для контроля за возникающими в них деформациями.

Основные выводы

1. Геотехнический мониторинг позволяет проводить комплексную оценку состояния зданий и сооружений в процессе строительства, а также прогнозировать поведение оснований и фундаментов, развитие негативных техно-природных процессов после окончания строительства [1].

2. Современные методы геотехнического мониторинга позволяют своевременно выявить проблемы, возникшие при возведении и на начальном этапе эксплуатации зданий и сооружений, оперативно разработать решение выявленных проблем и не допустить развития аварийных ситуаций, а значит в конечном итоге – существенно снизить экономические расходы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ухов С.Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты — М.: Изд. Ассоциация строительных вузов, 2010 г. 566 с.
2. Пособие к МГСН 2.07-01 Основания, фундаменты и подземные сооружения. Обследование и мониторинг при строительстве и реконструкции подземных сооружений. 2004 г. 24 с.
3. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Соболев Е.С. Анализ данных геотехнического мониторинга плитных фундаментов большой площади. Геотехника. №4. 2012 г. С. 28-33.
4. Материалы сайта ООО «Мониторинг Солюшнс» (<http://www.monsol.ru>). 2015 г.
5. Материалы сайта ООО «Геофизические системы контроля информации» (<http://www.gpiko.ru>). 2015 г.
6. Материалы сайта ООО «Мониторинг Солюшнс» (<http://www.monsol.ru>). 2015 г.
7. Материалы сайта ООО «Геофизические системы контроля информации» (<http://www.gpiko.ru>). 2015 г.

Рогачев К.В., аспирант ИГЭС

Научный руководитель –

Денисов А.В., канд. тех. наук, доц., проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

МОДЕЛЬ СТРУКТУРЫ ФИБРОБЕТОНА ДЛЯ АНАЛИТИЧЕСКОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЕГО ТЕРМИЧЕСКИХ И РАДИАЦИОННЫХ ИЗМЕНЕНИЙ

Фибробетон это мелкозернистый бетон, дисперсно армированный стальными, стеклянными, базальтовыми или другими волокнами (фиброй), отличающийся в связи с этим повышенной прочностью и другими более высокими свойствами.

Фибробетон все более широко применяется в строительстве. Причем планируется его использовать и при строительстве атомных электростанций [1]. В связи с этим вопросы прогнозирования термических и радиационных изменений фибробетона приобретают актуальность.

Фибробетон по структурным особенностям (из-за отсутствия в большинстве случаев крупного заполнителя) является фактически фиброраствором. В связи с этим за основу модели его структуры можно принять модель, используемую в работах [2-7] для аналитического определения радиационных и термических изменений растворов в виде шаровидных зерен заполнителя одинакового диаметра, расположенных в кубической гранцентрированной решетке, окруженных матрицей из цементного камня (рис. 1).



Рис. 1. Используемая в работах [2-7] модель раствора для аналитического определения радиационных и термических изменений его объема.

а – объемный вид фрагмента модели; б - сечение фрагмента модели

С учетом фибры модель структуры фибробетона для аналитического определения его термических и радиационных изменений примет вид, показанный на рис. 2.

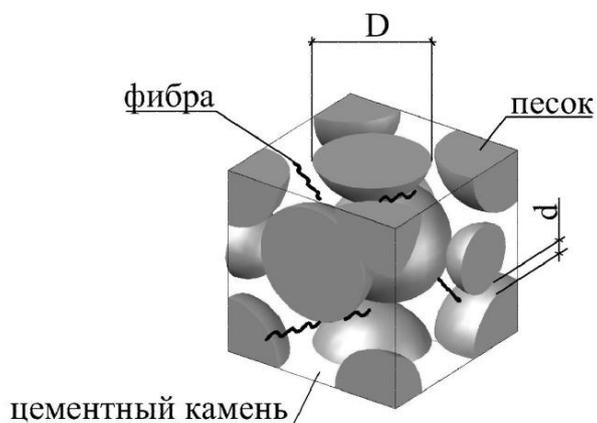


Рис. 2. Модель структуры фибробетона для аналитического определения его термических и радиационных изменений

Вместе с тем при использовании аналитических выражений этой модели для фибробетона требуется корректировка. При разработке модели в работах [2-4] напряженным состоянием из-за различий в величинах изменения объема составляющих пренебрегали, так как считали, что вследствие малой прочности цементного камня на растяжение эти напряжения полностью релаксируют за счет образования трещин.

При этом основными параметрами модели в работах [2-7] считали изменение объема составляющих, размер зерен песка - D , толщина прослойки цементного камня d и степень уплотнения заполнителя $C_{уп}^n$, определяемого из условия $D/(D+d) = (C_{уп}^n)^{1/3}$.

Применительно к фибробетону, цементный камень, которого армирован фиброй, располагаемой на расстоянии друг от друга, соизмеримом с размером зерен песка и менее это упрощение не корректно, так как прочность фибробетона, а значит и армированного волокном цементного камня приблизительно в 5 раз больше чем обычного раствора.

В таком случае необходимо учитывать микроструктурные напряжения и для определения радиационных и термических изменения объема раствора по данным об изменении их составляющих выражение работ [2-4] примет следующий вид:

$$\frac{\Delta V_{\text{фб}}}{V_{\text{фб}}} = \left\{ \left[C_{\text{уп}}^{\text{п}} \left(1 + \frac{\Delta V_3^{\text{п}}}{V_3^{\text{п}}} + 3 \frac{\sigma_{\text{п}}}{E_{\text{п}}} (1 - 2\mu_{\text{п}}) \right) \right]^{\frac{1}{3}} + \left[1 - \left(C_{\text{уп}}^{\text{п}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \left[1 + \frac{\Delta V_{\text{а.ц.к.}}}{V_{\text{а.ц.к.}}} + 3 \frac{\sigma_{\text{а.ц.к.}}}{E_{\text{а.ц.к.}}} (1 - \mu_{\text{а.ц.к.}}) \right]^{\frac{1}{3}} \right\}^3 - 1 \approx \left[\frac{\Delta V_3^{\text{п}}}{V_3^{\text{п}}} + 3 \frac{\sigma_{\text{п}}}{E_{\text{п}}} (1 - 2\mu_{\text{п}}) \right] \left(C_{\text{уп}}^{\text{п}} \right)^{\frac{1}{3}} + \left[1 - \left(C_{\text{уп}}^{\text{п}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \left[\frac{\Delta V_{\text{а.ц.к.}}}{V_{\text{а.ц.к.}}} + 3 \frac{\sigma_{\text{а.ц.к.}}}{E_{\text{а.ц.к.}}} (1 - \mu_{\text{а.ц.к.}}) \right] \quad (1)$$

где $\frac{\Delta V_{\text{фб}}}{V_{\text{фб}}}$, $\frac{\Delta V_3^{\text{п}}}{V_3^{\text{п}}}$ и $\frac{\Delta V_{\text{а.ц.к.}}}{V_{\text{а.ц.к.}}}$ - относительное изменение объема фибробетона, песка и

армированного фиброй цементного камня при облучении или нагревании;

$\mu_{\text{п}}$ и $\mu_{\text{а.ц.к.}}$ - коэффициент Пуассона материала песка и армированного фиброй цементного камня;

$\sigma_{\text{а.ц.к.}}$ и $\sigma_{\text{п}}$ - микроструктурные напряжения в армированном фиброй цементном камне и в песке из-за различий в величинах их радиационных и термических изменений объема;

$E_{\text{п}}$ и $E_{\text{а.ц.к.}}$ - модуль деформации песка и армированного фиброй цементного камня.

Значения $\sigma_{\text{а.ц.к.}}$ принимаются не выше прочности на растяжение армированного фиброй цементного камня $R_{\text{а.ц.к.}}$, а $\sigma_{\text{п}}$ не выше значения, которое будет достигнуто при $\sigma_{\text{а.ц.к.}} = R_{\text{а.ц.к.}}$, так как после достижения величины $R_{\text{а.ц.к.}}$ напряжения будут стабилизироваться за счет релаксации вследствие преимущественно образования и раскрытия трещин.

В таком случае относительный объем трещин $V_{\text{тр.фб}}$ в фибробетоне в долях единицы будет определяться по формуле:

$$V_{\text{тр.фб.}} = \frac{\Delta V_{\text{фб}}}{V_{\text{фб}}} - \left(\frac{\Delta V_3^{\text{п}}}{V_3^{\text{п}}} + 3 \frac{\sigma_{\text{п}}}{E_{\text{п}}} (1 - 2\mu_{\text{п}}) \right) V_3^{\text{п}} - \left(\frac{\Delta V_{\text{а.ц.к.}}}{V_{\text{а.ц.к.}}} + 3 \frac{\sigma_{\text{а.ц.к.}}}{E_{\text{а.ц.к.}}} (1 - \mu_{\text{а.ц.к.}}) \right) V_{\text{а.ц.к.}} \quad (2)$$

Для определения величин микроструктурных напряжений $\sigma_{\text{а.ц.к.}}$ и $\sigma_{\text{п}}$ можно воспользоваться моделью, описанной в работах [8, 9] (рис. 3) структурной ячейки бетона (раствора) в виде сферического зерна, покрытого оболочкой постоянной толщины - для определения напряжений в песке и армированном фиброй цементном камне при их различных изменениях размеров и объема.

Для определения $E_{\text{а.ц.к.}}$ и относительного увеличения объема армированного фиброй цементного камня $\frac{\Delta V_{\text{а.ц.к.}}}{V_{\text{а.ц.к.}}}$ (также зависящего не только от изменения объема

цементного камня и фибры, но и от напряжений из-за разницы деформаций цементного камня и фибры) можно воспользоваться моделью работы [7] в виде стержня, окруженного с двух сторон матрицей (рис. 4), используемой для расчета термических напряжений при нагревании стержня применительно к массивам горных пород.

Тогда определив по формулам моделей, описанным в работах [8,9] и [10], напряжения можно вычислить термические и радиационные изменения объема фибробетона и изменение его объема за счет образования трещин по формулам (1) и (2).

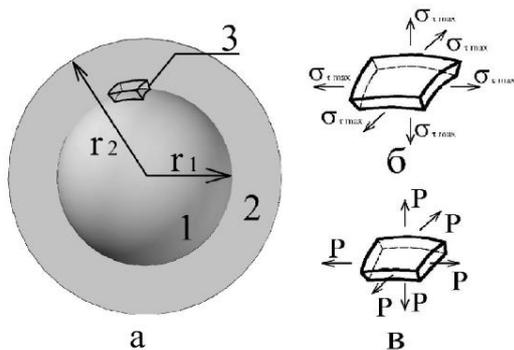


Рис. 3. Модель, описанная в работах [8, 9], структурной ячейки бетона (раствора) а – зерно (1) с оболочкой (2) и элементарным объемом (3); б и в – схемы напряженного состояния элементарного объема оболочки и зерна

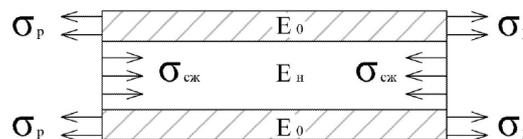


Рис. 4. Модель, описанная в работе [10], в виде расширяющегося нагреваемого стержня, окруженного с двух сторон матрицей.

Для определения остаточной прочности можно воспользоваться формулами работы [2-7] для расчета радиационных и термических изменений бетонов, используя величину $V_{тр.фб}$. Правда для этого потребуются предварительно определить на основе тех же формул остаточную прочность облученного или подвергнутого нагреванию цементного камня с фиброй. Кроме того для использования этих формул для фибробетона будет необходимо расчетным или экспериментальным путем уточнить их коэффициенты.

В случае, когда расстояние между волокнами фибры больше размера зерен песка термические и радиационные изменения фибробетона можно определять на основе формул модели, описанной в работе [10], как раствора с включениями фибры, предварительно определив термические и радиационные изменения раствора без фибры по исходным формулам модели работ [2-7].

В настоящее время проводятся экспериментальные исследования по проверке и корректировке предложенной модели и коэффициентов формул работ [2-7] для фибробетона и оценке возможности ее использования для конструкций АЭС.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Красновский Р.О., Денисов А.В., Rogачев К.В. Фибробетон- новый материал для строительства АЭС». "Энергетик" №12, 2013. М.: Энергетик, 2013, С.46-47.
2. Музалевский Л.П. Радиационные изменения тяжелых бетонов и метод их аналитического определения. Кандидатская диссертация, МИСИ им. В. В.Куйбышева, 1989.
3. Музалевский Л. П. Прогнозирование степени изменения прочности и радиационных деформаций бетона // Защита от ионизирующих излучений ядерно-технических установок, том, У, Труды Третьей Всесоюзной научной конференции по защите от ионизирующих излучений ядерно-технических установок. 27-29 октября 1985 г.. Тбилиси, Из-во ТГУ, Тбилиси: 1985, с. 116-125.
4. Денисов А.В., Дубровский В. Б., Музалевский Л.П. Прогнозирование радиационных изменений неорганических строительных материалов Вопросы атомной науки и техники. Сер. Проектирование и строительство. 1990. Вып. 3 . С. 98 - 102.
5. Денисов А.В. Аналитическое определение радиационных изменений материалов радиационной защиты. Вопросы атомной науки и техники. Теплоэнергетическое строительство и экологическая безопасность. Сборник трудов. Москва, 2007. с. 23-27.
6. Денисов А.В. Экспериментально-теоретические и методологические основы аналити-

ческого определения радиационных изменений материалов защиты ядерных установок. Вестник МГСУ, 2010. № 4-2. С. 255-260.

7. Денисов А.В., Дубровский В.Б., Соловьев В.Н. Радиационная стойкость минеральных и полимерных строительных материалов. Справочное пособие. М.; «Издательский дом МЭИ», 2012 384 с.

8. Горчаков Г.И., Лифанов И.И., Терехин Л.Н. Коэффициенты температурного расширения и температурные деформации строительных материалов. Комитет стандартов. М., 1968. 167 с.

9. Состав, структура и свойства цементных бетонов. Под ред. Г. И. Горчакова. М: Стройиздат, 1978. 45 с.

10. Ржевский В.В., Новик Г.Я. Основы физики горных пород. М.: Недра, 1974. 286 с.

Рыбин Д.В., магистрант 1-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Муравьев О.А., д-р техн. наук, проф.

ФБГОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ПОВЫШЕНИЕ ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЯ РАСХОДА ВОДЫ ГЭС ЗА СЧЕТ ВНЕДРЕНИЯ УЛЬТРАЗВУКОВОГО КОМПЛЕКСА

Актуальной проблемой гидроэнергетики является повышение точности определения расхода воды через гидроагрегаты ГЭС. С прошлого века практически все отечественные ГЭС оснащены спиральными турбинными расходомерами, действующими по принципу измерения перепада давления в спиральной камере методом Винтера-Кеннеди. Сегодня эксплуатационные службы ГЭС и специализированные научные организации, отвечающие за проведение энергетических испытаний, столкнулись с проблемой получения исходной информации в связи с утратой работоспособности спиральных расходомеров более чем на 90% гидроэнергетических объектов РФ, что не отвечает требованиям энергосбережения и рациональной эксплуатации гидроэнергетического оборудования. Ко второй половине прошлого столетия относятся отечественные экспериментальные работы по апробации ультразвукового способа измерения расхода. Так, данная система была применена на Братской ГЭС в 1983 г. При проведении энергетических испытаний с целью получения действительных значений КПД турбины и определения целесообразности замены рабочих колес. К сожалению, в последние годы ультразвуковые расходомеры не находят своего применения. Данная работа направлена на сравнение существующих систем измерения расхода воды через гидроагрегаты ГЭС и возрождение интереса к этой перспективной тематике.

В ходе выполнения данного проекта были решены следующие задачи:

1. Проанализирован опыт отечественного и международного внедрения акустических систем измерения расхода (СИР) на объектах гидроэнергетики.

2. Разработан проект установки ультразвукового комплекса на примере Егорлыкской ГЭС-2 Каскада Кубанских ГЭС, используя опыт предыдущих разработок.

3. Проведен критический анализ измерения расхода воды ультразвуковым способом с действующими системами в соответствии с требованиями СТО РусГидро и МЭК.

4. Произведена оценка повышения точности измерений расхода воды на примере Егорлыкской ГЭС-2 Каскада Кубанских ГЭС за счет внедрения ультразвукового комплекса (водно-энергетический расчет).

5. Проведен технико-экономический расчет.

1. Анализ опыта внедрения комплексов акустических расходомеров в России.

ОАО «НИИЭС»

Первый ультразвуковой расходомер был внедрен на Братской ГЭС в 1983 году. В дальнейшем измерения расхода многолучевыми и однолучевыми расходомерами были выполнены на ряде мощных ГЭС и ГАЭС. На сегодняшний день ОАО «НИИЭС» оборудовал 7 гидроагрегатов многолучевыми и 18 гидроагрегатов однолучевыми системами.

ЗАО «Взлет»

Разрабатывает и изготавливает сертифицированную систему «Взлет ИИС-М» для измерения расхода воды через напорные водоводы и холостые водосбросы ГЭС. На сегодняшний день ЗАО «Взлет» оборудовало 33 гидроагрегата акустическими СИР.

1.1. Анализ международного опыта внедрения комплексов акустических расходомеров

ACCUSONIC TECHNOLOGIES.

Первая лучевая система создана в 1986. С тех пор установлено более 2500 расходомеров. Основные пользователи технологии ГЭС, ТЭЦ, АЭС. По данным до 2000 года ACCUSONIC TECHNOLOGIES оборудовало 74 гидроагрегата акустическими СИР. На сегодняшний день многолучевые системы установлены более чем на 700 ГЭС по всему миру, в том числе и на Зейской ГЭС в России. Также установкой акустических СИР занимаются фирмы: «CaldonHYDRO», «nivus» и «rittmeier».

3. Разработка проекта установки ультразвукового комплекса на Егорлыкской ГЭС-2.

В проекте для оснащения гидроагрегатов Егорлыкской ГЭС-2 были применены врезные акустические преобразователи, для однолучевой системы 2 преобразователя основной СИР и 2 преобразователя резервной СИР, а также 8 преобразователей для многолучевой системы. Преобразователи устанавливаются на стационарных водоводах ГЭС, кабельная сеть протягивается с наружной стороны водовода. В ходе выполнения проекта были соблюдены требования МЭК.

4. Критический анализ измерения расхода воды ультразвуковым способом с действующими системами.

Ультразвуковые расходомеры имеют следующие преимущества по сравнению со спиральными расходомерами, основанными на использовании метода Винтера-Кеннеди:

- отсутствие гидравлической подсистемы и соответственно импульсных трубок закладываемых в бетон;

- возможность монтажа акустических преобразователей накладным способом на внутренней поверхности водоводов, а также врезным способом на внешней поверхности металлических водоводов деривационных станций, что позволяет устанавливать акустические системы на действующих объектах или заменять их при повреждении;

- безынерционность системы;

- линейность и стабильность характеристик;

- долговечность акустических преобразователей (средний срок службы 15-20 лет);

- маленькая величина инструментальной погрешности измерений (1,5% - акустический расходомер, 3-5 % - спиральный расходомер);

- функциональные возможности ультразвукового расходомера и его программное обеспечение удовлетворяют требованиям службы эксплуатации по автоматизированному учету расхода и стока воды.

Также акустическая СИР может быть использована для автоматического обнаружения разрушений стационарного трубопровода. [6]

По проведенным водно-энергетическим расчетам Егорлыкской ГЭС-2:

- ввиду меньшей точности измерения расхода спиральные расходомеры и измерение расхода по открытию НА недоучитывают за 10 лет эксплуатации 498,63 МВт*ч потерянной выработки или 2,22 млн. м³ воды из-за падения КПД.

- ввиду меньшей точности система определения расхода и стока воды по мощности с коррекцией по напору по натурным эксплуатационным характеристикам недоучитывает за 10 лет эксплуатации 3,2 тыс. МВт*ч потерянной выработки или 71,67 млн. м³ воды из-за падения КПД.

- ввиду меньшей точности система определения расхода и стока воды по мощности с коррекцией по напору по заводским эксплуатационным характеристикам недоучитывает за 10 лет эксплуатации 33,18 тыс. МВт*ч потерянной выработки или 147,8 млн. м³ воды ввиду падения КПД.

5. Технико-экономический расчет.

Стоимость оборудования для установки на Егорлыкской ГЭС-2 будет составлять 8,1 млн. руб. Ориентировочная стоимость работ по установке акустической СИР на Егорлыкской ГЭС-2 2,37 млн. руб.

При измерении расхода акустическими расходомерами в сравнении с расчетом расхода по заводским эксплуатационным характеристикам сумма потерь за 10 лет эксплуатации ГЭС с 2015 по 2025 г. составит 48,33 млн. рублей.

При измерении расхода акустическими расходомерами в сравнении с расчетом расхода по натурным эксплуатационным характеристикам сумма потерь за 10 лет эксплуатации ГЭС с 2015 по 2025 г. составит 4,6 млн. рублей

При измерении расхода акустическими расходомерами в сравнении с измерением расхода спиральными расходомерами сумма потерь за 10 лет эксплуатации ГЭС с 2015 по 2025 г. составит 0,73 млн. рублей.

Вывод

Акустическая система измерения расхода является наиболее перспективной системой измерения расхода для гидроагрегатов ГЭС на сегодняшний день.

За рубежом наиболее известны расходомеры фирмы «Accusonic», основным представителем в России является НКФ «ВОЛГА». В РФ наибольший опыт имеет ОАО «НИИЭС», изготовивший и установивший десятки УЗР, в том числе впервые в мировой практике ультразвуковой расходомер в спиральной камере гидротурбины. Фирма «Взлет» также имеет определенный опыт изготовления и установки ультразвуковых расходомеров на гидростанциях.

От большинства недостатков имеющихся систем измерения расхода воды на ГЭС свободна акустическая система измерения расхода. В состав электронного блока входит промышленный контроллер, обеспечивающий статистическую обработку результатов измерений. Вторичная аппаратура может работать автономно с выдачей информации на дисплей прибора или передавать информацию в компьютерную сеть ГЭС.

Установив акустические системы измерения расхода воды на большинстве станций ОАО «Русгидро», можно будет получать более точные данные о режимах работы, уменьшении коэффициента использования стока, мощности и выработки гидроагрегатов и ГЭС в целом. Это даст возможность оценить техническую и экономическую эффективность существующей и новой системы эксплуатации, обслуживания и ре-

монта ГЭС, а также оценить технико-экономическую эффективность энергетических проектов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Воробьев А.С.* Учет стока воды на гидроэлектростанциях. Изд. «ЭНЕРГИЯ», 1980 г.
2. СТО «РусГидро» 04.02.75-2011
3. Правила учета стока воды на гидроэлектрических станциях РД 153-34.2-21.563-00
4. Журнал «Гидротехническое строительство» 2014. №12 Берлин В. В., Муравьев О. А. Автоматическое обнаружение разрушения трубопроводов по параметрам переходных процессов в гидротурбине.

Садманов Р.С., студент 2 курса магистратуры

Научный руководитель –

Девальтовский Э.Е., канд. тех. наук, доц.

ФГБОУ ВПО «Ухтинский государственный технический университет»

СЖИМАЕМАЯ СВАЯ С ВЫСОКИМ РОСТВЕРКОМ В ОДНОРОДНОМ ГРУНТЕ

В практике строительства сооружений различного назначения иногда бывает экономически целесообразным не прорезать фундаментами значительную толщу слабых грунтов, а использовать последние в качестве оснований, предварительно укрепив их песчаными сваями. В статье предлагается модель взаимодействия сваи с грунтом, которую можно использовать для описания работы песчаной сваи.

In practice of construction of constructions of different function sometimes happens economically expedient not to cut through the bases considerable thickness of weak soil, and to use the last as the bases, previously having strengthened them sandy piles. In article is offered the model of interaction of a pile with soil which can be used for the description of work of a sandy pile.

Грунтовые сваи представляют собой вертикальные скважины, заполненные чистым крупным песком.

Скважины устраивают путем вытеснения грунта природного сложения из объема, занимаемого каждой из них, что позволяет существенно уплотнить находящийся между ними грунт.

Песчаные сваи изготавливают следующим образом: в грунт вибратором или свайным молотом погружают пустотелую металлическую трубу с инвентарным самораскрывающимся наконечником (башмаком). После погружения трубы с закрытым наконечником на проектную глубину трубу заполняют песком и поднимают вверх. В начале подъема инвентарный башмак раскрывают и песок под действием собственного веса и вибрации высыпается в образованную трубой скважину.

Глубина скважин определяется глубиной залегания слабых грунтов, которые проходят насквозь. Песчаные сваи в основании размещают в шахматном порядке так, чтобы центры трех соседних свай образовывали равносторонний треугольник. При таком размещении достигается наибольший эффект уплотнения. Песчаные и грунтовые сваи, устроенные в толще слабых грунтов, работают иначе, чем жесткие сваи.

При устройстве грунтовых свай их сжимаемость незначительно отличается от сжимаемости уплотненного окружающего грунта. Поэтому песчаный столб (свая)

воспринимает нагрузку совместно с окружающим его уплотненным грунтом. При устройстве песчаных (грунтовых) свай получается не свайный фундамент, а сложное основание с разными модулями деформации.

При определении взаимодействия между уплотненным основанием и фундаментом необходимо учитывать сжимаемость песчаной сваи и оценивать влияние сжимаемости на работу сваи. Учет сжимаемости и его влияния на работу сваи были рассмотрены в работе [2].

Относительная деформация сжатия элемента dz ствола упругой сваи выражается уравнением:

$$\varepsilon_{pz} = \frac{\partial w_p(z)}{\partial z} = \frac{P(z)}{F_p \cdot E_p} = \frac{P(z)}{F_p \cdot \lambda_p \cdot G_s} \quad (1)$$

где $\partial w_p(z)$ – деформация сжатия элемента ствола сваи ∂z ;
 $P(z)$ – нагрузка в стволе сваи;
 E_p – модуль упругости ствола сваи на глубине z ;
 F_p – площадь сечения ствола сваи;
 $\lambda_p = E_p/G_s$ – коэффициент жесткости ствола сваи;
 G_s – модуль сдвига грунта.

Нагрузка в стволе сваи $P(z)$ на глубине z есть разница между полной нагрузкой на голову сваи P_t и усилием, передаваемым грунту стволом сваи выше данной точки, т.е.:

$$\varepsilon_{pz} = \frac{\partial w_p(z)}{\partial z} = \frac{P(z)}{F_p \cdot E_p} = \frac{P(z)}{F_p \cdot \lambda_p \cdot G_s} \quad (1)$$

где $\partial w_p(z)$ – деформация сжатия элемента ствола сваи ∂z ;
 $P(z)$ – нагрузка в стволе сваи;
 E_p – модуль упругости ствола сваи на глубине z ;
 F_p – площадь сечения ствола сваи;
 $\lambda_p = E_p/G_s$ – коэффициент жесткости ствола сваи;
 G_s – модуль сдвига грунта.

$$P(z) = P_t - u_p \cdot \int_0^z \tau_o(z) \cdot dz. \quad (2)$$

где u_p – периметр ствола сваи;
 $\tau_o(z)$ – сдвигающие напряжения по стволу сваи.
 E_p – модуль упругости ствола сваи на глубине z ;
 F_p – площадь сечения ствола сваи;

$\lambda_p = E_p/G_s$ – коэффициент жесткости ствола сваи;
 G_s – модуль сдвига грунта.

Ранее выведено уравнение (дисс.):

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \frac{u_p}{F_s} \tau_0(z) \quad (3)$$

где σ_z – сжимающие напряжения в около свайном грунте;
 F_s – площадь влияния сваи.

Отсюда:

$$\tau_0(z) = \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \cdot \frac{F_s}{u_p}, \quad (4)$$

Появление сжимающих напряжений σ_z в грунте при нагружении сваи будет вызывать вертикальные деформации сжатия грунта ε_z , величина которых определяется уравнением(6):

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w_s(z)}{\partial z} = \frac{\beta \cdot \sigma_z}{E_s} = \frac{\beta \cdot \sigma_z}{\lambda \cdot G_s}, \quad (5)$$

Здесь: E_s – модуль деформации грунта;

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu_s^2}{1 - \nu_s};$$

ν_s – коэффициент Пуассона;

$$\lambda = \frac{E_s}{G_s} = 2 \cdot (1 + \nu_s)$$

Деформация ствола сжимаемой сваи приведет к увеличению перемещения ствола сваи относительно грунта (или к уменьшению перемещения грунта относительно ствола).

Учитывая уравнения (1) и (5) можно записать:

$$\frac{\partial w_s(z)}{\partial z} = \frac{\beta \cdot \sigma_z}{\lambda \cdot G_s} = \frac{P(z)}{F_p \cdot \lambda_p \cdot G_s}, \quad (6)$$

Таким образом, учет сжимаемости ствола сваи привел к преобразованию уравнения (5) в уравнение (8).

Имеем (дисс.):

$$w_s(z) = \frac{k}{G_s} \cdot \tau_z(z), \quad (7)$$

Здесь

$$k = r_o \cdot \left[\frac{r_m^2 \cdot \ln(r_m/r_o)}{r_m^2 - r_o^2} - 0,5 \right], \quad (8)$$

где r_m – радиус влияния сваи,
 r_o – радиус сваи.

Подставляя уравнение (3) в уравнение (7), получим:

$$w_s(z) = \frac{F_s}{u_p} \cdot \frac{k}{G_s} \cdot \frac{\partial \sigma_z}{\partial z}, \quad (9)$$

Дифференцируя уравнение (9), получим:

$$\frac{\partial w_s(z)}{\partial z} = \frac{k}{G_s} \cdot \frac{F_s}{u_p} \cdot \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2}, \quad (10)$$

Обозначим

$$\mu_1^2 = \frac{u_p \cdot \beta}{\lambda \cdot k \cdot F_s} + \frac{u_p}{\lambda_p \cdot k \cdot F_p}, \quad (11)$$

$$d = \frac{u_p}{k \cdot F_s \cdot F_p \cdot \lambda_p}, \quad (12)$$

Постоянные интегрирования C_1 и C_2 , найдем из следующих граничных условий:

1. При $z = 0$, $\sigma_z = 0$;

2. При $z = l$, $\sigma_z = \sigma_l$

где l – длина сваи;

σ_l – сжимающие напряжения на уровне нижнего конца сваи.

При $z = 0$, $\sigma_z = 0$.

$$0 = C_1 + C_2 + \frac{d}{\mu_1^2} \cdot P_t,$$

Откуда
$$C_1 = -C_2 - \frac{d}{\mu_1^2} \cdot P_t, \quad (13)$$

Подставляя уравнение (13) в уравнение (17), получим:

$$\sigma_z = \left(-C_2 - \frac{d}{\mu_1^2} \cdot P_t \right) \cdot e^{\mu_1 \cdot z} + C_2 \cdot e^{-\mu_1 \cdot z} + \frac{d}{\mu_1^2} \cdot P_t, \text{ или} \quad (14)$$

Окончательно уравнение, позволяющее определить деформации упругого сжатия ствола сваи, будет иметь вид:

$$w_p(z) = \frac{1}{F_p \cdot \lambda_p \cdot G_s} \cdot \left\{ \left(1 - \frac{F_s \cdot d}{\mu_1^2} \right) \cdot P_t \cdot (l - z) + \right. \\ \left. + \left(\frac{F_s \cdot d}{\mu_1^2} \cdot P_t - \sigma_l \cdot F_s \right) \cdot \frac{1}{\mu_1} \cdot \frac{\cosh(\mu_1 l) - \cosh(\mu_1 z)}{\sinh(\mu_1 l)} + \frac{F_s \cdot d}{\mu_1^2} \cdot P_t \cdot \frac{1}{\mu_1} \cdot \frac{\cosh[\mu_1(l - z)] - 1}{\sinh(\mu_1 l)} \right\} \quad (15)$$

На уровне оголовка сваи:

$$w_p(0) = \frac{1}{F_p \cdot \lambda_p \cdot G_s} \cdot \left[\left(1 - \frac{F_s \cdot d}{\mu_1^2} \right) \cdot P_t \cdot l + \left(\frac{2 \cdot d \cdot F_s \cdot P_t}{\mu_1^2} - \sigma_l \cdot F_s \right) \cdot \frac{1}{\mu_1} \cdot \frac{\cosh(\mu_1 \cdot l) - 1}{\sinh(\mu_1 \cdot l)} \right] \quad (28)$$

Полная осадка уплотнения околоосвайного грунта в пределах длины сваи определяется уравнением:

$$S(0) = \frac{\beta}{E_s} \cdot \left\{ \frac{\sigma_l}{\mu_1} \cdot \frac{\cosh(\mu_1 l) - 1}{\sinh(\mu_1 l)} + \frac{d \cdot P_t}{\mu_1^2} \cdot \left[l - \frac{2}{\mu_1} \cdot \frac{\cosh(\mu_1 l) - 1}{\sinh(\mu_1 l)} \right] \right\}. \quad (16)$$

Перемещение точки ствола сваи на глубине z будет определяться уравнением:

$$w(z) = w_s(z) + S(z), \quad (17)$$

Оно меняется с глубиной из-за сжатия ствола сваи. Осадка головы сваи на любой глубине z может быть определена из уравнения:

$$w(0) = w_p(0) + w_s(z) + S(z) - w_p(z) = const, \quad (18)$$

На поверхности земли уравнение (33) примет вид:

$$w(0) = w_p(0) + S(0), \quad \text{т.к. при } z=0, w_p(0) - w_p(0) = 0,$$

На уровне нижнего конца сваи:

$$w(l) = w_s(l) + w_p(0), \quad \text{т.к. при } z=l, S(l) = 0, w_p(l) = 0,$$

Схема перемещения ствола сжимаемой сваи представлена на рис. 1

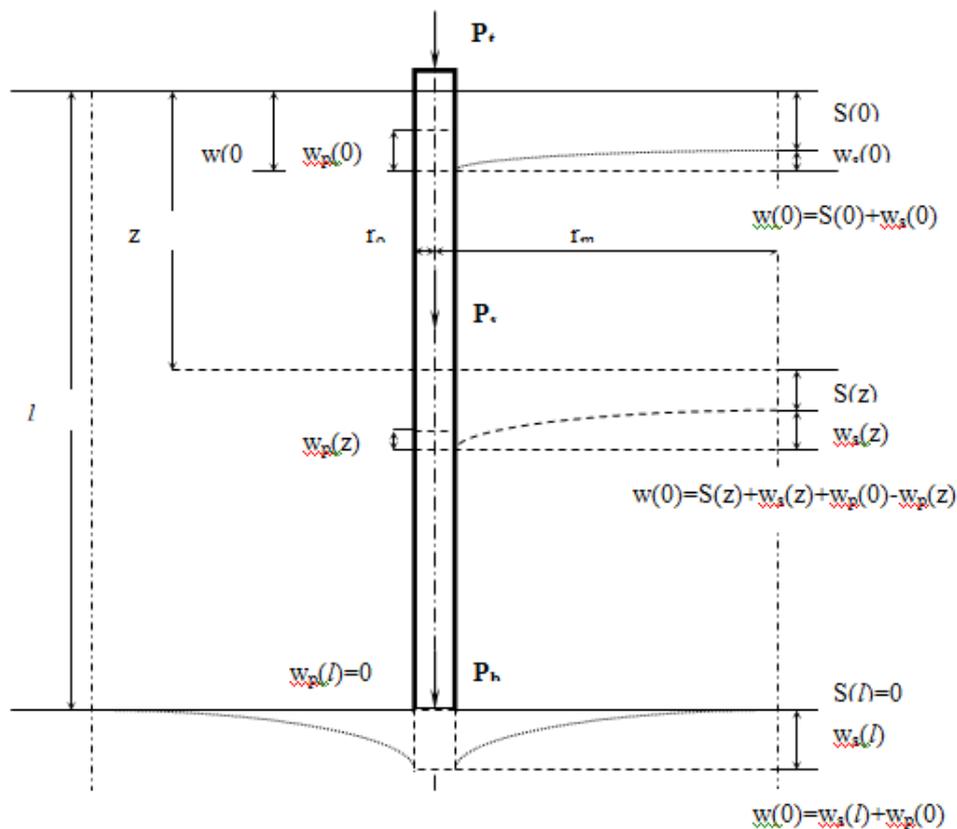


Рис. 1 Схема перемещений ствола сжимаемой сваи

$$P_t = P_s + P_b \quad (19)$$

$$P_s = u_p \int_0^z \tau(0)_z \cdot dz \quad (20)$$

После преобразований, с учетом уравнения (19), получим:

$$P_s = M_{p1} \cdot P_t \quad (21)$$

где

$$M_{p1} = \left[\frac{u_p}{k \cdot \mu_1} \cdot \frac{(1-\nu_s) \cdot \eta}{4 \cdot r_o} - \frac{d \cdot F_s}{\mu_1^2} \cdot \frac{1 - \cosh(\mu_1 l)}{\sinh(\mu_1 l)} \right] \cdot \left[\frac{u_p}{k \cdot \mu_1} \cdot \frac{(1-\nu_s) \cdot \eta}{4 \cdot r_o} + \coth(\mu_1 l) \right]^{-1} \quad (22)$$

Анализ показывает, что уравнения, описывающие работу несжимаемой сваи, представленные ранее, являются лишь частным случаем данной более общей модели и легко могут быть получены отсюда при принятии коэффициента жесткости сваи $\lambda_p = \infty$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Девальтовский Е. Э. Исследование работы свайных фундаментов с учетом их взаимодействия с межсвайным грунтом. Дисс. на соиск. уч. степ.к.т.н., Л., ЛИСИ, 1982.

Сафонов Н.А., студент 3-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Пашкевич С.А., доц. кафедры СОТАЭ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

СТРОИТЕЛЬСТВО АЭС В АРКТИКЕ. АНАЛИЗ ВОЗМОЖНЫХ ПРОБЛЕМ

На протяжении последних нескольких лет, одной из целей нашего государства является освоение Арктики с точки зрения извлечения полезных ископаемых, таких как нефть, газ, руды и другие. Соответствующий документ был утвержден президентом Российской Федерации Д. Медведевым 18 сентября 2008г- «Основы государственной политики Российской Федерации в Арктике на период до 2020 года и дальнейшую перспективу».

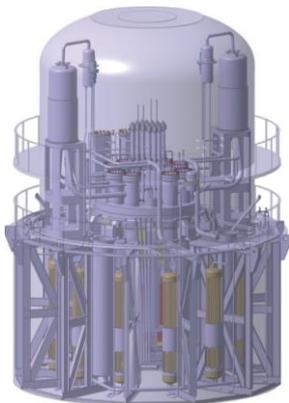


Рис. 1. СВБР-100 (Свинцово-Висмутовый Быстрый Реактор мощностью 100 МВт.).

Что для этого необходимо сделать? С точки зрения энергетики-обеспечить бесперебойную генерацию электроэнергии. Одним из вариантов, который в настоящее время является наиболее актуальным, является размещение в Арктике сети АЭС малой мощности (например, СВБР-100- Свинцово-Висмутовый Быстрый Реактор мощностью 100 МВт.).

Данный вариант наиболее перспективен в ближайшем будущем [1], поскольку при правильной эксплуатации АЭС не оказывает воздействия на окружающую среду, АЭС достаточно неприхотлива в обслуживании, сроки кампании ядерного реактора позволяют обеспечивать часть региона электроэнергией на относительно долгий промежуток времени.

Но вместе с тем, все эти мероприятия хорошо работают в обычных условиях, где нет специфических условий строительства например таких как вечная мерзлота, а вечная мерзлота это очень хрупкая экосистема [2]. Соответственно в данном случае

необходимо наиболее продуманно и детально подходить к решению вопроса [3,4].

Для АЭС малой мощности необходима разработка новых, нестандартных объемно-планировочных, технических, конструктивных решений размещения.

Одной из главных проблем является следующее-тепло от жизнедеятельности не должно уходить в основание. В противном случае это вызовет растепление грунтов с последующей деформацией породы.

В первую очередь необходимо иметь понимание о компоновках зданий и сооружений, потому что основной задачей размещения зданий и сооружений в условиях вечной мерзлоты, является недопущение растепления многолетнемерзлой породы грунтов.

Так же вероятны пересмотр и изменение нормативной документации. Существующие нормы вряд ли подойдут, потому что АЭС это целый комплекс зданий повышенного уровня ответственности, с совершенно иными калориферными показателями воздействия на окружающую среду, а именно другими значениями теплового воздействия.

Вместе с тем, одним из ключевых процессов является устройство фундамента. На сегодняшний день для строительства в условиях вечной мерзлоты существуют несколько способов по устройству теплоизолирующих фундаментов, например такой как насыпка на мерзлом основании промежуточного слоя из непучинистого материала, этот слой значительно снижает интенсивность криогенных процессов при тепловом и механическом взаимодействии зданий с мерзлым основанием. Но опять же, для сети АЭС малой мощности этих мероприятий не достаточно. Необходимо продумать новые системы теплоизолирующих фундаментов, с возможным применением новых теплоизоляционных материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Пергаменичик Б.К.* Проблемы и перспективы строительства АЭС. Вестник МГСУ, 2014. №2, с. 140-153.
2. Арктика и север. 2011. №1 (февраль). Тенденции и риски хозяйственной деятельности в Арктике в условиях долговременных климатических изменений.
3. СНиП II-18-76 "Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах".
4. Рекомендации по проектированию фундаментов мобильных (инвентарных) зданий на вечномерзлых грунтах. Москва Стройиздат 1988.
5. [Www.scrf.gov.ru](http://www.scrf.gov.ru).

Сидоров В.В., канд. техн. наук, доц. кафедры МГТ,
научный сотрудник НОЦ «Геотехника»

Научный руководитель -

Тер-Мартыросян З.Г., д-р техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРИВЕДЕННЫХ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ОСНОВАНИЙ, ПРЕОБРАЗУЕМЫХ ГРУНТОЦЕМЕНТНЫМИ И ГРУНТОВЫМИ КОЛОННАМИ

В настоящее время при строительстве гражданских и промышленных зданий и сооружений специалисты нередко сталкиваются с проблемой наличия в основании слабого грунта. Грунты с низкими прочностными и деформационными свойствами

залегают либо значительным по мощности массивом с поверхности рельефа на значительную глубину порядка 5-10 м, либо в виде прослоев и линз на различной глубине, но попадающей в предполагаемую активную зону здания. Такая инженерно-геологическая ситуация является большим стрессом и для проектировщиков, у которых усложняется задача проектирования, и для заказчиков, которые опасаются за сохранность будущих объектов. Особенно это актуально, когда слабые грунты представлены органогенными грунтами - торфами и илами из-за изменения в худшую сторону их свойств со временем. Поэтому самым частым решением такой ситуации является проектирование и устройство свайных фундаментов, прорезающих толщу неблагоприятных грунтов и опирающихся на грунты с относительно высокими механическими характеристиками [1]. Практически всегда этот вариант снимает имеющуюся ранее проблему слабого грунта, однако существенно повышает затраты по времени и финансам. На такое увеличение готовы пойти не все компании, поэтому возникает необходимость рассмотрения альтернативных способов строительства на имеющемся основании. Таким способом может стать способ преобразования свойств всего основания или его части (прослоя, линзы).

Если в основании присутствуют органогенные грунты, то преобразование должно быть выполнено с условием изменения структуры этих прослоев, так как необходимо устранить возможность их разложения и ухудшения механических свойств в процессе эксплуатации здания. Здесь выгодно производить инъецирование закрепляющих веществ в грунт (цементация, силикатизация, смолизация и др.). Удобным методом является использование струйных технологий для закрепления этих грунтов [2,7]. По этой технологии на любой глубине от поверхности устраивается грунтоцементная колонна, которая формируется путем закачивания под очень высоким давлением (40-50 МПа) цементного раствора и перемешиванием с усиливаемым грунтом [3]. В результате получившаяся колонна имеет высокие прочностные и деформационные характеристики и устраняет неблагоприятные специфические свойства слабого органогенного грунта.

Если изменение свойств слабого грунта во времени не прогнозируется, то возможно его усиление путем уплотнения и отжатия из его пор воды, то есть в процессе фильтрационной консолидации. Достигнуть этого возможно путем устройства песчаных или щебенисто - песчаных колонн путем трамбования материала с обязательным расширением начального диаметра скважины для изменения напряженно-деформированного состояния грунта вокруг них и уплотнения слабого грунта [4,5].

Однако, при проектировании такого преобразованного основания необходимо определять приведенные характеристики уплотненного массива. И одной из важнейших приведенных характеристик является модуль деформации массива грунта, который зависит от жесткости уплотняемого грунта, жесткости колонны уплотнения и геометрического расположения и размеров колонн в плане.

Доктором технических наук, профессором Тер-Мартirosяном Завеном Григорьевичем была решена аналитическая задача уплотнения элементарной ячейки и получены зависимости для определения приведенного модуля деформации уплотненного массива грунта [1]. Полученные решения были успешно использованы для научного сопровождения проектов гражданского и промышленного назначения в Московской и Курской областях.

Предполагалось, что система «колонна-слабый грунт» будет работать совместно с перераспределением напряжений в нем пропорционально жесткости его элементов.

То есть на более жесткие колонны будет приходиться больше нагрузки, на слабый грунт - меньше. Для определения приведенной деформационной характеристики такого неоднородного основания можно рассматривать элементарную ячейку, включающую грунтоцементную колонну и слабый грунт вокруг него в размере "грузовой" площади одной колонны. Схема элементарной ячейки представлена на рис. 1.

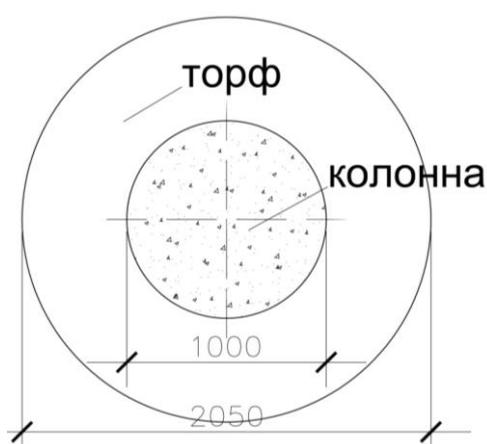


Рис. 1. Схема рабочей ячейки преобразованного основания

Суммарная жесткость на сжатие элементарной ячейки усиленного массива грунта будет складываться из жесткости на сжатие торфа и грунтоцемента [4].

Для определения приведенного модуля деформации массива грунта в целом необходимо учитывать равенство осадок грунтоцементной колонны и окружающего слабого грунта, так как они работают совместно. Запишем это условие в виде:

$$\sigma_c \cdot m_c = \sigma_2 \cdot m_2 = \sigma \cdot \bar{m},$$

где m_c, m_2 и \bar{m} - коэффициенты относительной сжимаемости колонны, грунта и в ячейке в целом, соответственно.

Кроме того, общая нагрузка N распределяется между колонной и грунтом:

$$N = N_c + N_2, \text{ где}$$

$$N = \sigma \cdot \pi \cdot R_2^2 - \text{сосредоточенная сила нагружения};$$

$$N_c = \sigma_c \cdot \pi \cdot R_c^2 - \text{нагрузка, передающаяся на колонну};$$

$$N_2 = \sigma_2 \cdot \pi \cdot R_2^2 - \text{нагрузка на грунт между колоннами}.$$

Совместное решение представленных выше уравнений дает следующее соотношение для приведенного относительного коэффициента сжимаемости расчетной ячейки:

$$\bar{m} = \frac{m_2 \cdot m_c}{k_n \cdot m_2 + m_c}, \quad (1)$$

где $k_n = \frac{R_c^2}{R_2^2}$; $E_{прив} = \frac{\beta}{\bar{m}}$ (МПа) - среднее значение приведенного модуля деформации основания, усиленного грунтоцементными сваями.

Также методика была применена для проектирования усиления основания под здания промышленного назначения в Курской области. По заданию требовалось определить необходимый модуль деформации колонны уплотнения при известном модуле деформации окружающего слабого грунта для того, чтобы получившееся после уплотнения основание имело модуль деформации не менее 40 МПа. Были выпол-

нены конечно-элементные расчеты [6] элементарных ячеек закрепляемого массива грунта на площадке и сопоставлены результаты с прогнозируемыми в процессе аналитического расчета. Осадки элементарной ячейки и ячейки с приведенными деформационными свойствами имеют сходимость с достаточной точностью для инженерных расчетов.

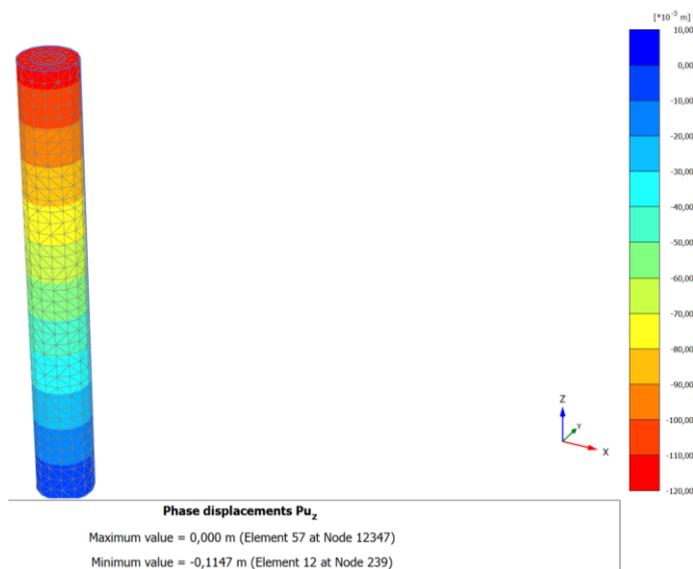


Рис. 2. Изополя вертикальных перемещений массива грунта составной ячейки

Основные выводы

1. Использование технологии струйной цементации и преобразования основания колоннами уплотнения является альтернативой свайному фундаменту, которая позволяет сократить сроки строительства и его стоимость.

2. По представленной методике по известным деформационным характеристикам слабого грунта и колонн уплотнения можно определить приведенные характеристики преобразованного основания в целом.

3. Проведенные конечно-элементные расчеты подтверждают приведенную методику, полученные деформации основания составного основания с колоннами уплотнения соответствуют основанию с приведенной жесткостью.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. Изд.: АСВ, 2009 г. 500 с.
2. Бройд И.И. Струйная геотехнология: Изд. АСВ, 2004 г.
3. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. ОАО «Издательство «Стройиздат», 2010 г. 238 с.
4. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Минрегион России, 2010.
5. Сорочан Е.А., Трофименкова Ю.Г. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1985.
6. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Минрегион России, 2010.
7. Готман А.Л., Хурматуллин М.Н. // Исследование работы свай, изготовленных методом струйной цементации в глинистых грунтах /А.Л. Готман, М.Н. Хурматуллин // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. – №4. – С. 16-19.

Синицин А.С., аспирант

Научный руководитель –

Купчикова Н.В., канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой технологии, организации строительства и экспертизы, управления недвижимостью

ГАОУ АО ВПО «Астраханский инженерно-строительный институт»

ИССЛЕДОВАНИЕ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК НАМЫВНЫХ ГРУНТОВ РАЗЛИЧНОЙ ИСТОРИЧЕСКОЙ ЭТИОЛОГИИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ВДОЛЬ БЕРЕГОВОЙ ЗОНЫ НА ТЕРРИТОРИИ АСТРАХАНСКОЙ ОБЛАСТИ

Освоение намывных территорий в настоящее время является актуальной и неотъемлемой задачей многих крупных прибрежных городов страны, в том числе города Астрахани, одна десятая часть которого покрыта водой. Протяженность города вдоль реки Волги составляет 22 км.

Гидрогеологические условия достаточно разнообразны. К основным неблагоприятным инженерно-геологическим процессам, отрицательно влияющим на устойчивость зданий и сооружений в пределах прибрежных зон Астраханской области, можно отнести следующие: просадочность грунтов, переработка берегов водотоков, подтопление территории грунтовыми водами, намывные грунты различных исторических профилей, карстовые провалы. Все эти процессы связаны как с географическим положением области, так и ее геолого-геоморфологическими особенностями [1].

Деформации несущих и ограждающих конструкций зданий, построенных в дореволюционный период (до 1917г.) на всех этапах исторической застройки появились в результате совокупности неблагоприятных факторов – наличие намывных, насыпных, просадочных, водонасыщенных грунтов в основании фундаментов, напластования слабых и подстилающих более прочных грунтов значительной крутизны склона прибрежного города Астрахани. Такие деформационные процессы исключительно сложны, они нестабильны во времени и неоднородны в пространстве, а поэтому требуют постоянного контроля, а в особенности наблюдения за поведением грунтовых массивов.

Намывной грунт вдоль береговых зон характеризуется неоднородностью и способностью изменять физико-механические свойства со временем, а значит, проектирование оснований под сооружения на таких грунтах требует проведения дополнительных мероприятий, направленных на устранение отрицательных свойств грунта[2].

Цель исследования – проследить динамику изменения почвенного профиля намывных грунтов за 25 лет вдоль береговой зоны в г. Астрахани с помощью статического зондирования и штамповых испытаний.

В рамках поставленной цели решаются следующие задачи

- оптимальный подбор приборов для исследования грунтовых массивов и проведения испытаний;
- ускоренные исследования строительных свойств намывных грунтов приборами полевой лаборатории;
- составление карты намыва грунтов и изменения их свойств со временем;
- использование результатов исследований для экспериментов с группой свай на статические и динамические воздействия;
- использование результатов в учебном процессе АИСИ.

Территории изысканий: Набережная Приволжского Затона, Набережная золотого Затона (по ул. Ползунова), Набережная реки Царев (по ул. Заводская), Красная Набережная (по ул. Хоперская).

Научный задел:

Имеются данные инженерно-геологических изысканий в 80-е, 90-е и 2000-х годы намывного грунта территорий: Набережная Приволжского Затона, Набережная золотого Затона (по ул. Ползунова), Набережная реки Царев (по ул. Заводская), Красная Набережная (по ул. Хоперская).

Нами уже проводились изыскания намывного грунта по следующим адресам: Набережная Приволжского Затона, Набережная золотого Затона, Набережная 17-ой пристани (г. Астрахань). На первом этапе исследования проводились с помощью статического зондирования, на втором при помощи штамповых испытаний. При проведении статического зондирования и исследования грунтов в условиях естественного залегания использовали специализированный прибор в геотехнике - пенетрометр грунтовый ПСГ-МГ4, принцип действия которого основан на корреляционной зависимости удельного сопротивления пенетрации и механических свойств грунта.

Информация, регистрируемая в ходе задавливания зонда, накапливалась в виде дискретных цифровых файлов и визуализировалась на дисплее полевого регистратора или компьютера в виде непрерывных графиков изменения параметров зондирования по глубине (рис.1). Наличие суглинка и глины в верхних слоях по результатам испытаний объясняются процессом намыва грунта, при котором происходит сортировка частиц грунтов (табл. 1). Более тяжелый и плотный материал откладывался, а мелкие частицы относились водой дальше.

Таблица 1

Испытания грунта пенетрометром

Глубина Погружения зонда, м	Сопротивление грунта по показаниям изм. прибора, дел (мм)		Удельное сопротивление грунта под наконечником зонда qс, МПа	Нормативный модуль де- формации E, МПа	Нормативный угол внутр. трения, град	Нормативное удельное сцепление C,кПа
	под нако- нечни- ком	по бо- ковой поверх- ности				
0,8	2,15	1,05	0,34	2,41	15	13
1,0	2,70	1,01	0,48	3,33	16	14
1,2	3,30	1,05	0,60	4,20	17	15
1,4	4,70	1,10	0,90	6,29	18	16
1,6	5,20	1,15	1,00	6,99	19	17
1,8	5,30	1,02	1,05	7,35	19	17
2,0	6,40	1,10	1,28	8,94	21	19
2,2	7,40	1,30	1,45	10,18	22	20
2,4	6,10	1,15	1,20	8,39	20	18
2,6	7,20	1,25	1,42	9,95	22	20
2,8	8,60	1,20	1,74	12,20	23	21

Анализируя показания, получаем, что нормативное удельное сцепление грунта увеличилось в 1,62 раза. Сопротивление грунта под наконечником в среднем превосходит сопротивление по боковой поверхности в 4,64 раза.

Также с помощью метода статического зондирования была получена комплексная информация о геологическом строении и свойствах грунтов (табл.2).

Таблица 2

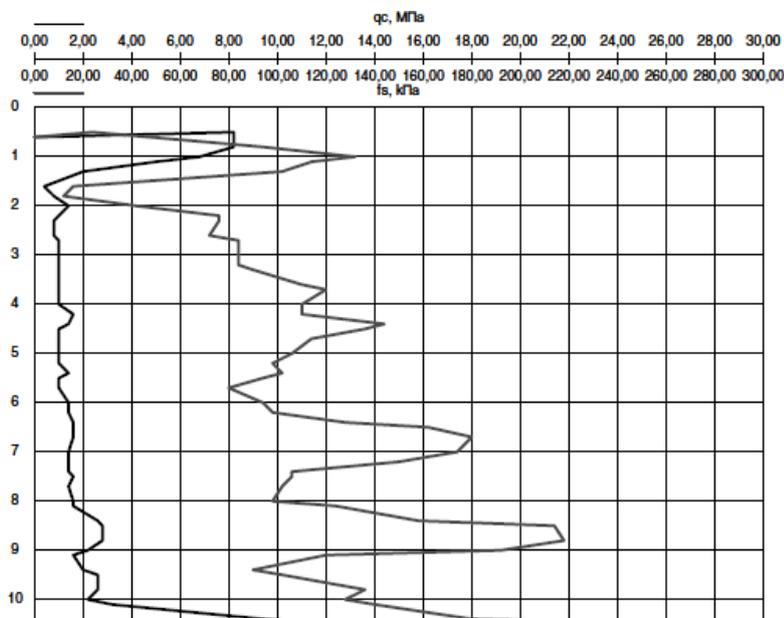


Рис.1. Графическое оформление результатов испытания грунта методом статического зондирования

График изменения q_c и f_s по глубине погружения H

q_c – удельное сопротивление грунта под конусом (лобовое сопротивление внедрению конуса), МПа

f_s - удельное сопротивление по муфте трения(боковое сопротивление внедрению конуса), кПа

H - глубина погружения (м).

Выводы

1) Опыт практиков-строителей показывает, что при проектировании на намывных территориях существуют значительные различия в механическом составе грунтов в разных картах намыва. Что невозможно отследить в рамках обычных геологических одномоментных изысканий, поэтому мониторинг состояния таких территорий на протяжении 25-ти лет позволит проектировщикам и строителям более достоверно охарактеризовать предельные значения изменений показателей физико-химических свойств намывных грунтов и наиболее эффективно оптимизировать выбор конструктивно-технологического решения фундаментов при строительстве или реконструкции.

2) При наличии намывного грунта целесообразно на стадии проектирования учитывать эффективное уплотнение, стоимость этих работ составляет 3-5 % от общей стоимости строительства, но если они выполнены неправильно, во время эксплуатации появляются осадки или другие разрушения, устранение которых потребует значительных затрат.

3) Реализация защитных мероприятий возможна после глубокого изучения природных условий, факторов, процессов и строения береговой зоны. Все это определяет особенности и интенсивность разрушения берегов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Купчикова Н.В. Влияние уплотнения грунта со щебнем на жесткость основания / Н. В. Купчикова // Журнал «Промышленное и гражданское строительство» №10 / -Москва, 2007 г.
2. Купчикова Н.В. Исследование напряженно-деформированного состояния свайных фундаментов с концевыми и поверхностными уширениями в структурно-неустойчивых основаниях : диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.02 / Купчикова Наталья Викторовна; [Место защиты: Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ].- Москва, 2010.- 200 с.: ил. РГБ ОД, 61 11-5/32.

Скакун Н.В., студент 1-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Федоров О.Л., канд. техн. наук, доц.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

МОДЕЛЬ ВЕТРОЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ УСТАНОВКИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭЛЕКТРЕТОВ

Введение

В данной работе исследовалась возможность применения электретного эффекта для преобразования энергии воздушного потока в электрическую энергию при помощи ветроэнергетической установки (ВЭУ). Данная проблема уже рассматривалась в некоторых работах [1,2], но оптимальная конструкция элементов ВЭУ, зависимость тока и напряжения в цепи от параметров этих элементов и параметров воздушного потока, для безлопастных ВЭУ (т.е. не имеющих вращаемого ветром ротора) изучены пока недостаточно.

Актуальность исследования

Все ВЭУ так или иначе преобразуют энергию ветра в электрическую энергию. Так как ветер - возобновляемый источник энергии (преобразованная энергия солнца), то ВЭУ представляют интерес с экономической точки зрения, однако у них есть и вредные влияния на окружающую среду (в частности лопастные установки передают значительную вибрацию почве), но на самом деле есть возможность дальнейшего уменьшения их вредного влияния на среду. Предлагаемое устройство является безлопастной ВЭУ и по этому показателю (уменьшения вредного влияния на среду), а также по простоте конструкции превосходит лопастные ВЭУ. Также очень важен тот факт, что КПД этих установок как минимум не уступает, а вероятно превосходит лопастные аналоги, т.к. в ней происходит только одно превращение энергии, а не два, как в лопастных «ветряках», следовательно, и потери должны быть меньше.

Постановка задачи

Рассмотрим в качестве физической модели элемента ВЭУ систему (рис.1 приложения) Состав и конструкция понятны из рисунка.

При обдуве потоком воздуха данного элемента под некоторым углом атаки α подвижный электрод³ (точнее его незакрепленная часть) будет колебаться с некоторой

амплитудой Δl , т.е. зазор l между электретом и этим электродом будет периодически изменяться по закону гармонических колебаний

$$l = l_0 + \Delta l \sin \omega t \quad (1)$$

Вследствие эффекта электростатической индукции, при колебании подвижного электрода под действием воздушного потока в поле электрета в цепи, соединяющей подвижный и неподвижный электроды, потечет переменный ток [1].

$$I = \frac{dq}{dt} = \frac{Sd\sigma_{\text{инд}}}{dt}, \quad (2)$$

Согласно [1]:

$$\sigma_{\text{инд}} = \frac{\sigma}{\frac{\epsilon l}{L} + 1}, \quad (3)$$

Подставляя равенства (1), (3) в равенство (2) и произведя преобразования, получим величину переменного тока во внешней цепи

$$I = C\Delta l\omega\sigma \cos \omega t, \quad (4)$$

где:

$$C = \frac{\epsilon S}{L} \frac{1}{\left(\frac{\epsilon l_0}{L} + 1\right)^2},$$

для получения максимальной величины тока и напряжения во внешней цепи, положим $l_0 = 0$ (в первоначальном положении подвижный электрод 3 прилегает к электрету 2, тогда

$$C = \frac{\epsilon S}{L} = \text{const} \quad (5)$$

Методы решения, результаты исследования

Поставленные задачи решались с помощью экспериментальной установки (рис.2,3).

Были проведены две серии опытов с использованием экспериментальной установки (рис.2,3), в которых менялись: в первой серии скорость среды (замеры производились при помощи стандартного ручного анемометра с крыльчатой вертушкой ГОСТ 6376-52), с помощью изменения расстояния x между элементом 2 и вентилятором 1 при постоянном угле α ($\alpha = 0$). Во второй серии менялся угол атаки α при постоянной скорости потока ($v_\infty = 2,37 \text{ м/с}$), замеры углов производились с помощью устройства 4 установленного на поворотном кронштейне при постоянных атмосферном давлении, влажности и температуре.

Результаты экспериментов приведены на графиках рис.4,5. Из графика рис.4 виден линейный характер зависимости напряжения(тока) от скорости среды. Используя метод размерностей, можно записать

$$\frac{v}{C_1} = \Delta l \omega, \quad (6)$$

В результате анализа экспериментальных данных была получена зависимость амплитудной величины переменного тока во внешней цепи элемента ВЭУ от скорости

$$U_{\max} = Kv, (K = \frac{CR\sigma}{C_1}) \quad (7)$$

Полученные данные хорошо согласуются с экспериментом.

1. Доказана возможность использования электретного эффекта в ВЭУ
2. Переменные токи значительно меньше напряжения в цепи ВЭУ, для получения их существенных значений необходимы ВЭУ значительных габаритных размеров (100-200 м²)
3. Получена и экспериментально подтверждена линейная зависимость амплитудного напряжения во внешней цепи ВЭУ от скорости воздушного потока $u = f(v)$, найдены оптимальные величины углов атаки, при которых эти амплитудные величины максимальны.

Данная безлопастная ВЭУ по сравнению с лопастными имеет меньшую мощность, но сравнимый с ними КПД, а их вредное влияние на экологию меньше. Для инженерного применения ВЭУ можно рекомендовать установки с элементом ВЭУ с большой площадью поверхности и не зависящей от направления скорости ветра, например, в виде высокого цилиндра.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Губкин А.И. Электреты. М.; Наука, 1976, 192с.
2. Луццейкин Г.А. Полимерные электреты, 2 изд., М.: Наука 1984, 184с.

Соболев Е.С., научный сотрудник НОЦ "Геотехника"

Тер-Мартиросян А.З., канд. техн. наук, руководитель НОЦ "Геотехника"

Научный руководитель –

Тер-Мартиросян З.Г., д-р техн. наук, проф.,

главн. научный сотрудник НОЦ "Геотехника"

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

АНАЛИЗ ПРОЦЕССА ДИНАМИЧЕСКОГО РАЗЖИЖЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В настоящее время развитие промышленного, энергетического и транспортного строительства тесно связано с освоением новых территорий, в том числе на сейсмически опасных территориях (Северный Кавказ, Алтай, Саяны, Восточная Сибирь, Камчатка, Сахалин) [2], и увеличением плотности застройки в уже освоенных районах; при этом зачастую возникает необходимость проектирования и возведения зданий и сооружений в крайне неблагоприятных инженерно-геологических условиях.

Важнейшая задача сейсмостойкого строительства - определение запасов прочности грунтового массива при землетрясениях и уменьшение расходов на дополнительное усиление оснований и фундаментов до минимально возможного уровня при обеспечении их достаточной прочности и надежности по условиям расчета по первой группе предельных состояний.

В настоящей работе изложены основы анализа процесса динамического разжижения грунтовых оснований при сейсмическом воздействии на основе результатов лабораторных динамических трехосных испытаний грунтов, применяемые на практике в грунтовой лаборатории МГСУ НОЦ "Геотехника".

Величину циклического касательного напряжения в любой точке под горизонтальной поверхностью грунта во время землетрясения при проходе снизу сдвиговой волны можно определить с помощью метода, предложенного Сидом Х.Б. и Идриссом И.М. [7]. Если предположить что грунтовая колонна высотой h перемещается горизонтально, то максимальное касательное напряжение τ_{\max} , действующее на основание грунтовой колонны, будет

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot r_d \cdot \gamma \cdot h, \quad (1)$$

где: a_{\max} - пиковое значение горизонтального ускорения на поверхности грунта; g - ускорение свободного падения; γ - удельный вес грунта; r_d - коэффициент редукиции напряжений, учитывающий деформируемость грунтовой колонны, величина которого меньше единицы.

Разделив каждую часть формулы (1) на эффективное напряжение σ'_z , получим модифицированную формулу, учитывающую распределение полных и эффективных напряжений в грунтовой колонне

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_z} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot r_d \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma'_z}, \quad (2)$$

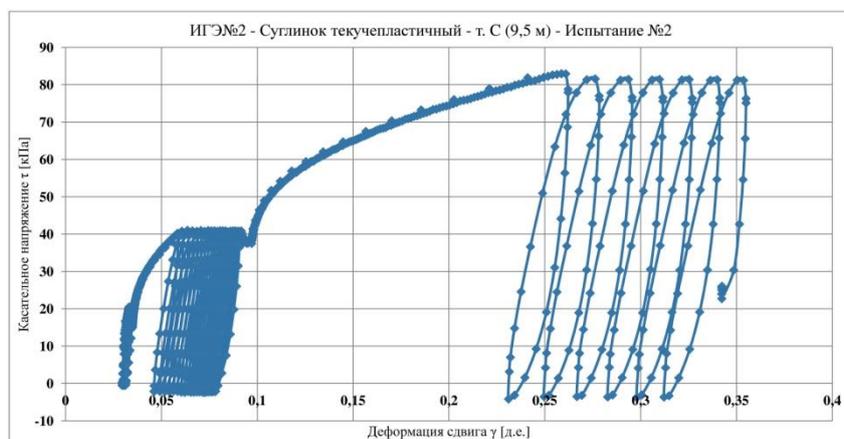
где: $\sigma_z = \gamma h$ - полное вертикальное напряжение.

Уравнение (2) широко применяется [4, 6] для определения значения касательного напряжения, возникающего в элементе грунта во время землетрясения. Преимуществом использования уравнения (1) при анализе касательных напряжений, при сейсмическом воздействии в горизонтальной толще грунта, является значительный объем накопленной информации о горизонтальном ускорении, зафиксированном на поверхности грунта.

Анализ процесса динамического разжижения может осуществляться путем сравнения касательного напряжения, вызванного сейсмической нагрузкой, и касательного напряжения, необходимого для начала разжижения грунта, или уровня амплитуды деформации сдвига, который считается неприемлемым для проектирования [4]. Критерием определения динамической прочности [6] является возникновение 10%-ой осевой деформации в образце грунта, а также увеличение давления поровой воды до значения бытового давления на глубине залегания образца (приведенное поровое давление $PPR=1,0$). Используя выражение (2) можно вычислить действующее при заданном сейсмическом воздействии циклическое напряжение, а прочность грунта при динамическом воздействии может быть определена по результатам испытаний грунтов в приборах динамического трехосного сжатия. Если выразить относительную величину прикладываемых напряжений через относительное эквивалентное напряжение τ_{av}/σ'_z , то соответствующую прочность необходимо представить через относительное эквивалентное напряжение $\tau_{av,l}/\sigma'_z$. При этом τ_{av} это средняя амплитуда циклического воз-

действия, которая составляет 0,65 от максимального касательного напряжения τ_{\max} . Таким образом возможен потенциал разжижения слоя грунта оценить через коэффициент запаса F_l :

$$F_l = \frac{\tau_{\max,l} / \sigma'_z}{\tau_{\max} / \sigma'_z} = \frac{\tau_{av,l} / \sigma'_z}{\tau_{av} / \sigma'_z} \quad (2)$$



а)



б)

Рис. 1. Результаты определения динамической прочности пылевато-глинистого грунта при оценке процесса разжижения вызванного сейсмическим воздействием. Зависимости деформации сдвига грунта от касательного напряжения при определении прочности (а) и при заданных параметрах сейсмического воздействия (б)

Не трудно отметить, что при использовании относительных максимальных или эквивалентных напряжений коэффициент запаса остается неизменным. Если коэффициент запаса меньше или равен единице $F_l \leq 1$ - происходит разжижение, в остальных случаях оно отсутствует.

При этом относительный уровень действующих в грунте касательных напряжений τ_{av} / σ'_z часто называется приведенным циклическим напряжением сдвига CSR (англ. «cyclic stress ratio»), а величина циклической прочности называется приведенным циклическим сопротивлением разжижению CRR (англ. «cyclic resistance ratio»). Расчетно-экспериментальные методы оценки возможности (потенциала) разжижения основаны на сравнении значений CSR и CRR.

Для определения динамической прочности грунтов [4] в лабораторных условиях проводятся испытания на приборах трехосного сжатия с динамическим нагружением.

Образец грунта уплотняют под действием изотропного давления σ'_0 и прикладывают к нему начальное статическое касательное напряжение σ_s . Затем к образцу последовательно прикладывают заданное количество циклов касательных напряжений, выполняя при этом несколько серий однородных осевых нагружений в недеренированных условиях с увеличивающейся амплитудой. Серии нагружений с увеличивающейся амплитудой повторяются до тех пор, пока не будет достигнут критерий определения динамической прочности, о котором шла речь выше. При этом фиксируется значение относительного эквивалентного напряжения $\tau_{av,l}/\sigma'_z$ в момент достижения критерия прочности.

Путем сравнения полученных значений динамической прочности с величинами прогнозируемых касательных напряжений при прогнозируемом сейсмическом воздействии можно построить эпюру потенциала разжижения по глубине рассматриваемого грунтового массива. Поскольку общепринято [1], что возможность динамического разжижения уменьшается с глубиной, испытаниям необходимо подвергнуть водонасыщенные образцы грунтов, отобранные с глубин до 20-25 метров. При этом частота и количество циклов нагружения в испытаниях зависит от параметров прогнозируемого сейсмического воздействия.

Основные выводы:

1. Долгосрочное прогнозирование напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов в сложных инженерно-геологических условиях и с учетом повышенной ответственности зданий и сооружений невозможно без учета поведения грунтов при сейсмическом воздействии.

2. Для оценки потенциала разжижения грунтов при сейсмических воздействиях необходимо оценить уровень прогнозируемого воздействия и прочность грунтов при динамическом воздействии. Определив действующие в грунтовом массиве относительные касательные напряжения возможно соотнести их с динамической прочностью, полученной по результатам специальных лабораторных динамических испытаний грунтов.

3. Методика позволяет оценить потенциал разжижения по глубине грунтового массива и определить толщину грунтов, которая при сейсмическом воздействии может быть подвержена динамическому разжижению.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Вознесенский Е.А.* Динамическая неустойчивость грунтов — М.: Эдиториал УРСС, 1999 г. - С.264.
2. *Ставицкер Л.Р.* Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Монография. — М.: Изд. Ассоциация строительных вузов, 2010 г. - С.448.
3. *Тер-Мартirosян З.Г.* Механика грунтов / Монография. — М.: Изд. Ассоциация строительных вузов, 2009 г. - С.552.
4. *Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В., Мирный А.Ю.* Лабораторные испытания в МГСУ. Инженерные изыскания, 2013 г. - №8 - С. 60-65.
5. *Ишихара К.* Поведение грунтов при землетрясениях: Пер. с англ. / Под ред. А.Б. Фадеева, М.Б. Лисюка / НПО "Геореконструкция-Фундаментпроект." - СПб., 2006 г. - С.384.
6. *ГОСТ Р 56353-2015* "Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов". М.: Стандартинформ, 2015 г. - С.57.
7. *Seed H.B., Idriss I.M.* Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 97, 1971 - 1249-1273 pp.

Султанахмедов С.Г., студент 4-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Левачев С.Н., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ДЛЯ УСТАНОВКИ ПЛАВУЧЕЙ АЭС В ПЕВЕКЕ

Создание плавучих атомных теплоэлектростанций (ПАТЭС) на базе плавучего энергоблока для обеспечения потребителей электрической и тепловой энергией является развивающимся направлением в атомной энергетике России. Оно находится на стыке трех отраслей – судостроения, стационарной атомной энергетики и гидротехнического строительства.

Отличительной особенностью ПАТЭС является:

– размещение всего комплекса технологического оборудования по выработке электрической и тепловой энергии, включая все оборудование ядерного цикла, на плавучем энергоблоке;

- автономность и мобильность плавучих энергоблоков;
- малая мощность (по сравнению с крупными наземными АС);
- незначительная территория, необходимая для ее размещения;
- повышенная надежность и безопасность реакторных установок;
- возможность обеспечить на всех этапах жизненного цикла в месте ее размещения благоприятную экологическую обстановку.

При разработке технического проекта ПЭБ было установлено, что конструкции плавучего энергоблока обеспечивают его безопасность даже при:

- землетрясениях силой до 9 баллов по шкале MSK-64;
- падениях на него в районе реакторного отделения из режима зависания вертолета КА-32м;
- взрыва под днищем заряда тротила массой до 70 кг;
- взрыва (возгорания) на борту ПЭБ топливозаправщика с 3 т бензина;
- взрыва расположенного на расстоянии 1,5 км наземного топливного резервуара с бензином емкостью до 5000м³.

В настоящее время завершается строительство первой в мире ПАТЭС «Академик Ломоносов» на основе судовой реакторной установки КЛТ-40С водо-водяного типа (головной разработчик ОАО «ОКБМ Африкантов»). Установленная электрическая мощность двух РУ составляет 70 МВт, тепловая мощность — до 300 ГКал/час; реакторы могут также использоваться в системе опреснения морской воды.

Для благополучного отстоя судна вблизи населенных пунктов необходимо возвести порт, обустроенный рядом береговых и гидротехнических сооружений. К береговым относятся: трансформаторная подстанция, устройства распределения и передачи электроэнергии, тепловые пункты.

Рассматриваются три принципиально разных конструктивных решения гидротехнических сооружений, предназначенных для защиты ПАТЭС от внешних волновых и ледовых воздействий. Первый вариант представляет собой мол - причал в акватории. Второй – причал, устраиваемый в искусственно вырытом ковше акватории. Третий – док с откатным затвором.

Мол имеет Г-образную форму ячеистой конструкции цилиндрического профиля диаметром 18 метров, из трубошпунта Ø 1420 мм.. Данный профиль был выбран исходя из удобства ведения строительного-монтажных работ. Протяженность всего сооружения составляет 666 метров вместе с корневой частью. Расположение мола обусловлено господствующим направлением ветра, а также соотношением объема дноуглубительных работ к объему обратной засыпки ячеек.

Ковш имеет прямоугольную форму, и с одной стороны оснащен причальной стенкой из ячеистой конструкции цилиндрического профиля диаметром 18 метров, из трубошпунта Ø 1420 мм. Котлован для сооружения откапывается в береговой линии, а на входе для защиты от волнения строится искусственный остров. Протяженность всего сооружения составляет 200 метров.

Возможен вариант строительства вместо открытого ковша железобетонного дока, защищенного от внешних воздействий плоским откатным затвором.

Условия строительства

По результатам изысканий, проведенных в районе предполагаемого строительства, климат района следует отнести к суровому. Толщина расчетного льда составляет 2 метра, а максимальная площадь ледяного поля достигает 1км². Расчетная высота волны 0,1% обеспеченности достигает 4,5 метров (3).

Дно акватории слагается гравийным грунтом с супесчаным заполнителем, суглинками тяжелыми и легкими с включением гальки и щебня, песчанистой супесью, дресвяным грунтом и скальной породой (алевролитом) прочным и среднепрочным.

На суше геология характеризуется прежде всего наличием вечной мерзлоты, с глубиной сезонного оттаивания до 3 метров. Основание сложено помимо техногенного слоя на поверхности, галечниковым и гравийно-галечниковым грунтом, суглинком, суглинком с включением щебня, щебенистым грунтом и скальной породой (алевролитом). Также в некоторых скважинах встречаются линзы ледогрунта.

Нагрузки на ячеистую конструкцию мола

В строительный период при воздействии на сооружение горизонтальных сил F_r от давления льда и E_{ah} от давления грунта, возникает перекося ячейки и в вертикальной плоскости сдвига развиваются силы трения T_1 (1). Она действует в средней плоскости, равна сумме сил:

$$T_1 = T_1' + T_1'';$$

где: T_1' - сила трения в грунте, равная: $T_1' = E_{cr} \cdot D \cdot \operatorname{tg} \varphi_{d,up}$;

T_1'' - сила трения в замках шпунта, расположенных в средней плоскости,

равная: $T_1'' = E_{cr} \cdot D \cdot f$;

f - коэффициент трения в замках шпунта, принимаемый равным 0,4;

$\varphi_{d,up}$ - угол внутреннего трения материала засыпки

E_{cr} - давление грунта, учитывающее трение по контакту

$$E_{cr} = E_{ah} \cdot K_1$$

При перекося ячейки возникают силы трения грунта о шпунт T_2 , которые образуют пару с плечом $b=1,274R$. Значение T_2 определяется по формуле:

$$T_2 = E_{cr} \cdot \frac{\pi \cdot D}{2} \cdot \operatorname{tg} \varphi_c;$$

φ_c - угол трения грунта по металлическому шпунту,

Проецируя все силы на вертикальную ось, находим пару реактивных сил, противодействующих перекоосу ячейки :

$$S = T_1 - T_2;$$

Плечо пары сил S будет равно $a=1,178R$

Удерживающий момент определяется по формуле:

$$M_r = S \cdot a + T_2 \cdot b;$$

Устойчивость сооружения оценивается отношением:

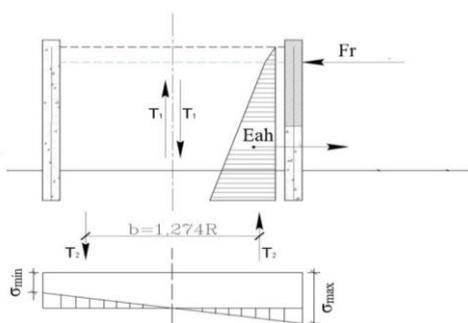
$$\gamma_{lc} \cdot M_t \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot M_r;$$

- γ_{lc} - коэффициент сочетания нагрузок, $\gamma_{lc} = 0,9$;

- γ_c - коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1,2$;

- γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения (для сооружений I класса 1,25);

- M_t - максимально возможный опрокидывающий момент (ледовая нагрузка от торола), $M_t = F_r \cdot h$

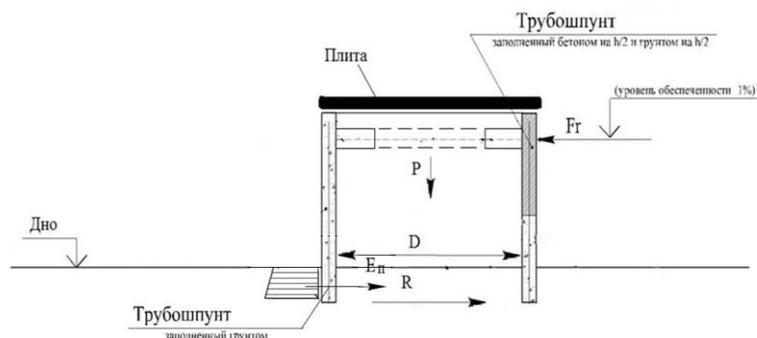


Расчетная схема ячейки в строительный период.

В эксплуатационный период сооружение рассчитывается на плоский сдвиг как гравитационное (2), т.к. замки трубошпунта свариваются, а возникающие касательные напряжения воспринимаются противоледовым поясом и монолитной плитой верхнего строения. При действии горизонтальной нагрузки Fr от льда в основании сооружения возникает сила трения грунта, препятствующая сдвигу. Устойчивость сооружения определяется по формуле (4):

$$\gamma_{lc} * Fr \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R; R = \Sigma P * tg\varphi + E_{п}$$

где $E_{п}$ – пассивное давление грунта в заглубленной части ячеек.



Расчетная схема ячейки в эксплуатационный период

Выбор оптимального варианта установки ПАЭС производится на основе технико-экономического сравнения представленных решений, учитывая сложную ледовую обстановку в акватории, наличие вечной мерзлоты на территории строительства ковша и дока и особенности теплообмена в акватории при работе ядерной установки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Смирнов Г.Н., Аристархов В.В., Левачев С.Н. «Порты и портовые сооружения» 2003.
2. Рассказов Л.Н., Орехов В.Г., Анискин Н.А., Малаханов В.В., Бестужева А.С., Саинов М.П., Солдатов П.В., Толстиков В.В. «Гидротехнические сооружения» 2011.
3. Левачев С.Н., Кантаржи И.Г. «Исследования и проектирование гидросооружений порта Певек». Наука и безопасность. Спецвыпуск 2015.
4. СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М. Минстрой России, 1989. 41 с.
5. Левачев С.Н., Корчагин Е.А., Пиляев С.И., Кантаржи И.А., Шурухин Л.А. «Гидросооружения водных путей, портов и континентального шельфа, ч. II, Порты и портовые сооружения» 2015.
6. Кантаржи И.Г., Мордвинцев К.П. «Численное и физическое моделирование морских портовых гидротехнических сооружений» 2015.
7. Кантаржи И.Г., Кузнецов К.И. «Натурные измерения волнения при определении нагрузок на морские гидротехнические сооружения» 2015.

Танасогло А.В., канд. техн. наук, доц. кафедры металлических конструкций
Донбасская национальная академия строительства и архитектуры (Украина)

ДВУХЦЕПНАЯ ВОЗДУШНАЯ ЛИНИЯ 110 КВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПОВЫШЕННЫХ БАШЕННЫХ ОПОР В Г. ПОЛТАВА

1. Актуальность темы

Необходимость сооружения воздушной линии (ВЛ) 110 кВ «Полтава Город – ПС 110 кВ Промузел» обусловлена планом перспективного развития энергетической системы ПАО «Полтаваоблэнерго» вследствие широкого развития областной инфраструктуры. Указанная воздушная линия электропередачи значительно повышает надежность внешнего электроснабжения промышленных районов г. Полтавы и в целом энергетического комплекса страны.

2. Трасса проектируемой ВЛ 110 кВ

Протяженность участка ВЛ 110 кВ «Полтава Город – ПС 110 кВ Промузел» составляет 8400 м. Рельеф местности холмистый с балками и оврагами. В основном трасса проходит по пойменной территории р. Ворскла, расположенной за чертой г. Полтава. Район прохождения трассы не сейсмичен [1]. На рассматриваемом участке трасса линии пересекает ряд инженерных сооружений: железную и автомобильную дороги, существующие линии электропередачи, линии связи. Одновременно пересекает р. Ворскла и ряд заболоченных участков. В основном трасса проходит в неблагоприятных для сооружения ВЛ условиях. Вдоль трассы отсутствуют подъездные дороги.

В соответствии с главой 2.5 [1] климатические условия трассы ВЛ 110 кВ следующие: характеристическое значения гололеда – 15 Н/м; характеристическое значе-

ние ветрового давления – 450 МПа; характеристическая нагрузка давления ветра на провода и тросы диаметром 10 мм, покрытые гололедом – 8 Н/м; среднегодовая температура воздуха +8°C; минимальная температура воздуха –36°C; максимальная температура воздуха +38°C.

3. Опоры и фундаменты

В качестве анкерно-угловых опор принята типовая металлическая опора У110-2 с подставками высотой 5, 9 и 14 м [2, 3]. На переходах через существующие ВЛ 110 кВ, а также с целью пересечения пойменных обводненных участков р. Ворскла на базе типовой двухцепной анкерно-угловой опоры У110-2+14 впервые запроектирована опора У110-2+24 с применением индивидуальной разработки нижней подставки высотой 10 м. Данная опора ВЛ имеет перекрестную решетку с совмещенными в смежных гранях узлами. Раскосы секций выполнены из одиночных уголков, стыкуются элементы в узлах при помощи одноболтового соединения.

На рисунке 1 показана геометрическая схема опоры У110-2+24, а на рисунке 2 – пространственная модель повышенной решетчатой опоры для расчета в ПК “SCAD”.

Металлические опоры устанавливаются на сборные унифицированные железобетонные грибовидные фундаменты с установкой дополнительных железобетонных ригелей вдоль и поперек ВЛ [6, 7, 8].

4. Расчет ВЛ как единой конструктивной системы

Для определения напряженно-деформированного состояния стальных опор расчет двухцепной линии ВЛ 110 кВ производился на нагрузки нормального и аварийного режимов от токоведущих проводов марки АС 240/32 с использованием программного комплекса “MISI1”, разработанного в Донбасской национальной академии строительства и архитектуры [4]. Программный комплекс “MISI1” состоит из подсистемы сбора нагрузок; подсистемы расчета проводов и тросов; подсистемы расчета металлоконструкций опор ВЛ [5].

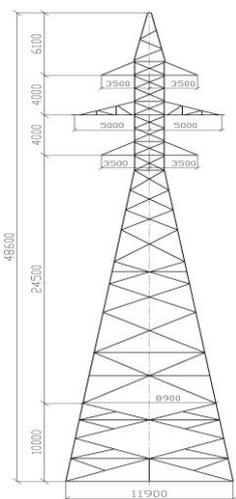


Рис. 1. Геометрическая схема башенной опоры У110-2+24.

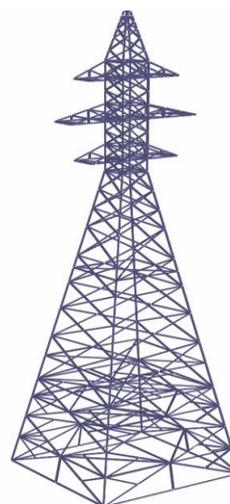


Рис. 2. Пространственная модель опоры У110-2+24.

При расчете в данном комплексе учитывается целый ряд взаимозависимых факторов, которыми являются профиль трассы, различные углы поворота линии и разность тяжений в смежных анкерных участках. Все это влияет на напряженно-деформированное состояние ВЛ, т. к. нагрузки от проводов и тросов напрямую зависят от стрел провеса и от различной высоты точек подвеса на опорах. При этом программный комплекс позволяет отслеживать габариты от токоведущих проводов до земли и пересекаемых инженерных сооружений и других ВЛ в соответствии с [4].

Для соблюдения габарита при пересечении запроектированной ВЛ с существующими ВЛ 110 кВ на выходе из подстанции “Полтава Город” также были применены повышенные опоры У110-2+14 (рис. 3).

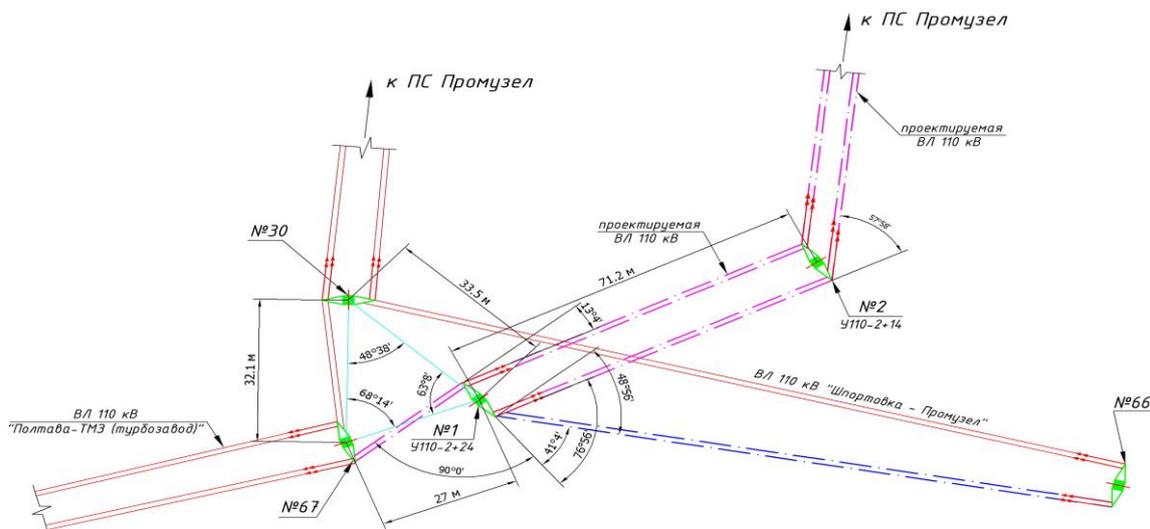


Рис. 3. Узел захода-выхода на ПС 110 кВ “Полтава Город”

В качестве наглядного примера на рисунке 4 показан монтаж повышенной решетчатой опоры методом поворота, а на рисунке 5 – монтаж и натяжение проводов и грозотросов.



Рис. 4. Повышенная башенная опора №19 в процессе монтажа.



Рис. 5. Монтаж проводов и тросов на повышенной опоре №24.

5. Выводы

1. При строительстве двухцепной ВЛ 110 кВ “Полтава Город – ПС 110 кВ Промузел” впервые запроектированы и применены повышенные стальные башенные решетчатые опоры У110-2+24. Такое решение позволило пересечь пойменные обводненные участки р. Ворскла без установки дополнительных промежуточных опор.

2. Программный комплекс “MISI1” обладает универсальностью и может быть использован как при проектировании новых ВЛ, так и для перерасчета опор при реконструкции эксплуатируемых ВЛ, когда необходимо определить резерв несущей способности или пересчитать линию под нагрузки для конкретного региона местности в соответствии с требованиями нормативных документов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Правила улаштування електроустановок. Глава 2.5 «Повітряні лінії електропередавання напругою вище 1 кВ до 750 кВ» / Міністерство палива та енергетики України. – К. : ОЕП «ГРІФРЕ», 2006. – 125 с.

2. Справочник по строительству и реконструкции линий электропередачи напряжением 0,4 – 750 кВ / под ред. Е.Г. Гологорского. – М. : ЭНАС, 2007. – 560 с. : ил.

3. *Виноградов Д.Е.* Строительство линий электропередачи 35–500 кВ с тяжелыми трассами. – Л.: Энергоатомиздат, 1983. – 216 с.

4. *Шевченко Е.В.* Исследование напряженно-деформированного состояния двухцепной анкерно-угловой опоры ВЛ 330 кВ с использованием различных программных комплексов / Е.В. Шевченко, В.А. Глухов, А.В. Танасогло // Металлические конструкции. – 2010. – Т. 16, №1. – С. 31-39.

5. *Танасогло А.В.* Исследование устойчивости решетчатых стальных опор линий электропередачи / А.В. Танасогло // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. тр. – Одесса : ОГАСА, 2011. – №15. – Часть 3. – С. 233-238.

6. *Li H.* High-voltage transmission tower-line system subjected to disaster loads / H. Li and H. Bai // Progress in Natural Science. – 2006. – Vol. 16. – No. 9. – P. 899-911.

7. *Orawski G.* Overhead distribution lines – some reflections on design / G. Orawski, J. Bradbury, M.J. Vanner // Generation, Transmission and Distribution. – IEE Proc. C. – Vol. 133. – 2009. – P. 409-424.

8. *Wadell Brian C.* Transmission Line Design : handbook / Brian C. Wadell. – Norwood : Artech house, 2005. – 266 p.

Ткаченко А.И., студентка 4-го курса кафедры ВХИСЗОС

Научный руководитель –

Кашарин Д.В., канд. техн. наук, проф.

ФГБОУ ВПО «Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова»

ВОДО- И ЭНЕРГООБЕСПЕЧЕНИЕ ОБЪЕКТОВ РЕКРЕАЦИИ РЕСПУБЛИКИ КРЫМ ЗА СЧЕТ МОБИЛЬНЫХ ДЕРИВАЦИОННЫХ ГЭС

Максимальная рекреационная емкость в Крыму может достигать 8,5 млн. чел. Однако, в настоящее время максимальное количество отдыхающих достигает около 4

млн. чел. Поэтому в соответствии с Федеральной целевой программой "Социально-экономическое развитие Республики Крым и г. Севастополя до 2020 года" необходимо увеличение объемов водо- и энергоснабжения [4].

Предлагаемые пути решения проблемы водо- и энергоснабжения Крыма следующие: возведение новых генерирующих мощностей более 700 МВт на базе Симферопольской ТЭЦ и около Севастополя; строительство новой газовой электростанции на 600 МВт в Новороссийске, с последующей переброски электричества через Сиваш; развитие атомной энергетики в республике; использование возобновляемых источников энергии.

Первые три способа обеспечат только базовую часть энергопотребления, однако в связи со значительной суточной и сезонной неравномерностью водо- и энергопотребления для покрытия пиковых нагрузок наиболее перспективно использовать гидропотенциал рек Крыма.

Более 64% объектов рекреации в Крыму размещено в его Южной части, включающей Горно-Крымскую складчатую область. 70 % этих объектов имеют малую энергоемкость и значительную суточную неравномерность.

Реки Крыма отличаются небольшими размерами их бассейнов, незначительной длиной и относятся к рекам Крымского типа с продолжительным периодом летне-осенних паводков. Их общее количество около 53. Эти реки до середины своего течения носят характер типичных горных потоков, а затем могут переходить полностью в подземный сток.

Наибольшим гидропотенциалом обладают районы Горного Крыма. В степных районах гидропотенциал, возможный для использования, отсутствует. Расчетный гидроэнергетический потенциал Крыма составляет 756 МВт. Несмотря на это в республике не используется энергия малых рек.

Наиболее выгодна схема деривационных аккумулирующих микроГЭС покрывающих сезонные и суточные пиковые нагрузки объектов малой энергоемкости. В связи со сложными горно-геологическими условиями вместо традиционных деривационных ГЭС предлагается использовать новые технические решения для создания гибких деривационных составных водоводов из композитных материалов. Применение таких конструкций снизит негативное экологическое воздействие на окружающую среду, а также уменьшит затраты на их возведение [1, 2, 5].

В горных условиях для прокладки деривационного водовода по оползневым участкам нами предлагается использование вантовой системы (рис. 1). Водовод подвешивается за счет ванты подбора и вант-оттяжек, для уменьшения воздействия ветровой нагрузки предусмотрены дополнительные ванты-оттяжки.

Для расчета водовода необходимо определить его форму в условиях подвеса вантовой системой. Формы водовода описывается уравнением абсцисс эластичности координаты, аналогично нити, нагруженной гидростатическим давлением [1]:

$$x = \int \left\{ \left[1 - \frac{1}{2N} (2fy - y^2) \right] / \sqrt{1 - \left[1 - \frac{1}{2N} (2fy - y^2) \right]^2} \right\} dy + C_2, \quad (1)$$

где f - максимальный прогиб оболочки, м; y - ординаты, м; \bar{N} - натяжение гибкой нити, кН; C_2 - постоянная интегрирования.

Расчетное обоснование вантовых систем основано на случае гибкой нити подверженной действию нагрузки от веса водовода через ванты-оттяжки на ванту-подбор.

Опоры ванты расположены на разных уровнях (рис. 2) [3].

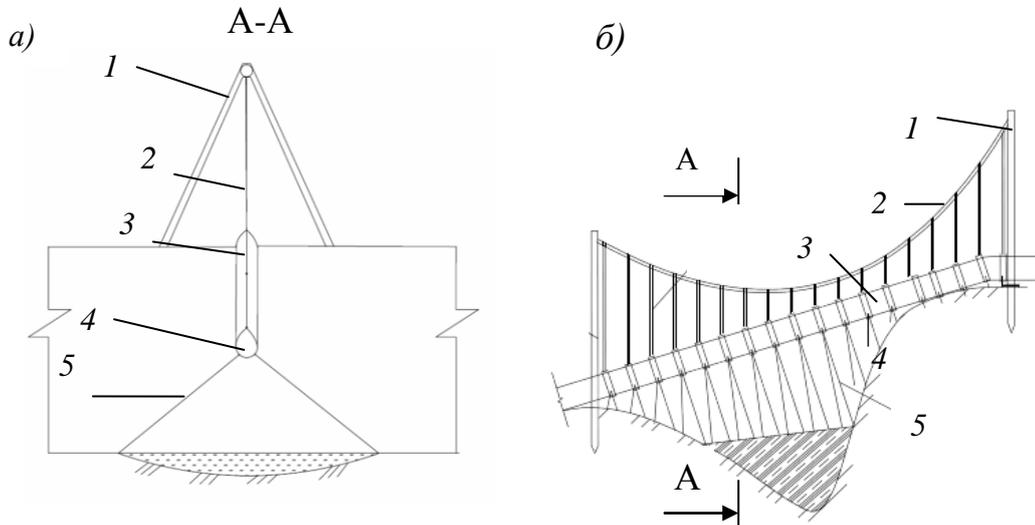


Рис. 1. Деривационный водовод с вантовой системой: а, б - соответственно поперечный разрез и вид сбоку деривационного водовода с вантовой системой; 1 - анкерная опора; 2 – ванта-подбор; 3 – ванты-оттяжки; 4- гибкий деривационный водовод; 5- ванты

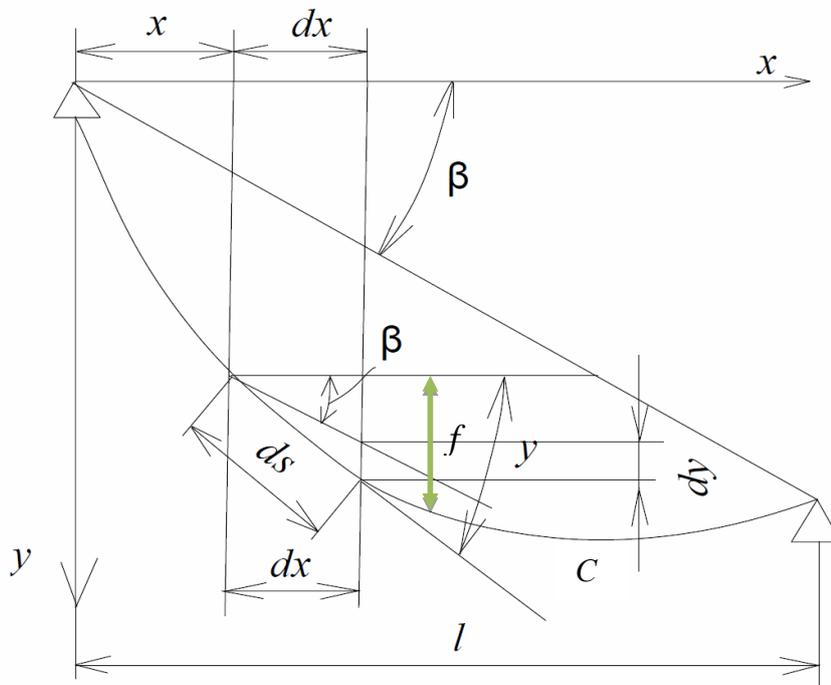


Рис. 2. Перемещение сечения нити в горизонтальном направлении

Ордината гибкой нити определяется по следующей зависимости:

$$y = \frac{M_{\text{бл}}}{H} = 16fx(l-x)/3l^2, \quad (2)$$

где H - натяжение нити, определяется как $H = \alpha \cdot q_x \cdot l^2 / y \cdot \cos^3 \beta$; $M_{\text{бл}}$ - балочный момент; f - максимальный прогиб балки; q - равномерная горизонтальная нагрузка по горизонтальной проекции нити; l - длина гибкой нити.

Общая длина ванты подбора определяется по формуле

$$L = l/\cos \beta + \int_0^l Q^2 dx / 2H^2 \quad (3)$$

С учетом упругих деформаций увеличение длины ванты подбора будет равно:

$$\Delta L \approx (H_1 - H_0)c/EF \cos^2 \beta. \quad (4)$$

где E - модуль упругости, МПа; H_0, H_1 - соответственно начальная и конечная горизонтальная проекция усилия в нити $H_1 = H/\cos^2 \beta$; F - площадь поперечного сечения ванты-подбора (нити).

Зависимости (2) и (3) будут использоваться для определения параметров вантовой системы в зависимости от веса деривационного водовода, формы которого определяются по уравнению (1).

В дальнейшем с использованием численного моделирования нами будет исследована работа деривационного водовода с вантовой системой с учетом гидродинамической и ветровой нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Разработка технических решений и технологий возведения мобильных деривационных микроГЭС для сезонного водо- и энергообеспечения: отчет о НИР: соглашение № 14.579.21.0029/ рук. работы Т.П. Кашарина. - г.Новочеркасск, 2014. - 639с.
2. Способ возведения гидроэнергетического сооружения: заявка на пат. 2278923 РФ: МПКЕ02В 9/00/ Д.В. Кашарин. - заявл. 17.12.2003; опубл. 27.06.2006, Бюл. №18. (222)
3. *Качурин В.К.* Проектирование висячих и вантовых мостов / В.К. Качурин, А.В. Брагин, Б. Г. Ерунов. - М. : Изд-во Транспорт, 1971. - 280 с.
4. Туризм в Крыму [Электронный ресурс]. - режим доступа: https://ru.wikipedia.org/wiki/Туризм_в_Крыму (дата обращения: 18.03.15)
5. *Кашарин Д.В., Кашарина Т.П., Годин П.А., Годин М.А.* Использование для мобильных деривационных гидроэлектростанций трубопроводов из композитных материалов. Гидротехническое строительство. 2014. № 10. С. 32-37.

Токарев Д.А., студент 3-го курса ИГЭС

Научный руководитель –

Восканян К.В., ст. преподаватель кафедры СОТАЭ

ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

ОСОБЕННОСТИ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ В ЗДАНИЯХ МЕДИЦИНСКИХ УЧРЕЖДЕНИЙ, ИСПОЛЬЗУЮЩИХ МЕТОДЫ ЯДЕРНОЙ МЕДИЦИНЫ В ДИАГНОСТИКЕ ЗАБОЛЕВАНИЙ

В настоящее время во всем мире наблюдается рост случаев онкологических заболеваний.

На сегодняшний день главным методом ранней диагностики опухолей является позитронно-эмиссионная томография (ПЭТ). Ее использование требует определенного оборудования и препаратов и предполагает строительство специализированных медицинских учреждений. Так называемые, ПЭТ-центры, как и всякие здания специального назначения, имеют свои особенности, связанные с протекающими в них технологическими процессами [1].

Уникальность и высокая эффективность методов ядерной медицины [2] основана на применении высокотехнологичного оборудования и радиофармпрепаратов (РФП) в виде открытых источников ионизирующего излучения, способных накапливаться в определенных морфологических структурах и патологических очагах. ПЭТ-сканирование заключается в измерении изотропно распределенных аннигиляционных фотонов образующихся при аннигиляции позитронов и электронов.

В настоящее время короткоживущие радионуклиды для фармпрепаратов получают на циклотроне, расположенном непосредственно в медицинском учреждении или в непосредственной близости от него.

Суть метода в том, чтобы из стабильного изотопа элемента получить короткоживущий радиоактивный изотоп путем бомбардировки ядер атомов потоком протонов.

Для этого, внутрь камеры мишени помещают стабильный химический изотоп. Протонный пучок из циклотрона влетает в камеру мишени и путем ядерной реакции преобразует стабильный материал мишени в радиоактивный изотоп. Радиоизотопы нестабильны и распадаются, испуская при этом позитрон, β^+ . Эта особенность и используется при визуализирующих исследованиях позитронно-эмиссионной томографии. Последующая аннигиляция позитрона с электроном близлежащего атом сопровождается испусканием двух фотонов с противоположными направлениями движения (180°) и энергией 0,511 МэВ. Данные фотоны с легкостью выходят за пределы тела в котором находятся и могут регистрироваться внешними детекторами [3].

Проведение позитронно-эмиссионной томографии требует следующих помещений и оборудования:

- ▶ Циклотрон
- ▶ Радиохимическая лаборатория по производству трассеров
- ▶ Устройство дозирования РФП
- ▶ Подразделение контроля качества РФП
- ▶ Оборудование дозиметрического контроля
- ▶ Вспомогательные помещения.
- ▶ Биосинтезатор

Этапы получения готового РФП в ПЭТ-центре:

- ▶ Получение радиоактивного изотопа в медицинском циклотроне.

▶ Непосредственный синтез радиоактивного изотопа с биологическим маркером (к примеру Фтордезоксиглюкоза содержит в своем составе радиоизлучающий нуклид- F^{18}).

▶ Отправка части готового РФП в лабораторию для определения качества препарата.

▶ Если по результатам испытаний, РФП отвечает основным требованиям- получается разрешение на дальнейшую расфасовку в требуемых количествах.

В связи с использованием в изготовлении РФП веществ с различными величинами периодами полураспада

(Углерод 11- 20,4 мин

Кислород 15- 2,03 мин

Азот 13- 9,96 мин

Фтор 18- 109,8 мин

Йод 124-4,18 суток)

Возможные различные варианты связи отделений диагностики и лабораторий по производству РФП.

Магнитно-резонансная томография

Эффект ядерного магнитного-резонанса:

При отсутствии внешнего поля магнитные моменты ядер ориентированы случайным образом. При помещении объекта в постоянное магнитное поле ядра, обладающие спинами и магнитными моментами, начинают вести себя как диполи, выстраиваясь параллельно постоянному магнитному полю и формируя суммарный вектор намагниченности M

Для получения сигнала от ядер необходимо облучить объект, помещенный в постоянное магнитное поле, дополнительным радиочастотным (РЧ) полем. Если частота РЧ-сигнала совпадает с параметрами ядра и магнитного поля, то возникает резонанс - атомы элемента поглощают энергию импульса и переходят на более высокий энергетический уровень.

После прекращения действия РЧ импульса образованный магнитными моментами ядер суммарный вектор намагниченности M_z , отклонившийся от направления силовых линий основного поля, возвращается в исходное состояние M_0 . Т.о. после РЧ импульса продольная составляющая намагниченности M_z возвращается в состояние M_0 , а поперечная намагниченность M_{xy} – в нулевое значение.

При проведении магнитно-резонансной томографии необходимо оградить томограф от источников внешних электромагнитных сигналов для получения точных результатов без влияния внешнего электромагнитного фона на показания контролируемых приборов, а также для защиты персонала.

Для выполнения этого условия устанавливают экранированную комнату, так называемую клетку Фарадея. Представляет собой заземленную клетку, которая выполнена из материала, обладающим хорошей проводимостью [4].

При реконструировании корпусов здания и установке магнитно-резонансного томографа возникает ряд проблем:

1. Несущая способность перекрытия. В связи с большой массой магнитно-резонансных томографов (около 10т) и малой площади опирания прибора (около $2,5\text{м}^2$), нормативная нагрузка на перекрытие составляет около $4000\text{кг}/\text{м}^2$.

2. Исключение из конструкций усиления магнитных металлических элементов, которые могут нарушить работу томографа и даже вывести его из строя.

Возможные варианты решений:

1. Использование композитной арматуры для усиления существующего перекрытия.
2. Использование фибробетона с армированием стеклянными или синтетическими волокнами.
3. Использование деревянных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Алиев Т.Ю., Енговатов И.А., Лавданский П.А., Соловьев В.Н.* Наведенная активность бетонной радиационной защиты каньонов циклотронов на стадии вывода из эксплуатации. Вестник МГСУ, 2014 №10, с. 106-113
2. *Бушуев Н. И.* «История и технология ядерной энергетики».
3. *Бекуриц К., Виртц К.* «Нейтронная физика»
4. *Бродер Д. Л. и др.* «Бетон в защите ядерных установок» 2-у изд.

Федотов А.А., студент 5-го курса кафедры ГС

Научный руководитель –

Саинов М.П., канд. техн. наук, доц. кафедры гидротехнического строительства ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОМБИНИРОВАННОЙ ПЛОТИНЫ

Комбинированная плотина состоит из двух плотин, бетонной и грунтовой, причем обе воспринимают давление верхнего бьефа. Данный способ наращивания бетонных плотин является весьма перспективным и может быть использован при проектировании новых высоконапорных гидроузлов, т.к. позволит поэтапно строить высокие грунтовые насыпи, обеспечивая пропуск значительных строительных расходов на начальных этапах строительства.

Нами проведен анализ работоспособности комбинированной плотины на основе численного моделирования ее напряженно-деформированного состояния при статических и сейсмических нагрузках. В качестве примера рассмотрена комбинированная плотина New Exchequer (США) высотой 150 м, образованная путем строительства за низовой гранью бетонной плотины более высокой каменнонабросной плотины с железобетонным экраном.

Исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) плотины проводилось путем численного моделирования по вычислительной программе, составленной к.т.н. Саиновым М.П. на кафедре гидротехнического строительства МГСУ. В основе моделирования лежит метод конечных элементов (МКЭ). Для учета нелинейных эффектов на контактах жестких (бетонных или скальных) материалов с грунтовыми, а также между собой в сетку МКЭ вводились контактные конечные элементы. Исследования велись с учетом последовательности строительства комбинированной плотины и ее загрузки. Всего было рассмотрено 29 расчетных этапов, на каждом из которых прикладывалась новая нагрузка, а также мог изменяться профиль плотины.

Для возможности сравнения было проведено два расчета, один для случая самостоятельной работы бетонного сооружения, а другой – для работы бетонного соору-

жения в составе комбинированной плотины. Расчет показал, что бетонная плотина не может следовать за большими перемещениями грунтовой насыпи, она вынуждена самостоятельно воспринимать дополнительное гидростатическое давление верхнего бьефа, практически не передавая его на грунтовую насыпь.

При включении бетонного сооружения в состав комбинированной плотины существенно изменяется ее НДС. Горизонтальное смещение его гребня увеличиваются примерно в 2 раза. Прогиб увеличивается ровно в 2 раза. Осадки же подошвы увеличиваются примерно в 4 раза. И это объясняется не только появлением вертикального гидростатического давления на бетонное сооружение. В большей степени это вызвано дополнительными осадками скального основания под действием веса грунтовой плотины.

Однако существенное увеличение перемещений сооружения не означает существенного увеличения его деформаций. Анализ показывает, что при включении в состав комбинированной плотины ее прогиб (разница смещений гребня и подошвы) увеличился на 4,1 см, а разница осадок подошвы – на 4,4 см. Таким образом, профиль плотины поворачивается вокруг верхового ребра подошвы, но его деформации увеличиваются мало.

Это подтверждается сравнением напряженного состояния бетонного сооружения для двух случаев. При включении в состав комбинированной плотины сжимающие напряжения σ_y увеличиваются по всей высоте бетонного сооружения за счет пригрузки его водой. Однако это увеличение не сопровождается ростом разницы напряжений между низовой и верховой гранями. Наоборот, в верхней части плотины распределение напряжений σ_y стало более равномерным, т.к. в этой части гидростатическое давление действует одновременно на обе грани, компенсируя друга и не вызывая изгибающего момента.

Таким образом, включение бетонного сооружения в состав комбинированной плотины улучшило его напряженное состояние. Растягивающих напряжений в ней не возникло.

Более неблагоприятно рост смещений бетонного сооружения при наращивании сказался на состоянии полускального основания. В обоих случаях смещение плотины сопровождается образованием в скальном основании, перед верховой гранью плотины, субвертикальной трещины. Однако даже при увеличении прогиба плотины контакт “бетон-скала” не раскрылся, сдвиговых нарушений также не произошло.

Роль бокового давления насыпи на напряженное состояние бетонной плотины оказалась невелика. На контакте наклонной низовой грани бетонной плотины с грунтовой было получено нарушение сдвиговой прочности, т.е. грунт проскальзывал относительно бетона. Это не позволило грунтовой плотине «зависнуть» на бетонной плотине и передать на нее дополнительную вертикальную нагрузку. Кроме того, в верхней части этого контакта произошло разуплотнение грунта. Вследствие этого боковое давление грунтовой насыпи на бетонную плотину оказалось мало и не превысило 1,0 МПа в нижней части, а в верхней части оно практически отсутствует.

Расчет показал, что наиболее уязвимым узлом комбинированной плотины является узел сопряжения железобетонного экрана с бетонным сооружением. Грунт проскальзывает относительно низовой грани бетонного сооружения, возникает существенная разница между перемещениями грунта и бетона. Это приводит к значительным раскрытиям (10 см) и сдвиговым смещениям (50 см) в периметральном шве.

Результаты численного моделирования подтверждаются фактом фильтрационных протечек в плотине New Exchequer. Причиной протечек была именно разгерметизация периметрального шва. Ремонт заключался в удалении разрушенного бетона, заполнении пустот бетоном или цементным раствором, а также в установке водонепроницаемой полимерной мембраны.

Таким образом, большие смещения не позволяют применять в периметральном шве комбинированных плотин традиционные уплотнения в виде медных шпонок. Уплотнение необходимо выполнять геомембраны, укладывая под экран асфальтовую подушку.

Напряженно-деформированное состояние большей части железобетонного экрана довольно благоприятное. Однако в нижней части из-за изгибных деформаций железобетонного экрана расчетом были получены значительные растягивающие усилия. В этой части экрана необходимо устраивать поперечный шов, как это было осуществлено в реальной плотине.

Расчеты сейсмостойкости плотин проводились по линейно-спектральной методике. Определялись 30 низших форм собственных колебаний. Было получено, что низшие частоты собственных колебаний комбинированной плотины меньше, чем у бетонной. Например, частота основного тона у бетонной плотины составила 1.72 Гц, а у комбинированной 1.09 Гц. Это означает, что при работе в составе комбинированного сооружения динамичность бетонной плотины снижается.

Расчет сейсмостойкости проводился для 9-балльного землетрясения (по шкале MSK-64), с ускорением основания 0,48 g. Сейсмическое воздействие принималось горизонтальным, в направлении из верхнего бьефа в нижний.

По расчету до наращивания бетонная плотина максимальное горизонтальное ускорение гребня составит 0,42 g. После наращивания максимальное горизонтальное ускорение (на гребне) составит лишь 0,25 g. Ускорение на гребне грунтовой плотины составило 0,27 g. Таким образом, при вхождении бетонной гравитационной плотины в состав комбинированной плотины сейсмические нагрузки на нее резко снижаются.

По ускорениям были вычислены действующие на плотину сейсмические силы. По этим силам рассчитывалось напряженно-деформированное состояние сооружения при землетрясении на фоне НДС от действия статических нагрузок.

Сейсмические силы вызывают дополнительные смещения и изгибные деформации плотины в сторону нижнего бьефа. При самостоятельной работе бетонного сооружения дополнительное смещение гребня составило 5,1 см. При этом низовое ребро подошвы «вдавилось» в основание на 0,4 см, а верховое – поднялось на 1,3 см. При работе бетонной плотины в составе комбинированной дополнительное смещение гребня от сейсмических сил составило 9,6 см, что больше чем при ее самостоятельной работе. Низовое ребро подошвы осело в основании 0,3 см, в то время как верховое – поднялось на 3 см.

В обоих случаях дополнительные перемещения вызвали ухудшение напряженно-го состояния «бетон-скала». В обоих случаях контакт с основанием раскрылся, тогда как при основном сочетании нагрузок он был сжат на всем протяжении. Раскрытие шва со стороны напорной грани по результатам расчетов составило 2,2 см для случая самостоятельной работы и 1,1 см для случая работы в составе комбинированной плотины. Длина раскрытия контакта «бетон-скала» в первом случае составила 19 м, а во втором – 13 м. В обоих случаях контактная трещина ушла под наклоном в скальное

основание на глубину 10 м. Это трещина стала второй в основании, в дополнении к субвертикальной трещине, образовавшейся от действия статических нагрузок.

Уменьшение раскрытия контакта «бетон-скала при включении бетонного сооружения в состав грунтовой насыпи говорит о том, что сейсмостойкость бетонной плотины возрастает.

НДС тела самого бетонного сооружения при действии сейсмических сил также лучше для случая его работы в составе комбинированной плотины, чем при его самостоятельной работе. При самостоятельной работе бетонного сооружения сейсмические силы вызвали на ее напорной грани появление зоны небольших по величине растягивающих напряжений. При работе в составе комбинированной плотины этого не произошло, т.к. уровень сжатия от действия статических сил был больше.

Таким образом, сейсмостойкость бетонной гравитационной плотины в составе комбинированной повышается не только за счет снижения сейсмических нагрузок, но и за счет того, что при работе в составе комбинированной плотины бетонное сооружение имеет более благоприятное напряженное состояние при статических нагрузках.

Меньшую сейсмостойкость имеет тело грунтовой плотины. По расчетам землетрясение вызовет ее остаточные смещения величиной до 26 см (на гребне). Т.к. смещения бетонной плотины (до 7 см) существенно меньше, чем смещения грунтовой насыпи (до 20 см), то в зоне сопряжения грунтовой и бетонной плотин образуется зона разуплотнения грунта. Эта зона распространяется на глубину 18 м. При разуплотнении теряется и прочность грунта на сдвиг и грунт «проваливается» вдоль поверхности бетонной плотины. Вдоль всего контакта наклонной низовой грани бетонной плотины с грунтом прочность на сдвиг нарушена.

Это явление опасно для надежности периметрального шва. В зоне сопряжения с бетонной плотиной прогибы экрана резко увеличиваются с 9,2 до 15,0 см. То есть в периметральном шве будут наблюдаться большие касательные смещения.

Кроме того, появление остаточных смещений грунтовой плотины вызвало увеличение раскрытия периметрального шва на 10 см. Опасность состоит в том, что оно сохранится и после окончания землетрясения, т.к. остаточные перемещения грунтовой насыпи сохраняются, а бетонная плотина «вернется» на свое место.

По расчетам при землетрясении железобетонный экран будет находиться в неблагоприятном напряженном состоянии, вероятно образование трещин.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Hammar E., Lennartsson D.* The Yang Qu dam: Optimization of Zones by Numerical Modelling on this New Type of Dam. Luleå University of Technology, 2014.
2. *Reitter A.R.* Design and construction of the New Exchequer dam - the world's highest concrete faced rockfill dam. *World Dams Today*, 1970, pp.4-10.
3. *Garcia, F. M., Maestro, A. N., Dios, R. L., de Cea, J. C., Villarroel, J., & Martinez Mazariegos, J. L.* (2006). Spain's new Yesa dam. *The International Journal on Hydropower & Dams*, 13 (3), pp.64-67.
4. *Dios R.L., Garcia F.M., Cea Azañedo J.C., Mazariegos J.L.M., Gonzalez-Elipe J.M.V.* El Diseño del Recrecimiento del Embalse de Yesa. *Revista de Obras Publicas/Marzo 2007/№ 3.475*, pp.129-148.
5. *Cooke, J.B., and Sherard, J.L.* In Proceedings of the 2nd Symposium on Concrete Face Rockfill Dams: Design, Construction, and Performance. Detroit, Mich., October 1985. American Society of Civil Engineers (ASCE), New York. pp. 1–658.

6. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 9(4) (2013), pp. 208-225.
7. Рассказов Л.Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство, 1997, № 7, с.31-36.
8. Рассказов Л.Н. Условие прочности. Труды института ВОДГЕО, вып.44, 1974, с.53-59.
9. Саинов М.П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин [Электронный ресурс] // Строительство: наука и образование. 2014. Вып. 2. Ст. 2. Режим доступа: <http://www.nso-journal.ru>.
10. Marsal, R.J. (1967) Large Scale Testing of Rockfill Materials, Journal of Soil Mech. and Foundations Division, ASCE, 93(2), pp. 27-43.
11. Gupta, A.K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials. Electronic Journal of Geotechnical Engineering - Ejge.com, vol.14 (2009), Bund J., pp.1-18.
12. Varadarajan, A., Sharma, K. G., Venkatachalam, K., and Gupta, A. K. "Testing and Modeling Two Rockfill Materials", J. Geotech. Geoenv. Engrg., ASCE, 129 (2003), 3, 206-218.
13. Marachi, N.D., Chan, C.K., Seed, H.B. Evaluation of properties of rockfill materials, J. SMFE, 98(1), pp.95-114 (1972).
14. Park, H.G., Kim, Y.-S., Seo, M.-W., Lim, H.-D. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period. Case of Daegok Dam. Jour. of the KGS, Vol. 21, No. 7. September 2005, pp. 91-105.
15. Саинов М.П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал, 2014, №4, с.108-115.
16. Kearsey W.G. Recent developments of upstream membranes for rockfill dams. A Thesis Submitted to the Faculty of Graduate Studies and Research in Partial Fulfilment of the Requirements for Requirements for the Degree of Master of Engineering In Geotechnique. Edmonton, Alberta, July, 1983.
17. ICOLD, «Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction», International Commission on Large Dams, Bulletin 141, 2010.
18. ICOLD, «Rockfill dams with Concrete Facing-State of the Art», International Commission on Large Dams, Bulletin 70, 1989.
19. Brown, H.M., and Kneitz, P.R. (1987). "Repair of New Exchequer Dam", Water Power and Dam Construction 39(9), 25-29.
20. McDonald, James E. Repair and rehabilitation of dams: case studies / by James E. McDonald, Nancy F. Curtis; prepared for U.S. Army Corps of Engineers. 265 p.: ill.; 28 cm.

Шилова Е.А., Шилов С.О., студенты 4-го курса кафедры водохозяйственного и гидротехнического строительства Инженерно-строительного института
Научный руководитель –
Михалев М.А., д-р техн. наук, проф.
 ФГАОУ ВПО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»

ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗМЫВОВ РУСЛА ЗА ВОДОСБРОСАМИ

Безопасность и надежная работа гидротехнических объектов обусловлены правильным прогнозом негативных факторов, которые могут возникнуть в штатном режиме эксплуатации сооружений. К таким факторам можно отнести образование местного и общего размывов русла реки за водосбросами паводковых вод [1,2].

В состав гидроузла промышленного назначения входит водохранилище. По разным причинам создать водохранилище многолетнего регулирования не всегда удается. Во время прохождения в реке паводка оно может быть полностью заполненным водой. При этом необходимо организовать пропуск паводковых вод в нижний бьеф. Это осуществляется с помощью специальных водосбросов. Кроме водосливной бетонной плотины, они включают в себя сопрягающие сооружения, водобой, рисберму и концевое крепление. Массивная плита водобоя обычно размещается в пределах длины гидравлического прыжка. Непосредственно за водобоем ниже по течению находятся плиты рисбермы, которые заканчиваются концевым креплением часто в виде вертикальной шпунтовой стенки. Глубина забивки шпунта выбирается равной максимальной глубине воронки местного размыва русла, или несколько превышающей ее. Концевое крепление такого типа надежно защищает концевой участок рисбермы от подмыва сбросными паводковыми водами. Подмыв рисбермы может стать причиной катастрофических последствий: разрушение рисбермы, водобоя и водослива, результатом которых будет образование в нижнем бьефе волны прорыва, обладающей огромной разрушительной силой. Вместо шпунтовой стенки концевое крепление может осуществляться в виде призмы из крупного камня. Размер камней выбирается таким, чтобы их не уносил турбулентный поток.

Причины возникновения общего и местного размывов русла за водосбросными сооружениями водохранилищных узлов разные, но их сущность одинакова: способность речного потока переносить внутри себя твердые частицы (она называется транспортирующей) и возможность ее реализации. Опираясь на результаты исследований в этой области, можно определить параметры, от которых зависит транспортирующая способность потока. Для донного влечения наносов – это отношение скорости движения жидкости к величине их неразмывающей. Для взвешенных наносов – отношение скорости движения жидкости к величине их гидравлической крупности.

Причина общего размыва – заиливание водохранилища из-за чего в нижний бьеф поступает вода, в которой содержание твердой фазы не соответствует транспортирующей способности потока в нижнем бьефе. Поток набирает нужное количество твердого материала с его дна; дно и уровни воды на этом участке (общего размыва) понижаются

Практика эксплуатации гидротехнических сооружений изобилует примерами катастроф, причинами которых были местные размывы русла за водосбросами. Неправильное определение глубины воронки местного размыва может стать следствием разрушения концевого крепления русла за водосбросными сооружениями паводковых вод. Такое неблагоприятное развитие событий в основном объясняется отсутствием надежных методов расчета глубины воронки местного размыва из-за того, что в настоящее время не существует теории, объясняющей процесс взаимодействия двух фаз: жидкой и дискретно твердой. Остается использовать метод физического моделирования явления размывов русла, но и в этой области существуют трудности. В первую очередь они возникают в случае моделирования размывов на равнинных реках, русла которых сложены мелкозернистыми песками. Преодолению существующих трудностей физического моделирования направлена предлагаемая работа.

Высокий уровень турбулентности сбрасываемого через водослив потока, источником которой является гидравлический прыжок, является причиной возникновения турбулентной диффузии – способности потока вовлекать в свою толщу различного рода примеси. Рост воронки местного размыва возможен в том случае, если вовле-

ченые в толщу потока частицы будут из ее пределов уноситься потоком, обладающим транспортирующей способностью. Уровень турбулентности постепенно уменьшается вниз по течению, поэтому, чем длиннее крепление, тем ниже уровень турбулентности потока в конце рисбермы и меньше глубина воронки местного размыва. Наоборот, чем ближе к источнику турбулентности (чем короче длина крепления), тем больше глубина воронки местного размыва. Следовательно, выбор оптимальной длины крепления можно сделать в рамках задачи поиска экономически обоснованного решения. Действительно, чем короче крепление (меньше его стоимость), тем больше глубина воронки размыва, тем глубже придется забивать шпунт (стоимость шпунтовой стенки увеличивается). И наоборот, чем длиннее крепление (стоимость его велика), тем меньше глубина воронки размыва, меньше глубина погружения шпунта (стоимость его мала). Следовательно, существует оптимальная длина крепления, при которой стоимость крепления и шпунтовой стенки будет минимальной. Задача будет решена, если найти метод определения глубины воронки местного размыва.

Подводя итог сказанному выше, можно сказать, что размеры воронки местного размыва зависят от следующих параметров [1,2]. Прежде всего, это число Фруда в сжатом сечении потока, которое определяет размеры гидравлического прыжка и пульсации скорости в его вальце: $Fr_1 = u_1^2 / gh_1$, где u_1 и h_1 – скорость течения и глубина воды в сжатом сечении; g – ускорение силы тяжести. Естественно, такую же роль играет коэффициент затопления гидравлического прыжка: $n_3 = h_2 / h''$, где h_2 – глубина воды в нижнем бьефе в пределах рисбермы, h'' – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка (первая сопряженная – глубина потока в сжатом сечении: $h' = h_1$). Относительная протяженность крепления русла реки за водосливной плотиной с помощью бетонных плит l_k / h_2 , равная сумме относительных длин водобоя и рисбермы, характеризует не только геометрию крепления, но и уровень турбулентности потока в конце его.

Размыв грунта зависит от отношения средней скорости в пределах крепления русла u_2 к соответствующей неразмывающей u_0 в том месте, где поток покидает крепление и переходит в естественно русло реки: u_2 / u_0 . В нем можно перейти от средней скорости u_2 к динамической u_* , используя одну из формул равномерного движения: $u_* = u_2 \sqrt{\lambda / 2}$. В качестве характерного коэффициента гидравлического трения λ следует принимать его величину в конце рисбермы, которую определяет критериальное уравнение: $\lambda = f(Re, \Delta / h_2)$, где $Re = h_2 u_2 / \nu$ – критерий Рейнольдса, Δ / h_2 – относительная шероховатость бетонной поверхности, Δ – абсолютная высота выступов шероховатости этой поверхности, ν – коэффициент кинематической вязкости воды. Эти параметры не изменяются в процессе размыва русла, поэтому отношение средних скоростей течения можно заменить отношением соответствующих динамических скоростей: $u_2 / u_0 = u_* / u_{*0}$. Здесь u_{*0} – динамическая скорость потока, соответствующая началу движения наносов [3].

Таким образом, критериальное уравнение, связывающее относительную максимальную глубину воронки местного размыва z_p за водосливной плотиной с параметрами, ее определяющими, можно представить в таком виде [1,2]:

$$z_p / h_2 = f(u_* / u_{*0}, Fr_1, n_3, l_k / h_2). \quad (1)$$

Если моделирование осуществляется со строгим соблюдением равенства коэффициентов гидравлического трения и чисел Фруда на модели и в натуре («по Фруду»), то подобие потоков в пределах крепления русла будет обеспечено. Остается обсудить условия, при которых будет обеспечено равенство на модели и в натуре параметра подвижности наносов, который под знаком функции стоит в критериальном уравнении (1) первым. Если такое равенство будет достигнуто, то относительные размеры глубин воронок местного размыва в натуре и на модели будут одинаковыми (воронка размыва на модели будет подобна воронке в натуре).

Запишем условие равенства параметра, обратного подвижности наносов, в условиях природы (n) и модели (m):

$$(u_{*0}/u_*)_n = (u_{*0}/u_*)_m . \quad (2)$$

Динамическую скорость потока, соответствующую началу трогания частиц несвязного материала, найдем из критериального уравнения [3]:

$$Re_{*0} = u_{*0}d/\nu = a Ar^n , \quad (3)$$

где $Ar = gd^3\rho'/\nu^2$ – критерий Архимеда; в нем d – средний размер частиц грунта, $\rho' = (\rho_1/\rho) - 1$, ρ_1 и ρ – плотность вещества частиц и воды соответственно; параметры a и n зависят от области сопротивления. Кроме того, введем число Рейнольдса: $Re_* = u_*d/\nu$. С учетом этих замечаний, принимая во внимание уравнение (3), получим:

$$u_{*0}/u_* = Re_{*0}/Re_* = a Ar^n / Re_* . \quad (4)$$

Имея в виду зависимость (4), запишем равенство (2) в таком виде:

$$(a Ar^n / Re_*)_n = (a Ar^n / Re_*)_m . \quad (5)$$

Разделив левую часть в (5) на правую, приходим к индикатору подобия:

$$\left[\frac{a_n (Ar)_m^{n_n - n_m} k_g k_d^{3n_n - 1} k_\rho^{n_n}}{a_m k_v^{2n_n - 1} k_{u_*}} \right] = 1 . \quad (6)$$

В нем по-прежнему индексы (n) и (m) относят постоянные и показатели степени соответственно к натуре и модели; $(Ar)_m$ – критерий Архимеда в условиях модели; кроме того, содержатся масштабные коэффициенты: динамической скорости потока – $k_{u_*} = u_{*n}/u_{*m}$, размеров частиц – $k_d = d_n/d_m$, относительной плотности вещества частиц – $k_\rho = \left(\frac{\rho_1}{\rho} - 1\right)_n / \left(\frac{\rho_1}{\rho} - 1\right)_m$, ускорения силы тяжести $k_g = g_n/g_m$ и кине-

матической вязкости жидкости $k_v = v_n / v_m$. Индикатор подобия (6) позволяет установить связь между масштабными коэффициентами, например, между масштабным коэффициентом размеров частиц k_d и линейным масштабным коэффициентом k_l . В рассматриваемой задаче масштабный коэффициент динамической скорости потока равен масштабному коэффициенту средней скорости потока: $k_{u_*} = k_U$; при моделировании «по Фрудру» имеем: $k_U = k_{u_*} = \sqrt{k_l}$ [4].

Далее проанализируем условия, при которых размеры воронки местного размыва, полученные в результате проведенных на модели опытов, можно будет пересчитывать в натурные условия, либо разберем причины, по которым осуществить эту операцию будет невозможно.

Допустим, что в условиях модели будет использован крупнозернистый песок ($d_m > 1\text{мм}$), относящийся к области квадратичного сопротивления. По размерам частиц грунт в натуре относится к той же области, в ней: $a_n = a_m = 0,162$; $n_n = n_m = 0,5$ [3]. Подставляя эти данные в (6), найдем $k_d^{0,5} = k_l^{0,5}$, получено при соблюдении условий: $k_g = 1$ (модель и натура находятся в поле земного тяготения), $k_v = 1$ (на модели и в натуре используется одна и та же жидкость – вода), $k_p = 1$ (вещество грунта, используемого на модели, обладает той же плотностью, что и в натуре, например, – это кварцевый песок). Таким образом, равенство коэффициентов подвижности на модели и в натуре станет возможным, если линейный масштабный коэффициент размеров частиц k_d будет равен линейному масштабному коэффициенту модели k_l . В таком случае при моделировании «по Фрудру» подобие величин, содержащихся в правой части уравнения (1), будет достигнуто. Одновременно, как это следует из уравнения (1), относительные размеры воронок размыва станут подобными, а глубина воронки размыва будет пересчитываться в натуру по линейному масштабному коэффициенту. Пусть $k_l = 50$ (модель в 50 раз меньше натуре), тогда глубина воронки размыва в натуре будет в 50 раз больше глубины, полученной на модели; кроме того, $k_d = 50$; $d_n = 50d_m = 50\text{мм}$, при условии $d_m = 1\text{мм}$. Вывод: моделирование возможно, если сооружения находятся на реке, расположенной в предгорной, или горной области, русло которой сложено галькой.

Рассмотрим далее противоположный случай, когда в натуре русло реки сложено мелкозернистым песком, и на модели используется такой же грунт. В этом случае [3]: $a_n = a_m = 0,502$; $n_n = n_m = 0,35$. Принимая остальные параметры, как в предыдущем примере, получим из зависимости (6): $k_d^{0,05} = k_l^{0,5}$, $k_l = k_d^{0,1}$, $k_d = k_l^{10}$. Даже в случае очень больших размеров модели (например, если $k_l = 2$, то модель всего в два раза меньше натуре) имеем $k_d \approx 1000$. Это значит, что размер частиц на модели должен быть в тысячу раз меньше, чем в натуре. В большинстве своем такие грунты обладают иными свойствами, чем несвязные пески, так как в них проявляются силы сцепления, – это глинистые грунты. Следовательно, моделирование в принципе становится невозможным.

Между тем в природе и в технике существуют материалы, которые в мелкозернистом состоянии не обладают сцеплением. К ним, в частности, относятся мелкодис-

персные кварцевые порошки. Обладая малыми размерами частиц, они могут расширить возможности исследований русловых деформаций в равнинных реках. Условия начала трогания этого материала под действием набегающего потока изучены в [5]. Было доказано, что формула (3) с параметрами $a=0,5$ и $n=0,35$ пригодна для определения динамической скорости потока, соответствующей моменту начала движения частиц и мелкозернистых песков, и мелкодисперсного сыпучего материала.

Заменитель песка на модели должен иметь угол естественного заложения откоса в подводном состоянии. Это требование вытекает из данных непосредственных наблюдений: воронка местного размыва представляет собой углубление в русле реки, верховой и низовой откосы которого имеют углы заложения, равные углу естественного заложения грунта в подводном состоянии. Если это требование не выполняется, то ожидать подобие форм воронок местного размыва на модели и в натуре не приходится.

Было обнаружено, что у мелкодисперсных кварцевых материалов угол естественного заложения откоса в сухом состоянии равен 42° , в подводном – 27° , что соответствует углам естественного заложения откосов мелкозернистых песков. Теперь можно проанализировать, какими свойствами должны обладать такие грунты, для того чтобы можно было их использовать для моделирования размывов русла за сооружениями на равнинных реках, русло которых сложено песками различной крупности.

Допустим, что существует мелкодисперсный сыпучий материал, с помощью которого будем моделировать мелкозернистый песок в натуре. Материал обладает характеристиками: $d_m=0,01\text{мм}$, $(\rho_1/\rho)_m=1,1$, $\rho'_m=0,1$. Характеристики песка в натуре: $d_n=0,175\text{мм}$, $(\rho_1/\rho)_n=2,65$, $\rho'_n=1,65$. Имеем: $a_m=a_n=0,502$, $n_m=n_n=0,35$, кроме того: $k_p=\rho'_n/\rho'_m=16,5$. Подставим эти данные в (6), принимая $k_g=k_v=1$, получим: $k_d^{0,05}k_p^{0,35}/k_l^{0,5}=1$; $k_d^{0,1}k_p^{0,7}/k_l=1$; $k_l=k_d^{0,1}k_p^{0,7}=k_d^{0,1}\cdot 16,5^{0,7}=7,12k_d^{0,1}$. Учтем далее, что $k_d=d_n/d_m=17,5$, отсюда: $k_l=7,12\cdot 17,5^{0,1}=9,5$. Таким образом, модель получилась достаточно больших размеров.

Определим далее величину линейного масштабного коэффициента в случае, когда на модели будет использован мелкодисперсный кварцевый порошок тех же размеров для моделирования местного размыва русла за водосливной плотиной, расположенной в русле, сложенным крупнозернистым песком ($d_n=1-2\text{мм}$). Имеем: $a_m=0,502$, $a_n=0,162$, $n_m=0,35$, $n_n=0,5$. Определим далее число Архимеда в условиях модели: $Ar_m=g d^3 \rho'/v^2=981\cdot 0,001^3\cdot 0,1/0,01^2=0,00098$. Подставим эти данные в (6), получим при условиях, принятых в предыдущем примере:

$0,162\cdot 0,00098^{0,15}\cdot 16,5^{0,5}\cdot k_d^{0,5}/0,502\cdot k_l^{0,5}=1$; $0,463\cdot k_d^{0,5}/k_l^{0,5}=1$; $k_l=0,214\cdot k_d$. Если $k_d=1,5/0,01=150$, то $k_l=32$, модель, как и в предыдущем случае, получилась довольно крупных размеров. Ситуация изменится в лучшую сторону, когда русло в натуре будет сложено гравием $d_n=3-5\text{мм}$. В этом случае для среднего размера частиц гравия в натуре имеем: $k_d=400$, $k_l=85$.

Таким образом, для моделирования местного размыва русла за водосбросными сооружениями, расположенными на средне- и мелкозернистых песках, нужен поиск мелкодисперсного сыпучего материала, обладающего более мелкими размерами частиц и меньшей плотностью, чем у материала, который был рассмотрен выше.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Михалев М.А.* Физическое моделирование общих и местных размывов русла за водосбросами равнинных ГЭС // Гидротехническое строительство, 2014 г. №11. С. 6-11.
2. *Михалев М.А.* О моделировании местного размыва русла за водосбросными плотинами // Инженерно-строительный журнал, 2013 г. №2. С. 67-75.
3. *Михалев М.А.* О моделировании условий начала трогания частиц несвязного зернистого материала // Журнал Универ. водных коммуникац. Выпуск 1, 2009 г. С. 43-50.
4. *Михалев М.А.* Физическое моделирование гидравлических явлений. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2012 г. 374с.
5. *Михалев М.А., Петрова Е.А., Шилов С.О.* Неразмывающая скорость потока для мелкозернистых сыпучих грунтов // Высокие интеллектуальные технологии и инновации в национальных исследовательских университетах. Материалы Международной научно-методической конференции, 2014 г. Санкт-Петербург. Т.3. С. 109-112.