Министерство образования и науки Украины
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

СТРОИТЕЛЬСТВО И ТЕХНОГЕННАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ

Сборник научных трудов

Выпуск 39

БУДІВНИЦТВО ТА ТЕХНОГЕННА БЕЗПЕКА

Збірник наукових праць

Випуск 39

Зарегистрирован 21.11.2005 г. серия КВ № 10650 Государственным комитетом информационной политики, телевидения и радиовещания Украины.
Высшей Аттестационной Комиссией Украины включен в перечень научных диссертационных работ на соискание научных степеней доктора и кандидата наук (Постановление Президиума ВАК Украины от 11.10.2000 №1-03/8, перечень №6 - технические науки).

Симферополь
«Национальная академия природоохранного
и курортного строительства»
2011

УДК 69

Збірник наукових праць
«Будівництво та техногенна безпека»

Збірник включає статті науковців України, у яких висвітлені результати фундаментальних та прикладних наукових досліджень у галузі будівництва та техногенної безпеки.

Для наукових працівників, аспірантів та спеціалістів у галузі будівництва.

Редакційна колегія:

Ажермачов Г.А., канд. техн. наук, Бекіров Е.А., докт. техн. наук, Боровський Б.І., докт. техн. наук, Бугаєвський Г.М. докт. фіз.-мат. наук, Глухов М.Д., докт. техн. наук, Дворецкий О.Т., докт. техн. наук, Жигна В.В., канд. техн. наук, Зайцев О.М., докт. техн. наук, Закусілов М.О., канд. екон. наук., Захаров Р.Ю., канд. техн. наук (відповідальний секретар), Лінченко Ю.П., канд. техн. наук, Любомирський М.В., канд. техн. наук (зам. головного редактора), Морозов О.Д., канд. техн. наук, Нагаєва З.С., докт. архітектури, Ніколенко І.В., докт. техн. наук, Панюков Е.Ф., докт. техн. наук (головний редактор), Саломатін В.М., докт. геол.-мін. наук, Сапронова З.Д., канд. геол.-мін. наук , Сафонов А.О., докт. арх., Субботкін Л.Д.,канд. техн. наук, Тарасенко В.С., доктор геол.-мін. наук , Федоркін С.І., докт. техн. наук, Ячменьова В.М., докт.екон. наук

Затверджено до друку згідно протоколу засідання оргкомітету конференції 28.10.2011.

Адреса редакції: *95006 м. Сімферополь, вул. Павленко, 5, НАПКБ, корпус 2, к 410, E-Mail: rio@napks.edu.ua.*

©Национальна академія
природоохоронного
та курортного будівництва,
2011

Сборник научных трудов
«Строительство и техногенная безопасность»

Сборник включает статьи ученых Украины, в которых освещены результаты фундаментальных и прикладных научных исследований в области строительства и техногенной безопасности.

Для научных работников, аспирантов и специалистов в области строительства.

Редакционная коллегия:

Ажермачев Г.А., канд. техн. наук, Бекиров Э.А., док. техн. наук, Боровский Б.И., докт. техн. наук, Бугаевский Г.Н. докт. физ.-мат. наук, Глухов Н.Д., докт. техн. наук, Дворецкий А.Т., докт. техн. наук, Жигна В.В., канд. техн. наук, Зайцев О.Н., докт. техн. наук, Закусилов Н.А., канд. экон. наук, Захаров Р.Ю., канд. техн. наук (ответственный секретарь), Линченко Ю.П., канд. техн. наук, Любомирский Н.В., канд. техн. наук (зам. главного редактора), Морозов А.Д., канд. техн. наук, Нагаева З.С., докт. архитектуры, Николенко И.В., докт. техн. наук, Панюков Э.Ф., докт. техн. наук (главный редактор), Саломатин В.Н., докт. геол.-мин. наук, Сапронова З.Д., канд. геол.-мин. наук, Сафонов А.А., докт. арх., Субботкин Л.Д., канд. техн. наук, Тарасенко В.С., доктор геол.-мин. наук , Федоркин С.И., докт. техн. наук, Ячменева В.М., докт. экон. наук

Утвержден к печати согласно протокола заседания оргкомитета конференции 28.10.2011.

Адрес редакции: *95006 г. Симферополь, ул. Павленко, 5, НАПКС, корпус 2, к 410, E-mail: rio@napks.edu.ua.*

© Национальная академия природоохранного
и курортного строительства, 2011

УДК 624.072.4

А. З. Абдурахманов, ***магистр, ассистент,*** **Э. М. Меннанов,** ***старший преподаватель***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭНЕРГОПОГЛОТИТЕЛЯ КОЛЬЦЕВОГО ТИПА

Одним из эффективных способов повышения сейсмостойкости многоэтажных зданий и сооружений является установка в систему вертикальных связей по колоннам каркасов специальных элементов, работающих при землетрясениях расчетной интенсивности в упругопластической стадии, так называемых энергопоглотителей. Работая за пределом упругости материала на знакопеременные циклические нагрузки, такие элементы поглощают большое количество энергии сейсмических воздействий, что обеспечивает быстрое затухание колебаний каркасов, уменьшение сейсмических нагрузок, снижение металлоемкости конструкций и затрат на антисейсмические мероприятия [1,2,3,4].

Как показали результаты теоретических исследований [5], неупругая работа энергопоглотителей кольцевого типа (ЭПК) характеризуется существенной нелинейностью и повышенным энергопоглощением. Кроме этого, в процессе упругопластического деформирования, ЭПК значительно изменяет свою мгновенную жесткость. Таким образом, использование кольцевых энергопоглотителей в качестве системы сейсмозащиты должно повысить сейсмостойкость зданий и сооружений как за счет их высокой энергоемкости, так и за счет отстройки динамических характеристик, что подтверждается результатами расчетов. В этой связи, целью экспериментальных исследований является изучение особенностей работы кольцевого энергопоглотителя.

Принципиально модель представляет собой фрагмент связевого каркаса. Модель выполнена в виде рамы, с размерами пролета L и высоты H 1м и 1м, с шарнирными соединениями в узлах, в которой устанавливались связи, оснащенные кольцевыми энергопоглотителями различных типов.

Экспериментальные исследования модели проводились на специальном стенде знакопеременной циклической нагрузкой (см. рис. 1). Для регистрации величины нагрузок устанавливались динамометры ДОСМ-3.

Рис. 1. Общий вид экспериментальной установки

Для изучения влияния геометрических параметров ЭПК выбрано три типоразмера двутаврового сечения колец: B – симметричные пояса двутавра (базовый), N – с несимметричными поясами двутавра (несимметричный), Z– с зонами равного сопротивления (см. рис. 2).

Описанное устройство модели ЭПК позволяет:

- производить замену колец;
- варьировать их геометрические параметры;
- оснащать различными измерительными приборами (динамометры, индикаторы часового типа).

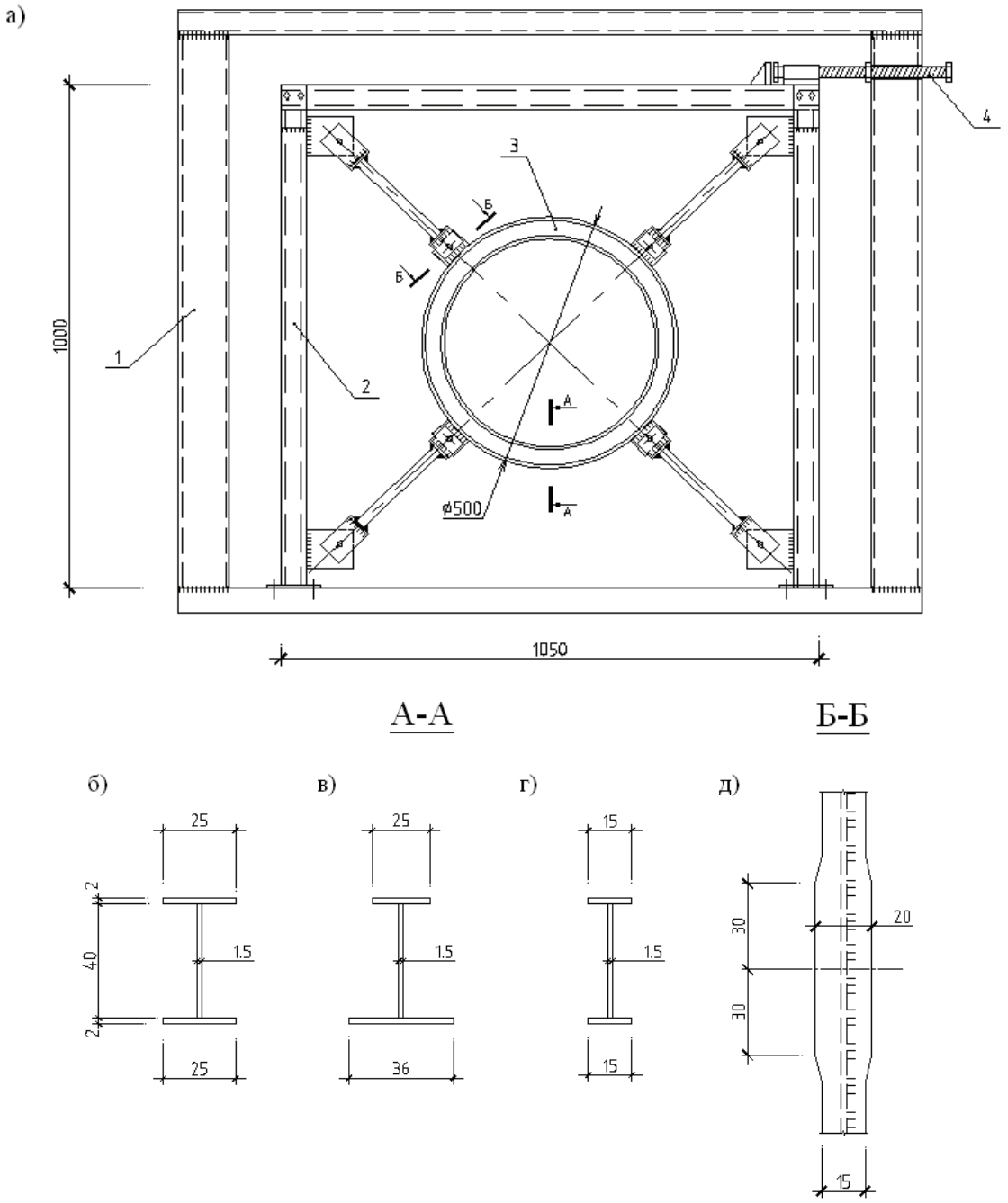


Рис. 2. Конструкция модели ЭПК и геометрические размеры сечений колец
а) модель ЭПК, установленный на стенд для испытаний; б) тип B – базовый; в) тип N – несимметричный; г), д) тип U – с зонами равного сопротивления (уширенный);
1 – стенд для испытания; 2 – модель фрагмента связевого каркаса; 3 – модель ЭПК; 4 – нагружающее устройство;

Кольца изготавливались из стали С345. Перед началом основного этапа экспериментальных исследований, на разрывной машине в соответствии с ГОСТ 1497-84 была испытана серия стандартных образцов.

Экспериментальные исследования всех конструктивных элементов и узлов проводились по планам, составленным в соответствии с теорией оптимального планирования факторных экспериментов [6]. Это позволило повысить надежность результатов, использовать дисперсионный анализ и методы математической статистики при обработке данных.

Нагрузка прикладывалась ступенями с десятиминутной выдержкой [7]. Из представленной на рис. 3 зависимости между силой на кольцо и его деформациями видно, что при таком виде нагружения зависимость образует устойчивые петли гистерезиса. Характер зависимости позволяет выделить две отчетливо выраженные стадии работы энергопоглотителя: упругую и упругопластическую. Упругая работа наиболее четко проявляется на разгрузочных, а неупругая на загрузочных ветвях петель.

В первом полуцикле зависимость имеет ломаный вид и сопровождается развитием пластических деформаций. При этом перемещения рамы превосходят значения полученные теоретическим (численным) путем (см. таблицу 1). В последующих полуциклах зависимость приобретает более плавное очертание и после некоторого роста деформативности во втором и третьем полуциклах, к четвертому и пятому выходит на достаточно близкий к расчетным значениям, почти симметричный режим деформирования. Такой характер работы связан, по видимому, с неоднородностью макрокристаллической структуры стали. Более высокая, по сравнению с расчетами, деформативность ЭПК является нежелательным фактором. Тем не менее, она обуславливает большую энергоемкость, что в свою очередь повышает надежность кольцевых энергопоглотителей.

Таблица 1

Результаты испытаний ЭПК с базовым кольцом

N полу-цикла	Нагрузка, кгс	Изменение диаметра кольца, мм		Приведенная жесткость, Н/мм		Полуцикловая энергоемкость, Дж		Коэффициент податливости α_n
		теор.	опыт.	теор.	опыт.	теор.	опыт.	
1	900	8.4	10	1071	900	115	144	5.0
2	940	9	11	1044	854	126	169	5.5
3	940	9	11.5	1044	817	126	179	5.75
4	940	9	11.2	-	-	-	-	5.6
5	940	9	11.9	-	-	-	-	5.95

В процессе развития неупругих деформаций ЭПК, значительно изменяются его жесткостные характеристики. Жесткость для конца первого полуцикла снизилась по отношению к первоначальной в 5 раз.

Данное обстоятельство должно приводить к существенному изменению динамических характеристик систем, оснащенных ЭПК.

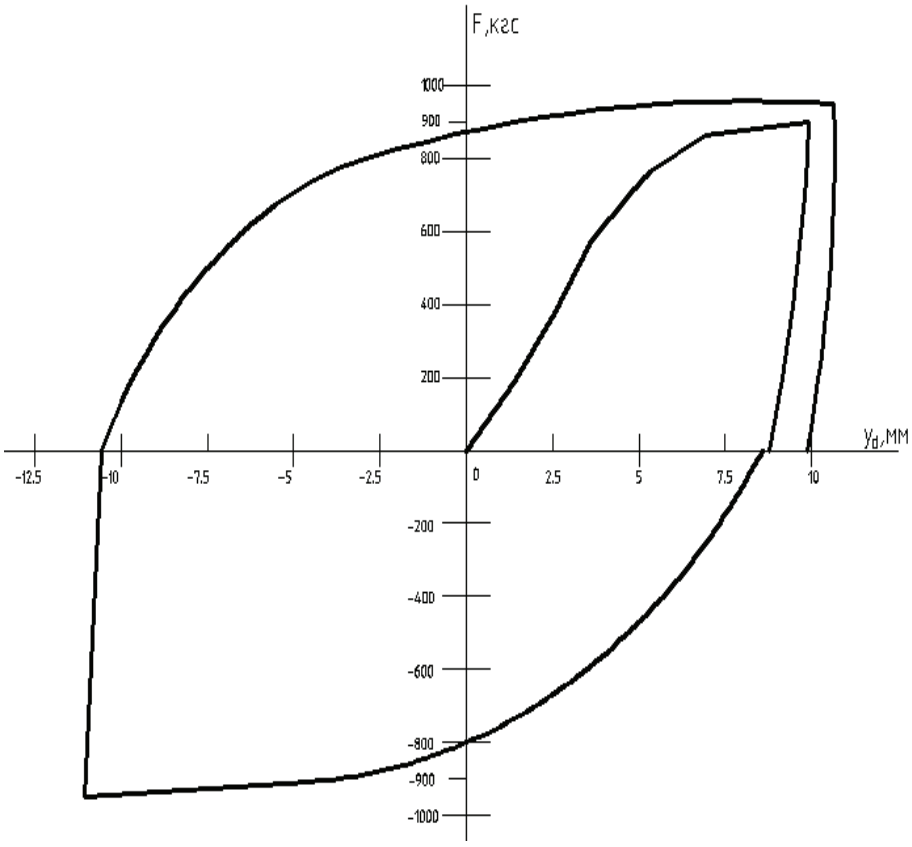


Рис. 3. Зависимость F-y_d для ЭПК с базовым кольцом.

На основании анализа процесса деформирования энергопоглотителя с базовым кольцом в течение 5 полуциклов, установлено, что статическая работа ЭПК достаточно полно может быть изучена и при двух полуциклах. В этой связи было принято решение испытания энергопоглотителя с N (несимметричный) и U (уширенный) кольцами ограничить тремя полуциклами знакопеременного нагружения.

На рис. 4 представлена диаграмма деформирования ЭПК с несимметричным сечением, в сравнении с диаграммой полученной теоретическим путем [5]. Ее характер полностью аналогичен зависимости, рассмотренной выше. Полуторократное увеличение внутреннего пояса привело к упругой его работе и увеличению объема металла внешнего пояса, работающего в упругопластической стадии и за счет этого увеличению деформативности, чем у базового кольца. Как и в предыдущем случае, фактическая энергоемкость энергопоглотителя превосходит расчетную (в 1.2 раза).

Сопоставление разгрузочных ветвей ЭПК с несимметричным и уширенным сечением кольца (рис. 5 и табл. 2) подтверждает их практически равные жесткости в упругой стадии. Создание зон равного сопротивления приводит к еще большему росту деформативности энергопоглотителя в упругопластической стадии (в 1.6 раза), хотя в упругой стадии первого полуцикла расхождения между деформированием уширенного и несимметричного кольца было незначительным. За счет более высокой деформативности, энергоемкость U-колец в 1.7 раза превосходит аналогичный параметр N-кольца и в 2.2 раза энергоемкость B-кольца (табл.2). Деформации ЭПК с зонами равного сопротивления в первом полуцикле оказались значительно больше расчетных. Как и в предыдущих случаях, энергоемкость U-кольца также оказывается больше теоретической, а его неупругая работа приводит к снижению жесткости энергопоглотителя почти в 10 раз.

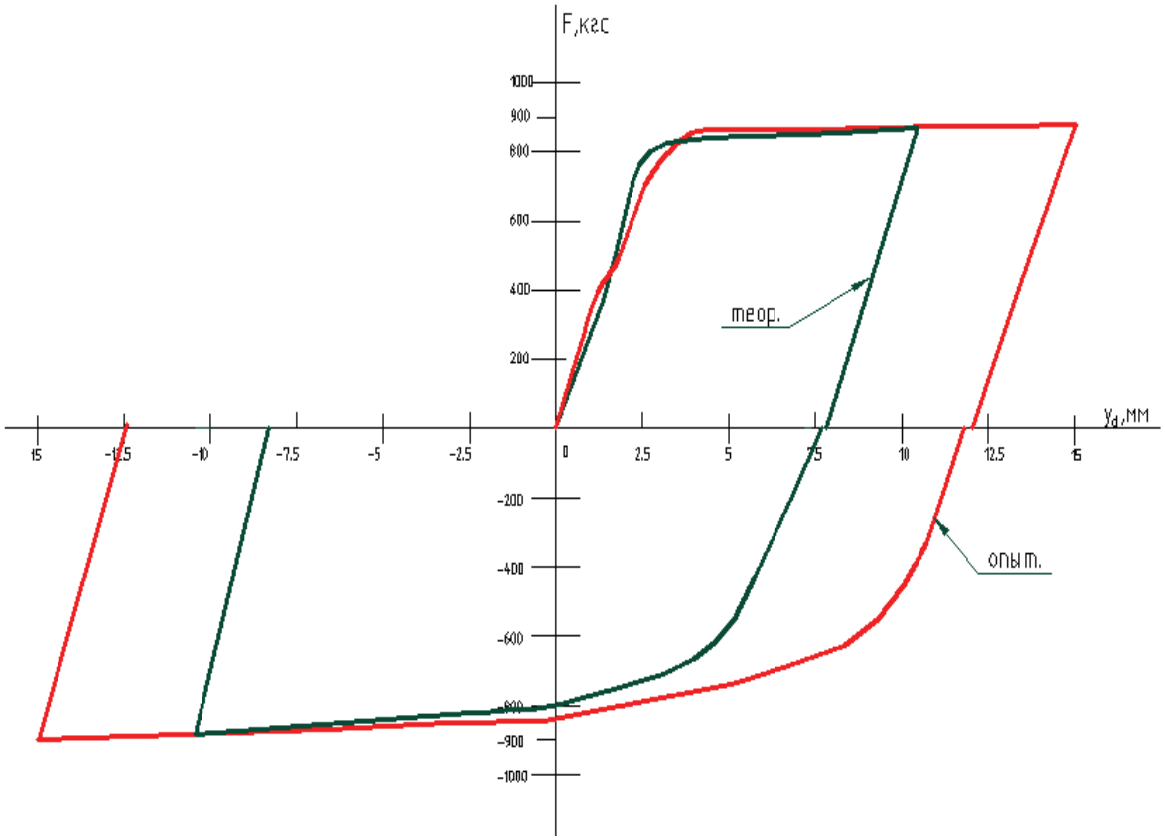


Рис. 4. Зависимость F-y_d для ЭПК с несимметричным сечением кольца.

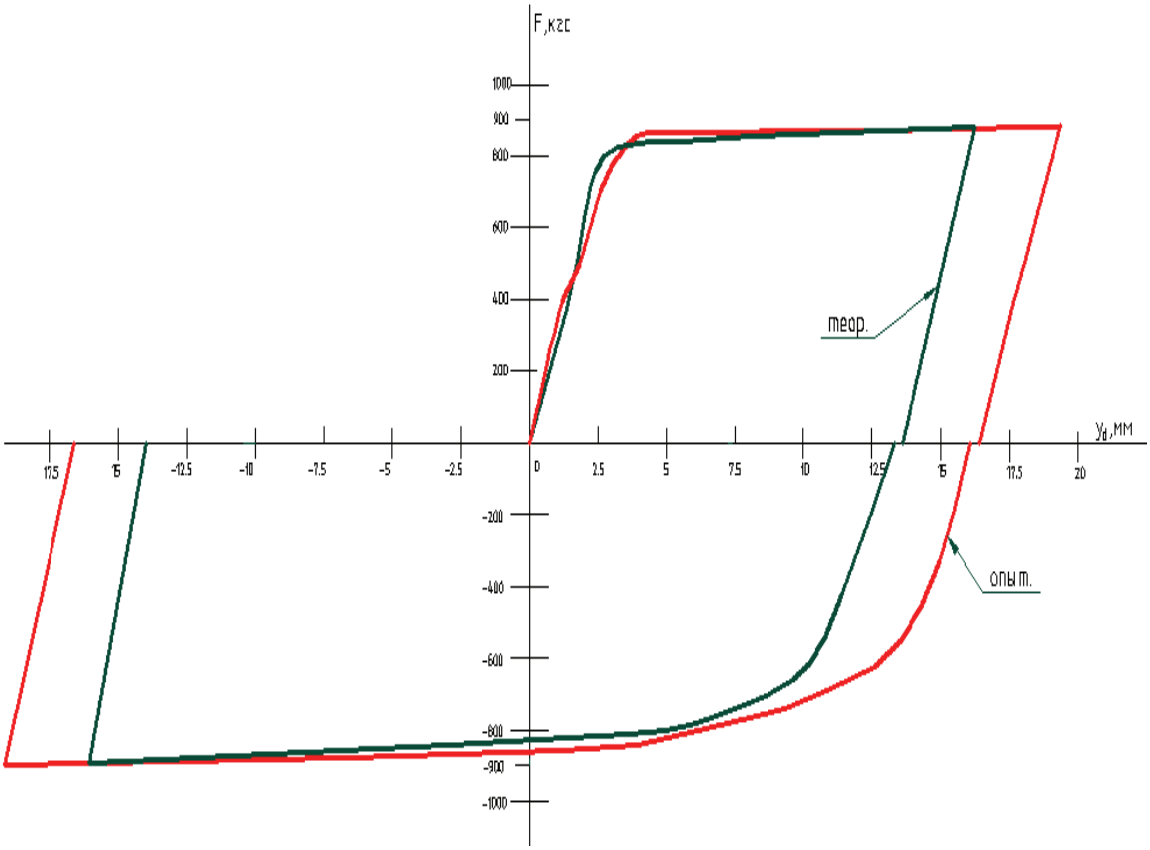


Рис. 5. Зависимость F-y_d для ЭПК с зонами равного сопротивления.

Таблица 2

Сопоставление результатов испытаний ЭПК с 3-мя типоразмерами колец

Типоразмер	Изменение диаметра кольца в 1-м полуцикле Δ, мм		Макси-мальная нагрузка в 1-м полу-цикле P_{1max}, кгс	Жесткость в упругой стадии, Н/мм		Приведенная жесткость для 1-го полуцикла, Н/мм		Энергоемкость в 1-м полуцикле, Дж		Коэффициент податливости
	теор	опыт.		теор.	опыт.	теор.	опыт.	теор	опыт.	
Базовый	8.4	10	900	4780	4500	1071	900	115	144	5.0
Несимметричный	10.3	12.2	892	4462	4460	866	731	149	184	6.1
Уширенный	16.2	19.4	895	4478	4475	552	461	256	313	9.7

Из рисунка 6 видно, что пластические деформации в уширенном кольце распределены практически по всей длине кольца, чем у базового, тем самым вовлекая в упругопластическую работу больший объем металла.

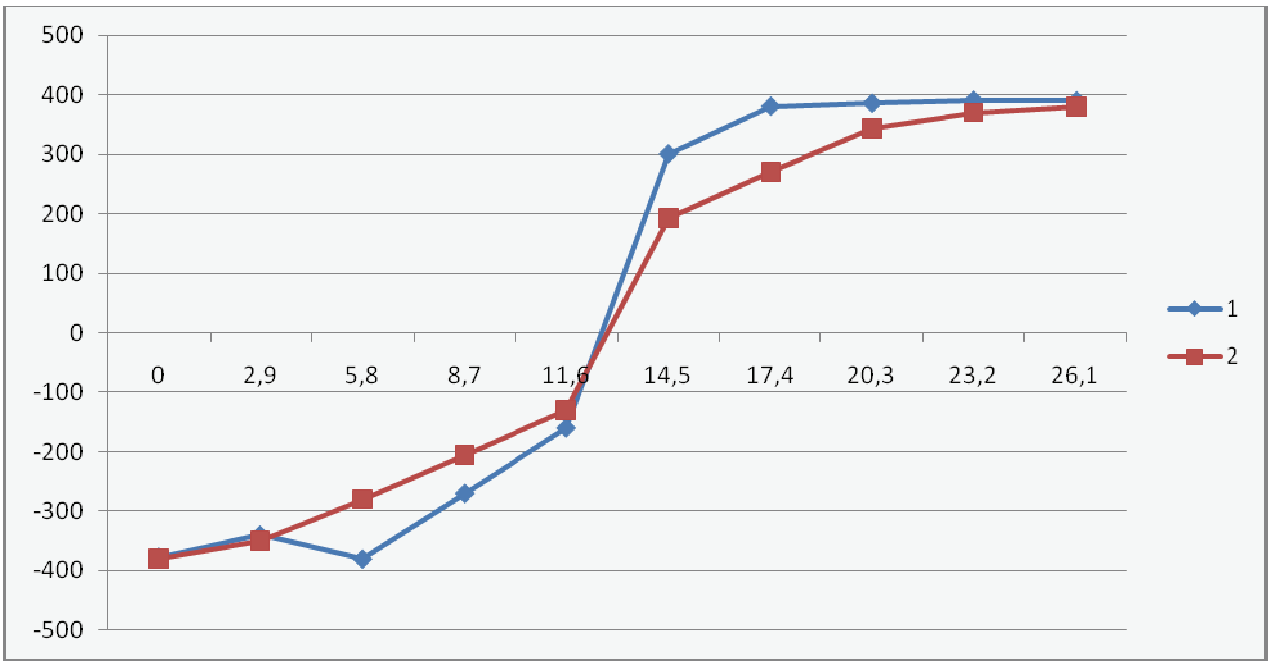


Рис. 6. График распределения напряжений по длине ЭПК уширенного типа (график 1) и базового типа (график 2).

Выводы

1. Экспериментально подтверждена нелинейность упругопластической работы энергопоглотителя кольцевого типа, причем, при симметричном циклическом режиме нагружения образуются устойчивые петли гистерезиса;

2. Реальная деформативность ЭПК в первом полуцикле превышает расчетную, что должно быть учтено при подборе геометрических параметров;

3. В процессе развития неупругих деформаций значительно изменяются жесткостные характеристики энергопоглотителя (для N-кольца в 6.1 раза, для U-кольца в 9.7 раза).

4. Экспериментальные значения полуцикловой энергоемкости для всех типоразмеров колец превосходят расчетные значения;

5. За счет создания зон равного сопротивления в упругопластическую работу вовлекается больший объем металла, что приводит к существенному увеличению энергоемкости кольца.

Список литературы

1. Поляков В.С. и др. Современные методы сейсмозащиты зданий. – М.: Стройиздат, 1989, 320 с.

2. Корчинский И. Л., Бородин Л. А., Остриков Г. М. Конструктивные мероприятия, обеспечивающие повышение сохранности каркасов зданий во время землетрясений. – Строительство и архитектура Узбекистана, 1976, №3, с. 39 – 42.

3. Остриков Г. М., Максимов Ю. С. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий. – Алма-Ата: Казахстан, 1985. – 120 с.

4. А. С. 754005 СССР, Каркас сейсмостойкого многоэтажного здания / Авт.: Новиков В. Л., Остриков Г. М. (СССР); заявл. 04.01.1979; опубл. в Б. И., 1980, №29.

5. Ажермачев Г. А., Абдурахманов А. З. Работа кольцевого энергопоглотителя при знакопеременном циклическом нагружении. Сборник научных трудов «Строительство и техногенная безопасность». – Выпуск 35. – Симферополь: НАПКС, 2011 г.

6. Адлер Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Адлер Ю. П., Маркова Е. В., Грановский Ю. В. – М.: Наука, 1976. – 226 с.

7. Долидзе Д. Е. Испытания конструкций и сооружений. М.: Высшая школа, 1975. – 252 С.

УДК 624.012. 4.

Б. Ю.Барыкин, ***к.т.н., доцент,*** **А.В.Андронов,** ***к.ф-м.н., доцент,***
А.Б.Барыкин, ***студент IV курса***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Применение экспериментальных диаграмм «$\sigma_{ñ} - \varepsilon_{ñ}$» сжатого бетона при расчете перекрестно-балочных фундаментов для зданий на склонах

На основе экспериментальных исследований предложена диаграмма деформирования бетона сжатой зоны перекрестно - балочных фундаментов с учетом линейно - кусочного представления об изменении модуля деформации бетона. На основании этого, представлен новый подход к расчету перекрестно-балочных фундаментов на склоне с учетом экспериментально обоснованной эпюры нормальных напряжений в сжатой зоне бетона продольных балок. Получены соответствующие формулы и расчетные таблицы.

Бетон, диаграмма деформирования, перекрестно-балочные фундаменты, склон, сжатая зона, кривизна

Введение.Одной из важнейших проблем, стоящих перед учеными и инженерами, занятыми разработкой и внедрением новых, более совершенных конструкций, в частности фундаментов, является дальнейшее совершенствование теории железобетона, сближение расчетной и физической моделей. Одним из приоритетных направлений в развитии и

совершенствовании инженерных методов расчета железобетонных конструкций являются исследования, связанные с использованием диаграмм деформирования бетона для расчетов статически неопределимых конструкций [15].

Анализ публикаций. До настоящего время было выдвинуто немало предложений по построению диаграмм деформирования бетона и арматуры, а также способов их учета при расчете конструкций. Весьма интересны в этом плане предложения различных исследователей [11,12,13,14,15,16,17], которые связывают совершенствование и уточнение расчетных методов с использованием таких диаграмм. Такой подход, представленный сейчас в ДБН В.2.6.:2011 «Бетонные и железобетонные конструкции», позволяет оценивать напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов на всех стадиях их работы и выявлять перераспределение усилий в сечениях. Однако, форма связи между напряжениями и деформациями в сжатом бетоне, т.е. вид диаграммы "$\sigma_{\tilde{n}} - \varepsilon_{\tilde{n}}$", рекомендованный нормами [18], для перекрестно-балочных фундаментов имеет существенные расхождения с данными эксперимента.

Цель работы. Поэтому, основной целью работы является создание экспериментально обоснованной диаграммы деформирования бетона сжатой зоны нормальных сечений продольных балок перекрестного фундамента и разработка предложений по расчету нормальных сечений этих балок с учетом установленной диаграммы.

Методика исследований. В работе использованы результаты экспериментальных исследований ипроведен анализ диаграмм деформирования бетона для центрально сжатых бетонных призм и 15 перекрестно балочных фундаментов на склоне. На основании анализа были получены усредненные графики зависимости "$\sigma_{\tilde{n}} - \varepsilon_{\tilde{n}}$" (рис 1).

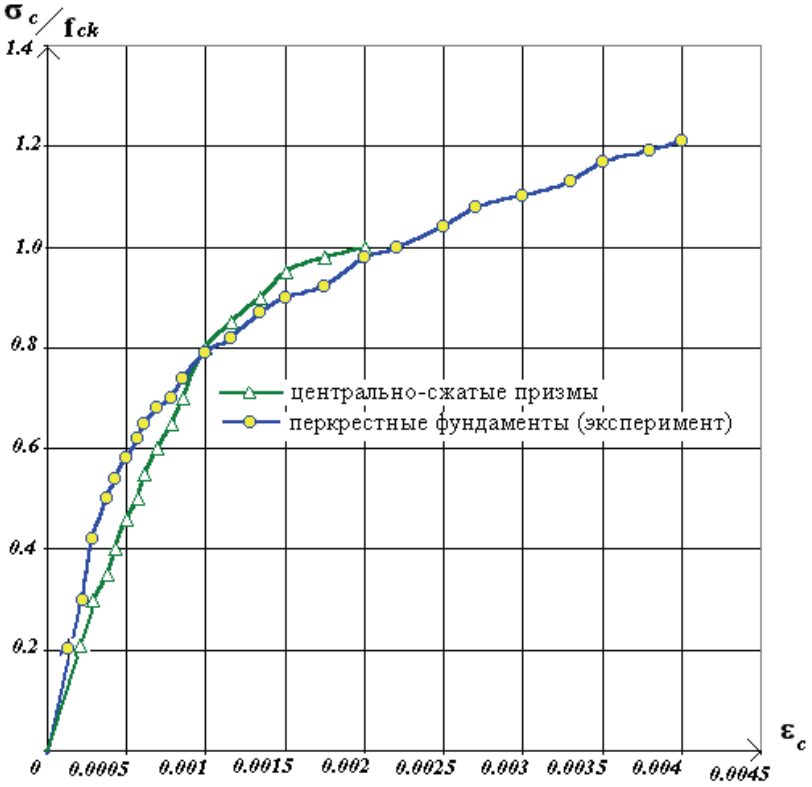


Рис.1 Зависимость между уровнем напряжений и деформациями в бетоне сжатой зоны призм и перекрестно-балочных фундаментов

Кроме того экспериментально исследовалась зависимость изменений модуля деформации бетона от уровня напряжений в сжатой зоне продольных балок перекрестного фундамента.

Результаты и их анализ. На основании исследований был предложен линейный закон изменения модуля деформации бетона в зависимости от уровня напряжений $E_{\tilde{n}} = f(\sigma_{\tilde{n}} / f_{cd})$ в виде прямолинейного и наклонного участков (рис.2) при внецентренном сжатии на всем диапазоне нагружения фундамента из перекрестных лент.

Учитывая данный факт, будем иметь что

$$\text{при } \sigma_{\tilde{n}} / f_{ck} \le K \quad E_{c,pl} = E_{ck} \tag{1}$$

$$\text{при } \sigma_c / f_{ck} > K \quad E_{c,pl} = E_{ck}\left[1 - \frac{(\sigma_c / f_{ck} - K)(1 - \beta\nu_{pl})}{1{,}2 - K}\right] \tag{2}$$

где σ_c – действующие напряжения в бетоне сжатой зоны; K – уровень напряжений, до которого бетон работает упруго, $\hat{E} = 0.3$; ν_{pl} – коэффициент упругости бетона сжатой зоны при $\sigma_c = f_{ck}$, β - понижающий коэффициент, учитывающий нелинейный характер работы бетона сжатой зоны при внецентренном сжатии. Для бетонов класса С25-С30 принимаем $\nu_{pl} = 0.5$, $\beta = 0.8$

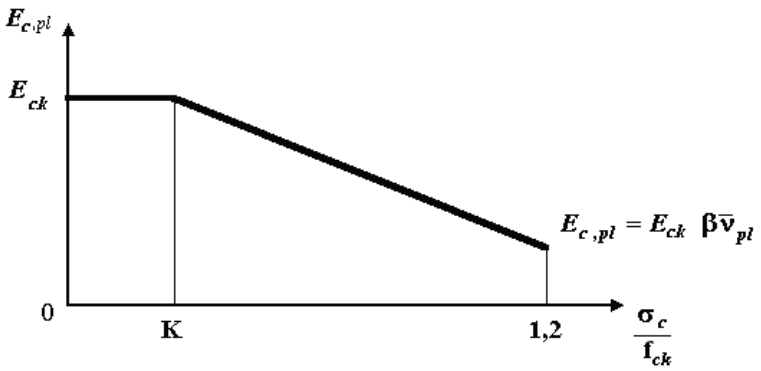


Рис.2. График зависимости модуля деформации бетона $E_{\tilde{n}}$ от уровня напряжений $\sigma_{\tilde{n}} / f_{ck}$.

В этом случае зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне примет следующий вид (рис.3) и выразиться следующим образом

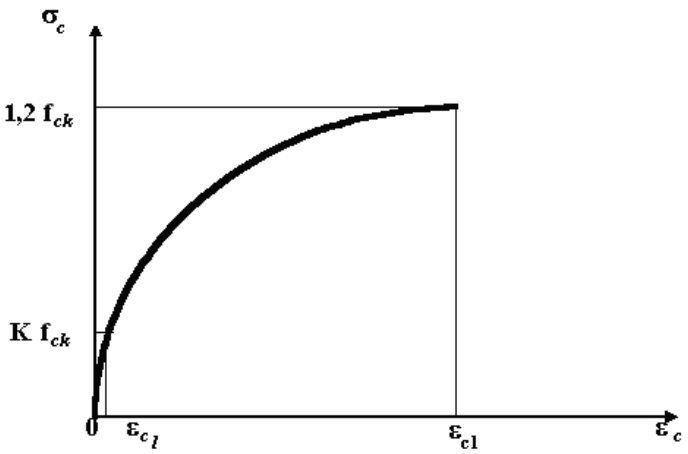


Рис. 3. Зависимость между напряжениями и деформациями в сжатой зоне бетона.

при $0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c,l}$ $\sigma_c = \varepsilon_c E_{ck}$, (3)

при $\varepsilon_{c,l} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c,1}$; $\sigma_c = \dfrac{\varepsilon_c E_{ck}(1 - K\beta\nu_{pl})}{(1{,}2 - K) + \varepsilon_{\tilde{n}} \dfrac{E_{ck}}{f_{ck}}(1 - \beta\nu_{pl})}$, (4)

где $\varepsilon_{c,l} = K\, f_{ck} / E_{ck}$ – максимальные упругие деформации бетона; $\varepsilon_{c,1}$ – предельные деформации бетона сжатой зоны при внецентренном сжатии.; E_{ck} – характеристическое значение начального модуля упругости бетона. Тогда деформации бетона соответственно выразятся

$$\varepsilon_c = \frac{(1{,}2 - K)\,\eta\, f_{ck}}{E_{ck}[\,(1 - \beta K\nu_{pl}) - \eta(1 - \beta\nu_{pl})]}, \quad (5)$$

где $\eta = \dfrac{\sigma_c}{f_{ck}}$ – уровень напряжений в сжатой зоне бетона продольных балок фундамента.

Формула (5) применима при $\varepsilon_c > \varepsilon_{c,l}$.

Тогда расчетный модуль упругости запишется в следующем виде

$$E_{c,pl} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{E_{ck}(1 - K\beta\nu_{pl})(1{,}2 - K)}{\left[(1{,}2 - K) + \varepsilon_c \dfrac{E_{ck}}{f_{ck}}(1 - \beta\nu_{pl})\right]^2} \quad (6)$$

Таким образом, получены экспериментально обоснованные зависимости, которые можно использовать при расчете перекрестно балочных фундаментов.

Исследования полунатурных фундаментов показали ярко выраженный криволинейный характер эпюры напряжений в сжатой зоне бетона продольных балок перекрестного фундамента во второй и третьей стадиях напряженно-деформированного состояния при относительном уровне напряжений $\sigma_c / f_{ck} > 0.3$ [1,3,4,5,10]. Кроме этого, было доказано, что бетон сжатой зоны над нормальной трещиной находится в относительно благоприятных условиях за счет сдерживающего влияния расположенных рядом менее напряженных сжатием участков, что позволяет ему выдерживать напряжения больше предельного сопротивления бетона сжатию f_{cd} в среднем на 20% [7] .

Поэтому предлагается использовать подход к расчету с использованием формы эпюры в виде двух частей - прямолинейной «упругой» и криволинейной «упругопластической». Рассмотрим данную эпюру, которая получит очертание в соответствии с диаграммой (рис.4).

Проведя замены и подстановки в соответствии с требованиями [16], получим для первой части эпюры

$$\sigma_{\tilde{n},l}(x) = \frac{1}{\rho} E_{ck}\, x_l \quad (7)$$

а для второй части используем выражение гиперболической функции с соответствующими коэффициентами

$$\sigma_c(x) = \frac{Ax}{Cx + B} \tag{8}$$

где:

$$A = (1 - K\beta\bar{v}_{pl})\frac{1}{\rho}E_{ñk} = 0{,}88\frac{1}{\rho}E_{ck}\,; \tag{9}$$

$$B = 1{,}2 - K = 0{,}9\,; \tag{10}$$

$$C = \frac{1}{\rho}\frac{E_{ck}}{f_{ck}}(1 - \beta\bar{v}_{pl}) = 0{,}60\frac{1}{\rho}\frac{E_{ck}}{f_{ck}} \tag{11}$$

$$x_l = \frac{0{,}3\,f_{ck}}{\frac{1}{\rho}E_{ck}} \tag{12}$$

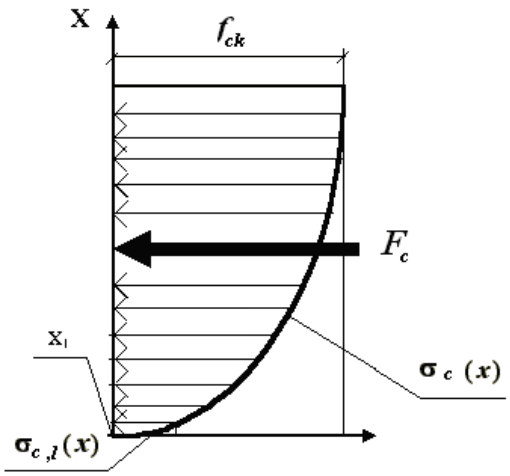


Рис.4. Форма эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны.

Будем считать, что величина x_l составляет часть от всей высоты сжатой зоны x. Тогда можно записать, что

$$x = \psi\, x_l \tag{13}$$

Тогда величина равнодействующей в бетоне сжатой зоны выразится

$$F_c = \int_0^{x_l}\sigma_{c,l}(x)dx + \int_{x_l}^{x}\sigma_c(x)dx = \frac{f_{ck}^2\, b}{\frac{1}{\rho}E_{ck}}\left(0.44\psi - 0{,}4 - 2{,}2\ln\frac{\psi + 5}{6}\right) \tag{14}$$

По общим правилам координата точки центра тяжести данной эпюры, в которой будет приложено равнодействующее усилие F_c в сжатой зоне бетона определится по зависимости

$$x_F = \frac{D_1}{F_1} = \frac{\int_0^{x_l} x\,\sigma_{c,l}(x)dx + \int_{x_l}^{x} x\,\sigma_c(x)dx}{\int_0^{x_l} \sigma_{c,l}(x)dx + \int_{x_l}^{x} \sigma_c(x)dx} =$$

$$= \frac{x}{\psi}\,\frac{0.22\psi^2 - 2{,}2\psi + 2 + 11\ln(\frac{\psi+5}{6})}{0.44\psi - 0.4 - 2{,}2\ln(\frac{\psi+5}{6})} = \frac{[K_x / K_c]}{\psi}\,x = x\ \xi_0 \qquad (15)$$

Таким образом, задача сводится к определению коэффициента ψ, который показывает во сколько раз полная величина высоты сжатой зоны x больше ее условно упругой высоты x_l, введенной нами в рассмотрение.

Учитывая уравнение (13) получим

$$\psi = \frac{x}{x_l} = \frac{\eta}{K\left[1 - \frac{(\eta - K)(1 - \beta\bar{v}_{pl})}{1{,}2 - K}\right]} \qquad (16)$$

В общем случае полная высота сжатой зоны находится из выражения

$$x = \frac{f_{ck}\eta}{\frac{1}{\rho}E_{ck}\left[1 - \frac{(\eta - K)(1 - \beta\bar{v}_{pl})}{1{,}2 - K}\right]} \qquad (17)$$

где f_{ck} – характеристическое значение прочности бетона в возрасте 28 суток; $\frac{1}{\rho}$ - кривизна железобетонного элемента с трещинами; $E_{ñk}$ - начальный модуль деформации бетона сжатой зоны, определяемый по ДБН В.2.6.:2011 «Бетонные и железобетонные конструкции» Производя подстановку выражения (16) в (13) и варьируя уровень напряжений $\sigma_ñ / f_{ck}$ от 0,3 до 1,2 получим таблицу 1, в которой представлено изменение координаты точки приложения равнодействующей напряжений в сжатой зоне бетона от уровня напряжений. Кроме этого могут быть вычислены показатели ν и деформации крайней фибры сжатой зоны ε_c для тяжелого бетона С25, из которого преимущественно изготовляются фундаменты данного типа.

Тогда для расчета нормальных сечений при любом уровне внешней нагрузки необходимо получить зависимость между кривизной и действующим моментом $\frac{1}{\rho} - Ì$ исходя из реальных условий деформирования фундаментных балок. Учитывая данные экспериментальных исследований [5], а также анализируя графики $\frac{1}{\rho} - Ì$,построенные по формулам норм для таких фундаментов, при $Ì > M_{crc}$ получаем, что приращение кривизны практически пропорциональны приращению моментов, что подтверждается и исследованиями других авторов [17]. В этом случае приближенно можно принять эту зависимость в виде ломаной линии (рис.5).

Таблица 1.

Расчетные параметры сечения

$\eta = \sigma_c / f_{ck}$	ψ	K_x	K_c	ξ_0	$LN\left(\frac{\psi + 5}{6}\right)$
0.31	1.04	0.0231	0.0430	0.516	0.0067
0.32	1.08	0.0264	0.0461	0.529	0.0134
0.34	1.16	0.0339	0.0529	0.551	0.0270
0.36	1.25	0.0428	0.0602	0.569	0.0408
0.38	1.34	0.0531	0.0682	0.582	0.0548
0.4	1.43	0.0650	0.0768	0.593	0.0690
0.42	1.52	0.0788	0.0861	0.601	0.0834
0.44	1.62	0.0947	0.0962	0.608	0.0980
0.46	1.72	0.1128	0.1071	0.614	0.1128
0.48	1.82	0.1334	0.1188	0.618	0.1278
0.5	1.92	0.1569	0.1313	0.621	0.1431
0.52	2.03	0.1836	0.1448	0.624	0.1586
0.54	2.14	0.2138	0.1593	0.626	0.1744
0.56	2.26	0.2479	0.1748	0.628	0.1904
0.58	2.38	0.2863	0.1914	0.630	0.2066
0.6	2.50	0.3296	0.2091	0.631	0.2231
0.62	2.63	0.3782	0.2280	0.631	0.2400
0.64	2.76	0.4327	0.2483	0.632	0.2570
0.66	2.89	0.4939	0.2699	0.632	0.2744
0.68	3.04	0.5624	0.2930	0.632	0.2921
0.7	3.18	0.6390	0.3177	0.632	0.3102
0.72	3.33	0.7247	0.3440	0.632	0.3285
0.74	3.49	0.8204	0.3720	0.632	0.3472
0.76	3.65	0.9274	0.4020	0.631	0.3662
0.78	3.82	1.0468	0.4339	0.631	0.3857
0.8	4.00	1.1801	0.4680	0.630	0.4055
0.82	4.18	1.3290	0.5043	0.630	0.4257
0.84	4.37	1.4951	0.5432	0.629	0.4463
0.86	4.57	1.6806	0.5846	0.628	0.4673
0.88	4.78	1.8877	0.6289	0.628	0.4888
0.9	5.00	2.1191	0.6762	0.627	0.5108
0.92	5.23	2.3776	0.7267	0.626	0.5333
0.94	5.47	2.6668	0.7808	0.625	0.5563
0.96	5.71	2.9902	0.8387	0.624	0.5798
0.98	5.98	3.3525	0.9007	0.623	0.6039
1	6.25	3.7584	0.9671	0.622	0.6286
1.02	6.54	4.2139	1.0383	0.621	0.6539
1.04	6.84	4.7255	1.1147	0.620	0.6799
1.06	7.16	5.3008	1.1969	0.618	0.7066
1.08	7.50	5.9487	1.2853	0.617	0.7340
1.1	7.86	6.6795	1.3804	0.616	0.7621
1.12	8.24	7.5052	1.4830	0.615	0.7911
1.14	8.64	8.4399	1.5938	0.613	0.8210
1.16	9.06	9.5001	1.7136	0.612	0.8518
1.18	9.52	10.7055	1.8434	0.610	0.8835
1.2	10.00	12.0792	1.9842	0.609	0.9163

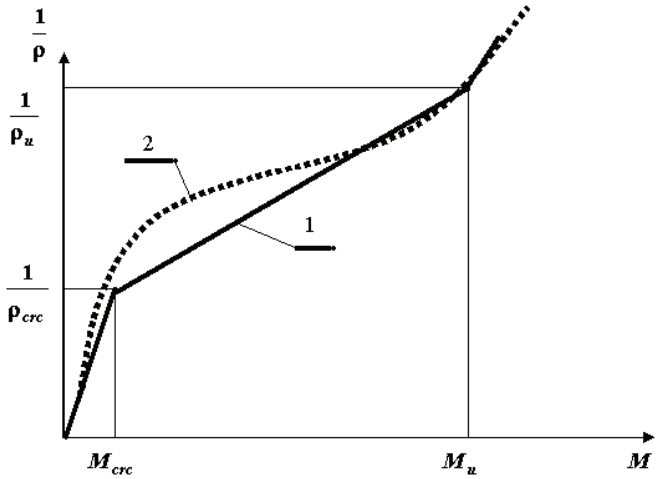


Рис.5. Зависимость кривизны от действующего момента: 1 – упрощенная зависимость; 2 – экспериментальная кривая

Тогда, рассматривая кривизну в интервале $M_{crc} \le M \le M_u$, получим

$$\frac{1}{\rho} = \left[\left(\frac{1}{\rho_u} - \frac{1}{\rho_{crc}}\right)\frac{M - M_{crc}}{M_u - M_{crc}}\right] + \frac{1}{\rho_{crc}} \qquad (18)$$

где $\grave{I}_{crc} = f_{ctk}\, W_{pl}$ (19) – момент трещинообразования для данной конструкции; $\grave{I}_u = \alpha\, f_{ck} b\, d^2$ (20) – предельный момент, воспринимаемый прямоугольным сечением при граничном армировании, при этом коэффициент α изменяется в пределах от $\alpha_{\max} = 0.5$ до $\alpha_{\min} = \dfrac{f_{ctk}\, W_{pl}}{f_{ck}\, b d^2}$ (21); $\dfrac{1}{\rho_u} = \dfrac{f_{yd}}{d\, E_s}\left(1 + \dfrac{1.8\alpha_s\, \rho_f}{0.1 + 0.5\rho_f\, f_{cd} / f_{yd}}\right) - \dfrac{N_{tot}}{d^2\, E_s\, \rho_{yd}\, b}$ (22) -предельная кривизна при максимальном моменте; $\dfrac{1}{\rho_{crc}} = \dfrac{f_{clk}\, W_{pl}}{0.85 E_{cm}\, I_{red}}$ (23) – кривизна соответствующая моменту трещинообразования; M – действующий момент в соответствующем сечении; ρ_f - коэффициент армирования для фундаментных балок принимается оптимальным равным 0,02; $W_{pl} = \gamma\, W_{red}$ – пластический момент сопротивления; γ – коэффициент сечения, принимаемый для прямоугольного сечения 1,75.

Рассмотрим одно из опорных расчетных сечений фундаментной балки (рис.6).

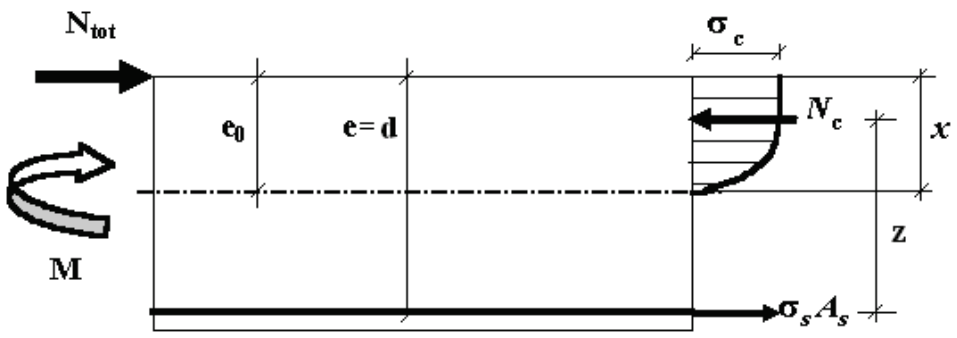


Рис.6. Расчетная схема сжато-изогнутой балки фундамента в опорном сечении.

Запишем условие равновесия относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$N_{\tilde{n}}\ z = M \pm N_{tot} = M_{tot} \qquad (24)$$

Заменяя равнодействующую в бетоне сжатой зоны по формуле (14) и учитывая зависимость (17) получим

$$\frac{f_{ck}^{2}\ b}{\frac{1}{\rho}E_{cm}} K_c \left(d - \xi_0 \frac{f_{ck}\ \eta}{\frac{1}{\rho}E_{cm}\left[1 - \frac{(\eta - K)(1 - \beta v_{pl})}{1{,}2 - K}\right]} \right) = M_{tot} \qquad (25)$$

Задавая величину M_{tot} в долях от M_u и определяя соответствующую ему кривизну по формуле (18) найдем из выражения (25) тот уровень напряжений в сжатой зоне бетона, который будет соответствовать этому моменту, и представим соответствующий график зависимости относительного момента от уровня напряжений в бетоне сжатой зоны (рис.7).

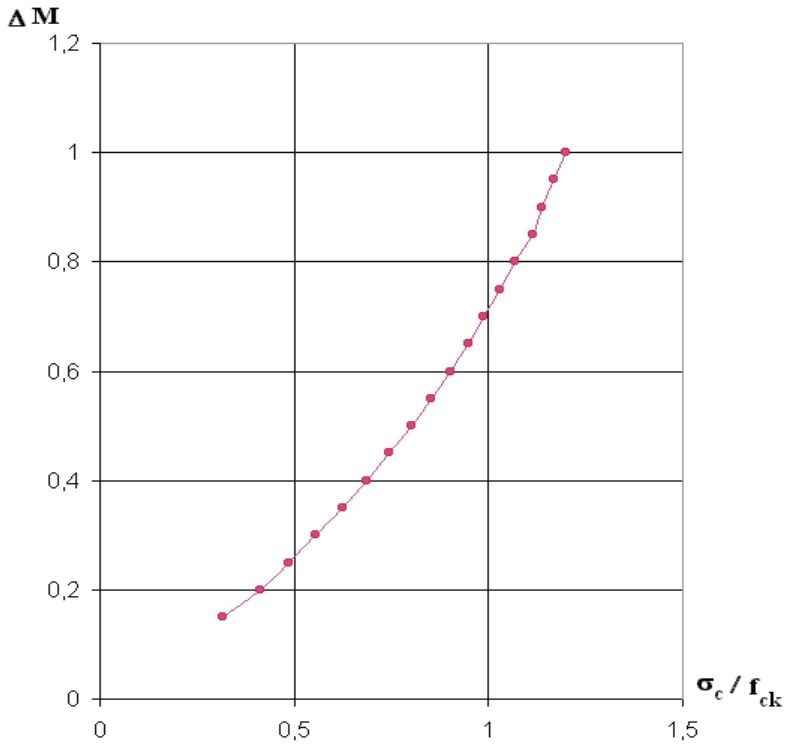


Рис.7. Зависимость относительного момента от уровня напряжений в сжатой зоне бетона перекрестных балок фундамента по экспериментальным данным

Аппроксимируя полученную кривую параболой найдем по методу наименьших квадратов, что

$$\Delta M = \frac{M_{tot}}{M_u} = a\eta^2 - b\eta + c \qquad (26)$$

где $a = 0.69$; $b = 0.13$; $c = 0.15$.

Решая уравнение (26) относительно $\eta = \frac{\sigma_{\tilde{n}}}{f_{ck}}$ получим

$$\eta = \frac{0.13 + \sqrt{2,76\Delta M - 0.397}}{2 * 0.69} \qquad (27)$$

или
$$\Delta M = \frac{(1.38\,\eta - 0.13)^2 + 0.397}{2.76} \qquad (28)$$

Задавая величину уровня напряжений по (28) получим соответствующую расчетную таблицу 2 в которой представлена зависимость уровня напряжений в сжатой зоне от уровня предельного момента

Таблица 2.

Зависимость уровня напряжений в сжатой зоне от уровня предельного момента

$\eta = \sigma_c / f_{ck}$	ΔM
0.31	0.176
0.4	0.208
0.5	0.257
0.6	0.320
0.7	0.397
0.8	0.488
0.9	0.592
1	0.710
1.2	0.988

Таким образом, зная характеристики сечения, имея расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, можно рассчитать уровень напряжений в сжатой зоне бетона, определить ее высоту, найти равнодействующую в бетоне сжатой зоны и решить задачу по определению несущей способности сечения.

Выводы

1. Предложен новый подход к расчету нормальных сечений перекрестных фундаментов на склонах с учетом действительного напряженно-деформированного состояния, позволяющий с высокой степенью достоверности определять все компоненты НДС на любой стадии деформирования.

Список литературы

1. Барыкин Б.Ю. и др. К застройке крутых склонов // В сб.: Экологические проблемы застройки Крыма. - Севастополь: РДНТП, 1990 . - С. 24-28.
2. Тетиор А.Н. Строительная экология. - К.: Будівельник, 1992. - 160 с.
3. Барыкин Б.Ю. Перераспределение контактных давлений под подошвой перекрестного ленточного фундамента на склоне // В сб.: Совершенствование ЖБК, работающих на сложные виды деформаций. - Полтава: ПИСИ, 1989. - С. 11-13.
4. Барыкин Б.Ю. Предложения по расчету прочности продольных балок фундамента из перекрестных лент на склоне по наклонным сечениям // В сб.: Строительство зданий и сооружений на крутых склонах и неудобьях. - Севастополь: РДНТП, 1989. - С. 7-10.
5. Барыкин Б.Ю. Расчет прочности перекрестных ленточных фундаментов на склонах // В сб.: Повышение эффективности строительства. - К.: УМКО УССР, 1988. - С. 144-146.
6. Барыкин Б.Ю. Перспективные направления исследований работы перекрестных ленточных фундаментов // В сб.: Вопросы застройки неудобий ЮБК. - Севастополь: РДНТП, 1992. - С. 32-36.
7. Тетиор А.Н., Барыкин Б.Ю., Лехно А.М. Расчет и конструирование зданий на склонах. Методические рекомендации. - Симферополь, КИПКС, 1994. - 46 с.

8. Залесов А.С., Тетиор А.Н., Родин С.В., Лехно А.М. Прочность плитных фундаментов по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. - 1987. - № 11. - С. 45-46.

9. Барыкин Б.Ю. Предельное НДС наклонного сечения железобетонной фундаментной балки в зоне совместного действия изгибающего момента, продольной сжимающей силы и поперечного усилия // В сб.: Строительство и техногенная безопасность Симферополь, КИПКС, 1999.- с. 54-62.

10. Барыкин Б.Ю. О расчете прочности нормальных сечений фундамента из перекрестных лент на склоне // Устройство и усиление фундаментов с улучшением строительных свойств грунтов оснований. Сб. научных трудов. - Пенза: ПИСИ, 1991. - С. 105-107.

11. Винокуров Е.Ф. Итерационный метод расчета оснований и фундаментов. - Минск : Наука и техника, 1972. - 248 с.

12. Проектирование фундаментов: Справочник / А.Н. Тетиор и др. -Киев: Будівельник, 1981. - 208 с.

13. Измерение напряжений в железобетонных конструкциях / Л.М. Фомица, Р.А.Сумбатов. – К. : Будівельник, 1994. – 168 с.

14. Л. Р. Маилян Расчет статически неопределимых балок при невыполнении предпосылок метода предельного равновесия// Бетон и железобетон. – 1987.- №12. – С. 20-22.

15. Васильев П. И. , Голышев А. Б. , Залесов А. С. Снижение материалоемкости конструкций на основе развития теории и методов расчетов// Бетон и железобетон. -1988.-№9-С.16-19.

16. Б.Ю.Барыкин, А.В.Андронов Определение равнодействующей нормальных напряжений в сжатой зоне железобетонных перекрестно-балочных фундаментов // Строительные конструкции. – Симферополь,1998.- с.75-78.

17. Расчет ЖБК по прочности, трещиностойкости и деформациям / А. С. Залесов, Э.Н.Кодыш, Л.Л.Лемыш, И.К.Никитин.- М.:Стройиздат,1988.-320 с.

18. ДБН В.2.6.:2011 Бетоні та залізобетоніконструкції./ ДР НДІБК Мінрегіонбуду України. - К.: Мінрегіонбуду України, 2011.- 104 с.

УДК 620.16/18:624

А. Ф. Бессмертный, **кандидат геологических наук, заместитель директора по научной работе, ЦНТУ «Инжзащита»**

НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ЗОНДИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Предложена новая методика интерпретации данных исследования материала бетонных конструкций методами неразрушающего контроля. Данные подходы позволяют определять глубокую структуру бетонов в конструкции зданий и сооружений со свободной поверхности изучаемого элемента.

ВВЕДЕНИЕ

В последнее время, значительная доля исследований в строительной деятельности посвящена вопросам реконструкции различных по функциональной нагрузке зданий и сооружений. Достаточно важным при принятии проектных решений о реконструкции (усиление конструктивной схемы при деформировании, возможность приложения дополнительной нагрузки на фундаменты при увеличении этажности и пр.) является получение информации о несущей способности конструктивной схемы реконструируемых зданий и сооружений.

В качестве наиболее достоверных методов для получения искомых параметров проводят лабораторные опробования материала конструктивных элементов [1]. Однако, отбор пробы подразумевает заведомую потерю структурных связей исследуемого материала с комплексом несущих элементов конструкции, что будет выражаться в ложных представлениях о ее прочностных параметрах.

Поэтому, в последнее время в рамках исследований железобетонных конструкций все более широкое применение находят методы неразрушающего контроля. Известно, что при исследовании прочности и целостности бетонных и железобетонных массивов одним из наиболее широко используемых способов неразрушающего контроля является метод ультразвукового зондирования [2]. Эффективность данного метода подчеркивается рядом достоинств. Прежде всего, в таких исследованиях не нарушается целостность несущих элементов конструктивной схемы. Не менее важным является то, что исследования проводятся в условиях эксплуатации материала, то есть с учетом влияния на прочностные показатели составляющих исследуемой конструкции.

При всех положительных аспектах данного вида наблюдений за состоянием конструкций из бетона видится ряд недостатков методического характера. В большинстве случаев зондирования выполняются либо в ближней зоне бетонного массива (до 0.06м) – при поверхностном прозвучивании, либо исследуется некоторый массив бетона – при сквозном прозвучивании. В обоих случаях исследователь получает некоторую фиксированную величину, которая характеризует прочностные параметры бетона либо на фиксированном удалении от одной из поверхностей конструкции, либо в целом для всей мощности исследуемого элемента. При таких методических ограничениях невозможно получить информацию об изменении прочностных показателей конструкции в зависимости от глубины проникновения в конструктив.

Учитывая вышеизложенное предлагается методика ультразвуковых наблюдений, которая позволит исследовать прочностные показатели конструктивного элемента в зависимости от глубины зондирования. Это даст возможность учитывать в расчетных схемах изменение характеристик материала конструктивного элемента в ортогональном направлении от одной из его поверхностей. Таким образом, целью настоящих исследований стало, обоснование возможности моделирования глубокой структуры бетона ультразвуковым методом.

МЕТОДИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ

Натурные экспериментальные исследования выполнялись прибором «Пульсар-1.0». Методические принципы полевых наблюдений базировались на выполнение ультразвукового прозвучивания с переменной, дискретно увеличивающейся базой (расстояние от «ударника» до «приемника» L). Возбуждающий и приемный датчики располагались на поверхности бетонных массивов. В качестве первичного измеряемого параметра, фиксировалось время прихода ультразвуковой волны от «ударника» к «приемнику» относительно базы промежуточного измерения.

При камеральной обработке восстанавливались годографы распространения ультразвуковой волны (рис. 1.), согласно зависимости $x = f(t)$, где $x = L/2$ – полубаза расстояния от «ударника» к «приемнику», t – время прихода волны от «ударника» к «приемнику». По прямолинейным отрезкам годографа, согласно угла наклона определяли скорость ультразвуковой волны $v_i = ctg\phi$ для некоторого интервала бетонной конструкции. Данную формулу, можно переписать в соответствие с уравнением $ctg\phi = \dfrac{x_{ik} - x_{i0}}{t_{ik} - t_{i0}}$, где x_{i0}, x_{ik} – полубаза измерений в начале и в конце прямолинейного интервала исследуемого годографа соответственно, t_{i0}, t_{ik} – время прихода ультразвуковой волны при данных полубазах. Получаемую скорость ультразвуковой волны соотносили к интервалу бетонной конструкции, ограниченную по глубине координатами x_{i0}, x_{ik}. В первом приближении полубаза принималась за глубину точки зондирования.

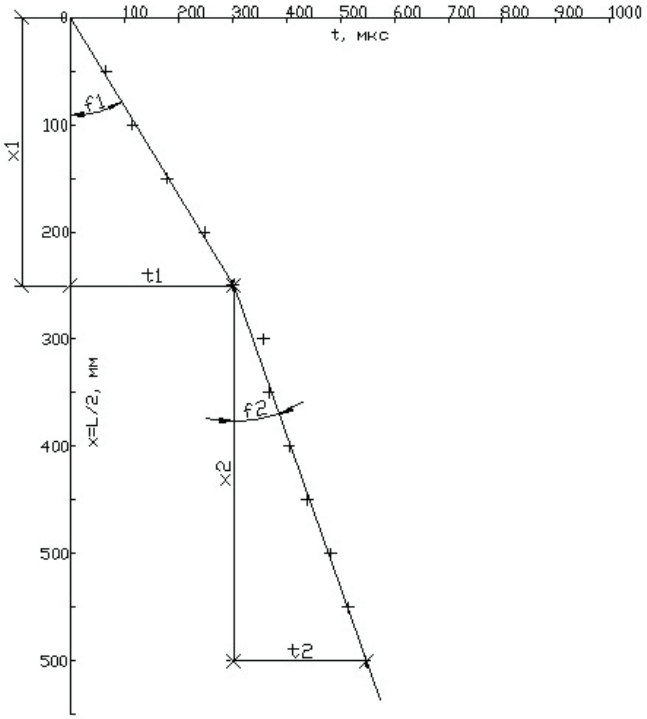


Рис. 1. Годограф распространения ультразвуковых волн на переменной базе.

Данный прием позволит общую мощность бетонного массива разделять на «слои» с характерной скоростью прохождения ультразвуковой волны. В дальнейшем, используя корреляционные зависимости между скоростью ультразвуковой волны и физико-механическими параметрами исследуемой среды, устанавливается «слоистость» бетонного массива с однородными показателями, характерными для интервалаисследований, а именно плотность бетона и, более того, его структуру и прочность. Относительно последнего параметра ранними работами в геотехнической лаборатории была установлена зависимость между скоростью ультразвуковой волны и прочностью исследуемого бетона $P = 0.2968 \cdot e^{0.001 \cdot v}$, которая представлена на рис. 2.

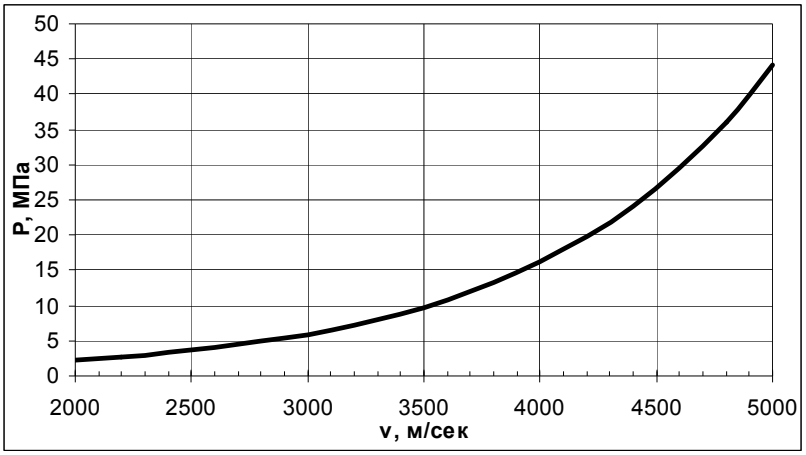


Рис. 2. Регрессионная кривая зависимости прочности бетона от скорости ультразвуковых волн

В качестве эталонных, измерения выполнены на заведомо слоистой бетонной структуре. Для этого, прозвучивали бетонное покрытие Набережной им. Ленина в г. Ялта, где, согласно проектных решений, нижний слой (от 0.40 до 0.25 м) представлен щебеночной подготовкой, средний железобетонный массив залегает на глубинах от 0.25 до 0.09 м и верхний фибробетон достигает мощности 0.09 м. Каждый из этих слоев определяется индивидуальными физико-механическими показателями (рис. 3.). Верхний и средний слои выполнены бетоном марки В-15. Прочность бетона

данной марки должна соответствовать величине $R_b = 8.5 - 11.0 МПа$, модуль деформаций – $E = 23.0 МПа$ и плотность $-\gamma = 2.5 г/см^3$. Щебенистая подготовка в основании покрытия набережной представлена плотностью $\gamma \approx 2.2 г/см^3$, а грунтовое основание уплотнено до плотности $\gamma = 2.0 г/см^3$.

По результатам эксперимента отметим следующее. Согласно годографа ультразвуковой волны достаточно четко устанавливаются условные границы в толще бетонного покрытия набережной. Подошвы условных слоев в бетонном покрытии набережной выделяются по излому годографа: верхнего на глубине $h_1 = 0.1 м$, нижнего – на глубине $h_2 = 0.25 м$. Граница щебенистой подготовки годографом не выявлена.

Напротив, если границы в теле покрытия набережной по годографам ультразвуковой волны выделены в соответствии с проектными решениями, то преобразование скорости ультразвуковой волны в прочность материала на сжатие показало несоответствие проектных и измеренных величин. Согласно проектной марки бетона используемого в покрытии набережной их прочность должна соответствовать величине $R_{bП} = 8.5 - 11.0 МПа$. По результатам построения годографа, прочность верхнего слоя оказалась ниже $R^1_{bИ} = 5.6 МПа$, а нижнего в соответствии с проектной величиной – $R^2_{bИ} = 10.1 МПа$. Прочность щебеночной подготовки по годографу составила $R^3_{bИ} = 0.9 МПа$.

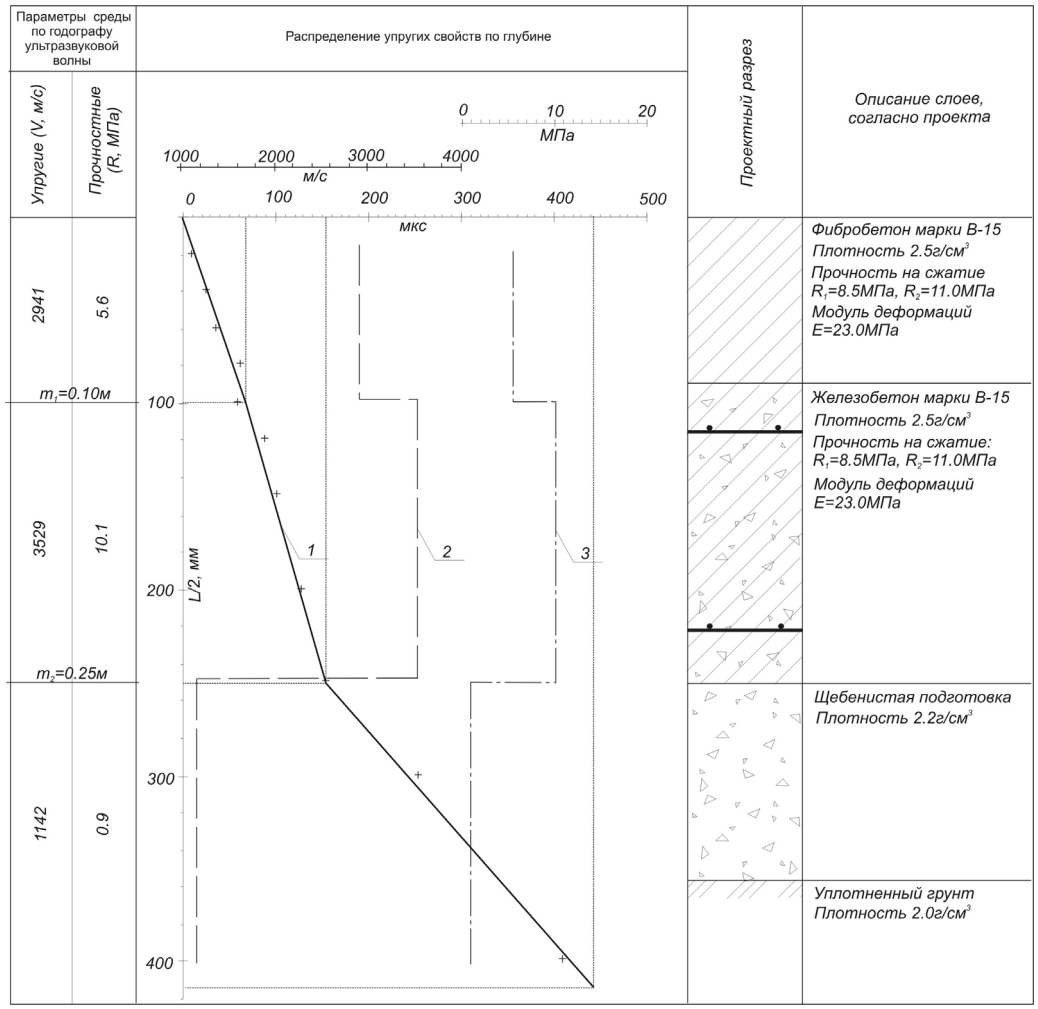


Рис.3. Результаты ультразвуковых прозвучиваний на поверхности Набережной им. Ленина, в г. Ялта. 1 – годограф ультразвуковой волны, 2 – скорость ультразвуковой волны для интервала бетонного массива, 3 – прочность бетонного массива.

Определение данных величин по набору дискретных измерений показали большее несоответствие между проектируемыми и измеряемыми параметрами бетонного покрытия набережной (рис. 4.). Согласно измерений по каждому разносу, выделенные по экстремальным точкам графика подошва верхнего слоя фиксируется на глубине $h_1 = 0.075м$, а нижнего – $h_2 = 0.28м$. При пересчете скорости ультразвуковой волны в прочностные параметры бетонного массива определено, что прочность от верхнего к нижнему слою изменяется от 9.0 Мпа до 6.5 Мпа

Для контроля глубинности ультразвуковых прозвучиваний измерения проводились на поверхности бетонных фундаментных массивов. Их геометрические параметры представлены размерами 2.0x2.0x2.0 м. При проведении данного эксперимента установлено, что максимальная глубина прозвучивания составила не более $h \le 0.6м$.

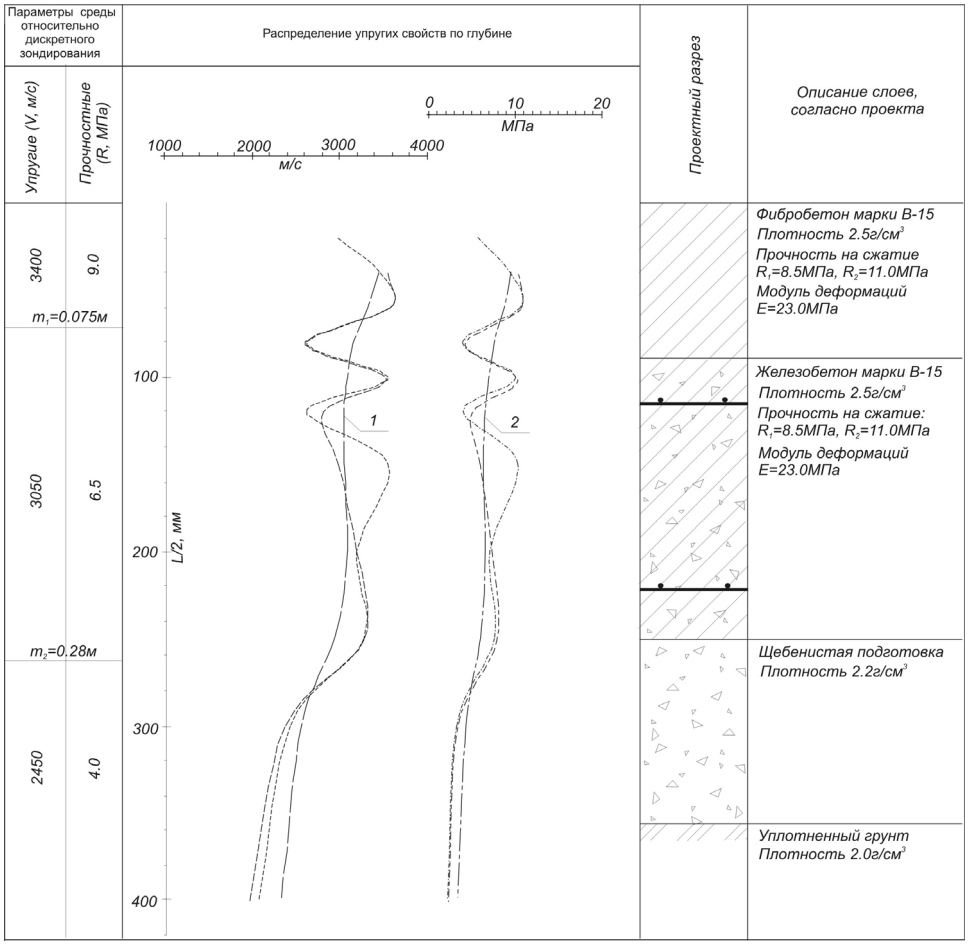


Рис.4. Результаты дисперсных ультразвуковых прозвучиваний на поверхности Набережной им. Ленина, в г. Ялта. 1 – скорость ультразвуковой волны для определенной базы наблюдений, 2 – прочность бетонного массива для определенной базы наблюдений.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В качестве примера ультразвуковых исследований на переменной базе приведем результаты полевых наблюдений, которые наиболее ярко иллюстрируют новизну предлагаемой методики. Экспериментальные исследования проводились на поверхности железобетонных массивов, выполняющих различные конструктивные элементы, от фундаментных блоков до конструктивных элементов зданий и сооружений.

Информативность метода при выполнении в предлагаемой методике наблюдений позволяет раскрыть не только особенности слоистости железобетонного массива, но и контролировать его структуру, а именно глубину развития деформаций, зафиксированных на поверхности. Измерения проводились при ортогональной расстановке датчиков. Одно из направлений пересекало

деформацию, второе – параллельно ей. Это позволило выполнить измерения времени прихода ультразвуковой волны при прохождении монолитной части конструкции и сквозь деформацию.

Результаты исследований показали следующее. При зондировании сквозь деформацию скорость распространения ультразвуковой волны снижается уже при невидимой фазе развития (рис. 5.). На поверхности железобетонного элемента деформация представлена волосяной трещиной, с шириной раскрытия до 0.1 мм. Снижение скорости ультразвуковой волны в зоне деформации составило более 1000 м/сек, а прочность среды снижена в четыре раза (от 12.0 до 3.0 МПа). На более глубоких горизонтах (глубже 0.15м) скорость ультразвуковой волны близка при измерении сквозь деформацию и в монолитном массиве. Прочность железобетона в этом интервале достаточно низкая и составила 2.0-3.0 МПа при обоих направлениях измерений. Последнее говорит о том, что на этих глубинах железобетонный массив изотропен. Учитывая, что скорости ультразвуковой волны в этом интервале глубин достаточно низкие и близки к измеренным сквозь деформацию. Можно предположить, что бетонный массив здесь деформирован на микроуровне не зависимо от направления исследований.

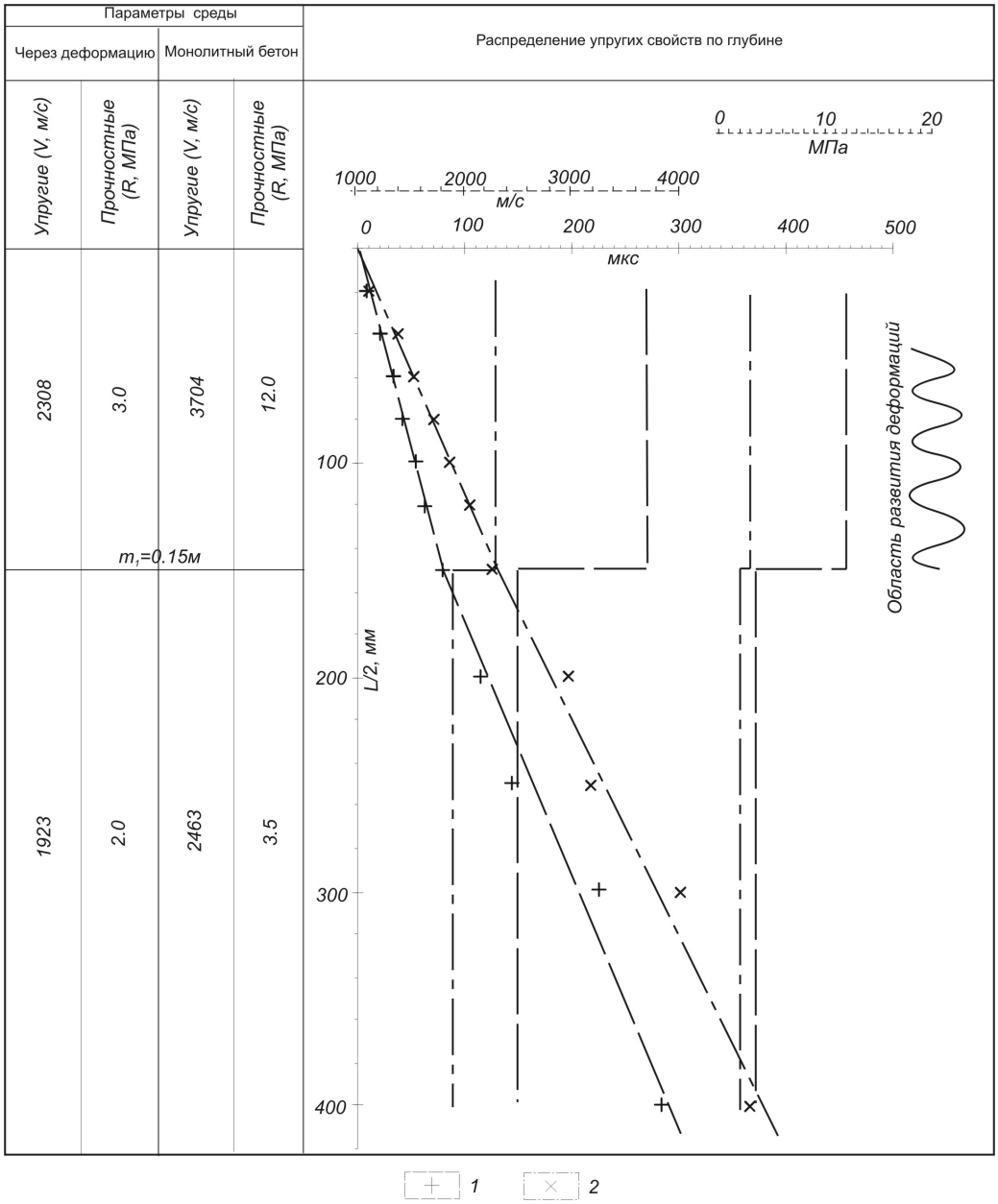


Рис.5. Результаты ультразвуковых прозвучиваний на поверхности бетонного массива с деформацией на скрытой фазе образования. 1 – прозвучивание через деформацию; 2 – прозвучивание в массивном бетоне.

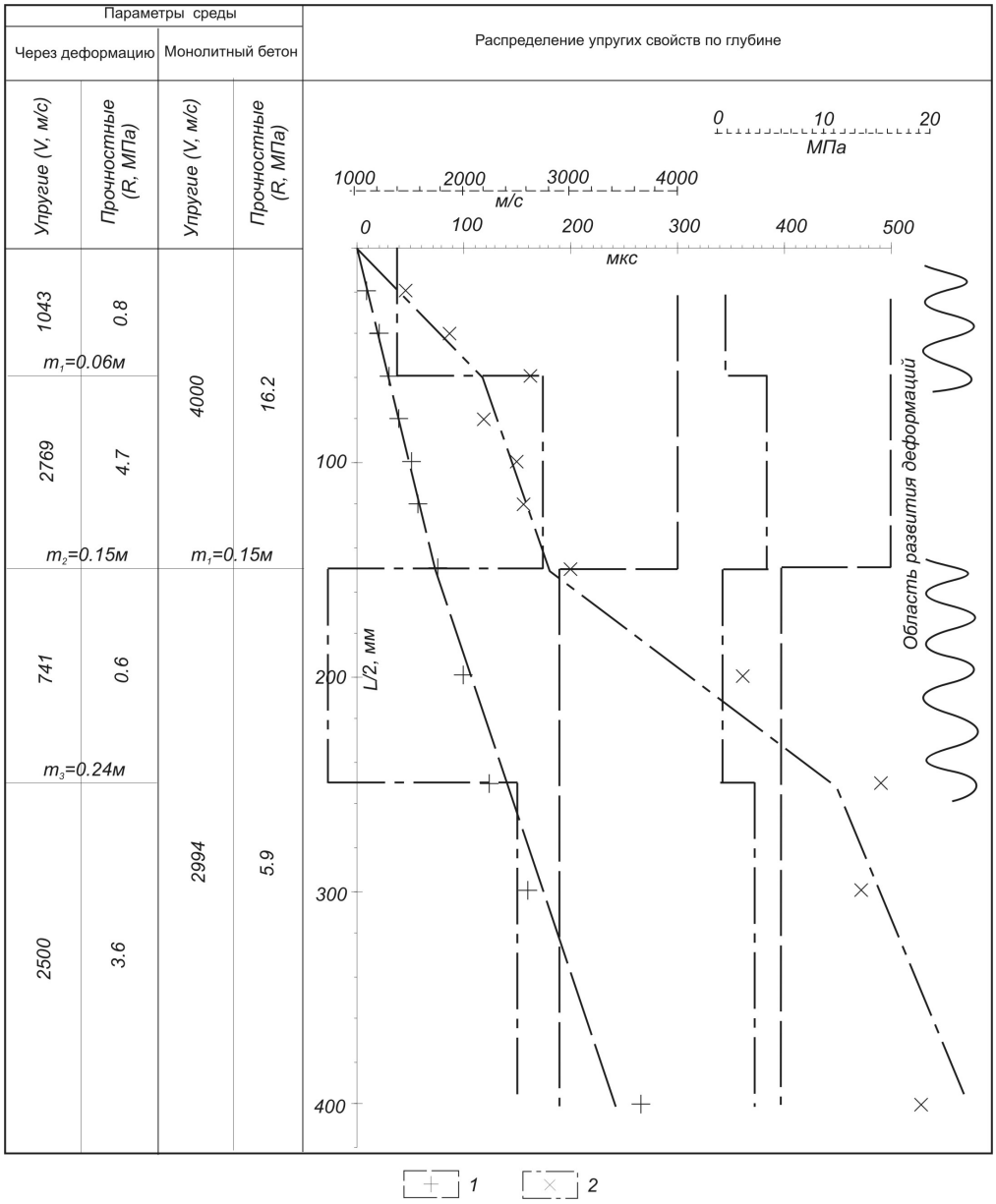


Рис.6. Результаты ультразвуковых прозвучиваний на поверхности бетонного массива с деформацией видимой раскрываемости. 1 – прозвучивание через деформацию; 2 – прозвучивание в массивном бетоне.

Более сложная картина фиксируется при видимом проявление деформации на поверхности. Раскрытие трещины на поверхности железобетонного массива составило до 2.0-3.0мм. Уменьшение скорости ультразвуковой волны составило величину в четыре-пять раз меньше по отношению к массивному железобетону (инт. 1.: 4000 – 1043 м/сек, инт. 2.: 2994 – 741 м/сек). Прочность при этом, представлена величинами, характерными для щебенистой подготовки (инт. 1.: 0.8 МПа, инт. 2.: 0.6 МПа).

В целом, по наблюдениям на трещинах разной степени раскрытия форма годографов отлична. При деформациях на скрытой фазе развития структура упругих параметров среды изменяется только по отношению количественных показателей (скорость, прочность). Геометрически годографы ультразвуковых волн при разных направлениях зондирования сходны и отличаются только углом наклона относительно оси 0***x***. Прираскрытие деформации более 1.0мм структура железобетонного массива изменяется значительно, как по количественным параметрам, так и геометрическим. Появляются ложные слои с весьма низкими показателями скорости ультразвуковой волны и прочностью бетонного массива.

ВЫВОДЫ

Результаты исследований по использованию предлагаемой методики выполнения ультразвуковых зондирований на переменной базе позволили авторам сформулировать ряд выводов, актуальных в вопросах теории и практики проектно-изыскательских исследований.

- Результаты эталонных ультразвуковых зондирований на переменной базе показали достоверную сходимость действительной и измеренной глубины заложения в бетонном массиве границ раздела вещества с различными прочностными показателями.
- Глубинность ультразвукового метода контроля прочности бетона на переменной базе составила ≈0.6м.
- Ультразвуковые исследования в предлагаемой методике позволяют оценить структуру бетонного массива и, более того, степень проникновения деформации вглубь бетонного массива.

Список литературы

1) Рыбьев И.А. Строительное материаловедение: Учеб. пособие для строит. спец. ВУЗов/ И.А. Рыбьев. –3-е изд., стер. –М.: «Высшая школа», 2008. –701с.: ил.
2) ГОСТ 17624-87 Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности. –М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. –25с.

УДК 624. 138.

В. В.Вдовиченко, *ассистент*, И.М. Курбатова,*ст. преп.*,В. Т.Чемодуров, *д.т.н., проф.*

Постановка задачи оптимизации параметров свайных фундаментов

Строительство, как и другие отрасли народного хозяйства, имеет свою продукцию - здания, сооружения, дороги, и др. Строительство – крупнейшая отрасль материального производства, в него вкладываются огромные средства. Одним из важнейших путей повышения эффективности капитальных вложений в строительство является совершенствование проектных и конструкторских решений. Выбор наиболее целесообразного проектного и конструкторского решения – важная и трудная задача. Основным методом ее решения является вариантное проектирование, цель которого путем сравнения технико–экономических показателей выбрать для данных конкретных условий строительства наиболее рациональное решение.

свайный фунтамент, колебания, сейсмические волны, оптимизация параметров.

С каждым годом усложняются условия строительства на территории Крымского полуострова. Новое строительство ведется на территориях со все более сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями (слабые грунты, неблагоприятные инженерно-геологические процессы), рядом с существующей застройкой, увеличивается доля высоких зданий, которые проектируются с устройством подземных этажей и, соответственно, возрастают нагрузки на их основания. В этом случае целесообразно применение комбинированных фундаментных конструкций, выполняющих одновременно функции несущих и ограждающих конструкций, т.е. фундаментных конструкций из свай.

Выбор оптимальных конструктивных решений требует определения на стадии проектирования стоимости, трудоемкости и других показателей, характеризующих экономическую эффективность конструкций. Как показывает анализ, повышение экономической эффективности железобетонных конструкций может быть достигнуто

снижением материалоемкости (особенно расхода стали) и массы изделий в целом за счет выбора наиболее рационального конструктивного решения, формы сечения элементов, применение высокопрочных и легких бетонов, сталей высоких классов, предварительного напряжения конструкции.

Со времен Галилея необходимым базисом научной теории и применения ее на практике становится эксперимент. Он стал существенным фактором науки в ее современном виде и занимает центральное место. Под экспериментом можно понимать совокупность действий, к которым приходиться обращаться, чтобы задавать природе интересующие нас вопросы. Ни каждый эксперимент, и в особенности в области исследования строительных конструкций, можно поставить на натурном объекте. Но любой эксперимент - исследовательский, проверочный или иллюстративный – может быть осуществлен на «заменителе» данной натуры – модели. Важнейшим достоинством экспериментирования с моделью является возможность изучения в более широком диапазоне условий, чем это допускает непосредственное оперирование с оригиналом.

Особую роль в настоящее время играет математическое моделирование, которое широко применяется в научных исследованиях. Это объясняется тем, что натурные эксперименты над объектами зачастую невозможно организовать по различным соображениям (экономическим, временным, безопасности людей, и т.д.). В этом случае реальное моделирование переложить на ЭВМ.

Целью данных исследований являются расчет колебаний свай при различных значениях сейсмической балльности и подбор оптимальных параметров свайных фундаментов, обеспечивающих при минимальных затратах наибольшую эффективность конструкции фундамента. Считаем, что стержни нижним концом опираются на упругое полупространство, а по боковой поверхности контактируют с совокупностью бесконечно тонких независимых грунтовых пластин, по которым в горизонтальном направлении распространяются упругие волны. В волновой модели для определения параметров жесткости и демпфирования используются истинные характеристики грунтов, приведенные в работе (1).

Объектом исследования в настоящей работе является свайный фундамент. Свайный фундамент - это гибкая стержневая система, объединенная поверху жестким ростверком (железобетонной плитой или балкой). Тип свайного фундамента, длину и сечения свай выбирают в зависимости от геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, конструктивных особенностей и размеров сооружения, величины нагрузок, передаваемых на грунтовое основание, опыта строительства и производственных возможностей строительной организации. Окончательное решение о типе и виде свай выносится на основании технико-экономического сравнении вариантов. Ростверк воспринимает нагрузку от веса здания и распределяет ее на все сваи фундамента. Свайные фундаменты применяются в тех случаях, когда грунты, залегающие под подошвой, слабые на относительно большой глубине и под влиянием нагрузки от веса здания дают осадки, превышающие предельные величины средних осадок. При таких осадках в несущих конструкциях здания появляются деформации, недопустимые для его нормальной эксплуатации.

При разработке математической модели функционирования свайного фундамента необходимо четко представить перечень задач его проектирования для грамотного проектирования конструкций. В настоящее время выбор основных параметров (длины, размеров сечения и шага свай, конструкции сопряжения свай с ростверком, типа и размеров ростверка и т. д.) и конструирование свайных фундаментов, эксплуатирующихся в условиях сейсмического воздействия, основываются, как правило, на инженерном опыте. Расчет колебаний фундаментов заключается только в проверке уже принятых конструктивных решений. Такой подход зачастую приводит к необоснованному перерасходу материалов и стоимости работ. Кроме того, увеличение числа и шага свай в кусте и других параметров не обязательно приводит к снижению амплитуд колебаний

фундамента. Необходимо выяснить важные параметры свайного фундамента, к которым относятся: несущая способность свайного фундамента (куста) из свай – стаек; размещение висячих свай фундамента в плане и их влияние на несущую способность в целом; оценка возможных внешних нагрузок на сваи и ростверк. Перечисленные задачи и их математическое описание и составляет математическую модель функционирования свайного фундамента. В процессе моделирования необходимо определиться с целевой функцией – это, как правило, общая масса фундамента, и параметрами, которые мы можем менять в ходе исследования модели: количество и геометрические характеристики как свай, так и ростверка. Функциональными ограничениями в модели являются несущие характеристики отдельных элементов фундамента. При оптимизации массы фундамента могут быть использованы различные методы нелинейного программирования. В детерминированной постановке имеется возможность определить такое сочетание варьируемых параметров фундамента, при которых его масса окажется минимальной.

Однако, задача о расчете фундаментов сооружений является одной из трудных задач строительной механики, главным образом из-за разброса характеристик фундамента и внешних нагрузок, особенно при сейсмических движениях грунта под фундаментом. Поэтому задачу, связанную с определением оптимальных параметров фундамента необходимо ставить и решать в стохастической постановке.

Строительные нормы, обязательные для расчета фундаментов в нашей стране, не в состоянии охватить широчайший диапазон изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий взаимодействия фундаментов и грунтов, особенностей нагружения, прогноза и учета реальных длительных процессов взаимодействия системы основание — фундамент — сооружение. В результате запроектированные фундаментные конструкции не всегда отвечают оптимальным критериям по стоимости и трудоемкости, а также материалоёмки. Многообразие различных сочетаний исходных данных для расчета конечных осадок не позволяет дать исчерпывающий материал для решения задачи в любом возможном случае.

Сейсмические волны, распространяющиеся в грунтовом массиве при землетрясении и взаимодействующие с сооружениями, представляют нестационарный процесс, образуемый семейством (ансамблем) реализаций с определенными статистическими свойствами, зависящих от макросейсмических параметров землетрясения.

Для сооружений, проектируемых в сейсмических районах, нормами предусмотрен расчет на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий. В этих целях для анализа поведения конструкций при сейсмических воздействиях наиболее эффективными являются метод статистического моделирования при генерировании ансамбля реализаций со статистическими характеристиками, получаемыми специальной обработкой имеющихся записей (в условиях ограниченной информации).

В работе (2) предложена модель математического описания колебаний грунта при землетрясениях. Он основан на допущении о возможности пренебречь изменением спектрального состава. Такой подход позволяет реальный нестационарный случайный процесс заменить близким к стационарному с фиксированным спектром.

Анализ модели функционирования свайного фундамента на стохастической модели дает возможность оценить вероятность того, что свая потеряет свою несущую способность в определенных условиях нагружения. В связи с этим предлагается план выбора оптимальных параметров свайного фундамента в два этапа. На первом этапе производится поиск наилучшего решения на детерминированной модели методами нелинейного программирования, целью которых является «загрубление» оптимальных параметров этапе с заданной вероятностью не нарушения функциональных ограничений.

Выводы

При решении задачи оптимизации конструкции оптимальное решение определяется по следующим параметрам: размеры поперечного сечения для свай круглого или квадратного сечения (обусловленные сортаментом и номенклатурой выпускаемых свай) , длина и шаг свай, число свай в кусте, масса ростверка. Так как задача оптимизации имеет прежде всего практическое значение, то основным оптимизируемым параметром считается расход материала на изготовление свайного фундамента.

Список литературы

1. Рудько Г. И., Ерыш И. Ф. Оползни и другие геодинамические процессы горноскладчатых областей Украины (Крым, Карпаты). «Задруга»,к., 2006г.
2. Вдовиченко В. В., Чемодуров В. Т., Математическая модель сейсмического воздействия на конструкцию. НАПКС, 2011г.
3. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1980.

УДК 624.137

И.М.Дьяков, *к.т.н.,доцент*

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Предпосылки и некоторые аспекты применения теории живучести к оценке работы подпорных стен на запредельные нагрузки

На основании изучения имеющихся теоретических и экспериментальных исследований в области прогрессирующего разрушения строительных объектов, анализа условий эксплуатации конструкций, взаимодействующих с грунтом, в условиях Южного берега Крыма, определены предпосылки и некоторые аспекты развития теории живучести для подпорных стен

Подпорные стены, прогрессирующее разрушение, живучесть, безопасность

Строительство и эксплуатация зданий и сооружений на Южном берегу Крыма осуществляется при сочетании таких факторов, как: сложный рельеф и сложные инженерно-геологические условия, периодически активизирующиеся геодинамические процессы, повышенный уровень сейсмичности и др.. Учитывая ежегодный рост в данных условиях числа техногенных и природных катастроф, значительный износ основных фондов, на первый план выходят вопросы обеспечения безопасности эксплуатации зданий и сооружений.

Освоение Южнобережного региона невозможно без трансформации рельефа и инженерного оборудования территории, в котором существенная роль принадлежит подпорным стенам. Значительное количество аварий с подпорными стенами на побережье Крыма, их неудовлетворительное техническое состояние предопределяет актуальность исследования методов оценки стойкости к разрушению и повышения безопасности эксплуатации этих конструкций.

В рамках существующего нормативного подхода к расчету конструкций по предельным состояниям проблематично рассматривать все возможные аварийные ситуации с подпорными стенами, учесть запроектные (не учтенные в расчете) воздействия. В последние годы получили развитие новые теории оценки состояния конструкций, имеющих повреждения, и расчета стойкости к аварийным воздействиям. Одной из них является теория «живучести систем». Представляет интерес исследования применимости и возможности развития этой теории для конструкций, взаимодействующих с грунтом в условиях Крыма.

Анализ публикаций

Существенный вклад в разработку теоретических аспектов живучести систем внесли работы А.Г. Додонова, И.А. Рябинина, В.Ф. Крапивина, Ю.М. Парфенова, Е.И. Шерстобитова, Б.С. Флейшмана, Ю.И. Стекольникова и др.

В настоящее время термин «живучесть» начал применяться в различных сферах: в военной (боевая живучесть корабля, самолета и т.д.), в экономической и финансовой (живучесть финансовой системы в условиях конкуренции, кризиса и т.д.), в машиностроении (живучесть вращающихся, трущихся деталей и т.д.) в электронике и вычислительной технике (живучесть операционных систем, систем связи и т.д.), в строительстве.

Исследованиям вопросов живучести в строительстве посвящены работы Н.С. Стрелецкого, Н.П. Абовского, Г.И. Шапиро, В.И. Травуша, А.В. Перельмутера, П.Г. Еремеева, В.О Алмазова, Б.С.Расторгуева, А.Г.Тамразяна Г.А. Гениева, В.И.Травуша, В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко, В.И. Колчунова, В.К. Вострова, Н.В. Клюевой и др.

Отдельные вопросы теории живучести строительных систем разработаны для большепролетных металлических покрытий (Дробот Д.Ю), монолитных каркасов жилых домов, диафрагмам панелей-оболочек КСО, подстропильных сталежелезобетонных ферм, неразрезных железобетонных балок и других конструктивных систем (Дегтярь А. Н.), металлоконструкций покрытия (Слесарев В.А.), рамно – стержневых конструктивных систем (Клюева Н.В) и т.д.

Некоторые авторы рассматривают оценку живучести конструкций как расчет по третьему предельному состоянию – состоянию с недопустимым уровнем повреждений. В работах д.т.н., проф. Н.С. Стрелецкого предложено улучшить классификацию предельных состояний путем развития методики расчета по третьему предельному состоянию, объединив в нем учет опасности от появления хрупких повреждений и повреждений от усталости материалов. Выделить аварийное состояние конструкций особым состоянием, требующим специального подхода, выходящим за пределы обычного расчета. Ввести учет фактора времени (продолжительности эксплуатации) в качестве основного параметра в расчет конструкций по предельных состояниям.

Вопросы живучести конструкций, взаимодействующих с грунтом и, в частности, подпорных стен, в отечественной и зарубежной практике не рассматривались.

Цель и постановка задач исследований

Цель исследования - выявить предпосылки и возможные направления развития теории живучести строительных систем для подпорных стен, как конструкций, взаимодействующих с грунтом.

Задачи исследования:

1.Определить проблемы расчетной оценки стойкости подпорных стен к прогрессирующему разрушению в условиях ЮБК при запроектных нагрузках и наличии локальных разрушений.

2. Сопоставить подходы теории живучести к другим конструкциям с проблемами оценки работы подпорных стен.

3. Выявить предпосылки и возможные направления развития теории живучести для подпорных стен, как конструкций, взаимодействующих с грунтовым основанием.

Методикой исследования является научный анализ, метод сравнения и аналогий, систематизация и обобщение результатов исследования.

Результаты исследования и их анализ

На Южном берегу Крыма эксплуатируется значительное количество подпорных стен различной конструкции и высоты. Многие из них имеют локальные разрушения в виде трещин, вывалов. С одной стороны от способности этих стен удерживать откосы

грунта зависит безопасность эксплуатации территории и находящихся на ней зданий и сооружений. С другой стороны замена таких подпорных стен, имеющих протяженность десятки километров, не представляется возможной с экономической точки зрения. Вместе с тем большинство стен с локальными повреждениями успешно эксплуатируются на протяжении многих десятилетий.

Нормативная методика расчета конструкций по предельным состояниям не позволяет оценить возможность дальнейшей надежной работы сооружений с локальными повреждениями, поскольку рассматривает данные конструкции, как находящихся в стадии разрушения. Надежность конструкции оценивается как безотказность, которая в свою очередь отрицает возможность существенных повреждений. Таким образом, возникает проблема оценки и обеспечения стойкости к «прогрессирующему» разрушению подпорных стен, имеющих локальных разрушения.

Другой проблемой является оценка работы подпорных стен на нагрузки и воздействия, выходящие за границы расчетных. Именно от таких воздействий наиболее часто происходит прогрессирующее разрушение большинства подпорных стен в Крыму. Под «прогрессирующим» (или «лавинообразным») разрушением принято понимать «последовательное разрушение несущих строительных конструкций и основания, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей.

В последние годы появились новые теории и методики расчета конструкций, имеющих локальные повреждения, и конструкций, испытывающих запредельные (запроектные) нагрузки. Одной из таких теорий является теория «живучести систем». Разграничение свойств надежности и живучести в зависимости от состояния системы представлено в таблице 1. При этом под «способностью» понимают состояние системы, из множества отказовых с точки зрения теории надежности состояний, допускающее решение системой поставленной задачи с заданной эффективностью. Стойкость можно определить как способность системы или конструкции сохранять работоспособность при воздействиях, не попадающих под понятие нормальных (расчетных) условий эксплуатации (т.е при воздействии поражающих факторов). В задачах исследования и оптимизации систем по критерию живучести часто используется термин «предельный ущерб», т.е. максимально допустимое повреждение, при котором еще не наступает прогрессирующее разрушение.

Таблица 1

Разграничение свойств надежности и живучести в зависимости от состояния системы [1]

Воздействия / Состояния	Расчетные	Нерасчетные
Работоспособности	Надежность	Живучесть
Способности	Отказоустойчивость	

Вместе с тем новые подходы к оценке состояния конструкций при повреждениях и методики расчета, основанные на теории «живучести систем», не рассматривают конструкции, взаимодействующие с грунтом. Разработка систем расчета подпорных стен и других конструкций, взаимодействующих с грунтом, при наличии локальных повреждений и работе на запроектные (запредельные) нагрузки позволила бы оценивать стойкость этих конструкций к прогрессирующему разрушению, при необходимости предусмотреть мероприятия по их реконструкции или замене и в итоге – повысить безопасность эксплуатации сооружений.

Единого определения живучести не существует. Например, Ю.И. Стекольников рассматривает живучесть как свойство, характеризующее способность системы эффективно функционировать при получении повреждений (разрушений) или восстанавливать данную способность в течение заданного времени [1]. Под живучестью

строительных конструкций и систем принято понимать способность элемента или конструкции сохранять несущую способность при повреждении или разрушении отдельных частей, возникновении запроектных воздействий. Определение понятия «живучесть» для конструкций, взаимодействующих с грунтом, не рассматривалось и требует уточнения.

В результате проведенных исследований [2] выявлено, что многие конструкции подпорных стен, эксплуатируемые в условиях ЮБК имеют локальные разрушения. К таким разрушениям можно отнести:

- вывалы или продавливание в верхней, нижней, средней и краевой части подпорной стены, сквозные и другие вывалы, связанные, как правило, с возникновением локальной нагрузки на участке стены;

- нормальные и наклонные трещины в вертикальной плоскости стены, причинами которых могут быть: дополнительный вертикальный пригруз подпорной стены или грунта засыпки, приводящий к дополнительной осадке фрагмента стены, неравномерные осадки грунта основания вследствие изменения физико-механических свойств и др.;

- нормальные и наклонные трещины в горизонтальной плоскости, как результат локальных изменений физико-механических свойств грунта засыпки на отдельном участке стены, сдвига участка стены вследствие изменения расчетной схемы, неоднородности грунта засыпки, воздействия пригруза и т.д.

- трещины с криволинейной поверхностью, вызванные кручением стены, например, вследствие совместного действия группы факторов, приводящих к ограниченному опрокидыванию участка стены и др.

Нормативная методика предусматривает расчет подпорных стен на сдвиг и опрокидывание от давления грунта (преимущественно - засыпки), а расчет тела стены производится на эти же воздействия. Так как большая часть поврежденных подпорных стен была рассчитана по нормативной методике, можно сделать вывод, что эти конструкций получили локальное разрушение вследствие воздействия запроектных нагрузок.

Некоторая часть поврежденных конструкций испытала такие, регламентированные нормами, виды деформаций, как сдвиг и крен (опрокидывание), но носящие ограниченный в перемещении характер. Как правило, деформации были связаны с воздействием запроектных нагрузок, обусловленных воздействием на грунт воды, локальными подвижками грунта, пригрузом грунта засыпки и пр. После деформаций произошла релаксация напряжений и большинство из этих конструкций способно удерживать откосы грунта при проектных и некоторых запроектных воздействиях.

Исследования показали, что основными, возможными причинами возникновения запроектных нагрузок на подпорные стены в условиях ЮБК могут быть:

– изменением физико-механических характеристик грунта засыпки при увлажнении, суффозии и других процессах;

– изменением физико-механических характеристик грунта основания подпорной стены при увлажнении, суффозии и т.д., в том числе и на ограниченной территории;

– неоднородность грунта основания и грунта засыпки подпорной стены;

– влияние на величину давления на стену не только грунта засыпки, но и грунта, расположенного за засыпкой;

– зависимость давления на подпорную стену от напластований грунта удерживаемого откоса (их мощности, характеристик и т.д.);

– влияние на давление на подпорную стену локальных подвижек грунта;

– возникновение временных вертикальных нагрузок, образующих пассивное давление и др.

Многие из этих нагрузок носят случайный характер.

В сложившихся условиях возникают три взаимосвязанные задачи, решение которых направлено на обеспечение безопасности эксплуатации подпорных стен и не предусмотрено в нормативном расчете:

– Оценка стойкости подпорных стен к прогрессирующему обрушению (живучести) при воздействии запроектных нагрузок;

– Оценка живучести конструкций подпорных стен, имеющих локальные разрушения и повреждения;

– Оценка живучести конструкций, имеющих локальные повреждения, после ремонта или реконструкции.

Таким образом, целесообразность развития теории «живучести строительных систем» для подпорных стен в условиях ЮБК, в первую очередь, обуславливается сложным характером их работы. На конструкции воздействует значительное количество изменяющихся во времени факторов, многие из которых носят вероятностный характер. Сочетание этих факторов может приводить к возникновению запроектных нагрузок. Возрастает риск возникновения прогрессирующего разрушения инженерных сооружений и расположенных рядом зданий. С другой стороны определенная часть подпорных стен имеют те или иные локальные повреждения, изменяющие первоначальное устойчивое работоспособное положение системы конструкция-грунт. В данных условиях многие конструкции можно продолжать безопасно эксплуатировать, но требуется расчетного подтверждения их стойкого состояния. Именно на такие ситуации ориентируется теория «живучести строительных систем», успешно апробированная для некоторых надземных конструкциях зданий и сооружений.

Говоря об устойчивости конструкций к прогрессирующему разрушению, в теории живучести под аварийным воздействием всегда подразумевается только локальное повреждение [3]. Методические подходы к оценке живучести таких строительных систем, как железобетонные рамы, металлические большепролетные покрытия и др., при моделировании аварийных ситуаций оперируют такими приемами, как введение дополнительных связей, удаление связей, выключение в конструктивной системе отдельных элементов и пр. В качестве запроектных аварийных воздействий обычно рассматривается «повреждающий фактор» силового или не силового (агрессивного) характера.

При рассмотрении работы подпорных стен с точки зрения теории живучести (устойчивости к прогрессирующему разрушению), особенностью является то, что любое локальное повреждение должно рассматриваться не отдельно для конструкции и для грунта, а как повреждение, влияющее на работу системы в целом. Этот усложняет моделирования локальных повреждений подпорных стен.

В первом приближении для подпорных стен в условиях ЮБК аварийные воздействия условно можно разделить на следующие группы:

– связанные непосредственно со свойствами грунта, контактирующего с конструкцией, и их изменением;

– связанные с поведением конструкции под нагрузкой;

– связанные с внешними воздействием на грунт либо/и конструкцию.

– несиловые агрессивные воздействия

Для выявления истинного характера аварийных воздействий, их характеристик и условий проявления необходимо проведение экспериментальных и теоретических исследований. Учитывая значительное количество воздействующих факторов, вероятностный характер многих из них, первостепенное значение при оценке стойкости конструкций к прогрессирующему разрушению следует отдавать моделированию и расчетной диагностике. При этом поведение конструкции должно рассматриваться как приспособление к аварийной (форс-мажорной) ситуации. Инструментом приспособления

должно стать изменение расчетной схемы конструкции. Соответственно остаются открытыми вопросы, какие виды и параметры воздействий следует задавать в расчетной модели, какие критерии достижения критической аварийной ситуации целесообразно использовать и др.

Запроектные нагрузки во многих случаях могут превышать нормативные и поэтому как при диагностике существующих подпорных стен, так и при проектировании особо важно выявлять дополнительные резервы несущей способности подпорных стен. В реальных условиях формировать резервы могут: процессы релаксации напряжений в грунте и конструкции, увеличение несущей способности грунта основания за счет уплотнения, перераспределение напряжений в конструкции за счет ее жесткости, дополнительное закрепление грунта зелеными насаждениями и многие другие.

При проектировании подпорных стен целесообразно уделить внимание резервированию несущей способности, что позволит повысить стойкость сооружений к прогрессирующему разрушению. Такое резервирование должно применяться к отдельным, наиболее ответственным за стойкость к прогрессирующему разрушению, элементам подпорных стен с целью повышения их надежности.

Заслуживающим внимания подходом к повышению стойкости подпорных стен к прогрессирующему разрушению может стать создание параллельных систем. При выходе из строя основной несущей системы подпорной стены или ее участка, элемента, нагрузку примет на себя параллельная система или участок, элемент, предотвратив внезапное разрушение конструкции.

Учитывая сложные условия эксплуатации подпорных стен в Крыму, частоту аварий с данными конструкциями, особое внимание следует уделять мониторингу их состояния. Результаты мониторинга в совокупности с разработанной методикой оценки живучести конструкции, позволят своевременно выявить необходимость ремонта, реконструкции или замены конструкции, что повысит безопасность эксплуатации подпорных стен.

Выводы:

- Сложные многофакторные условия эксплуатации подпорных стен Южного берега Крыма приводят к возникновению запроектных нагрузок и воздействий, не учтенных действующими нормами расчета, локальным разрушениям. В данных условиях повышается риск возникновения прогрессирующего разрушения. Для обеспечения безопасной эксплуатации подпорных стен в условиях ЮБК необходима разработка методика оценка их стойкости к прогрессирующему разрушению.
- Изучение основных аспектов теории «живучести строительных систем», методологических подходов к оценке стойкости конструкций к прогрессирующему разрушению, позволяет сделать вывод о возможности и целесообразности развития данной теории для подпорных стен.
- При развитии теории живучести систем для подпорных стен в условиях Крыма, целесообразно учесть вопросы резервов и резервирования несущей способности, создания параллельных систем, мониторинга.

Список литературы

1. Стекольников Ю.И..Живучесть систем. Теоретические основы/ Ю.И.Стекольников. – М.: Политехника, 2003. – 155 с.
2. Дьяков И.М. Виды и причины локального разрушения гравитационных подпорных стен в сложных инженерно-геологических условиях Крыма/ И.М. Дьяков, Д.А.Мравец//Строительство и техногенная безопасность.- 2011. - №37 - С.80-88.
3. Назаров Ю.П., Городецкий А.С., Симбиркин В.Н. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях / Ю.П.Назаров, А.С.Городецкий, В.Н. Симбиркин // Строительная механика и расчет сооружений.– 2009. – №4. – С. 5-9.

УДК 624.131.54.

В.Т.Замша, ***аспирант***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства.

Подходы к оценке устойчивости склоновых территорий

Рассматривается проблема оценки устойчивости территорий, состоящая в выборе метода расчёта и количественного прогнозирования устойчивости территорий. Обосновывается необходимость учёта деформационных свойств грунтов в таких расчётах.

устойчивость, оползневые склоны, напряженно – деформированное состояние.

ВВЕДЕНИЕ

Все склоновые территории:

– искусственные откосы каналов, дамб, карьеров, дорог, а также естественные склоны гор и долин всегда находятся в НДС под воздействием собственного веса и других факторов, в том числе гидродинамических фильтрационных сил, вибрации, сейсмических и др.[1] .

АНАЛИЗ ПУБЛИКАЦИЙ

Существенную роль в формировании НДС склонов и откосов играют крутизна откосов, геологическое строение, наличие водоносных и водоупорных ИГЭ, наличие вязко-пластичных глин и др. Множество типов оползневых склонов и откосов различаются строением и составом пород, размерами и формами, глубиной захвата и геометрией потенциальной поверхности скольжения, что затрудняет создание единой методики и единой теории количественного прогнозирования устойчивости склонов и откосов [1, 2].

ЦЕЛЬ И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Основные задачи при проектировании откосов и сооружений на склонах заключается в том, чтобы обеспечить их устойчивость на заданный период эксплуатации, а в случае возможных проявлений деформаций ползучести прогнозировать скорости развития этих деформаций во времени. В последнем случае не обязательно, чтобы склон или откос переходил в катастрофическую фазу обрушения склона, т.е. оползню.

В связи с огромным ущербом от оползневых явлений проблема количественного прогнозирования устойчивости и ползучести склонов и откосов имеет большое значение.

Поэтому в каждом конкретном случае приходится решать задачи исходя из особенностей строения склонов и откосов с учетом преобладающих оползнеобразующих факторов в рассматриваемом случае.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ

Наиболее важными вопросами прогнозирования для инженерной практики являются количественная оценка устойчивости и деформируемости склонов и откосов. В первом случае следует оценить вероятность потери устойчивости склона в данный момент времени (кратковременная устойчивость) или на заданный период времени (длительная устойчивость).

Во втором случае следует количественно оценить НДС склона и откоса с прогнозом оползневых смещений и скоростей их развития вплоть до катастрофической фазы (незатухающая, прогрессирующая ползучесть).

Следует отличать длительную прочность образцов грунта и длительную устойчивость склонов [1]. Так как в оползневом склоне степень приближения к до предельному состоянию обусловлена неоднородным НДС массива, наличием локальных зон ПНС и непрерывным перераспределением НДС между областями предельного и до

предельного состояний. Этот процесс может заканчиваться либо прогрессирующим оползневым процессом, либо, наоборот, стабилизацией оползневого склона (существование древних оползней, не перешедших в катастрофическую фазу).

Деление склонов на устойчивые и неустойчивые условно, если учитывать фактор времени и развивающиеся оползневые смещения. Устойчивый в определенный период времени склон может переходить в неустойчивые состояния по истечении длительного времени накопления больших перемещений и образования поверхностей скольжения. Кроме того, эти перемещения вызывают разрушение сооружений, возводимых на склонах.

Поэтому с практической точки зрения целесообразно рассматривать кратковременную и длительную устойчивость склонов как по напряженному, так и по деформированному состоянию, т.е. по II группе предельных состояний.

Составление единого прогноза оползневого процесса, включающего фазу деформирования и фазу катастрофического смещения, связано с большим математическими и физико-техническими трудностями.

Особую сложность представляет определение исходного НДС грунта, которое формировалось в течение длительного времени. В отличие с этим исходные НДС откосов каналов, дамб, карьеров сравнительно легко установить по расчету НДС.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ АНАЛИЗ

В соответствии с требованиями нормативных документов критерием устойчивости является коэффициент запаса устойчивости , который должен быть больше нормативного. Коэффициент запаса устойчивости характеризует соотношение сил (моментов), удерживающих $M_{уд}$ и опрокидывающих $M_{опр}$ рассматриваемого объема грунта, полагая, что оползневой массив жестко смещается по поверхности скольжения, т.е $\eta_y = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}$

Но, результаты таких расчетов ограничиваются ответами на вопросы об устойчивости склона в данный момент (кратковременная устойчивость) или на заданный период времени (длительная устойчивость).

Эти расчеты необходимы для обеспечения устойчивости склонов и откосов, но недостаточны, чтобы ответить на вопросы о динамике оползневых смещений в отдельных точках массива и в целом, когда коэффициент запроса устойчивости больше нормативных значений. Противоречия в этих оценках нет, так как методы определения параметров прочности и деформируемости несовершенны.

Известно, что многие оползневые склоны находятся в состоянии вековой ползучести и не переходят в катастрофическую фазу оползня, но при этом смещаются со скоростью 1-2м/год.

Поэтому при проектировании сооружений на склонах и устройстве откосов карьеров, дамб, каналов необходимы как расчеты устойчивости, так и расчета деформации ползучести, т.е. расчета по I и II группам предельных состояний. Эти два состояния взаимосвязаны и в идеале следовало составить единую оценку устойчивости и ползучести. Но по нормам расчеты проводят по I группе предельных состояний. Но катастрофическая фаза может наступить не только за счет изменения напряженных состояний или снижения прочности грунтов, а также за счет длительности накопления пластических деформаций сдвига вдоль потенциальной поверхности скольжения и образования самой поверхности скольжения в течение многих десятков лет.

Спусковым механизмом оползня при этом могут служить различные факторы: микросейсмичность, атмосферные осадки, скачкообразное изменение уровня грунтовых вод, переработка берега и т.д.

ВЫВОДЫ

Существует большое количество методов оценки кратковременной и длительной устойчивости склонов, в которых основное внимание уделяется напряженному состоянию массива и прочностным свойствам грунтов, слагающих этот массив.

Деформационным свойствам грунтов в таких расчетах отводится второстепенная роль. Впервые вопросы о необходимости прогнозирования оползневых смещений были поставлены и решены Н.Н. Масловым, на основе его реологической модели грунта. В дальнейшем эти вопросы усовершенствовались Ю.К. Зарецким и З.Г. Тер-Мартиросяном. Прогнозирование деформаций ползучести откосов и склонов продиктовано необходимостью обеспечения нормальных условий эксплуатации сооружений, построенных на склонах, и которые чувствительны к неравномерным деформациям. В соответствии со СНиП 2.02.03 – 85 «Свайные фундаменты» расчётом проверяют только вертикальные деформации зданий и сооружений при этом горизонтальные деформации, характерные для склоновых, территорий СНиП не рассматривает, но практика строительства показывает, что необходим учёт горизонтальных деформаций реологических свойств грунтов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тер – Мартиросян З. Г. Механика грунтов: Учебное пособие / З. Г. Тер – Мартиросян. - М.: Издательство АСВ, 2005. - 488 с.
2. Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). Учеб.пособие для вузов. М., Стройиздат, 1977, 320 с.

УДК 624.131.543 + 551.311.235.2

В.З. Коротков *доцент*, Д.А. Мравец,*аспирантка*
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Современные геодезические методы и способы изучения динамики оползней южного берега Крыма

Рассмотрены современные методы и способы изучения динамики и механизма разнотипных оползней в условиях ЮБК, а также Б. Марьинского оползня в г. Симферополе.
оползень, динамика, нивелирование, знаки, полигонометрия, метод расстояний, реперы, створы, глубинная ползучесть, приборы

Введение. Время, когда оползневые явления представлялись неотвратимым стихийным бедствием, давно уже прошло; однако научная база, на которой строится анализ оползневых явлений, и прогноз работы противооползневых сооружений все ещё содержат значительный элемент неопределенности, а исследование механизма оползней находится пока в начальной стадии развития.

Практический интерес таких наблюдении заключается в возможности выделения оползневых очагов, установлении линии наибольших подвижек для учета при трассировании противооползневых сооружений, выбора типа необходимых защитных мероприятий, микрорайонирования территорий для планировки, установления типа сооружения, допустимых при строительстве на склонах, уточнения зон предстоящего развития оползания, установления эффективности осуществляемых противооползневых

сооружений, выявления соотношений между стадиями медленной ползучести и быстрого оползания, предсказание периодов активизации, осуществление стадийной борьбы с оползнями, создание службы кратковременных прогнозов, например, для обеспечения безопасности движения поездов, работы деривационных каналов и т.д.

Теоретическое значение этих наблюдений заключается в выяснения внутреннего механизма оползневых процессов, выявлении очагов оползания, установлении связей между характерами смещения и пластикой подземного рельефа.

К сожалению, до сих пор во многих случаях, работы эти ведутся неспециализированными организациями, бессистемно, от случая к случаю, выполняются несовершенными методами, неподготовленными кадрами.

Целесообразно в нашей академии по дисциплине «Инженерная геодезия» ввести геодезические методы изучения динамики оползней.

Цель и задачи исследования. Определить инструментально линейные и высотные изменения оползня №39 г. Алушта при строительстве пг ЛКРЛ «Дельфин».

Методика исследований. Одним из путей к более глубокому познанию оползневых процессов является количественная оценка их динамики, изменения напряженно-деформированного состояния пород, оползней, фазами и стадиями их развития, деформаций и характера движений земляных масс и др. Поэтому вопросы количественного изучения динамики оползневых процессов привлекают все возрастающее внимание. Сюда относятся наблюдения за движением оползней, оползневыми трещинами и деформациями зданий и инженерных сооружений, расположенных на них.

Результаты исследования, их анализ.

Обзор геодезических методов изучения динамики оползней.

Характеристика оползней

Видное место в исследовании оползневого процесса принадлежит наблюдениям за состоянием склонов. Картина смещения земляных масс в пространстве и во времени может оказать неоценимую услугу при анализе механизма оползней.

Прежде чем описывать различные методы наблюдений за смещением оползней, необходимо вкратце познакомиться с объектом исследований.

Оползни представляют собой связное движение земляных масс или скальных масс, совершающиеся по некоторой поверхности скольжения (они являются ложем оползня. От обвалов оползни отличаются тем, что в течении всего процесса смещающиеся массы не теряют контакта с ложем, тогда как при обвалах эти массы часть своего пути проходят в воздухе. В большинстве случаев оползание представляет собой длительный процесс, в котором можно различить два этапа [3]:

1) Подготовительная фаза, при которой в некоторой глубинной зоне происходят очень медленные движения типа ползучести и формируется потенциальная поверхность скольжения; этот этап называется фазой глубинной ползучести.

2) Катастрофическая фаза, когда происходят значительно более быстрые, иногда даже заметные на глаз движения по сформировавшейся поверхности скольжения.

Изучение динамики оползней в фазе глубинной ползучести представляет большой теоретический интерес, так как эффективность противооползневых мер в этой фазе особенно высока.

Существует множество типов оползней, различающихся размерами и формой, глубиной захвата и формой поверхности скольжения, характером скольжения земляных масс, их скоростью, периодичностью, состоянием поверхности, условиями видимости и т.д. Рассмотрим два типичных морфологически различных случая оползней.

Земляные потоки представляют собой длинные и узкие полосы движущегося грунта, вытягивающиеся вниз по склону вдоль понижений рельефа (рис.1,а).

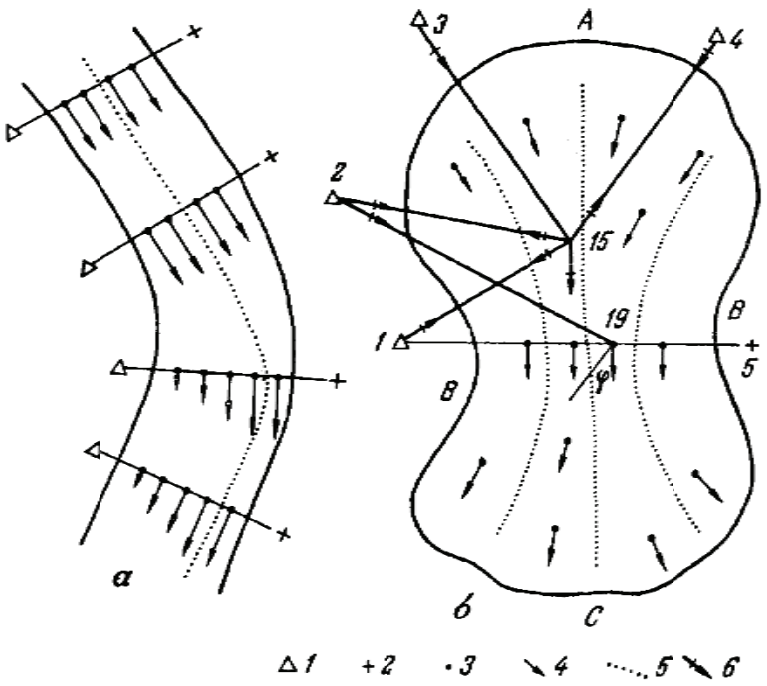


Рис. 1 Типы смещений:
а – медленный земляной поток; б – вращательный оползень.
1 – опорный деляр; 2 – ориентирный знак; 3 – оползневая точка; 4 – вектор смещения; 5 – траектория движения; 6 – направление визирного луча.

Заполняя депрессионные ложбины, они извиваются подобно рекам в своих берегах, принимают потоки, огибают выступы берегов и образуют острова. Скорость движения материала в земляных потоках подвержена колебаниям в зависимости от увлажнения, носящего сезонный характер.

Длина земляных потоков измеряется сотнями метров, ширина десятками метров, а глубина имеет величину порядка 2-6 метров. Оползневое тело четко отделяется от неподвижного грунта боковыми трещинами; поверхность потока обычно рассекается множеством трещин. Векторы смещения точек на поверхности оползня приблизительно параллельны бортам оползня и оползневому ложу. На прямолинейных участках смещения происходит с равной скоростью, на криволинейных участках «струя» отодвигается к согнутому берегу. В фазе глубинной ползучести наблюдаются резкие сезонные колебания скорости смещения; в фазе катастрофического оползня происходят быстрые смещения.

Вращательные оползни представляют собой грунтовые массивы круглой, овальной или вытянутой формы в плане (рис. 1б). В процессе оползания они совершают вращательные движения вокруг некоторой оси. Оползневое тело оконтуривается трещинами, свидетельствующими о различных смещениях: в верхней части склона А – с отрывом и смещением; в верхней части склона В – со сдвигом и смещением по горизонтали; в нижней части С – со сжатием и смещением вверх. В большинстве случаев смещения земляных масс в оползнях этого типа происходит путем поворота вокруг некоторой оси вращения. В фазе глубинной ползучести такие вращательные движения совершают точки, образующие зону ползучести, а в катастрофической поверхности скольжения происходит по круглоцилиндрической поверхности скольжения. В более редких случаях скольжение совершается по криволинейным поверхностям, кривизна которых по мере приближается к нижней части склона либо увеличивается, либо уменьшается. Некоторые элементы вращательных оползней показаны на схеме (рис. 2).

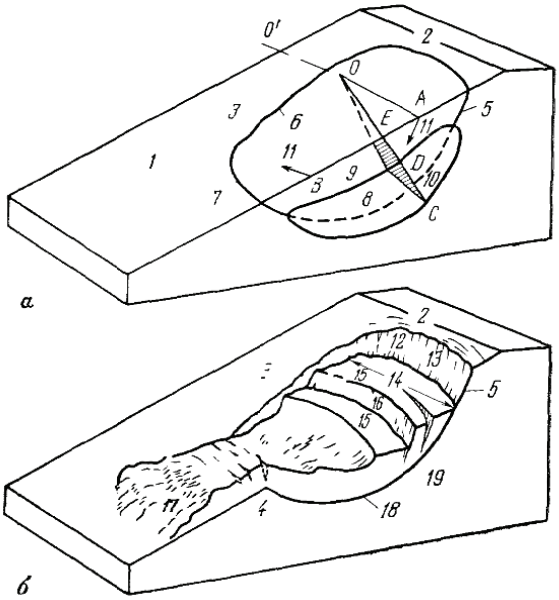


Рис. 2. Вращательный оползень:

а – в фазе глубинной ползучести; б – в катастрофической фазе; 1- первоначальная поверхность грунта; 2 – бровка; 3 – правый борт; 4 – подошва; 5 – верховая трещина растяжения; 6 - боковая трещина сдвига; 7 – низовая трещина сжатия; 8 – зона ползучести; 9 – жесткое смещение верхней части оползневого тела, ограниченного с боков оползневыми трещинами и снизу зоной ползучести; 10 – формирующаяся потенциальная поверхность скольжения; 11 – векторы смещения оползневых реперов (перпендикуляры к соответствующим радиусам ОА и ОВ); [Oo] ↑| - ось вращения оползня, ОС – произвольный радиус вращения и распределение скоростей смещения вдоль него (глубинная ползучесть на участке CD и жесткое смещение на участке DE); 12 – главная стенка отрыва (главный уступ); 13 – вершина оползня; 14 – голова; 15 – оползневой блок; 16 – внутренний уступ; 17 – язык оползня; 18 – поверхность скольжения; 19 – ложе оползня.

Описанные два типа оползней являются сравнительно простыми. К ним относятся многие небольшие оползни. Значительно сложнее крупные оползни. Вследствие особенностей геологического строения, смещающиеся земляные массы обычно имеют неправильную форму. Оползневое ложе многих крупных оползней обладает сложным подземным рельефом. В таких случаях их тела распадаются на отдельные блоки, совершающие сложные движения; на выступах возникают землепады. Некоторые крупные оползни являются многоярусными; оползающие массы образуют несколько ярусов, расположенных друг над другом и смещаются с различной скоростью и по разным траекториям. Оползнеобразующие факторы не проявляются во всех участках оползня одновременно и не действуют в одинаковой степени; часто в теле оползня образуется оползневой очаг, который далее распространяется поступательно, то есть вниз по склону, или отступательно - вверх по склону. На оползне может встречаться сочетание различных видов движения; так например блоковые смещения в верхней части могут переходить в земляные потоки и т.д. Наконец, на оползневые движения в фазе глубинной ползучести часто накладываются соизмеримые по величине смещения поверхностного слоя типа поверхностной ползучести, или солифлюкции. Такое наложение смещения имеет место и во многих ярусных оползнях. Для анализа всей этой обстановки требуются тщательные и систематические наблюдения.

Для изучения динамики склона проводятся следующие виды работ:

1. Наблюдения за движением сети оползневых точек, установленных на поверхности оползней, и получение векторов и скоростей смещения.
2. Анализ оползания путем построения годографов ползучести.
3. Изучение деформированного состояния оползневого тела по годографам ползучести.
4. Наблюдения за смещением грунта на глубине и определение положения поверхности скольжения.
5. Съемка оползневых трещин и наблюдение за ходом их развития.
6. Анализ деформации инженерных сооружений на склонах.

Геодезические наблюдения за движением знаков, расположенных на поверхности оползней достаточно трудоемкий процесс.

ВЫВОДЫ

1. Распознавание остро необходимых характеристик механизма и динамики оползней ЮБК и других районов невозможно без применения современных геодезических методов.
2. Выбор того или иного метода определяется многими факторами (временем, доступностью, важностью объекта, техническим вооружением, экономическими возможностями и т.д.)
3. Рекомендуется организовать специализацию по курсу «Инженерная геодезия» для подготовки специалистов, владеющих методикой изучения оползней.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ:

1. Автоматизация геодезических наблюдений в мелиоративном строительстве. Ю.К. Неумасвакин, М.И. Перский.- М. Недра 1984г.
2. Большаков В.Д.- Городская полигонометрия. Уравнения и проектирование. М. Недра 1979г.
3. Оползни Крыма часть II И.Ф. Ерыш, В.Н. Саломатин. Симферополь «Апостроф»1999г.
4. Г.И Тер-Степанян. Геодезические методы изучения динамики оползней.- М. Недра 1979г.

УДК 624.016

Ю.Ю. Кравчатая, ***магистр строительства, аспирант***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ КОМБИНИРОВАННЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ ПАНЕЛЕЙ С НЕСУЩИМИ КОНСТРУКЦИЯМИ ПОКРЫТИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

В статье представлена конструкция комбинированной панели с обшивками из ориентировано-стружечных плит и ребрами из холодногнутых тонкостенных металлических профилей. Также разработаны конструктивные решения узлов сопряжения панелей между собой в продольном и поперечном направлениях и с несущими конструкциями покрытия производственных зданий.

Комбинированная металлодеревянная панель представляет собой конструкцию с несущими металлическими ребрами и обшивкой из ориентировано-стружечной плиты (ОСП) (рис. 1). Габаритные параметры панелей назначаются исходя из шага несущих

конструкций и стандартных размеров плиты обшивки. Ширина панели принимается 1250 мм, длина панели 2500-6000 мм.

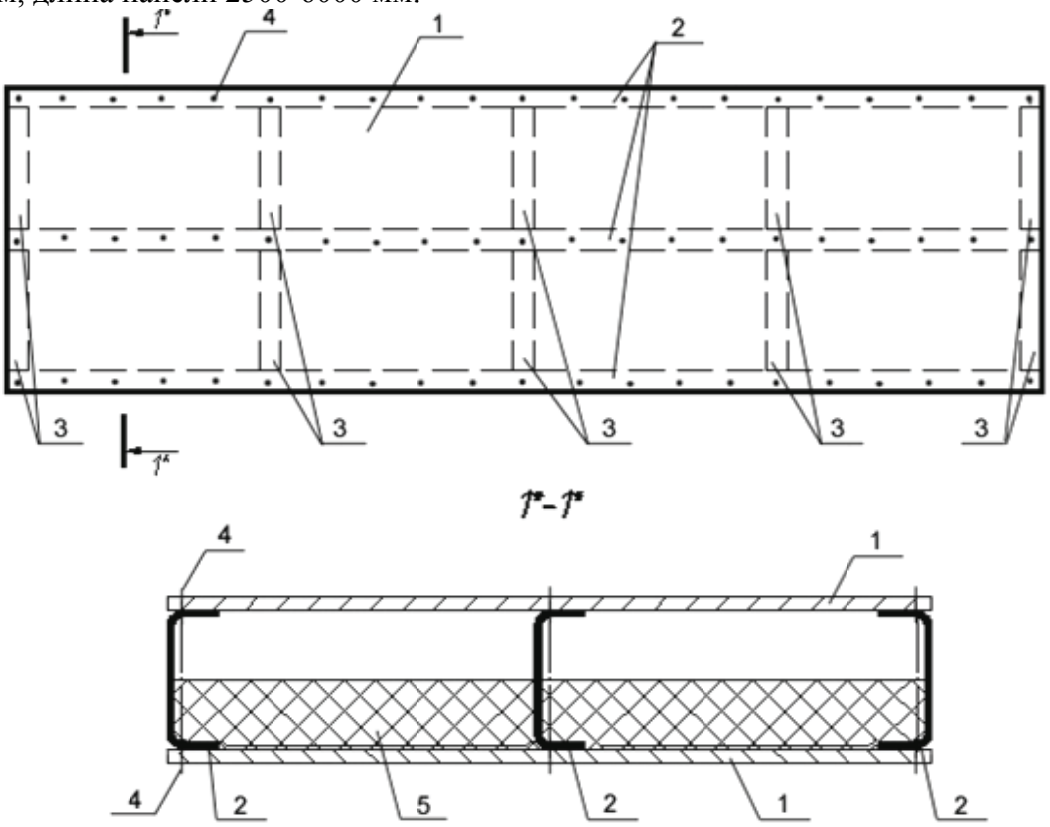


Рис. 1. Конструкция комбинированной панели

1 – обшивка из ОСП; *2* – продольные ребра из металлических швеллеров; *3* – поперечные ребра из металлических швеллеров; *4* – металлический нагель; *5* – утеплитель

В качестве продольных ребер применяются тонкостенные металлические холодногнутые профили (швеллера). Высота ребер 100-200 мм, толщина 1,5-2 мм. Шаг несущих продольных ребер принимается не более 400 мм (в зависимости от толщины обшивки).

Также устанавливаются поперечные металлические ребра жесткости, расположенные в торцах комбинированной панели и в середине пролета (1-3 ребра).

Обшивка выполняется из плит ОСП толщиной от 12 мм.

Соединение ребер с обшивками осуществляется с помощью самонарезающих винтов (саморезов). Выполняются крепления с шагом 150 мм, а у торцов плиты – 100 мм.

Возможно заполнение среднего слоя панели утеплителем из минераловатных плит, толщиной заполнения от 80 мм.

Вышеперечисленные указания выполнены на основании исследований, представленных в [1], [2], [3].

Разработано конструктивное решение комбинированной панели с размерами плиты обшивки 1250х2500 мм, высотой продольных и поперечных ребер 150 мм (толщина швеллера 2 мм) (рис. 2).

В соответствии с рекомендациями производителей ребра с обшивкой соединены самонарезающими винтами с определенным шагом – расстояния между креплениями на краях плиты – 100 мм, в пролете – 150 мм. Верхняя обшивка из ОСП толщиной 15 мм, нижняя – 12 мм. На смежных плитах крепление выполняется со смещением. Шаг продольных ребер – 400 мм из условия работы обшивок на изгиб от сосредоточенной монтажной нагрузки [4]. Шаг поперечных ребер жесткости – в торцах панели и в середине пролета. Возможно применение утеплителя (минераловатные плиты, пенополистирол) в комбинированных панелях. Толщина его – 50-80 мм.

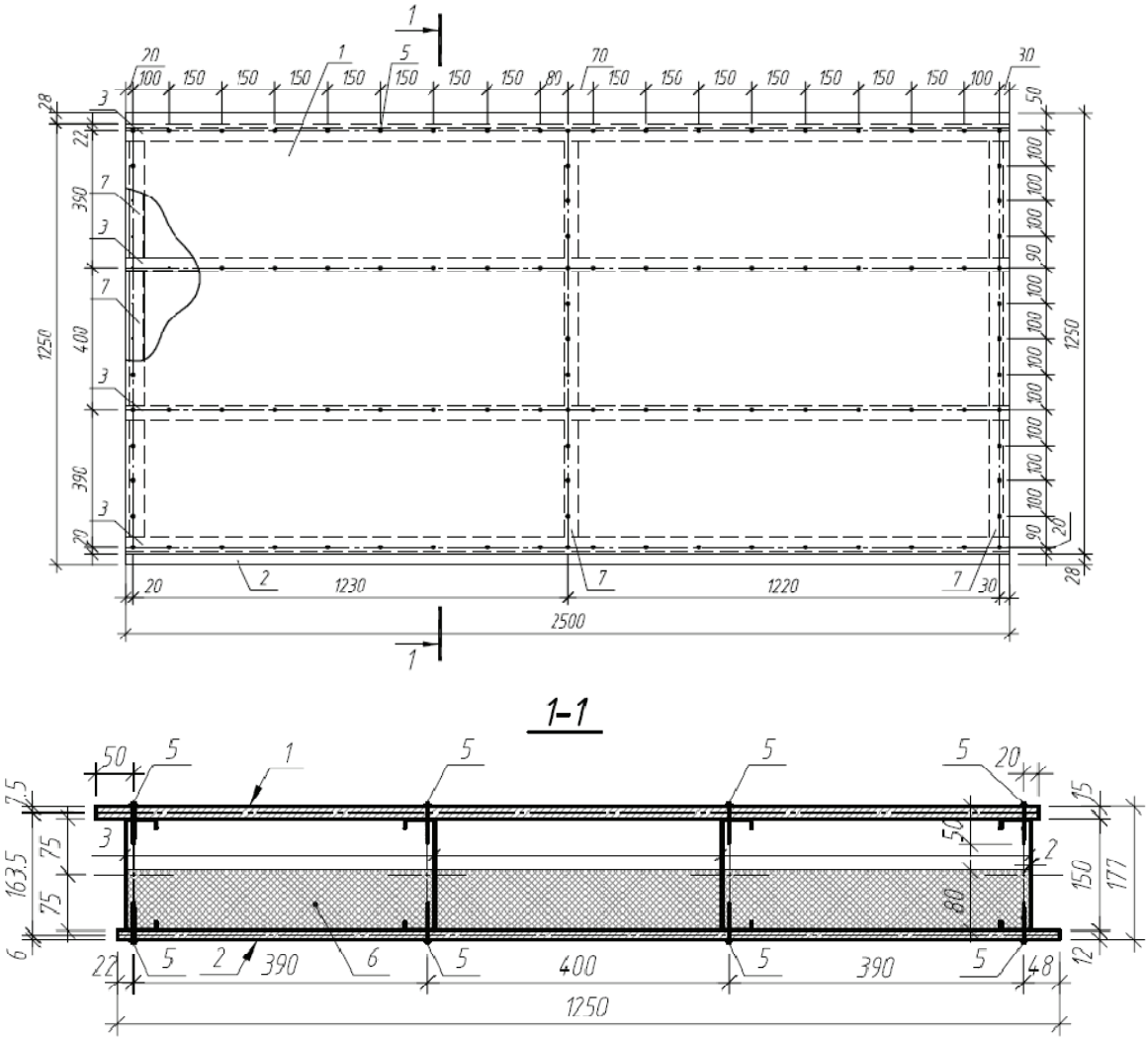


Рис. 2. Конструкция комбинированной панели
1 – верхняя обшивка из ОСП; *2* – нижняя обшивка из ОСП; *3* – продольные ребра из металлических швеллеров; *5* – металлический нагель; *6* – утеплитель; *7* – поперечные ребра из металлических швеллеров

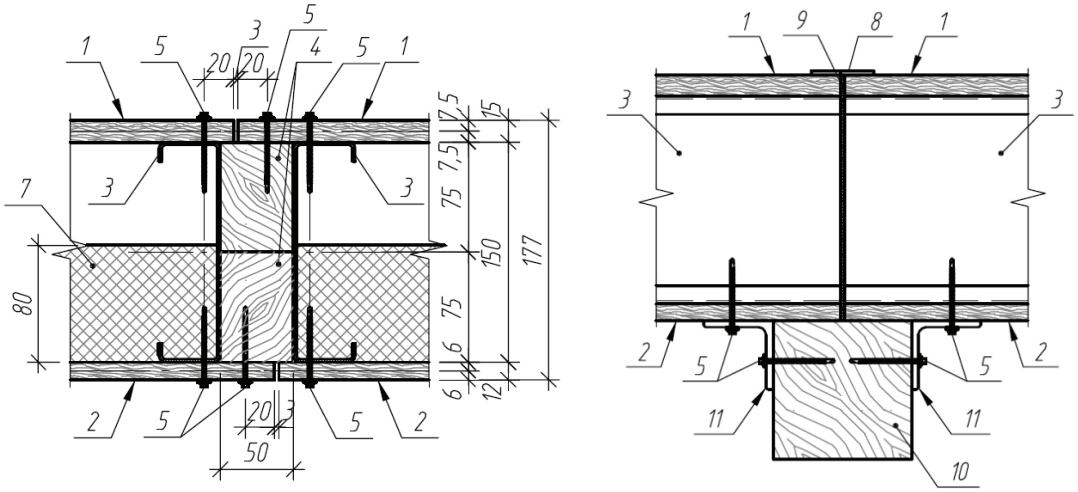
Стыки панелей должны обладать требуемыми технологическими и гидроизоляционными свойствами.

Для сопряжения плит между собой в продольном направлении (рис. 3, а) обшивки крепятся со смешением относительно друг друга (рис. 2, сечение 1-1). Крепление смежных панелей вдоль здания осуществляется посредством черепных брусков [5] 50х75 мм (рис. 3, а, поз. 4). Для ОСП с ровными кромками необходим расширительный зазор не менее 3 мм между отдельными плитами. Для плит с профилем «паз-гребень» расширительный зазор уже имеет само соединение (рис. 4).

Для соединения и крепления обшивок из ОСП используются коррозиестойкие материалы, например, оцинкованная или нержавеющая сталь. Применение самонарезающих винтов с плоской шляпкой увеличит прочность соединения. Минимальная длина нагелей 50 мм или 2,5 толщины плиты, минимальный диаметр гвоздей – 3 мм. Чтобы не допускать отрыва краев плиты, расстояние от кромки до крепления не должно превышать семикратный диаметр крепления (минимум 20 мм).

Конструкция поперечного стыка и опирания панелей на несущие конструкции покрытия производственных зданий представлена на рис. 3, б. Крепление должно обеспечивать свободу температурно-влажностных деформаций панелей и перемещение от нагрузок, а также неточности в изготовлении. Между тем, крепление панелей должно быть достаточно жестким для создания сплошного закрепления несущих конструкций из

плоскости изгиба. В случае, когда имеются торцовые ребра, крепление осуществляется с помощью металлических крепежных деталей (рис. 3, б, поз. 11).



а б

Рис. 3. Продольный (а) и поперечный (б) стык комбинированных панелей

1 – верхняя обшивка из ОСП; *2* – нижняя обшивка из ОСП; *3* – продольные ребра из металлических швеллеров; *4* – правый верхний и левый нижний черепные бруски; *5* – металлический нагель; *7* – утеплитель; *8* – водонепроницаемая лента; *9* – слой герметика;*10* – несущая деревянная или металлическая конструкция покрытия (ферма, стропила);*11* – металлическая крепежная деталь (уголок)

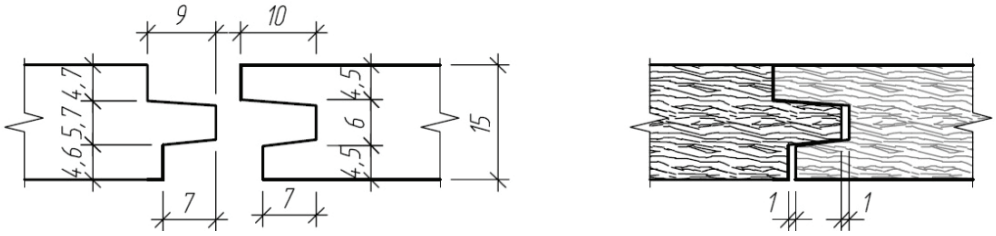


Рис. 4. Стык «паз-гребень» для плит ОСП

Для повышения воздухонепроницаемости все соединения плит «паз-гребень» должны быть склеены клеящим средством (PUR, PVAC).

Выводы:

В статье представлены варианты конструктивных решений узлов сопряжения комбинированных панелей между собой и с несущими конструкциями покрытия. Предложенные решения сопряжений в продольном и поперечном направлениях обеспечивают свободу от температурно-влажностных деформаций панелей и перемещения от нагрузок, обеспечивают повышение воздухонепроницаемости соединений.

Список литературы

1. Синцов В.П., Кравчатая Ю.Ю. Комбинированные металлодеревянные плиты покрытия с обшивкой из OSB // Motrol. Motorization and Power industry in agriculture. – Volume 11 A. – Simferopol-Lublin: 2009. – С. 289-294.

2. Кравчатая Ю.Ю. Перспективные панели покрытия с легкой обшивкой // Сборник научных трудов. «Строительство, материаловедение, машиностроение». – Выпуск 56. – Днепропетровск: 2010. – С. 212.

3. Кравчатая Ю.Ю. Легкие комбинированные панели в покрытиях производственных зданий // Градостроительство и территориальное планирование: Науч.-техн. сборник / Ответ.ред. Н.Н. Осетрин. – К., КНУБА, 2011. – Вып. 40. В 2 ч. Ч.1. – С. 528-532.

4. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. / Минстрой Украины.- К.: 2006.

5. Кириленко В.Ф. Проектирование и расчёт ограждающих конструкций покрытий деревянных зданий: Учебное пособие – Симферополь: НАПКС, 2006. –80с.
6. EN 300. Плиты ориентированно-стружечные. Технические условия.

УДК 621.791.052.2

Э.М. Меннанов
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Сварные стыки продольной арматуры класса А500С в каркасах сейсмостойких зданий и сооружений

Розглядаються особливості конструювання стиків повздовжньої арматури в колонах залізобетонних каркасів. Надаються рекомендації по виконанню зварювальних стиків з термозміцненої сталі.
арматура, каркас, сейсмика, стык

В 2006 году введен в действие ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.» (ISO 6935-2:1991,NEQ) [8].

В основу данного стандарта положены требования к арматурному прокату, установленные в следующих зарубежных нормативных документах ISO 6934, ISO 6935, DIN 488, ENV 10080, BS4449, в части основных параметров и размеров, химического состава, механических свойств и методов испытаний. Стандарт распространяется на прокат арматурный гладкого и периодического профиля диаметром от 5,5 до 40 мм, предназначенный для армирования обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций.

С введением ДСТУ 3760-98 и ДСТУ 3760-2006 [8] в Украине отменены ГОСТ 5781—82 и ГОСТ 10884—94 [5].

Отличительной особенностью последнего стандарта является применение нового обозначения класса арматурного проката. Арматурный прокат (А) подразделяют на классы в зависимости от показателя механических свойств и служебных свойств проката:

- свариваемый (с индексом С),
- стойкий против коррозионного растрескивания под напряжением (с индексом К),
- несвариваемый (без индекса С),
- нестойкий против коррозионного растрескивания (без индекса К).

Согласно ДСТУ 3760-2006 [8] арматурный прокат изготавливают следующих классов:

- А240С - с гладким профилем;
- А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК и А1000 - с периодическим профилем.

Класс проката А500С введен впервые в ДСТУ 3760-98 и является промежуточным, не имеющим аналога. Класс проката А500С по способу производства классифицируется как термомеханически упрочненный, периодического профиля, Индекс «С» указывает, что прокат является свариваемым.

В таблице 1 приведена идентификация арматурного проката согласно ДСТУ 3760-98 по отношению к ГОСТ 5781—82 и ГОСТ 10884—94 [5].

Как видно из табл.1 класс А400С в зависимости от марки применяемой стали и способа упрочнения приравнивается, либо к горячекатаной, класса AIII (ГОСТ5781-82) , или к термомеханически упрочненной, класса АтIII (ГОСТ10884-94), класс А600С – классу AIV(ГОСТ10884-94).

Согласно действующих норм, выполнять вертикальных стыковку стержней по вертикали следует по ГОСТу 14098-91 [7] и по типу С21-Рн, который предполагает использование двух параллельных боковых накладок из стержней того же диаметра и материала.

Таблица 1.

Сравнительные характеристики арматурного проката

Класс арм проката по ДСТУ 3760-98	Номинальный диаметр, мм	Марка стали при изготовлении проката по ДСТУ 3760-98	Значение в действующих нормативных документах и нормативных документах, действующих раньше		
			Вид арматуры, стандарт	Класс арматуры	Марка стали
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
А400С	6-40	- 25Г2С -	горячетканая Периодического профля, ГОСТ5781-82	А-III (А400) А-III	35ГС 25Г2С 32Г2Рпс
	6 - 40	СТ3сп(пс) СТ3Гпс СТ5сп(пс)	термомеханически упрочн период проф, ГОСТ10884-94	Ат400С Ат-IIIС	Ст3сп Ст3пс БСт5сп(пс)
А 500 С	6 - 40	Ст5сп Ст5пс Ст3пс Ст3Гпс 25Г2С	Стержневая термомеханически упрочненная периодическо го профиля	-	Ст5сп Ст5пс - - -

В колоннах монолитного железобетонного рамного каркаса, требуемый минимальный защитный слой должен составлять - 25мм. В итоге, при выполнении сварного стыка при помощи двух боковых накладок, защитный слой бетона уменьшается., что не допустимо в сейсмостойких каркасах.(рис.1)

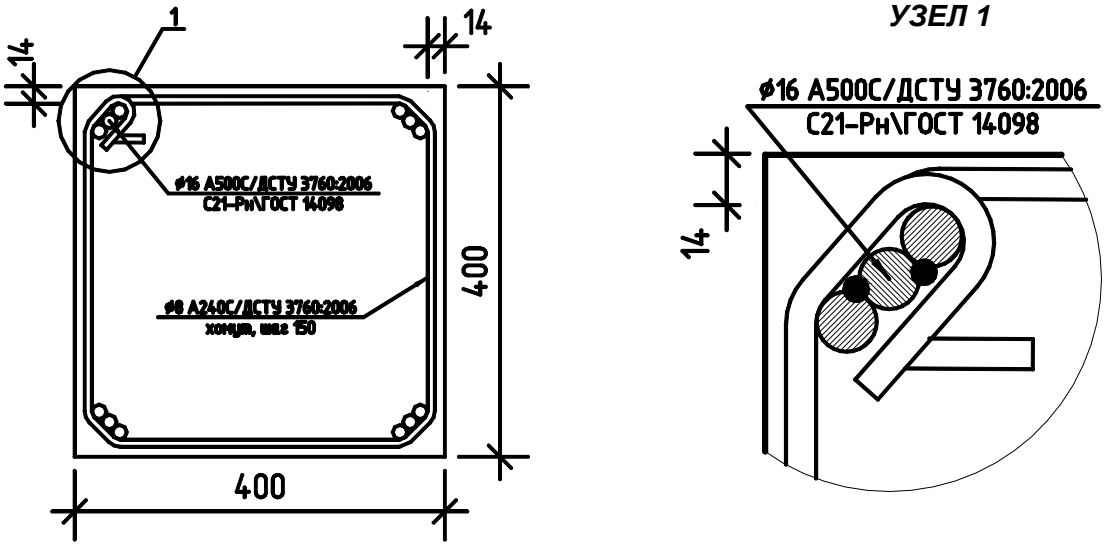


Рис. 1. Расположение стыка арматуры при двух накладках.

Ранее предусматривался альтернативных сварной стык арматурного проката со смещением боковых накладок во внутрь колонны на величину 0,5 диаметра. При этом боковые накладки выполнялись из стержней того же диаметра и материала, что и стыкуемая арматура. (рис.2)

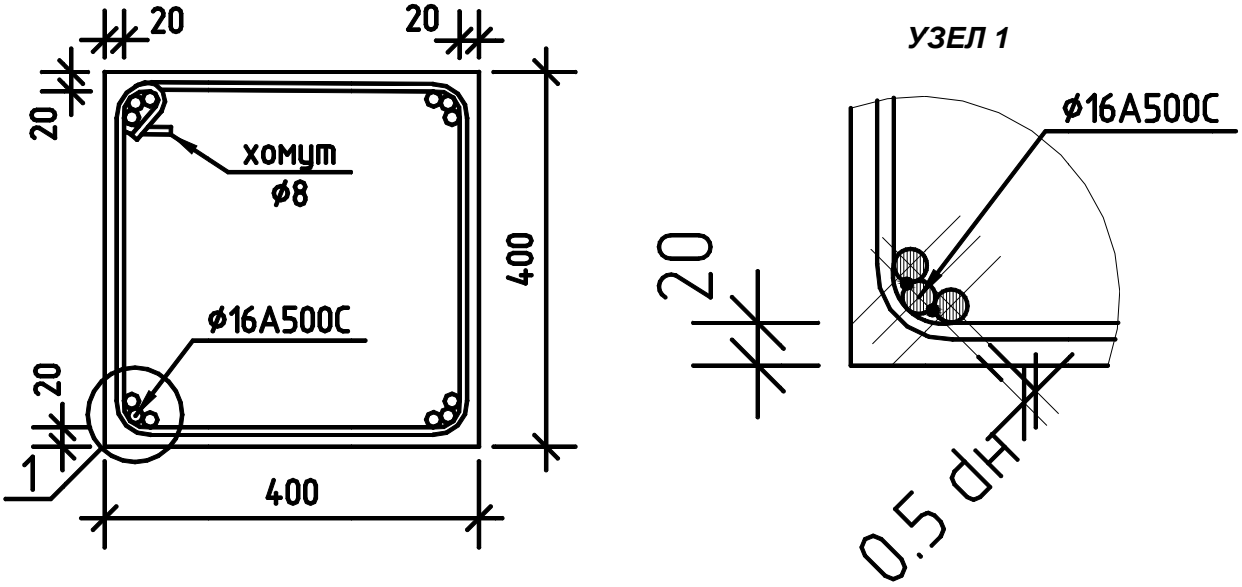


Рис. 2. Стык со смещенными накладками во внутрь колонны на 0.5 диаметра.

В этом случае величина защитного слоя бетона почти близка к нормативной, но изменился режим работы соединения. Появился эксцентриситет равный 0,5 диаметра. Стык арматуры воспринимает нормальную силу и изгибающий момент.(Рис.3). [1, 2, 3, 4]

Для исключения изгибающего момента необходимо выполнить противоположный сварной шов, то есть боковые накладки должны быть проварены с обеих сторон, что противоречит требованиям ГОСТ 14098-91.

Рис. 3. Сварные стыки арматуры со смещенными боковыми накладками во внутрь колонны, после испытания.

В Национальной академии природоохранного и курортного строительства проведена разработка и испытание альтернативного стыкового сварного соединения арматурного проката при помощи двух парных боковых накладок уменьшенного диаметра

Для исследования работы сварного арматурного узла с уменьшенными накладками было изготовлено 12 образцов.(рис.4.а,б)

Основная продольная арматура принималась Ø16 класса А500С по ДСТУ 3760:2006.

Стыковые стержни в количестве двух штук, из арматуры Ø 14 класса А500С по ДСТУ 3760:2006. Сварка выполнялась вручную, на постоянном токе обратной полярности, с односторонними многослойными протяженными швами, в шахматном порядке.

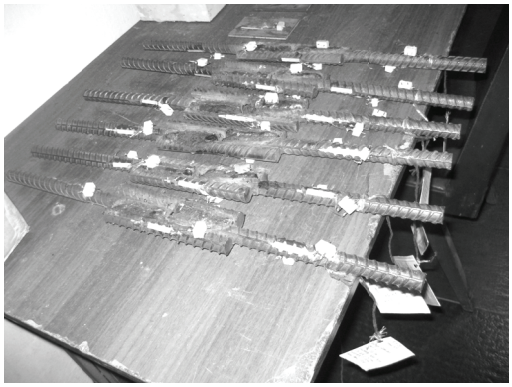


Рис.4 а) Образцы (Партия №1) б) Образцы (Партия №2)

Электроды для сварки применялись с основным покрытием, типа Э55А, марки УОНИИ 13/55.

Испытания проводились согласно ранее разработанной и утвержденной методике на разрывной машине Р50, (рис.5)

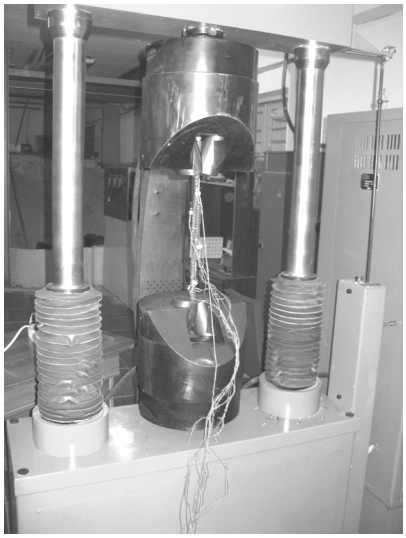


Рис.5 Испытания сварных узлов. Рис.6 Сварные узлы после испытания.

Испытания показали:

1. В стыковом соединении основной стержень работает только на нормальные усилия. Изгибающие моменты не были зафиксированы.
2. Несущая способность сварного стыкового соединения определялась прочностью накладок.
3. Разрушение накладок всех 12 образцов происходили в местах окончания флангового сварного шва, соединяющего накладку с основным стержнем.
4. Место разрыва накладок определялась зоной высокой концентрации напряжения в конце флангового шва и разупрочнением металла накладки в результате термического влияния при сварке.

Выводы:

1. Конструктивное решение предполагаемого стыкового соединения арматуры класса А500С по ДСТУ 3760-98 и ДСТУ 3760:2006, железобетонных колоннах обеспечивает четкую передачу продольных усилий;
2. Общая площадь накладок должна быть не менее полуторной площади основного соединяемого стержня;
3. Для уменьшения величины концентрации напряжений конец сварного шва выводить на конец соединяемого стержня, где усилия в этих стержнях минимально;
4. Начало сварного шва необходимо формировать на начале стыкуемой накладке;

5. Для исключения перегрева, сварные швы выполнять электродами диаметром не более 3 мм. Для снятия остаточных внутренних напряжений, катет шва выполнить за несколько проходов;

6. При сварке мелкозернистых, улучшенных сталей, а также упрочненных термомеханическим способом, необходим предварительный подогрев. Каждый последующий шов при многослойном шве выполнять после того, как температура предыдущего составит не выше 100°С.

Список литературы

1. Бродский А.Я., Бульский М.Г., Мулин Н.М., Петров С.С., Соколовский П.И., Фридман А.М., Яковлева В.С. Свойства арматуры из полуспокойной стали марки Ст5пс. «Сталь». – 1959. - №12.
2. Волкова М.А. Новая высокопрочная свариваемая арматурная сталь 20ХГ2Ц. Сб. докладов МДНТП. М.: Стройиздат. - 1964.
3. Мадатян С.А. Свариваемая горячекатаная арматурная сталь класса А-V. «Бетон и железобетон». – 1972. - №11.
4. Мулин Н.М., Гузеев Е.А. Термически упрочненная стержневая арматура и ее применение в железобетонных конструкциях. Сб. трудов НИИЖБ «Новые виды арматуры». М.: Госстройиздат. - 1964.
5. ГОСТ 5781—82 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций».
6. ГОСТ 10922—75 «Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия».
7. ГОСТ 14098-91 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкции. Типы, конструкции и размеры».
8. ДСТУ 3760-2006«Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия»
9. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. Киев.: Госстрой Украины, Технический комитет по стандартам. – 2002. - 39с.

УДК 621.791.052.2

Э.М. Меннанов, О. Карташова, С. Хропко

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

ПРОЧНОСТЬ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ АРМАТУРНОГО КЛАССА А500С

В данной статье предоставляются к рассмотрению результаты исследований арматурного проката на предмет разупрочнения сварных соединений в следствии применения ручной дуговой сварки. Даются рекомендации по выполнению сварных стыков из термоупрочненной стали. Предложены формулы для учета величины деформаций, для дальнейшего расчета конструкций с привлечением численных значений.

арматура, соединение, сварка, напряжения

Введение

До 2006 года на территории Украины, действовали два ГОСТа, согласно которых выпускалась арматура для железобетонных конструкций – ГОСТ 5781 «Сталь

горячекатаная для армирования железобетонных конструкций» [6], в зависимости от механических свойств арматурная сталь подразделялась на классы AI, A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI. По способу производства классифицируется как горячекатаная без термического упрочнения. Для предварительно напряженных конструкций применяли прокат с индексом «т», что говорит о термомеханическом упрочнении. Этому прокату соответствовал ГОСТ 10884 «Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций» [7].

В связи с евроинтеграцией Украины в мировое сообщество, появилась острая необходимость перехода на европейские нормы. В 2006 году был введен в действие ДСТУ 3760-2006 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций» [5], который целиком и полностью соответствует международным требованиям к арматурному прокату, установленных в зарубежных нормативных документах: ISO 6934, ISO 6935, DIN 488, ENV 10080, BS 4449, в отношение геометрических размеров, химического состава, механических свойств и методов испытаний. Классифицируется арматурный прокат (А) в зависимости от показателя механических и служебных свойств: свариваемый (с индексом С), стойкий против коррозионного растрескивания (с индексом К), не свариваемый (без индекса С), не стойкий против коррозионного растрескивания (без индекса К).

Согласно ДСТУ 3760-2006 [5], выпускается прокат следующих классов:

– А240С – с гладким профилем

– А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК И А1000 – с периодическим профилем.

Формулировка целей и постановка задачи

С введением ДСТУ 3760:2006, в предисловии стандарта указано, что ГОСТ 5781 и ГОСТ 10884 отменены на территории Украины. Проведя аналогию прокату А240С соответствует А-I, А300С – А-II, А400С – А-III, А500С – нет аналога, А600 – А-IV, А800 – А-V, А1000 – А-VI.

ДСТУ является интерпретацией евронорм (ISO 6935-2:1991, NEQ), согласно требований отдельных строительных норм на территории Европы запрещено использование арматуры ниже класса А500С для возведения сейсмостойких и высотных зданий и сооружений. В соответствии со старыми нормам ГОСТ 14098 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкции» есть возможность выполнить адаптацию проката за исключением арматуры класса А500С.

Необходимость исследований сварных соединений арматуры класса А500С связано в первую очередь с тем, что прокат класса А500С является новым, а потому аналога данному прокату нет (отсутствует). В связи с этим отсутствуют рекомендации и методика по его применению, а именно при изготовлении сварных стыков. Факт того, что прокат является термомеханически упрочненным появилась острая необходимость исследовать процесс разупрочнения в следствии применения ручной дуговой сварки.

Задачей исследований было:

1. Получение экспериментальных данных влияния электросварки на работу арматурного стержня;

2. получение и анализ экспериментальных результатов, относительно работы арматурных стержней класса А500С, в технологическом процессе воздействия тепла сварочной дуги.

Основная часть

В Национальной академии природоохранного и курортного строительства нами была составлена программа, определена методика исследования и проведены испытание арматурных стержней класса А500С.

Для исследования работы арматурных стержней после воздействия тепла сварочной дуги было изготовлено ряд образцов, к количестве 5 штук (рис.1). При этом моделировались процессы разупрочнения при дуговой сварке.

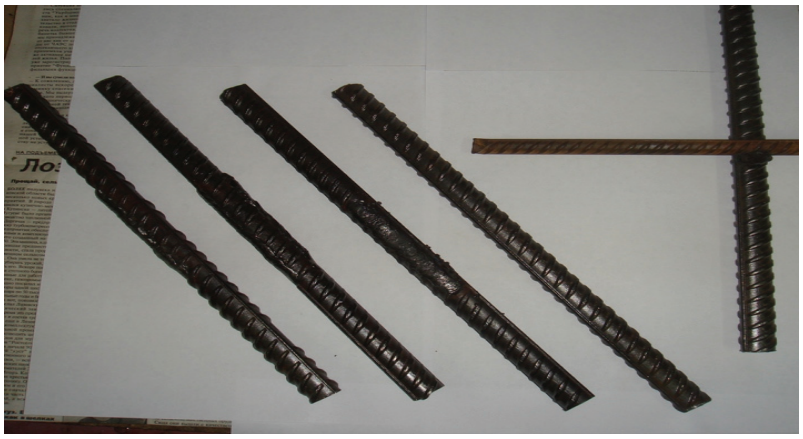


Рис.1 Экспериментальные образцы

Применялась арматура ∅16 класса А500С по ДСТУ 3760:2006. Сварка выполнялась вручную, на постоянном токе обратной полярности, в разных случаях: с односторонними и двухсторонними протяженными швами (рис.2. а,б). Электроды для сварки применялись с основным покрытием типа Э55А, марки УОНИИ 13/55.

а) рабочее оборудование

б) работа сварочного оборудования

Рис.2 Изготовление образцов

Было изготовлено одно крестовое соединение, выполненное при помощи дуговой прихватки с одной стороны. Один образец был испытан в стадии поставки, как эталон. Три образца, на боковые грани которых были наплавлены валики 150 мм с обоих сторон, один из образцов был выполнен с подогревом и контролируемой силой тока; другой без подогрева, но с контролируемым тепло вложением, последний осуществлялся с различными величинами силы тока и скорости сварки.

После этого, по ранее известной методике проведения тензометрических исследований были наклеены измерительные приборы по обе стороны сечения элемента симметрично, как показано на (рис.3). Тензодатчики устанавливают в сечениях и точках, деформации в которых являются наиболее характерными (рис.4).

Испытания проводились на разрывной машине типа Р-50 (рис.5) ГОСТ 7855-74 предназначенной для лабораторных испытаний образцов металлов и элементов конструкций статическими нагрузками при растяжении.

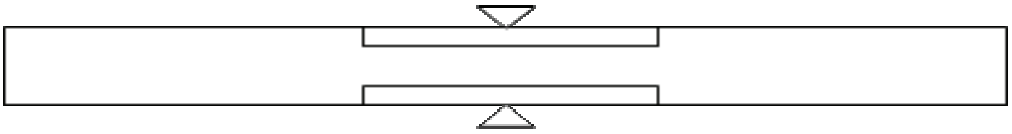


Рис.3 Местаустановки тензодатчиков

Испытания загружения конструкции происходит по ступенчатому режиму. Определение величины деформации производится для всех ступеней загружения. До нагружения конструкции нагрузкой первой ступени берут отсчеты на приборах и принимают их за нулевое значение деформации.[4]

Величину деформации вычисляют через разность показаний двух отсчетов по тензометру (1)

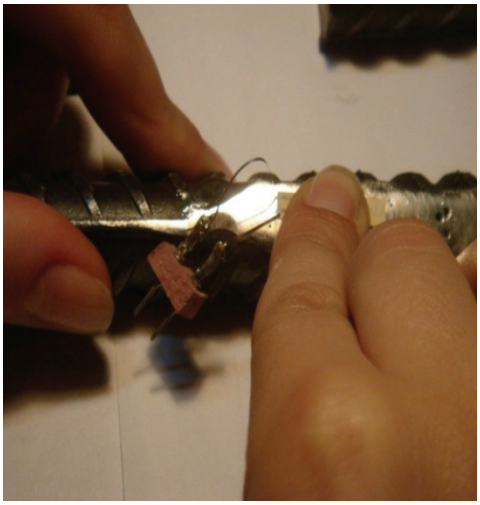


Рис.4 Наклеивание тензорезисторных датчиков

Рис.5 Испытания образца в разрывной машине

$$\varepsilon = c_1 - c_0 \qquad (1)$$

(где с – отсчет по прибору, измеряется в R (Ом))

Оценка напряжений осуществляется путем измерения деформаций материала. Для перехода от измеренных деформаций к напряжениям в упругой стадии работы материала используют закон Гука, а в пластической - зависимостью между приведеннями деформациями и приведенными напряжеными. [3]

Гуком был сформулирован физический закон упругости (2). В котором зависимость между действующими на материал конструкции силами и его прочностью была представлена в форме, где значение напряжений определяют как произведение относительной деформации (ε) на модуль упругости материала (E):

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \qquad (2)$$

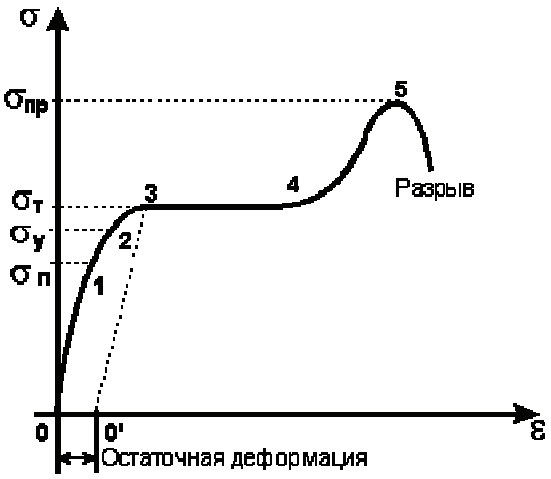
Разрушение материала под действием нагрузки представляет собой чрезвычайно сложное явление, которое определяется структурой строения материалов и физическим их состоянием.

В основе теории упругости и пластичности лежит статистический метод.

При испытании конструкций различают прочность, устойчивость и жесткость. Исследование конструкций начинается с расчета на прочность.[1]

Согласно первой теории прочности, разрушение материала наступает, когда наибольшее нормальное напряжение достигает предельного для данного материала значения $\sigma_{пр}$ (рис. 6).[2]

В процессе испытания все образцы были доведены до разрушения (рис. 7)



$\sigma_п$ - предел пропорциональности
$\sigma_у$ - предел упругости
$\sigma_т$ - предел текучести
$\sigma_{пр}$ - предел прочности

Рис. 6 Диаграмма растяжения

Рис.7 Образцы после испытания

По результатам механических испытаний были построены графики растяжения арматурной стали (рис. 8).

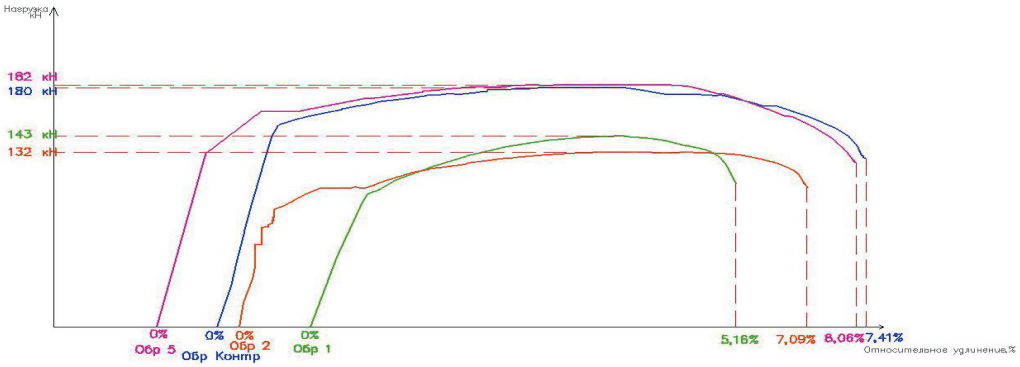


Рис.8График растяжения арматурной стали А500С

Испытания показали:

График №2 – является эталонным. Все остальные показания были приняты в соответствии с ним.

Рис.8 График растяжения

Образец крестового соединения в процессе испытания показал работу в пределах нормы – 182 кН. В образцах с валиками были зафиксированы пониженные показатели, а именно – если при испытании контрольного образца разрушение было зафиксировано на отметке 180 кН. То образцы с наплавленными валиками разрушились при средней величине разрушающей нагрузки 132 кН … 143 кН. Место разрыва испытываемых арматурных стержней определялось зоной высокой концентрации напряжения в конце флангового шва и разупрочнением металла в результате термического влияния сварочной дуги.

Выводы:

1. Данные испытания имитируют процесс разупрочнения арматурного проката класса А500С при воздействии тепла сварочной дуги при изготовлении несущих конструкций зданий и сооружений в монтажных условиях строительной площадки.
2. По результатам испытаний разупрочнение стержней арматуры составило в среднем 25 %, что составляет 4,5т (17,5 кг/мм^2) дефицита несущей способности.
3. Для предотвращения процесса разупрочнения, сварные швы выполнять электродами малых диаметров, сварочное оборудование выставлять на малые токи.
4. При сварке мелкозернистых, улучшенных сталей, а также упрочненных термомеханическим способом, необходима соответствующая технология выполнения сварных соединений.
5. При изготовлении крестообразного соединения К1 – возможно применение ручной дуговой сварки. При этом необходимо жестко контролировать количество тепла вводимого в изделие (сварка на малых токах).

Список литературы

1. Перри К., Лисснер Г. Основы тензометрии. Изд-во ИЛ, 1957.
2. Финк К., Рорбах Х. Измерение напряжений и деформаций. Маш-гиз, 1961.
3. Высокотемпературные тензодатчики. Сб. статей. Изд-во «Мир», 1963.
4. Полупроводниковые тензодатчики. Сб. Изд. ОНТИПрибор, 1967.
5. ДСТУ 3760-2006 Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.
6. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций.
7. ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций.
8. ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкции.
9. Сварные стыки продольной арматуры класса А500С в каркасах сейсмостойких зданий и сооружений. Г.А. Ажермачев, Э.М.Меннанов, А.З.Абдурахманов. Сб. докладов «Вісник». Випуск 2009-4(78).

УДК 624.137.5

В.В. Морозов, ***старший преподаватель кафедры Железобетонных конструкций***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Исследование изменения напряженно-деформированного состояния лицевой мембраны мембранной подпорной стенки в зависимости от угла наклона

Одним з перспективних напрямків вдосконалення конструкцій в області підпірних стін є застосування мембранних підпірних стін. Автором запропоновано декілька конструктивних рішень мембранних підпірних стін. Представлені результати чисельного експерименту по вивченню зміни напружено-деформованого стану залежно від кута нахилу лицьової мембрани. Визначені напрямки подальших досліджень.

Известно множество конструктивных решений подпорных стен, которые непрерывно совершенствуются и развиваются. Одним из перспективных направлений совершенствования конструкций в данной области является применение мембранных подпорных стен, основным конструктивным элементом которых являются гибкие мембраны в виде тканых полотнищ, пленок, сеток из синтетических материалов, а так же нетканых геотекстильных материалов.

Применение синтетических материалов в качестве конструкционных для подпорных стен имеет целый ряд преимуществ:

- появляется возможность проектирования подпорных стен значительной высоты и практически любой конфигурации, стены данной конструкции обладают оптимальным соотношением веса и несущей способности;
- обеспечивается быстрая и экономичная транспортировка основных конструктивных элементов подпорной стены;
- сокращается продолжительность строительства вследствие простоты технологического процесса, исключающего использование тяжелых строительных механизмов (сваебойного, подъемного), исключаются мокрые процессы на строительной площадке;
- обеспечивается снижение материалоемкости, появляется возможность использования местных грунтов в качестве основного строительного материала;
- не требуется значительное заглубление фундаментов, что облегчает строительство и позволяет в минимальной степени нарушать геологическую структуру нижележащих слоев грунта;
- стены данной конструкции долговечны и экологичны, удобны при строительстве в стесненных условиях, кроме этого они обладают повышенной сейсмической устойчивостью и пониженной чувствительностью к неравномерным осадкам, что позволяет использовать их при грунтах с низкой несущей способностью.

Несмотря на очевидные преимущества, массовое применение мембранных подпорных стен в нашей стране не происходит. Одной из причин этого является отсутствие надежных, проверенных, имеющих нормативную подоснову, методик расчета. Тем не менее, исследования в этом направлении ведутся достаточно активно как в Украине, так и за рубежом. В работе [1] подробно представлены области применения, конструктивные решения, основы расчета сооружений из армированного грунта, в работе [2] отражены исследования характеристик грунтового массива армированного геоматериалами, методики расчета массивных и тонкостенных конструкций подпорных сооружений рассмотрены в работах [3;4]. В Национальной академии природоохранного и курортного строительства на кафедре Железобетонных конструкций в течение многих лет ведутся научные исследования в области конструкций подпорных стен [5]. Совершенствовались как традиционные конструкции, так и разрабатывались новые конструктивные решения. Автором предложен ряд конструктивных решений мембранных подпорных стен [6;7], которые можно разделить на два основных типа. В подпорных стенах первого типа вертикально расположенные гибкие лицевые мембраны, воспринимают давление грунта и передают усилия на контрфорсы, которые в свою очередь закреплены посредством горизонтальных анкеров, армирующих грунт. Анкера могут быть выполнены из металлических полос, тросов или из того же материала, что и сами мембраны. В подпорных стенах второго типа лицевые мембраны расположены под углом и опираются на контрфорсы рамной конструкции. Одним из недостатков таких подпорных стен, в случае выполнения лицевой мембраны из тканых синтетических материалов, является возможность её механического повреждения. С целью защиты лицевой мембраны могут выполняться защитные железобетонные экраны, одновременно выполняющие функции придания подпорной стене биопозитивных свойств.

Автором проводились теоретические и экспериментальные исследования подпорной стенки первого типа с вертикальным расположением лицевой мембраны [8]. Лицевые мембраны и анкера, армирующие грунт, выполненные из стеклоткани. Лицевая мембрана деформируется под воздействием давления грунта и внешней нагрузки, вследствие чего ее напряженно деформированное состояние изменяется в процессе нагружения. В ходе исследования получены: деформированная схема мембранной подпорной стенки; картины распределения нормальных напряжений в лицевой мембране в вертикальном и горизонтальном направлениях от активного давления грунта и внешней нагрузки. Деформация лицевой мембраны имеет каплевидную форму. В лицевой мембране возникают растягивающие напряжения, как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении практически по всей площади, что отвечает оптимальной работе материала мембраны. Негативно на работе лицевой мембраны сказываются незначительные сжимающие напряжения, возникающие в верхней части мембраны, которые могут вызвать её нежелательное деформирование.

Предметом исследования, результаты которого представлены в данной работе, является мембранная подпорная стена второго типа, описанного выше. Целью исследования является изучение влияния угла наклона лицевой мембраны на напряженно-деформированного состояния элементов мембранной подпорной стены. Для исследуемой подпорной стены принято следующее конструктивное решение (рис.1). Лицевые мембраны толщиной 1мм из стеклоткани опираются на металлические контрфорсы рамной конструкции. Контрфорсы установлены на фундаменты. Высота стенки 1.2 м, шаг контрфорсов 0.6м. Предусмотрена возможность изменения угла наклона одной из стоек контрфорса, на которую опирается лицевая мембрана. Исследовались подпорные стены с углом наклона лицевой мембраны к вертикальной плоскости в направлении от грунта $\varphi = 22°;28°;34°$, где угол наклона $\varphi = 28°$ соответствует углу внутреннего трения грунта засыпки.

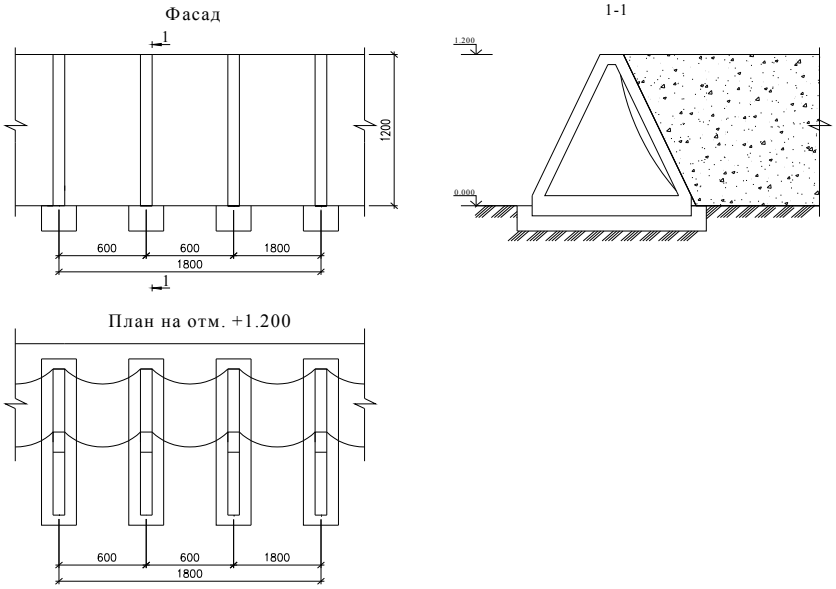


Рис. 1. Конструктивное решение подпорной стенки

Для исследований напряженно деформированного состояние лицевой мембраны и характера его изменения был принят программный комплекс «Лира-Windows» версия 9.4 [9;10]. Была создана расчетная схема трех секций подпорной стены рассматриваемой конструкции. На рис.2 представлены расчетные схемы подпорных стен с вертикальным расположением лицевой мембраны (угол наклона лицевой мембраны к вертикальной плоскости в направлении от грунта $\varphi = 0°$) (рис.2а) и с расположением лицевой мембраны под углом наклона $\varphi = 28°$ (рис.2б).

а

б

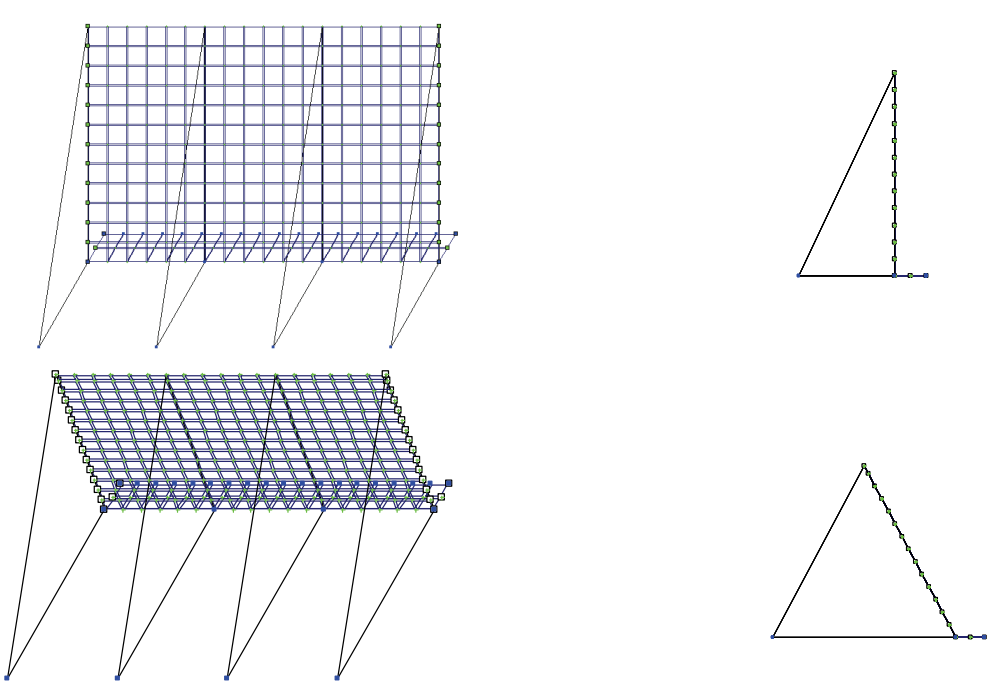


Рис 2. Расчетные схемы подпорных стен: а - с вертикальным расположением лицевой мембраны; б- с расположением лицевой мембраны под углом наклона $\varphi = 28°$

Лицевая мембрана моделировалась плоскими конечными элементами КЭ 341, являющимися геометрически нелинейными элементами, что позволило прикладывать нагрузку поэтапно к уже деформированной схеме. Контрфорс моделировался стержневыми конечными элементами КЭ 10 принятого сечения. Из библиотеки КЭ был выбран элемент одноузловой КЭ 51 и назначен в узлы крепления анкеров и стенки со связью по оси X, моделируя влияние соседних секций мембраны.

В ходе исследования анализировались деформации и характер распределения нормальных напряжений в лицевой мембране стенки в вертикальном и горизонтальном направлениях от активного давления грунта при различных углах наклона лицевой мембраны. На рис.3 представлены деформированные схемы для исследуемых моделей подпорных стен с вертикальным расположением лицевой мембраны (рис.3а) и с расположением лицевой мембраны под углом наклона $\varphi = 28°$ (рис.3б).

а б

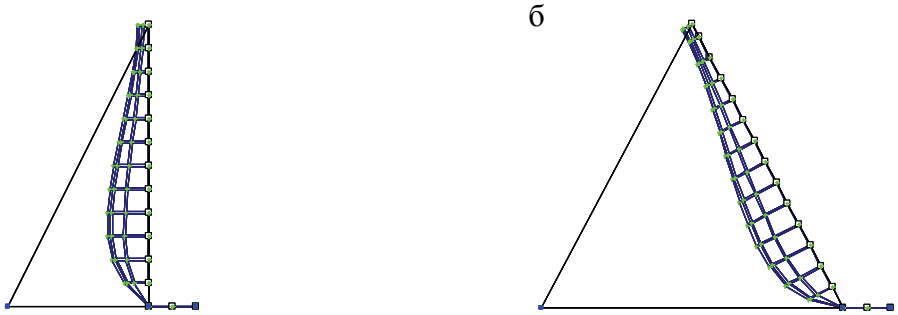


Рис 3. Деформированные схемы подпорных стен: а - с вертикальным расположением лицевой мембраны; б- с расположением лицевой мембраны под углом наклона $\varphi = 28°$

Напряжения анализировались в центральной секции лицевой мембраны. На рис.4а представлены нормальные напряжения Ny в вертикальном направлении (вдоль местной

оси Y плоских конечных элементов мембраны) у опоры лицевой мембраны. На рис.4б представлены нормальные напряжения Ny в вертикальном направлении центре лицевой мембраны. На рис.5 представлены нормальные напряжения Nx в горизонтальном направлении (вдоль местной оси X плоских конечных элементов мембраны) в характерных сечениях на расстоянии 0.05; 0.45; 0.85 и 1.150 м по высоте.

а б

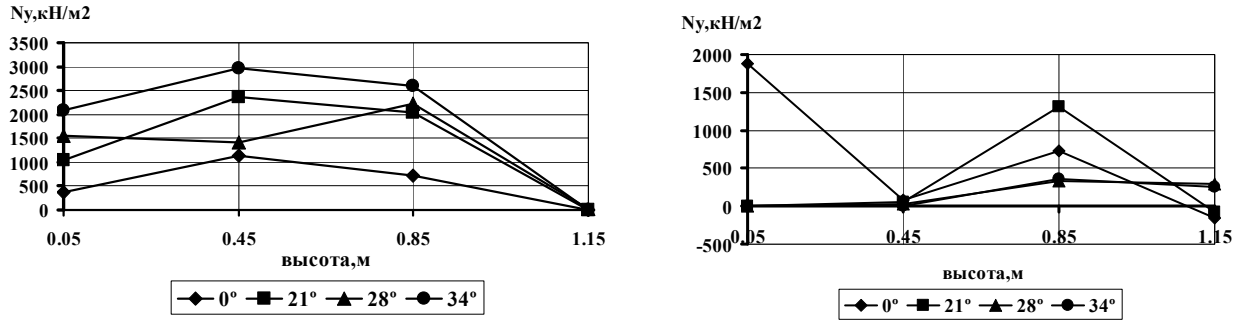
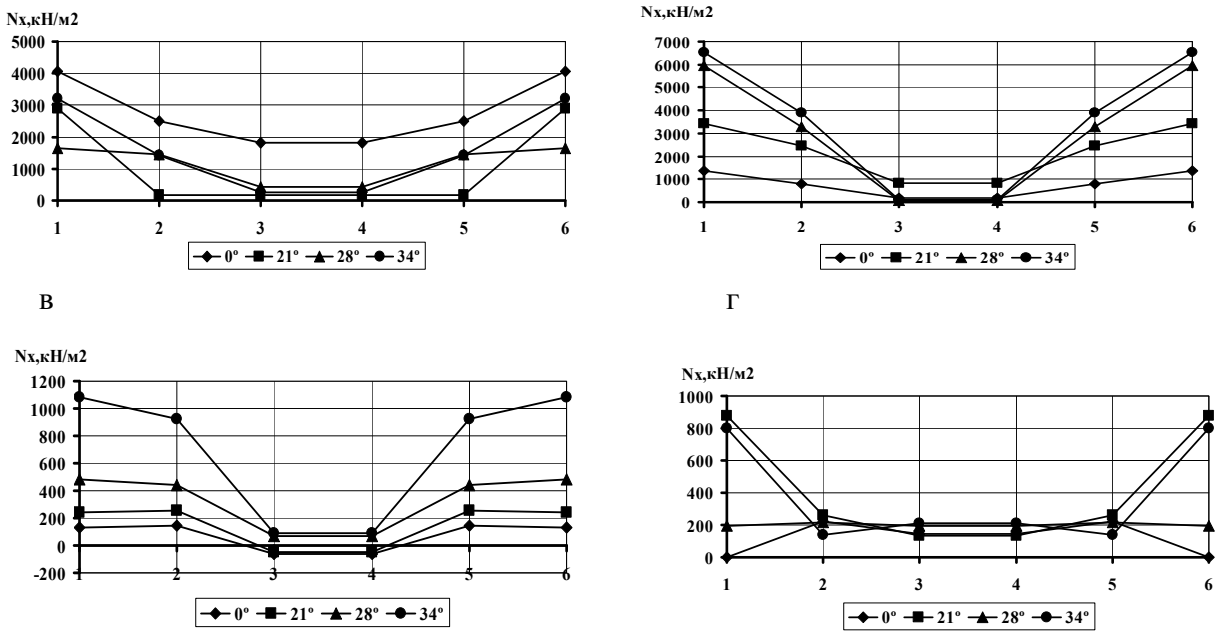


Рис. 4. Вертикальные нормальные напряжения
в лицевой мембране при различных углах наклона:
а - в сечении у опоры; б - в сечении по центру лицевой мембраны

а б



в г

Рис. 5. Горизонтальные нормальные напряжения в лицевой мембране при различных углах наклона: а - в сечении на высоте 0.05м от основания; б - в сечении на высоте 0.45м от основания; в - в сечении на высоте 0.85м от основания; г - в сечении на высоте 1.150м от основания

Выводы

В результате анализа напряженно-деформированного состояния можно сделать следующие выводы:

- при вертикальном расположении лицевой мембраны ($\varphi = 0°$) максимальные напряжения в вертикальном направлении возникают в основании центральной части

мембраны, максимальные напряжения в горизонтальном направлении возникают в основании центральной части мембраны в месте крепления к контрфорсам, в верхней части (сечения на высоте 1.150м от основания стенки) возникают незначительные сжимающие напряжения;

- при различных углах наклона лицевой мембраны деформированная схема сохраняет каплевидную форму;

- с увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в верхней части возрастают как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях, а при угле наклона лицевой мембраны $\varphi = 28°$ не возникают нежелательные сжимающие напряжения;

- в основании стенки с увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в мембране в вертикальном и горизонтальном направлениях снижаются, с незначительной концентрацией у опоры;

- в центральной части мембраны, в сечениях на высоте 0.45м. и 0.85м. с увеличением угла наклона лицевой мембраны растягивающие напряжения в горизонтальном направлении возрастают в месте крепления мембраны к опорам, при угле наклона лицевой мембраны $\varphi = 28°$ напряжения распределяются более равномерно с минимальной концентрацией;

Таким образом, наиболее рациональным углом наклона лицевой мембраны является угол соответствующий углу внутреннего трения грунта засыпки (в нашем случае $\varphi = 28°$).

Дальнейшие исследования планируется проводить в направлении разработки конструктивных решений крепления лицевой мембраны к контрфорсам и в основании, уменьшающих концентрацию напряжений.

Список литературы

1. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта./ Пер. с англ. В.С. Забавича; Под ред. В.Г. Мельника. – М.: Стройиздат, 1989 – 280 с.

2. Друкований М.Ф., Матвеев С.В., Корчевский Б.Б и др. Горизонтально армовані основи під фундаменти будівель.// Монографія.

3.Бугаева С.В. Обоснование методики расчета тонкостенных конструкций, взаимодействующих с грунтовой средой с учетом упруго-пластических свойств их материалов.// Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 – ОГАСА, 1999 - 146с.

4. Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1984 - 117 с.

5. Тетиор А.Н., РубельА.А., Лехно А.Н. Материало и природосберегающие конструкции зданий и сооружений для Крыма. - Киев: УМКВО, 1989 – 200 с.

6. Патент на винахід № 12805А от23.12.1993 «Підпірна стінка» EO2D 29/02. Автори: Тетіор О.Н., Морозов В.В.

7. Морозов В.В. Эффективные конструктивные решения мембранных подпорных стен.// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 33. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – стор. 330-333.

8. Морозов В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния лицевой мембраны мембранной подпорной стенки.// Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції “Сучасні наукові дослідження-2006”. Т.45. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2006р - стор. 9-16.

9. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В., Титок В.П. Под редакцией Академика РААСН, докт. техн. наук, проф. Городецкого А.С. – К.: «Факт»,2008.- 164 с.

10. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие. Боговис В.Е., Гензерский Ю.Д., Гераймович Ю.Д., Куценко А.Н., Марченко Д.В., Медведко Д.В., Слободян Я.Е., Титок В.П. – К.: «Факт»,2008.- 208 с.

The research of change of the tense-deformed state of an obverse membrane of a membrane retaining wall depending on the angle of slope

УДК 624.151.5

Е.Г.Перминова,*аспирант, ассистент кафедры «Железобетонные конструкции»,* *Национальная академия природоохранного и курортного строительства, г. Симферополь*

НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ДВУХСЛОЙНЫХ ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИХ ФУНДАМЕНТОВ.

Традиционными конструкциями фундаментов под колонны каркасных зданий различного функционального назначения являются отдельно стоящие фундаменты мелкого заложения, включающие плитную часть и подколонник, получившие преимущественное распространение вследствие простоты конструкции, удобства изготовления и монтажа.

Создание оптимальных конструктивных форм и разработка методов расчета, наиболее точно описывающих поведение конструкций фундаментов под нагрузкой, позволяют значительно снизить затраты материалов и общую стоимость строительства.

Широкие возможности для создания новых оптимальных конструкций фундаментов открываются в связи с использованием двухслойных конструкций, в которых наряду с высокопрочными тяжелыми бетонами применяются тяжелые бетоны низких классов по прочности на сжатие, причем слой из высокопрочного бетона обеспечивает высокую несущую способность, а слой бетона низкого класса по прочности – необходимое плечо внутренней пары сил.

С целью повышения эффективности применения двухслойных отдельно стоящих фундаментов были проведены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций 25-и физических моделей двухслойных отдельно стоящих фундаментов на песчаном основании.

Модели конструкций фундаментов представляли собой квадратную в плане железобетонную плиту с размерами 30 см × 30 см, армированную вязаной сеткой (С-1) из стержней Ø3В-I с ячейкой 70 мм х 70 мм. В качестве варьируемых параметров были выбраны [1, 2]:

– эксцентриситет приложения нагрузки, e;
– тип поверхности контакта, характеризуемый предельным сдвигающим усилием, воспринимаемым контактным швом, F_{sh};
– жесткость модели, характеризуемая высотой плитной части фундамента h;
– относительная высота верхнего слоя из бетона по прочности класса В15, q.

В данной статье рассмотрены особенности напряженного состояния моделей конструкций двухслойных фундаментов на основных стадиях, предшествующих предельному состоянию, характеризуемому исчерпанием несущей способности. С целью систематизации изложения материала экспериментальные данные сгруппированы в пять серий. Определяющим параметром серии является жесткость конструкции, определяемая в соответствии [3] и, характеризуемая, при фиксированных размерах модели в плане, высотой плитной части. Модели серии I (h=4 см) относятся к гибким конструкциям, серий II (h=6 см), III (h=8 см), IV (h=10 см), V (h=15 см) – к жестким.

Таблица 1.

Характеристики моделей конструкций двухслойных фундаментов

№ п/п	Маркировка модели	Переменные характеристики			
		e, см	h, см	Тип поверхности контакта	q
1	ФД-6	0	4	I	0,3
2	ФД-7	1	6	II	0,4
3	ФД-8	3	8	III	0,5
4	ФД-9	6	10	IV	0,6
5	ФД-10	8	15	V	0,7
6	ФД-11	0	6	IV	0,7
7	ФД-12	1	8	IV	0,3
8	ФД-13	3	10	I	0,7
9	ФД-14	6	15	III	0,3
10	ФД-15	8	4	IV	0,5
11	ФД-16	0	8	V	0,6
12	ФД-17	1	10	V	0,5
13	ФД-18	3	15	IV	0,4
14	ФД-19	6	4	V	0,4
15	ФД-20	8	6	III	0,6
16	ФД-21	0	10	III	0,4
17	ФД-22	1	15	I	0,6
18	ФД-23	3	4	II	0,6
19	ФД-24	6	6	I	0,5
20	ФД-25	8	8	I	0,4
21	ФД-26	0	15	II	0,5
22	ФД-27	1	4	III	0,7
23	ФД-28	3	6	V	0,3
24	ФД-29	6	8	II	0,7
25	ФД-30	8	10	II	0,3

Опыты серии I. Разрушение моделей ФД-6, ФД-15, ФД-23 и ФД-27 было связано со смещением тела продавливания относительно плиты, сопровождающимся потрескиванием. Разрушение модели ФД-19 произошло по нормальному сечению без образования тела продавливания. В работе указанных конструкций можно выделить две стадии: упругую и стадию восприятия нагрузки с трещинами ограниченной ширины. Упругая стадия характеризовалась равномерным ростом растягивающих напряжений в стержнях арматурной сетки и в бетоне нижней зоны плиты, сжимающих наряжений – в бетоне верхней зоны по границе нагрузочного куба. Образование трещин было связано с достижением растягивающих напряжений в бетоне предельных значений. Момент трещинообразования при нагрузке 60%...75% фактической разрушающей отразился на распределении напряжений в стержнях арматурной сетки, характеризуемом увеличением приращений напряжений на каждой ступени нагружения. В момент разрушения напряжения в стержнях арматурной сетки не превышали 10…20% предельно допустимых.

Внецентренное приложение нагрузки вызывало неравномерное распределение напряжений, как в стержнях арматурной сетки, так и в бетоне только, преимущественно, в продольном направлении. При е=0 значения максимальных напряжений в стержнях сетки по датчикам 1, 2, 3 и 4 для модели ФД-6 достигли значений 26,8…30,43 МПа, при е=8 см (ФД-15) – 7,07 МПа, 49,23 МПа, 0,02 МПа и 0,017 МПа, соответственно. По нижнему основанию при е=0 по датчикам н_1, н_2, н_3, н_4 предельные растягивающие напряжения достигли значений 3,09…3,5 МПа, при е=8 см – 5,21 МПа, 0,85 МПа, 2,53 МПа и 2,64 МПа, соответственно. По верхнему основанию при е=0 по датчикам в_1, в_2, в_3 и в_4 значения максимальных сжимающих напряжений составляли 3,87…4,21 МПа, при е=8 см – 1,17 МПа, 5,19 МПа, 1,49 МПа и 5,19 МПа.

Необходимо отметить, что при испытаниях центрально нагруженных моделей напряжения в бетоне уменьшались в направлении от центров граней нагрузочного куба к его углам на 25%...35%; при испытании внецентренно нагруженных моделей по менее нагруженной грани в направлении к угловым зонам напряжения увеличивались на 5%...17%, по более нагруженной – снижались на 3%…21%. Величина фактической разрушающей (продавливающей) нагрузки, как для однослойных моделей, так и для двухслойных, превышала теоретическую, однако, для однослойной центрально нагруженной модели превышение составило 86%, для двухслойной – 70% . Внецентренно нагруженные модели разрушились при нагрузке, превышающей рассчитанную в 5,64…6,45 раз.

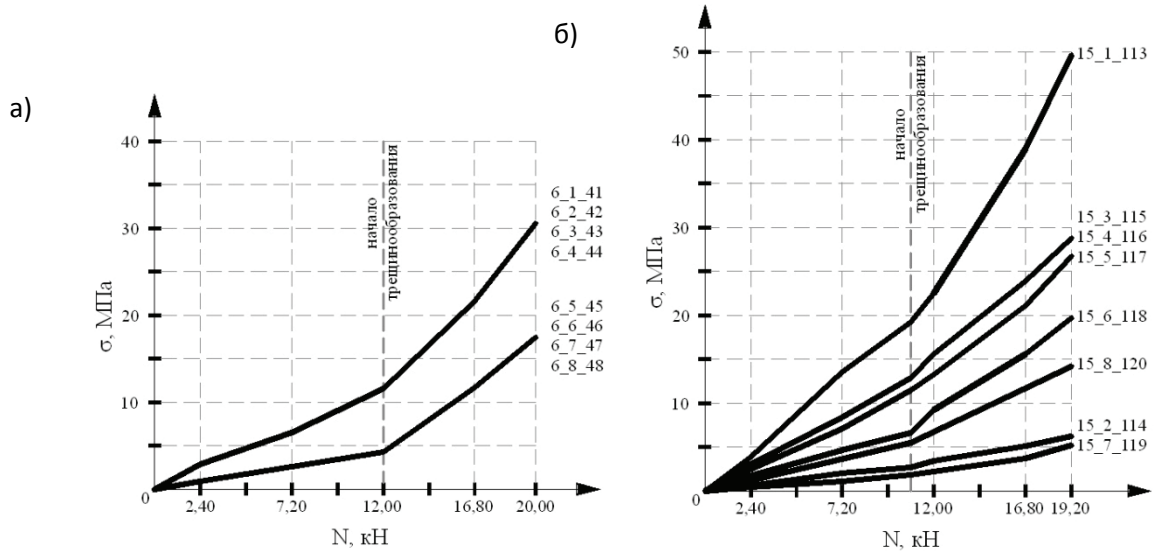


Рис. 1. Распределение напряжений в стержнях арматурной сетки моделей конструкций фундаментов серии I: а – для модели ФД-6; б – для модели ФД-15.

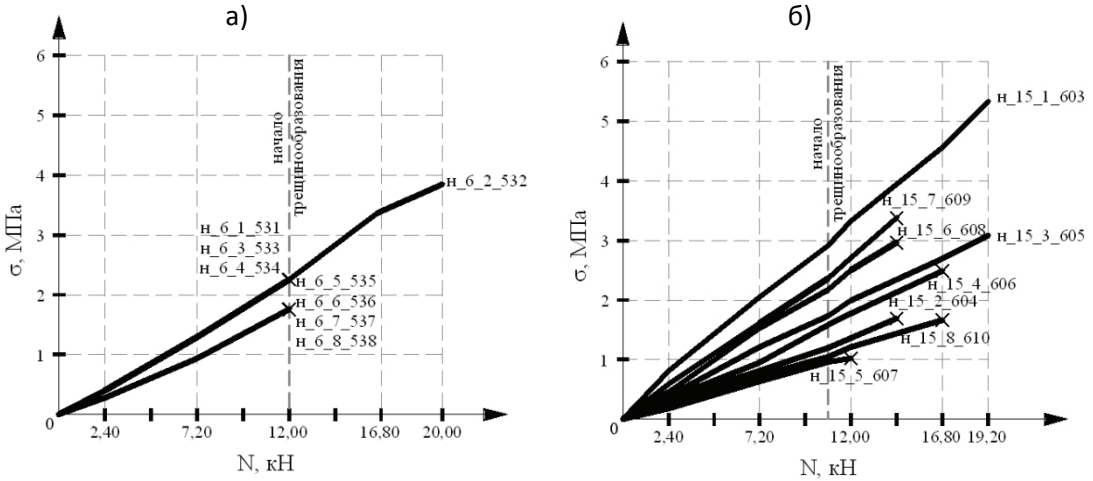


Рис. 2. Распределение напряжений в бетоне по нижнему основанию моделей конструкций фундаментов серии I: а – для модели ФД-6; б – для модели ФД-15.

Опыты серии II. Модели ФД-7, ФД-20, ФД-24, ФД-28 разрушились по нормальному сечению в связи с образованием и раскрытием вертикальных трещин, проходящих под гранями нагрузочного куба. Образование трещин при нагрузке 80%…100% фактической разрушающей происходило в связи с достижением напряжений в бетоне растянутой зоны предельных значений. В момент исчерпания несущей способности значения напряжений в стержнях арматурной сетки составляли 15,56…21,23 МПа, в бетоне сжатой зоны – 0,3…1,40 МПа.

Разрушение модели ФД-11 произошло от продавливания с особенностями, выявленными для моделей серии I.

Влияние на характер распределения напряжений в арматуре и бетоне моделей конструкций фундаментов оказывал в первую очередь эксцентриситет приложения внешней нагрузки. К примеру, при испытании модели ФД-7 максимальные напряжения в арматуре по датчику 2 составляли 15,56 МПа, по датчику 1 – 15,99 МПа, для модели ФД-20, соответственно, 3,40 МПа и 21,23 МПа.

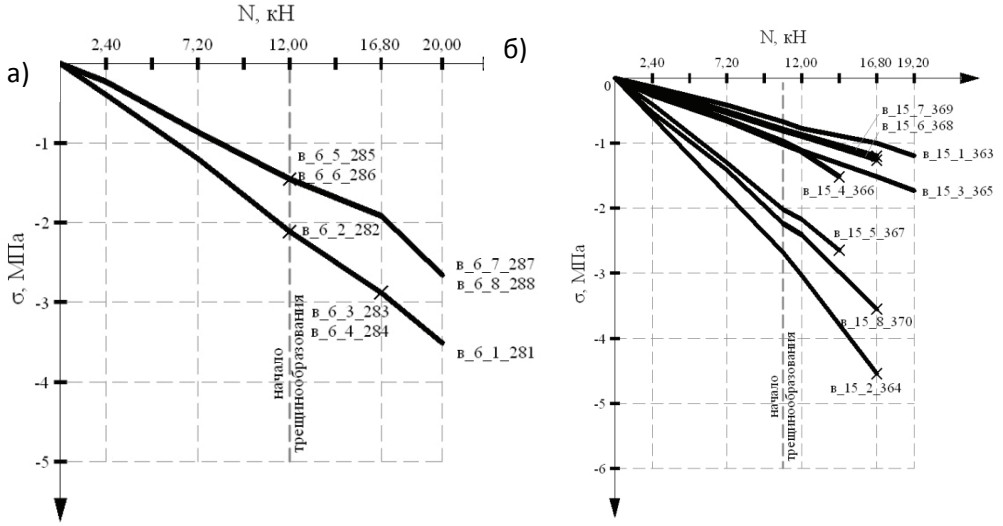
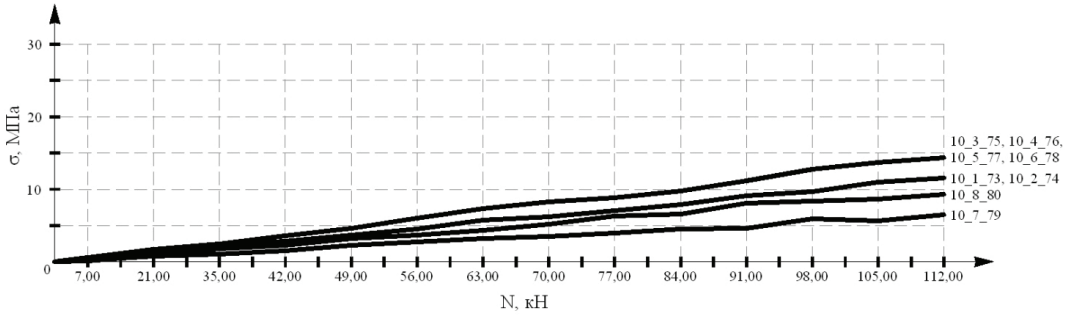


Рис. 3. Распределение напряжений в бетоне по верхнему основанию моделей конструкций фундаментов серии I: а – для модели ФД-6; б – для модели ФД-15.

Опыты серии III, IV, V. Модели указанных серий проявили особенности работы под нагрузкой, характерные для моделей серии II. Разрушению моделей серии IV, в особенности серии V, предшествовали значительные деформации, а в некоторых случаях, и разрушение грунтового основания.

При значении внешней нагрузки, равном фактической разрушающей, максимальные напряжения в стержнях арматурной сетки и в бетоне сжатой зоны принимали, соответственно, следующие значения: для моделей серии III – 9,91…24,06 МПа и 0,13…1,91 МПа, для моделей серии IV – 3,54…35,39 МПа и 0,07…1,43 МПа, для моделей серии V – 1,69…28,31 МПа и 0,04…1,07 МПа. Максимальные напряжения зафиксированы по оси приложения нагрузки. При максимальном значении эксцентриситета, независимо от жесткости, наблюдалось максимальное перераспределение напряжений. При этом для модели ФО-5 (серии V) отношение максимальных и минимальных напряжений в стержнях арматурной сетки и в бетоне верхнего основания составляло, соответственно, 10,52…13,40 и 4,21…4,38, а для модели ФД-10 – 1,11…1,50 и 3,67…3,92.

а)



б)

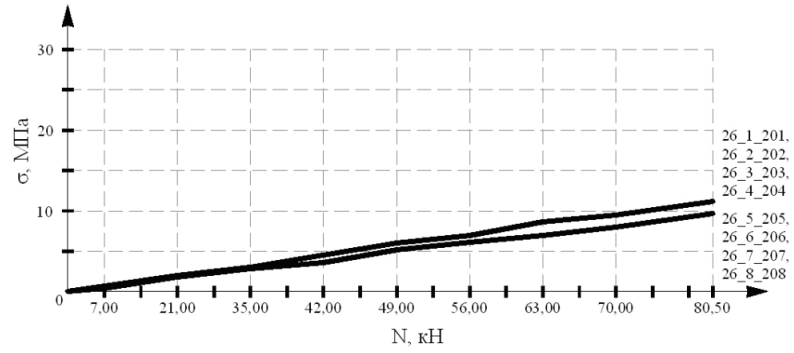
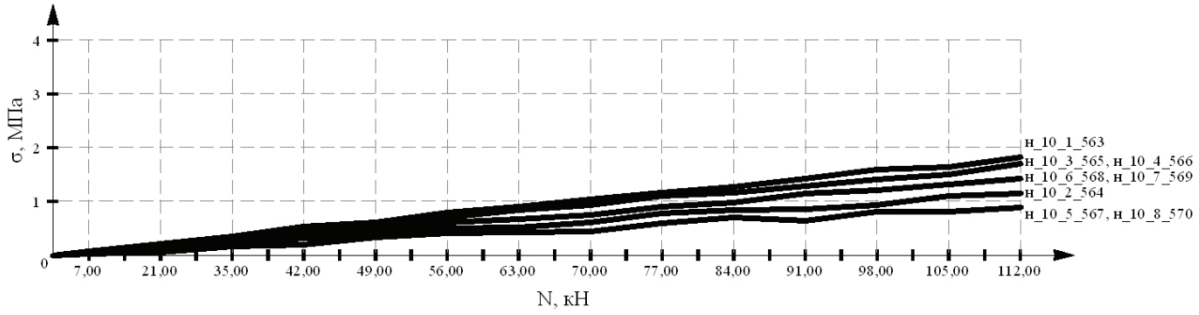


Рис. 4. Распределение напряжений в стержнях арматурной сетки моделей конструкций фундаментов серии V:

а – для модели ФД-10; б – для модели ФД-25.

а)



б)

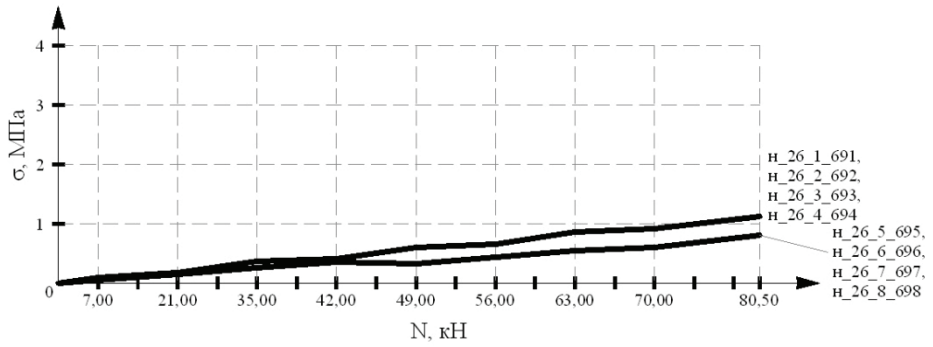
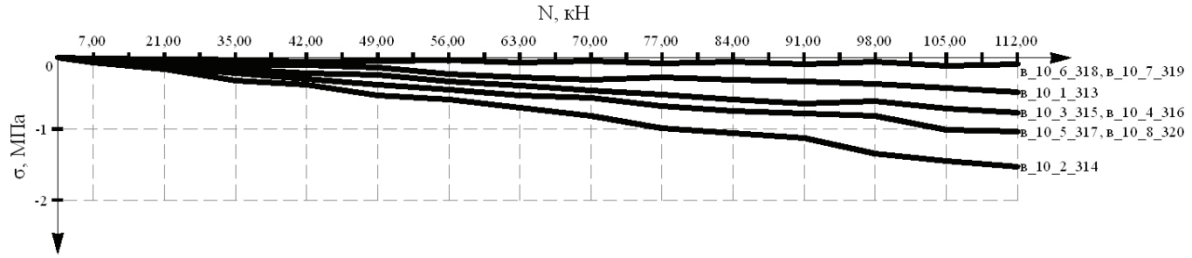


Рис. 5. Распределение напряжений в бетоне по нижнему основанию моделей конструкций фундаментов серии V:

а – для модели ФД-10; б – для модели ФД-26.

а)



б)

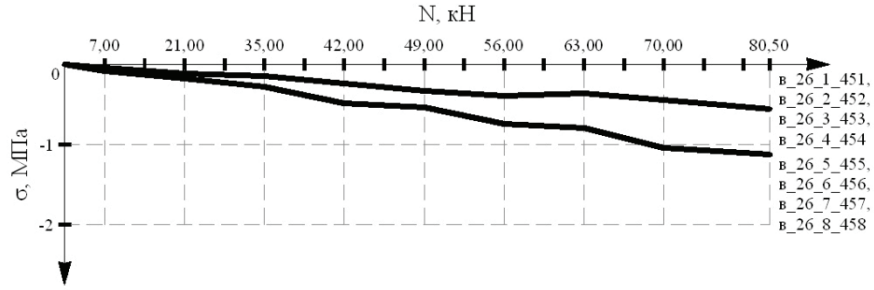


Рис. 6. Распределение напряжений в бетоне по верхнему основанию моделей конструкций фундаментов серии V: а – для модели ФД-10; б – для модели ФД-26.

При анализе результатов испытаний моделей серий II, III, IV, V выявлена зависимость несущей способности конструкций от наличия контактного шва и высоты верхнего слоя из бетона класса В15. При относительной высоте верхнего слоя 0,4 и 0,3 величина разрушающей нагрузки не достигала теоретически рассчитанной на 2%…35%, при отношении 0,6 и 0,7 – превышала на 8%...132%. Оптимальное соотношение параметра оптимизации и исследуемого фактора, характеризуемое отношением фактической и теоретической разрушающей нагрузок, составляющим 1,10…1,37, наблюдается при относительной высоте слоя из бетона класса В15 $q = 0{,}5$.

Практически во всех опытах получено превышение фактической разрушающей нагрузки над теоретической, причем степень превышения зависит от характеристик испытываемых конструкций. Наличие расхождения между экспериментальными данными и данными, полученными в соответствии с существующими расчетными методиками, отмечалось неоднократно в работах других авторов.

Необходимо обратить внимание, что трещины, образовавшиеся в растянутой зоне, раскрывались при увеличении нагрузки только в пределах слоя из бетона класса В10, не пересекая контактный шов. Такая особенность объясняется разностью сопротивлений бетонов различных классов.

На несущую способность моделей, разрушающихся от продавливания (моделей серии I и ФД-11 серии II), влияние наличия контактного шва и толщин слоев бетона не выявлено.

Выводы

1. Полученные экспериментальные данные о величинах разрушающих нагрузок, как для однослойных, так и для двухслойных моделей конструкций отдельно стоящих фундаментов, свидетельствуют о значительных запасах прочности, учитываемых в существующих методиках расчета.

2. На основании анализа результатов экспериментальных исследований установлена зависимость параметров НДС элементов системы «грунтовое основание-фундамент» от конструктивных особенностей моделей конструкций отдельно стоящих двухслойных фундаментов.

3. Жесткость конструкции модели фундамента является определяющим параметром характера разрушения: разрушение гибких конструкций моделей фундаментов происходило по наклонному сечению и от продавливания, жестких – по нормальному сечению.

4. С повышением жесткости конструкции модели фундамента уменьшаются напряжения и деформации конструкции, что вызывает осадку конструкции и увеличение контактных напряжений в грунтовом основании.

5. Эксцентриситет приложения внешней нагрузки вызывает перераспределение напряжений, как в конструкции фундамента, так и в грунтовом основании, при этом зоны концентрации напряжений находятся по оси приложения нагрузки.

6. Относительная высота слоя бетона более высокого класса по прочности на сжатие является параметром, определяющим НДС конструкции двухслойного фундамента и степень перераспределения напряжений между слоями бетонов различных классов по прочности на сжатие. Минимальное соотношение между фактической разрушающей нагрузкой и теоретической, рассчитанной по методикам, регламентируемым нормативными документами, зафиксировано для двухслойных конструкций с относительной высотой слоя бетона более высокого класса по прочности 0,5.

7. Зона контакта двух слоев бетона, расположенная в сжатой части сечения является искусственным концентратором напряжений и катализатором разрушения. Поэтому при проектировании конструкций двухслойных фундаментов необходимым является условие расположения границы слоев ниже границы сжатой зоны.

8. Влияние типа поверхности контактного шва между слоями бетонов различных классов по прочности на сжатие на данном этапе установить не удалось, что объясняется более сильным влиянием прочих параметров конструкций двухслойных отдельно стоящих фундаментов.

Список литературы

1. Родин С. В. Особенности силового взаимодействия железобетонных столбчатых фундаментов с песчаным основанием: дис. … канд. техн. наук : 05.23.02 / С. В. Родин. – Днепропетровск, 1983. – 212 с.

2. Чеботарева Е. Г. Исследование напряженно-деформированного состояния отдельно стоящих двухслойных железобетонных фундаментов методами компьютерного моделирования / Е. Г. Чеботарева // MOTROL. – Симферополь–Люблин, 2010. – т. 12D. – С. 156-161.

3. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – М. : Стройиздат, 1973. – 627 с.

УДК 624.047.2:624.014

К.С.Пшеничная-Ажермачёва
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Работа свайного основания МСП при размыве грунта

Рассматривается НДС свай, закрепляющих МСП при размыве основания. Дается методика определения дополнительного изгибающего момента в свае от вертикальной нагрузки. Оценивается влияние отклонения верха сваи на распределение усилий в свае.

свая, размыв, отклонение, дополнительный изгибающий момент

Введение

Морские стационарные платформы (МСП) закрепляются к основанию чаще всего сваями, которые забиваются в дно на глубину от нескольких десятков метров и до 100 м и более. Глубина забивки свай зависит от многих факторов, однако наиболее важными являются вертикальные нагрузки от платформы и грунтовые условия. Для обеспечения прочности и устойчивости МСП чрезвычайно важно проводить регулярный контроль и своевременное обнаружение местного размыва у основания опорных конструкций под действием волн и приливно-отливных течений.

Основной причиной размыва согласно выполненным в Северном море исследованиям [1] следует считать течения, которые в море непрерывно меняются как по величине, так и по направлению, и могут вызываться приливами, ветром, вращением Земли, изменением атмосферного давления, температуры, плотности различных слоев воды; а также воздействие волн, и т.д.

На течение могут накладывать знакопеременные движения донных частиц и жидкости при волнении.

Штормовые волны действуют на донные осадки двояко: вызывают их движение и создают систему течений, которые транспортируют пришедшие в движение осадки. Например, фирмой «Шелл» зафиксирован случай местного размыва у опор свайной платформы на месторождении Лемн в Северном море, когда за пять лет эксплуатации сооружения воронка размыва достигла 5,4 м глубины, 42 м ширины и 48 м длины по направлению течения.

В этом случае, конечно, изменилась начальная расчетная схема работы свайного основания. В сваях дополнительно возникли поперечные силы и изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок, которые не учитывались при разработке проекта платформы.

Исследование НДС свайного основания при закреплении экспериментальной железобетонной платформы в Азовском море

В 70-х годах прошлого столетия при открытии углеводородных месторождений в Азовском море было решено начать их эксплуатацию. Привлекало то, что глубина Азовского моря 10-15 м, привлекала близость производственных баз, однако были и определенные сложности. Азовское море в зимний период покрывается льдом на несколько месяцев. Во второй половине зимы при действии северо-восточных ветров происходит подвижка ледовых полей, толщина льда которых в холодные зимы достигает 50-90 см, т.е. морская платформа должна обладать соответствующей ледостойкостью. При этом информации о прочности льда Азовского моря не было. Отечественные специалисты не имели опыта проектирования и строительства ледостойких морских платформ. Было решено на Стрелковском месторождении углеводородов построить опытное морское основание, с помощью которого получить картину воздействия льда на опорные конструкции при его подвижке [2].

В 1975 г. было осуществлено строительство опытного ледостойкого основания на расстоянии 1,4 км от берега, на глубине моря 5 м.

Конструкция опытного ледостойкого основания разрабатывалась специалистами отраслевой научно-исследовательской лаборатории морских нефтепромысловых гидротехнических сооружений МИСИ совместно с лабораторией морского промыслового дела ВНИИгаз, в соответствии с действующими в то время СНиП 11-57-75 [3]. Опытная опора представляла собой пустотелый железобетонный цилиндр, установленный на дно моря и закрепленный 16 стальными трубчатыми сваями.

Исследования показали, что максимальная ледовая нагрузка на всю опору составляла 435-478 т в зависимости от направления воздействия льда и на 40-50% превышала нагрузку, определенную [3].

Зимой 1977 г. при подвижке ледовых полей произошел наклон опоры (рис.1).

Анализ материалов обследования позволил объяснить причины наклона опоры и составить расчетную схему работы свайного основания при подвижке льда [4].

В экстремальных условиях сваи, закрепляющие опору к основанию, работали на восприятие продольной силы от веса опоры, на восприятие поперечной силы при подвижке льда, на восприятие изгибающего момента от поперечной силы и на восприятие дополнительного изгибающего момента от продольной силы при горизонтальном перемещении верха свай, в то время как три последних фактора не учитывались при разработке проекта.

Цель исследования – проверка напряженно-деформированного состояния свай при воздействии вышеуказанных силовых факторов.

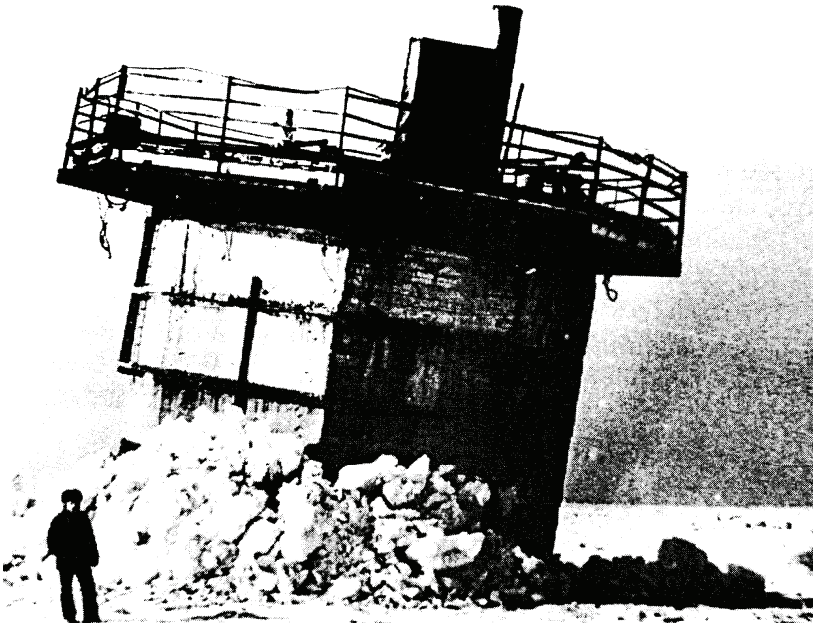


Рис.1. Наклон железобетонной опоры при подвижке льда (Азовское море)

Обследование придонной части опоры показало, что под опорой произошел размыв грунта и образовалась воронка глубиной 2 м (рис.2).

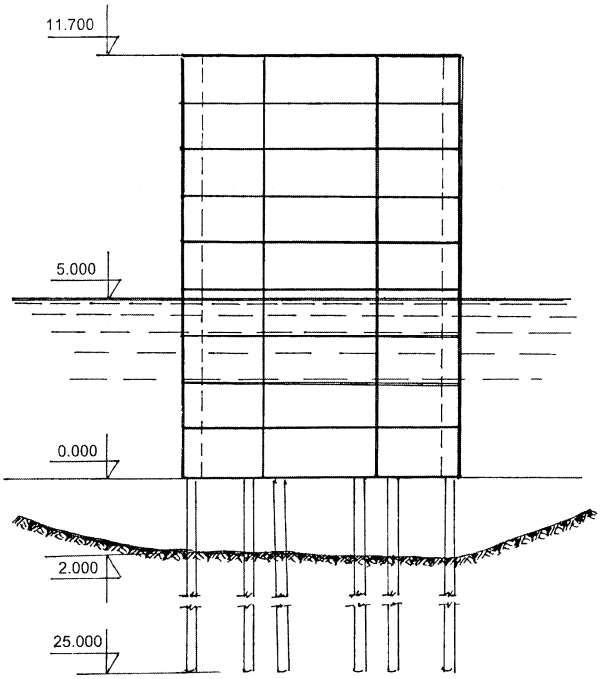


Рис.2. Размыв грунта под опорой в результате воздействия волн

Расчетную схему сваи, закрепляющей опытную опору к морскому основанию, можно представить в виде балки на упругом основании под действием поперечных и продольных нагрузок (рис.3).

Для определения дополнительного момента, возникающего в свае закрепления при горизонтальном перемещении ее верхней части от вертикальной нагрузки, необходимо определить это перемещение.

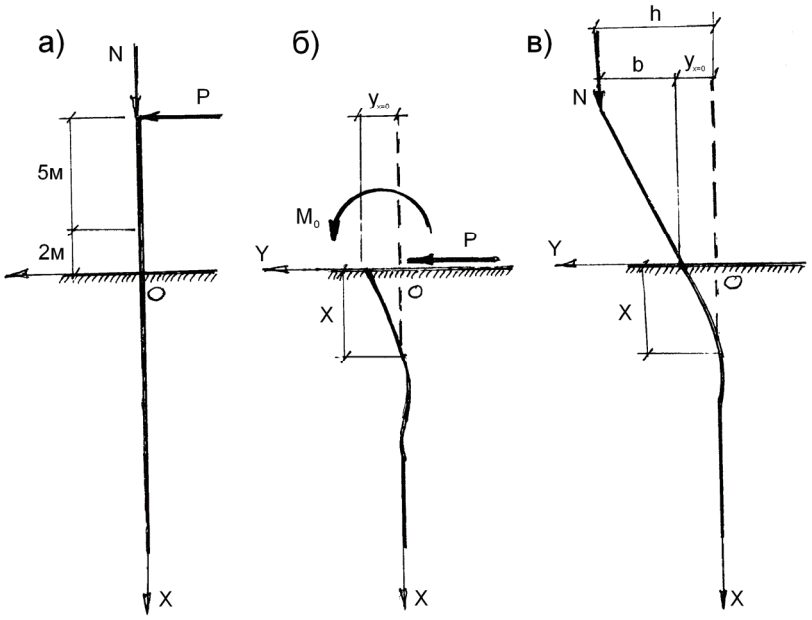


Рис.3. Расчетная схема сваи.

Основное уравнение для расчета балок на упругом основании имеет вид [5]:

$$EI_Z \frac{d^4 y}{dx^4} = q \quad , \qquad (1)$$

где EI_z – жесткость балки,

q – силовой фактор, зависящий от свойств грунта (для нашего случая q=–ky, где k – отпорность грунта).

Тогда уравнение (1) можно переписать в таком виде:

$$EI_Z \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky \quad . \qquad (2)$$

Знак «-» возникает, потому что q и y направлены в разные стороны.

Общее решение уравнения (2) имеет вид:

$$y = e^{\beta x}(A\cos\beta x + B\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x) \qquad (3)$$

Здесь $\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI_Z}}$.

Постоянные A, B, C, D определяются из начальных условий.

При увеличении x, y стремится к нулю, т.е. $x \to \infty$, $y \to 0$, поэтому первое слагаемое в выражении (3) обратится в нуль. Тогда A=B=0.

Выражение (3) в этом случае принимает вид

$$y = e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x) \quad . \qquad (4)$$

Для определения постоянных C и D возьмем вторую и третью производные от (4) и, приравняв их соответственно к M_0 и P, получим два линейных уравнения, в которых содержатся постоянные C и D.

$$EI_Z \frac{d^2 y}{dx^2}[e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x)] = -M$$

$$EI_Z \frac{d^3 y}{dx^3}[e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x)] = P \qquad (5)$$

Решив систему (5), получим

$$C = \frac{1}{2\beta^2 EI_Z}(P - \beta M_0) \quad \text{и} \quad D = \frac{M_0}{2\beta^2 EI_z}. \qquad (6)$$

Подставив значения C и D из (6) в (4), получим выражение для прогибов сваи в зависимости от координаты *x*.

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 EI_Z}[P\cos\beta x - \beta M_0(\cos\beta x - \sin\beta x)]. \qquad (7)$$

Если M_0 и P изгибают сваю в одном направлении, то M_0 необходимо брать со знаком минус, если же в разных направлениях – то со знаком плюс.

Наибольший прогиб будет при *x*=0 (рис.3б):

$$y_{x=0} = \frac{1}{2\beta^3 EI_Z}(P - \beta M_0). \qquad (8)$$

Определим координату *x*, когда прогиб *y* первый раз обращается в 0. Для этого выражение (7) приравняем к нулю. Сделав преобразования, получим:

$$x = \frac{1}{\beta} arctg\left(\frac{\beta M_0 - P}{\beta M_0}\right). \qquad (9)$$

Для получения уравнения углов поворота верхней части сваи возьмем первую производную от выражения (7), получим

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2\beta^3 e^{-\beta x}}{k}[M_0(\cos\beta x + \sin\beta x) + M_0(\cos\beta x - \sin\beta x) - \frac{P}{\beta}(\cos\beta x + \sin\beta x)] \qquad (10)$$

Для определения горизонтального перемещения верха сваи определим угол наклона касательной к искривленной оси сваи в точке *x*=0:

$$\frac{dy}{dx}_{x=0} = \frac{2\beta^3}{k}(2M_0 - \frac{P}{\beta}) \quad . \qquad (11)$$

Горизонтальное перемещение верхнего конца сваи при этом (рис.3в):

$$b = (5+2)tg[\frac{2\beta^3}{k}(2M_0 - \frac{P}{\beta})] \quad , \qquad (12)$$

Здесь (5+2) – плечо приложения горизонтальной ледовой загрузки *P*, где 5 м – расстояние от низа опоры, 2 м – глубина размыва сваи.

Общее горизонтальное перемещение верха конца сваи с учетом (8):

$$h = b + y_{x=0} \quad ,$$

или

$$h = (5+2)tg[\frac{2\beta^3}{k}(2M_0 - \frac{P}{\beta})] + \frac{1}{2\beta^3 EI}(P - \beta M_0) \quad . \qquad (13)$$

Формула (13) дает приближенное значение величины горизонтального перемещения верха сваи *d* = 425мм, т.к. нет возможности оценить ее поворот в отверстии d = 530 мм в железобетонной опоре. Поэтому возможный дополнительный момент, несколько с запасом, можно определить:

$$M_q = Nh \quad , \qquad (14)$$

где N – вертикальная нагрузка,

h – плечо приложения вертикальной нагрузки.

Пока не было подмыва грунта и сваи работали только на сдвиг, лед разрушался на опоре от сжимающих горизонтальных усилий (435-478 т). Однако при образовании подмыва и оголении свай они стали работать на изгиб, что привело к запредельным деформациям и напряжениям в свае, железобетонная опора наклонилась и уперлась в грунт нижним краем. Исчерпание несущей способности закрепляющих свай произошло в результате недостаточной их изгибной жесткости. Поэтому при проектировании опорных конструкций МСП необходимо обеспечивать конструктивными решениями гарантию неразмыва грунта у опоры.

В нашем случае условные напряжения в свае только от изгибающего момента ($M_0 = P\cdot(5+2)$), вызванного горизонтальной силой (воздействие льда), значительно превышают предел текучести материала сваи.

Выводы

1. При расчете свайных оснований, закрепляющих сооружения к морскому дну, необходимо учитывать возможность горизонтального перемещения верхней части свай от горизонтальных воздействий.

2. Перемещения верхней части свай вызывает дополнительный изгибающий момент в свае от вертикальной нагрузки, напряжения от которого могут быть соизмеримы с основными.

3. Для обеспечения нормальной работы свай необходимо исключить возможность горизонтального перемещения их верхних частей, используя те или иные конструктивные мероприятия.

Списоклитературы

1. Djak P.H. To prevent seabed acouring, stop it before it starts. Petrol. Eng. int. 1981, 53, №12, pp. 45-56.
2. Дудик Э.Ф., Макаенко В.И., Копайгородский Е.М., Евдокимов Г.Н. Исследование ледовых нагрузок на морские газопромысловые сооружения в Азовском море. / Нефтепромысловые сооружения. 1978. №10. с.7-10.
3. СНиП 11-57-75. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). – М., Стройиздат, 1976. 40 с.
4. Ажермачёва К.С. О причинах наклона опытного ледостойкого основания в акватории Азовского моря. / Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Вип.7. Видавництво «Сталь», Київ, 2011. – с.6-11.
5. Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. Т. 2. Издательство «Наука» ГРФМЛ. – М., 1965. – 480 с.

УДК 504(477.55)

Г.Э. Садыкова, ***к.г.н., доцент,*** **Т.А. Иваненко,** ***ассистент,*** **З.Д.Сапронова,** ***к. г.-м. н., профессор***

Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Симферополь

ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ ПРИРОДНЫХ РИСКОВ ПРИБРЕЖНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

В работе рассмотрены результаты анализа эколого-геологических условий и мониторинговых исследований прибрежных территорий Крыма.Проведенаоценка оползневого и интегрального риска западного побережья Крыма. Рассчитан полный и удельный (приведенный к единице площади) экономический риск потерь, обусловленных разрушением или повреждением территории в зоне воздействия Учкуевского (п. Бартеньевка) оползня.

Оценка природного и техногенного риска, Западный берег Крыма, экзогенные геологические процессы, оползни

Введение

Современные экзогенные процессы рельефообразования являются важным источником природного риска и проявляются повсеместно. Е. П. Емельянова [1] определила интенсивность развития ЭГП как количество форм на единицу длины или площади, а также длины или площади, занятой формами, от общей длины или площади. В настоящее время в качестве количественного показателя оценки интенсивности проявления ЭГП используется пораженность территории процессом, которая оценивается площадным или линейным коэффициентом. Коэффициент пораженности является не только количественным показателем интенсивности проявления процесса, но и в интегральной форме характеризует взаимодействие всех факторов, степень их влияния на данный процесс. Принципы и методы оценки опасности и риска, связанные с проявлением экзогенных геологических процессов, в настоящее время разработаны слабо. Анализом состояния этой проблемы занимался ряд авторов. Среди них можно выделить работы А. Л. Рагозина, А. И. Шеко, В. С. Круподерова и др[2]. Подходы к изучению опасности и риска разнообразны. Ряд авторов Л. В. Бахирева, В. И. Осипова, Г. Л. Кофф [3] определяют геологический риск как вероятность проявления природных и техногенных геологических

процессов в определенном районе. Классификация рисков А. Л. Рагозина включает в себя ряд таксономических единиц: классы, группы, типы. Все риски подразделяются на три класса: природные, социальные и природно-социальные. Классы подразделяются на группы. В классе социальных рисков выделяют две группы: природные и техноприродные. В группе природных рисков выделяют гидрогеологический, метеорологический, космический, смешанный, а в группе социальных рисков – горнодобывающий, химический, машиностроительный, автодорожный и т. д. Среди генетических типов выделены: сейсмический, оползневой, селевой и т. д. Риски различаются по масштабу и характеру воздействия, полноте учета, форме проявления, сфере фиксации, уровню воздействия на человека и экономику. Основным принципом оценки опасности воздействий ЭГП и риска является вероятностная оценка проявления того или иного процесса на территории. Кроме нее, учитываются также и энергетические характеристики процессов (скорость развития, площадь, на которой они проявляются, и т. д.).

Цель данной работы заключалась в комплексном изучении эколого-геологических условий и результатов мониторинговых исследований прибрежных территорий Крыма для выявления особенностей при оценке природных рисков.

Объектом исследований является сложная система прибрежной зоны, состоящая из подсистем суши, моря и берега, где размещены разнообразные природные ресурсы и взаимодействуют природные, экономические и социальные процессы. Такой объект предполагает не только комплексный (интегрированный) подход к управлению экологической ситуацией и использованием природных ресурсов, но дает и определенные преимущества.

Предметом исследования является оценка оползневого риска в зоне воздействия Учкуевского (п. Бартеньевка) оползня (западное побережье Крыма).

Возрастающий в последние десятилетия интерес к научным и прикладным аспектам анализа и оценки различных природных опасностей и наносимых ими потерь объясняется во многом отсутствием в настоящее время альтернативы решения многочисленных экологических, экономических и социальных проблем, связанных с безопасным развитием отдельных территорий, особенно в районах развития опасных природных и техноприродных процессов. Интегральные оценки рисков позволяют выражать в единых количественных и сравнимых между собой показателях разнообразную фактическую и прогнозную информацию об опасностях как природного так и другого генезиса.

Отличия отдельных природных опасностей, связанных с проявлением различных инженерно-геологических, гидрометеорологических, техногенных, экологических процессов, определяющие в конечном итоге характер и масштаб разрушений различных объектов и территорий, можно рассматривать в двух основных математических моделях: с формированием риска от одномоментных, эпизодически возникающих процессов и от перманентных – относительно постоянно проявляющихся во времени в пределах территории. Для территорий, подверженных негативным воздействиям опасных природных процессов, нарушением является любой случай выведения из строя отдельных площадей в результате их поражения оползневыми, абразионными и другими подобными опасностями.

Рассмотрим эти модели применительно к природным рискам на примерах их оценок от различных инженерно-геологических процессов.

Результаты исследования

Западный берег Крыма является малоосвоенной территорией для рекреационного природопользования. В настоящее время это побережье планируется под перспективную курортно-рекреационную застройку. Исследуемая территория располагается между мысом Лукулл на севере и г.Севастополь на юге (рис. 1).

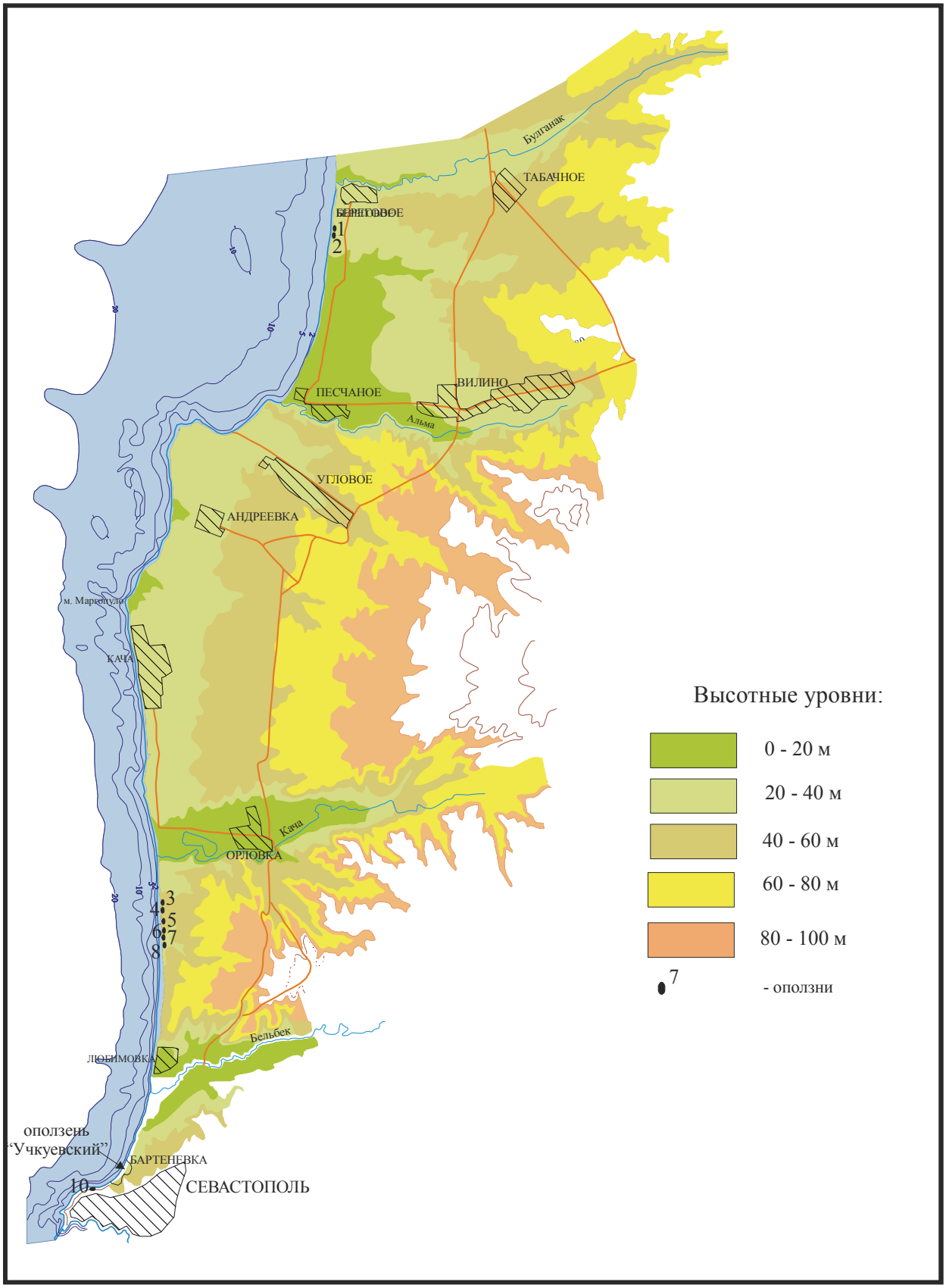


Рис. 1. Обзорная схема территории исследований

По данным Противооползневого управления (г.Ялта) на 2010 г. в исследуемом регионе насчитывается 118 оползней, площадью 1746240 м^2, из них в активном состоянии были 6. Наиболее активные процессы происходили на побережье Гераклейского полуострова. В

основном, в активизации оползневых процессов преобладает техногенный фактор (подсечки, пригрузки склонов, утечки из водонесущих коммуникаций).

На западном побережье Крыма, куда относится прибрежная полоса шириной до 10 км Бахчисарайского, Симферопольского, Сакского, Черноморского, Раздольненского административных районов активных полностью 6; (площадь 145450 м^2): из них природных и природно-техногенных - 5; (площадь 140450 м^2); техногенных - 1; (площадь 5000 м^2);

стабильных оползней всего: 56 (площадь 1309550 м^2): из них природных и природно-техногенных: 27; (площадь 742750 м^2); техногенных - 29; (площадь 566800 м^2);

На исследуемой территории обвалы формируются в основном в абразионных уступах, сложенных верхнеплиоценовыми континентальными отложениями. В годовом разрезе обвалы наиболее часто происходят в зимне-весенний период, при наиболее сильных волнениях моря и повышенной влажности пород.

Оползневые процессы здесь наиболее развиты на следующих отрезках побережья:

1 – от Севастополя до оз. Сакское;

2 – на левом склоне долины р.Альма, в нижнем ее течении на протяжении первых от устья 15 км;

3 – на Джангульском побережье Тарханкутского полуострова.

Оползни этих участков имея общие морфологические признаки (блочность, фронтальность), разнятся по активности, размерам и составу пород, вовлеченных в смещение.

Оползни, развитые в средне-верхнеплиоценовых породах находятся на берегу моря между г. Севастополем и озером Сакское. Линейная пораженность оползнями достигает здесь 11% на левом берегу р.Альма в нижнем ее течении.

Базисом смещения оползней 1-ой группы является современный уровень моря, наибольшее число сосредоточено на отрезке берега между реками Альма и Черная и в районе села Береговое. Длина оползней по оси от 18 до 180 м, ширина от 25 м до 2600 м, площадь изменяется от 1000 м^2 до 48000 м^2, преобладающая 6000-8000 м^2 (28,4%), средняя крутизна поверхности изменяется от 10° до 20°.

Характерными признаками оползней первой группы является их фронтальность в плане и ступенчатость по оси. Число ступеней – 1-2, только Любимовский имеет три. Ширина ступеней по оси измеряется от 5-10 до 20-30 м. уклон их поверхности обратный, до минус 2°-7°. Образование оползневых ступеней происходит в результате отчленения блока пород от прибровочной части плато и последующего смещения его к базису. Блок отседает по крутопадающей трещине (70-90°), стенка которой долго сохраняет значительную высоту (до 15-20 м) и крутизну 70-90°, сложенная песчано-глинистыми разностями и испытывающая неравномерные деформации растяжения она быстро меняет начальный облик.

Оползни в средне-верхнеплиоценовых породах возникают только при наличии в основании склона менее прочных серовато-желтых глин, являющихся основным деформируемым горизонтом (ОДГ). Если в основании склона находятся крепкие красные или красно-бурые глины, конгломераты, возникают обвалы. Изменение высот склонов, сложенных средне и верхнеплиоценовыми породами, влияет и на форму их разрушения. Так, оползни этого района возникают при высоте склона в 15 и более метров, при меньших высотах происходят обвалы. Связь оползневых процессов с абразионными тесная, размываемые берега исследуемой территории поражены обвально-оползневыми процессами. Гидрогеологические условия на отрезке Альма – Севастополь однообразны на обвальных и оползневых участках. Грунтовые воды встречены в пределах уровня моря, напор их не более 5 м, обычно они приурочены к редким прослоям песков в зоне ОДГ. Оползни на этой территории относятся к оползням раздавливания, возникающим в почти горизонтальных слоях.

Исследуемый оползень в п. Бартеньевка занимает 88 га

Характеристика исследуемого оползня приведена в таблице 1.

Таблица 1.

Геоморфологическая характеристика оползня «Учкуевский», п. Бартеневка (составлено по данным ГП «Крымское противооползневое управление»)

№п/п	Местоположение	Протяженность склона, подверженного оползанию, м	Высота склона, м	Форма в профиле	Тип оползня	Экспозиция склона, градусы	Состав ОДГ	Гидрогеологические и гидрологические условия
1	2	3	4	5	6	7	8	10
1	"Учкуевский", Ю п. Бартеневка, в 1850 м на ЮЗ от устья р. Бельбек	100	47-50	извилистая	абразионный	СЗ	Суглинок N_2	Подземные воды в известняках, дебиты источн 0,05-0,2 л/сек. Озерца размером 12х15, 28х10х1м, повсеместная заболоченность
2		150	15-40	извилистая	абразионный	З	Суглинок N_2	

Продолжение таблицы 1

№п/п	Тип оползня по форме в плане	Длина,м	Ширина, м	Площадь, $м^2$	Форма склона в профиле	Высота стенки срыв min, м	Высота стенки срыва max, м	Местоположение оползня на склоне	Абс.отм. головы оползня, м	Средняя крутизна, град.
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	24
1	циркообразный	80	800	66000	волнистая	20	20	3-4 ступенчатое оползание	47.0	18
2	циркообразный	60	1100	22000	волнистая	5	3		47.0	20-60

Оценка оползневого риска западного побережья Крыма

В пределах абразионных участков западного побережья (в Севастопольском районе) преобладает проявление оползневых процессов.

Требуется определить индивидуальный, социальный и экономический риск потерь на территории, в зоне воздействия Учкуевского (п. Бартеньевка) оползня. По данным инженерных изысканий и прогнозов, рассматриваемый оползень относится к процессам пятой категории опасности, расположен в западном оползневом районе, по геоморфологической принадлежности является абразионным. Повторяемость таких оползней в ненарушенных природных условиях составляет около одного раза за год. В пределах поселка Бартеньевка оползень затронет площадь в 88000 м^2 (рис. 2).

Рис. 2.Ополень «Учкуевский» в п. Бартеневка

Примем в качестве объекта оценки освоенную часть территории, имеющую площадь S_oравную 180 га, при общей площади S_T – 900 га.

В пределах всей оцениваемой территории S_T периодически раз в год возникает опасность H, каждый раз поражающая площадь S_H равная 8,8 га. Тогда вероятность поражения этой опасностью как на освоенной, так и на не освоенной части этой территории равна 0,0098:

$$P\,(S_T\ S_o) = S_H / S_T$$

Полученная таким образом вероятность определяет долю возможных потерь объекта в случае реализации опасности H. Она не зависит от площади объекта поражения, т.е. является универсальным показателем его реакции на опасность. Будем называть эту вероятность степенью физической уязвимости территории от оползневого процесса обозначим - $V_f(H)$.

Тогда материальный ущерб $D_f(H)$, представленный в виде площади, пораженной при единичном проявлении опасности H, определяется по формуле [4]:

$$D_f(H) = V_f(H) * S_o = S_H * S_o / S_T$$

И равен 1,764 га.

Вероятностный смысл данного выражения состоит в следующем. Опасность, в случае возникновения на оцениваемой территории, затрагивает ее освоенную часть с

вероятностью (S_o / S_T) и при этом каждый раз поражает площадь S_H . Отсюда риск поражения (разрушения, выведения из строя и др.) единицы площади в пределах освоенной части территории S_o во времени и в пространстве опасностью H и полный риск при этом событии вычисляем соответственно по формулам [4]:

$$R_{sf}(H) = P^*(H) * V_f(H);$$

$$R_f(H) = P^*(H) * D_f(H) = R_{sf}(H) * S_o,$$

Где $P^*(H)$ - частота возникновения опасности H, равная 1 (численно равная ее статистической вероятности), случаев / год.

Полученное значение $R_{sf}(H)$ = 0,0098случаев/год, характеризует физический (вещественный риск) удельных потерь с единицы площади в пределах оцениваемой территории за единицу времени.

$R_f(H)$ = 1,764 га / га · год

Назовем такой риск удельным риском поражения территории.

Удельный риск поражения территории является основным показателем при картографировании и сравнительной оценке риска от оползневых и других процессов, приводящих к потере земельных угодий, особенно при отсутствии достоверной информации о размещении и стоимости отдельных объектов хозяйствования. Он является также одним из основных интегральных показателей надежности или устойчивости территорий к воздействиям любого генезиса.

Уточненная оценка полного и удельного (приведенного к единице площади) экономического риска потерь, обусловленных разрушением или повреждением территорий оползнем H , имеют следующий вид [4]:

$$R_e(H) = P^*(H) * P_s(H) * V_e(H) * D_e,$$

$$R_{se}(H) = R_e(H) / S_o,$$

Где : $P_s(H) = S_o / S_T$ - геометрическая вероятность поражения оцениваемой территории опасностью H в пространстве;

$V_e(H)$ - экономическая уязвимость оцениваемой территории для опасности H для оползневых процессов следует принимать равной единице, если поверхность оползания проходит ниже подошвы фундамента;

D_e - стоимость объекта до его поражения, 1 га = 100000 (у.е.);

S_o и S_T - соответственно площадь объекта и оцениваемой территории (га).

$R_e(H)$ = 176000 у.е./год

$R_{se}(H)$ = 977,8 у.е./га · год

Таблица 2.

Результаты оценки природного риска в зоне воздействия Учкуевского оползня (п.Бартеньевка)

№ п/п	Показатель оценки риска	Основная размерность
1	Площадь оползня	88000 м^2
2	Протяженность склона, подверженного оползанию	100 м
3	Общая площадь исследуемой территории	900 га
4	Освоенная часть территории исследования	180 га
	Результаты оценки риска	
5	Риск физический (поражения территории удельный) $R_{sf}(H)$	0,0098случаев/год
6	Риск физический (поражения территории) полный $R_f(H)$	1,764 га / га · год
7	Риск экономический (поражения территории удельный, приведенный к единице площади) $R_{se}(H)$	977,8 у.е./га · год
8	Риск экономический (поражения территории) полный $R_e(H)$	176000 у.е./год

Полученные результаты оценки риска отражают реально существующую негативную ситуацию в пределах исследуемой территории, требующую принятия неотложных мер по снижению природного риска.

Выводы

Результаты оценки природных рисков прибрежных территорий позволяют выражать в единых количественных и сравнимых между собой показателях разнообразную фактическую и прогнозную информацию об опасностях как природного так и техногенного генезиса.

Оценка физических рисков позволит проводить предварительное ранжирование различных по площади прибрежных территорий и объектов по степени эколого-инженерной опасности с учетом эффективности сооружений инженерной защиты для предотвращения опасных экзогенных геологических процессов и негативных факторов техногенной нагрузки на прилегающие к ним территории.

Список літератури

1. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов / Е.П. Емельянова.-М.:Недра, 1972.-310 с.

2. Шеко А.И., Круподеров В.С. Оценка опасности и риска экзогенных геологических процессов // Геоэкология. 1994. N 3.- С. 232-250

3. Бахирева Л.В., Осипов В.И., Кофф Г.Л., Родина Е.Е. Геологический и геохимический риск как критерий геоэкологического нормирования территорий // История взаимодействия общества и природы: факты и концепции. Тез. докл. Ч. 1. М., 1990

4. Оценка и управление природными рисками. Тематический том / Под ред. А.Л.Рагозина. – М.: Издательская фирма «КРУК», 2003. – 320 с.

УДК 624.131.1:543.001.8

В.Н.Саломатин
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Особенности инженерно-геологических изысканий на территории распространения таврического флиша

Представлена работа по характеристике пород флишевой формации таврической серии. Широкое распространение, огромная мощность, сильная дислоцированность, разнообразие свойств требуют особый подход к проведению инженерно-геологических изысканий.

Флишевые отложения таврической серии верхнего триаса-нижней юры на ЮБК занимают 75% территории, распространяясь и на северные склоны главной гряды. Ритмично чередующаяся толща из аргиллитов, алевролитов и песчаников предположительно имеет мощность 5-7 км, а может и больше. Они всегда вызывали интерес у специалистов разных направлений. Флиш – госинклинальная терригенная (карбонатная) формация, отлагавшаяся в глубоководном прогибе, ограниченная с одной или двух сторон кордильерами (геологический словарь,1978, т.2,стр 363). Кордильеры – узкая линейно вытянутая островная гряда. В Крыму он бескарбонатный и из-за преобладания по мощности аргиллитов в целом считается аргиллитовым, но на разных объектах картина бывает значительно сложнее. Располагаясь в пределах одной крымско-кавказской геосинклинали, кавказский флиш характеризуется наличием в своем составе

мергелей и известняков, т.е. является карбонатным. Сносимый турбидными (мутьевыми) потоками выветрелый материал вовлекался в турбулентное движение морских вод и испытывал осадочную дифференциацию, как механическую, так и химическую. Вопросам дифференциации и связанными с ней отложениями руд различных полезных ископаемых уделялось много внимания со стороны таких ученых как Н.М.Страхов, Л.В.Пустовалаов, Г.И.Теодорович, Б.Б.Полынов, А.Е.Ферсман, Н.Б.Вассоевич и др. Немаловажные проблемы возникают в Крыму при изучении современных геологических процессов и явлений, в том числе опасных. Флишевые отложения таврической серии являются средой зарождения многих крупных и разрушительных оползней, селей, обвалов и осыпей.

При проведении изысканий Симферопольским филиалом УКГИИНТИЗ (ныне КРЫМГИИНТИЗ) в разных районах ЮБК для различных видов строительства возникали трудности в анализе результатов при определении физико-механических характеристик грунтов полевыми опытными методами. Полная идентичность схем испытаний на целиках казалось бы одних и тех же грунтов, но получаемые результаты нельзя было статистически обрабатывать из-за большого разброса значений. Особенно это наблюдалось при сдвиговых испытаниях, определении прочностных характеристик.

Самыми слабыми компонентами флиша являются аргиллиты. Внешне макроскопически они одинаковы, но при детальном изучении с помощью минералого-петрографических методов с использованием поляризационного микроскопа, химических анализов обнаруживают ряд отличительных существенных особенностей. Среди них выделяются:

- глины недоуплотненные, способные при взаимодействии с водой набухать;
- аргиллиты алевритистые слоистые (фото 1) и с включениями тонкозернистого кварцевыого песчаника (фото 2);
- глинистые сланцы;
- филлитовидные сланцы (фото 3).

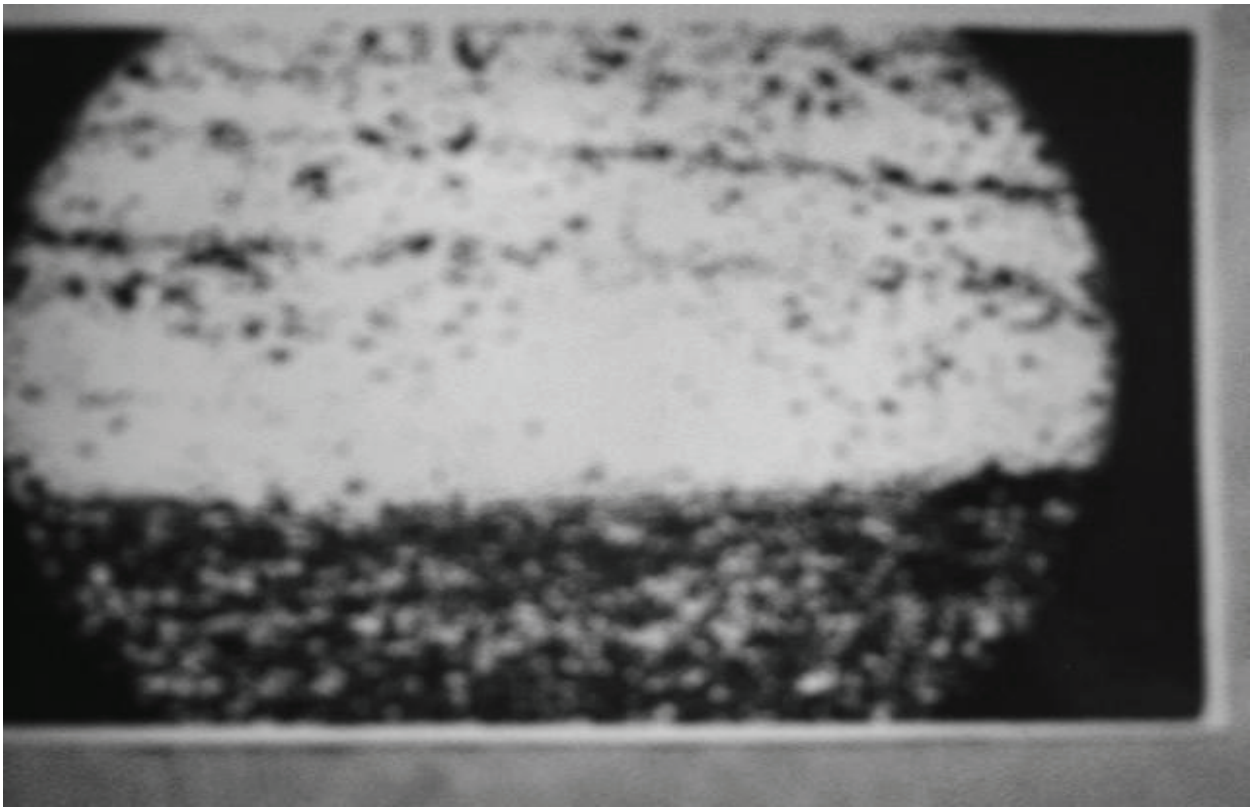


Фото 1 Аргиллит слоистый алевритистый. Увел. 50-х.

Фото 2. Включения песчаника кварцевого тонкозернистого в аргиллите. Структура псаммитовая. Цементация прочная типа соприкосновения. Увел.40-х.

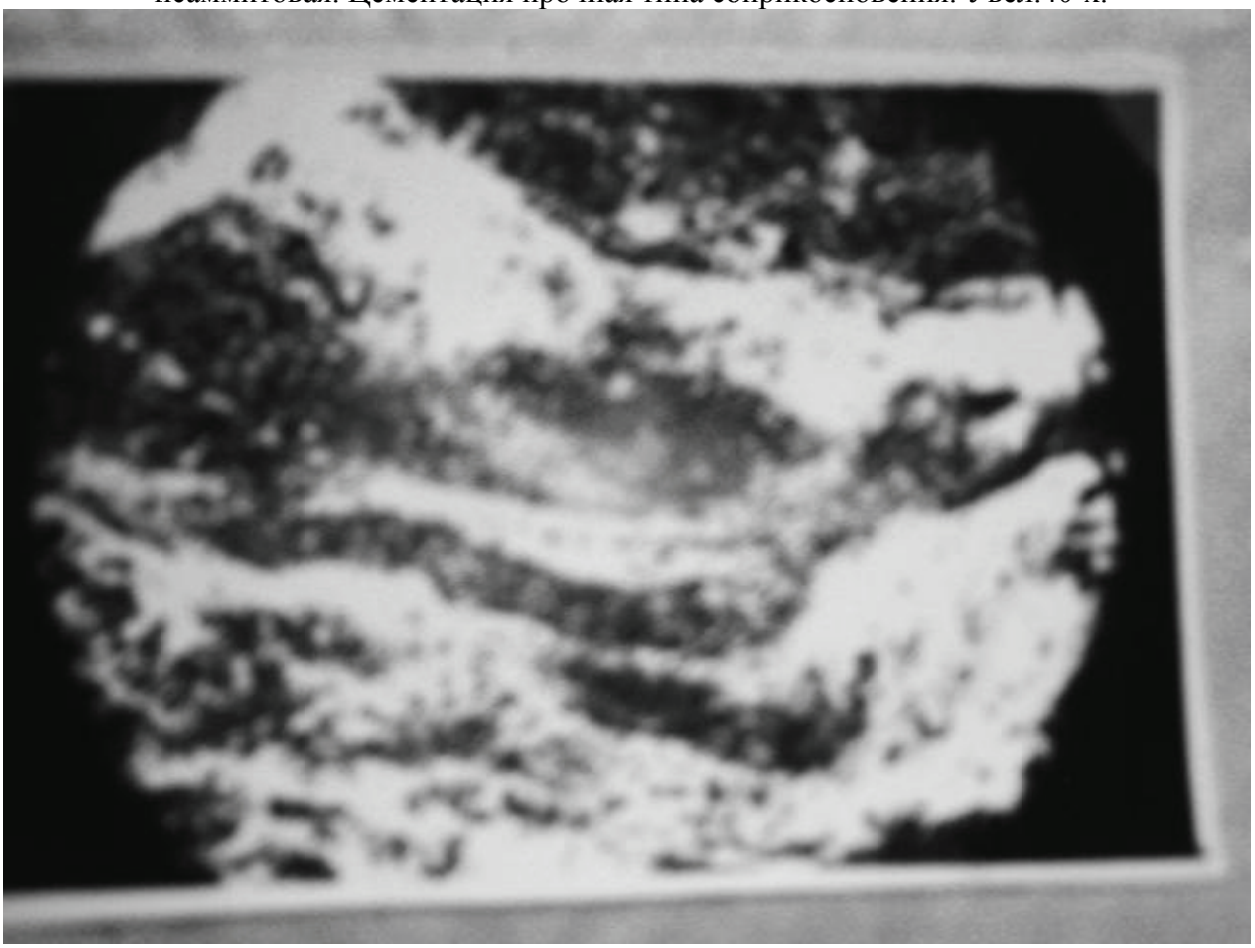


Фото 3. Филлитовидный глинистый сланец из зоны смещения на глубине 5,0 м. Характерна структура течения материала, милонитизированный облик, широкое развитие тонкочешуйчатых минеральных новообразований (белые поля). Увел 40-х.

Глинистые сланцы, содержащие большое количество углеродистого вещества и поэтому имеющие черный цвет, являются аспидными сланцами. Именно они называются часто кровельными или грифельными сланцами [4].

В.И.Славин, очевидно, недоуплотненные глины называет «мягкими аргиллитами, в которых особенно хорошо развиваются глетчерные оползни и оплывы» [3]. В.И.Лебединский указывает, что «поскольку уплотненные глины таврической серии все же размокают, называть их аргиллитами не совсем правильно» [1].

Собственно аргиллиты из отложений оползня «Масандровская слободка», «Алупкинского», «Михайловского» и др. состоят из глинистого вещества с пелитоморфной или спутанноволокнистой структурой, массивной или неяснослоистой текстурой. Наличие тонкорассеянного углеродистого вещества, образующего тонкие прослои, придает черную окраску.

При определении прочностных характеристик полевыми методами на контакте алевролитов с мелкочешуйчатыми аргиллитами последние разрушились до глинистого состояния. Величина сцепления для них С=0,017 – 0,042 МПа и $\varphi = 19^0 – 41^0$, Е = 75 МПа. Наличие включений песчаников в аргиллитах создает « шпунтовый» эффект и резко увеличивает сопротивление сдвигу.

Таблица 1

Результаты исследований прочностных свойств грунтов на месте проектируемого строительства 16-ти этажного жилого дома по ул. Кольцевой в г.Ялте

Условия проведения опыта	Наименование грунта	φ, град.	С, МПа
Сдвиг ненарушенного грунта (первичный)	Аргиллит по алевролиту	25	0,062
Сдвиг нарушенного грунта (повторный)	То же. Поверхность раздроблена	17	0,042
Сдвиг грунта нарушенной структуры по искусственно обводненной поверхности	То же	6	0,025
Сдвиг грунта ненарушенного, искусственно увлажненного	Аргиллит по аргиллиту	9	0,043
Сдвиг грунта нарушенной структуры по искусственно созданной поверхности скольжения (повторный сдвиг)	То же. Поверхность раздроблена со штрихами, бороздками	4	0,031
Сдвиг грунта ненарушенной структуры, естественно обводненного	Аргиллит по аргиллиту	9	0,036
Сдвиг грунта нарушенной структуры, естественно обводненного по искусственно созданной поверхности скольжения (повторный сдвиг)	То же. В плоскости сдвига штрихи, бороздки, параллельная ориентация частиц	6	0,027
То же самое	То же самое	6	0,024

Особое место занимают тонкочешуйчатые аргиллиты, развивающиеся в корах выветривания площадных и линейных, вдоль тектонических нарушений. Последние развиваются до глубины 20-25м. При взаимодействии с водой они образуют структурно-неустойчивую массу, приходящую в движение на склонах. В этом случае они проявляют свойства полускальных и дисперсных грунтов. Прочностные и деформационные свойства грунтов полевыми методами определяются в шурфах глубиной 5-7м. Они задаются в местах прохождения разведочных скважин, глубина которых определяется в обычном порядке, исходя из мощности оползня, высоты и функциональных особенностей здания. Керн внимательно изучается с отбором проб для минералого-петрографических

исследований. В соответствии с этим подготавливаются целики для испытаний. Испытания проводятся как для грунтов в условиях естественного спокойного залегания, так и для грунтов в условиях оползневого смещения. Последнее достигается подбором схем испытаний, наиболее полно моделирующих естественные процессы [2]. При этом учитывается уровень залегания грунтовых вод. Учитывая, что на глубине распространения глинистых грунтов, обладающих пластической деформацией, испытания проводятся со стабилизацией сдвигающих усилий ступенями по 0,013-0,015 МПа. Аргиллиты в верхних частях разреза, на контакте с суглинками и глинами наиболее сильно выветрены до суглиноподобного состояния Они целиком замещены вторичными минералами в виде слюдистых образований - серицита, мусковита и аморфных гидрооксидов железа. Химические анализы подтверждают это.

В процессе повторного сдвига наблюдается переориентация слагающих частиц в плоскости сдвига, они принимают направленную ориентацию, параллельную сдвигающим усилиям. При первичном сдвиге грунты разрушаются до более мелких обломков, в плоскости скольжения наблюдаются параллельные штрихи и бороздки.

Деформационные свойства грунтов определялись вертикальными статическими нагрузками выше уровня грунтовых вод на глубине 5,5м и ниже уровня грунтовых вод на глубине 6,9 м от поверхности земли. На глубине 5,5м величина модуля общей деформации составила 49 МПа при конечной нагрузке 0,6 МПа, а на глубине 6,9 м – 62 МПа при конечной нагрузке 0,65 МПа. Достаточно высокие значения деформационных характеристик пород таврической серии обусловлены высокой прочностью на одноосное сжатие песчаников и алевролитов. В них обнаруживаются черты структур возникших под давлением – вдавленные зерна кварца, микростилолитовые швы, раздробленный характер зерен, ориентированное расположение слюдистых минералов. Под микроскопом нередко обнаруживаются корродированные зерна кварца и полевых шпатов наряду с пятнистыми образованиями красновато- бурого цвета гидрооксидов железа. Наличие таких форм связано, по-видимому, с агрессивностью поровых растворов, действие которых приводит к ослаблению структурных связей в породах, разложению пирита и других компонентов, что отражается на их физико-механических характеристиках.

Выводы

Широко распространенные в Крыму породы таврического флиша характеризуются большим разнообразием состава и свойств, визуально не заметных, что требует особого подхода к инженерно-геологическим изысканиям на месте их нахождения.

Вещественный состав грунтов, их структурно-текстурные особенности и изменения, влияющие на физико-механические свойства, можно охарактеризовать с помощью минералого-петрографического анализа. Необходимо детальное изучение разреза, выбор места подготовки целиков в шурфе с дальнейшими полевыми испытаниями прочностных и деформационных свойств грунтов по специальным схемам, наиболее полно моделирующим естественное состояние и возможное развитие геологических процессов.

Список литературы

1.Лебединский В.И. С геологическим молотком по Крыму. М., «Недра», 1974. 203с.

2. Саломатин В.Н., Эппель З.И. Методические рекомендации по применению минералого-петрографических методов и усовершенствованию методики полевых опытных определений прочностных свойств пород при исследовании оползней Крыма. Симферополь, ИМР, 1978. 54с.

3.Славин В.И. Современные геологические процессы в юго-западном Крыму .М., Изд-во Моск. ун-та, 1975. 195с.

4. Теодорович Г.И. Учение об осадочных породах. Л., Гостоптехиздат,1958. 572с.

УДК. 665. 9. 022. 3

И.С.Свищ, ***к.т.н., доцент***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Эффективность применения бетонов из отходов металлургического производства в биопозитивных изделиях и конструкциях

Проведен анализ использования отходов металлургических производств в изготовлении бетонных и железобетонных изделий и конструкций биопозитивного назначения. Установлены общие направления использования доменных шлаков и доменного щебня в составах бетонов для конструкций биопозитивного назначения. Отмечена эффективность применения металлургических отходов в производстве бетонов для биопозитивного строительства.

Строительные материалы и изделия, доменный щебень, бетон, биопозитивные конструкции, эффективность.

Актуальность использования отходов производст востребована практически во всех нормативных документах связанных с использованием природных ресурсов, так как последние являются невосполнимыми в кратчайшие временные периоды.

Если говорить о строительной индустрии, а в частности о заводах и предприятиях связанных с изготовлением бетонных смесей, производством бетонных и железобетонных изделий и конструкций, то тематика использования отходов производств отображена в таких нормативных документах, как: ДБН В.2.6- 98:2009.

Так, например, в [4] говорится, что бетонные и железобетонные конструкции, должны быть обеспечены с требуемой надежностью от возникновения всех видов предельных состояний ***расчетом, выбором материалов, назначением размеров и конструированием.*** Выбор конструктивных решений должен производиться исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемого путем:

- ***применения эффективных строительных материалов и конструкций;***
- ***снижения веса конструкций;***
- наиболее полного использования физико-механических свойств материалов;
- использования местных строительных материалов; ***соблюдения требований по экономному расходованию основных строительных материалов.***

В [2] излагаются технические, физико-механические и технологические показатели целесообразности использования данного вида заполнителя в бетонах.

В [3] говорится о целесообразности применения вторичного сырья для производства продукции, в том числе и строительного назначения, а так же создания системы государственных и общественных мероприятий, обеспечивающих сохранение природной среды, пригодной для жизнедеятельности нынешнего и будущих поколений.

В связи с переходом многих предприятий строительной индустрии на рыночные отношения, а также ростом цен на энергоносители, встает вопрос экономии ресурсов, особенно природных и поиска более дешевых, альтернативных строительных материалов, изделий и технологий на основе использования вторичных ресурсов, отходов производств.

Целью данной работы стал вопрос целесообразности применения доменного щебня в облегченных бетонах класса С12/15…С16/20, применяемых для производства таких изделий и конструкций, как, фундаментных плит подпорных стен, стеновых и фундаментных блоков, строительного камня, а также изделий биопозитивного архитектурного ландшафта. Несколько инженерных сооружений из перечисленных изделий и конструкций показаны на рис.1 и рис. 2.

Рис. 1 Биопозитивные инженерные сооружения терассового типа

Для достижения цели, были решены следующие **задачи**:

1. Произведены подборы составов бетонов класса С12/15 и С16/20 с использованием доменного щебня (термозита).
2. Произведены расчеты железобетонных конструкций, в частности разных типоразмеров подпорных стен , на тяжелом бетоне и бетоне с использованием доменного щебня (термозита) и определены расходы арматурной стали для сравниваемых вариантов.
3. Произведено экономическое сравнение вариантов конструкций и изделий, по стоимости материалов.

Рис.2 Подпорные стены из железобетона для укрепления склонов

В результате было выявлено, что стоимость бетона на доменном щебне для таких конструкций, как подпорные стены, так и фундаментов меньше, чем на тяжелых бетонах.

СОСТАВ БЕТОНА С16/20 F100 D2000 ДСТУ БВ 2.7-96-2000 НА ДОМЕННОМ ЩЕБНЕ СЛЕДУЮЩИЙ:

1. Цемент = 318 кг/м³;
2. Доменный щебень (фракции 10 – 20 мм) = 556 кг/м³;
3. Песок речной кварцевый = 725 кг/м³;
4. Доменный шлак = 135 кг/м³;
5. Вода = 218 л/м³;

Было выявлено, что стоимость доменного щебня, производимого Заопрожским металлургическим комбинатом составляет 25 гр за 1 тонну с НДС, нефракционированного щебня крупностью (40 – 80 мм), (в ценах первой половины 2009 года).

Для получения фракционированого доменного щебня (10 – 20 мм) затраты по расчетам составили приблизительно 85 - 90 гр за 1 тонну (с транспортными перевозками ж/д вагонами из Запорожья в Симферополь), если производить бетон в г. Запорожье, то стоимость щебня составит 45 – 50 гр за 1 тонну).

Общая стоимость 1 м³ бетонной смеси С16/20 F100 D2000 ДСТУ БВ 2.7-96-2000:

1. Цемент - 0,318т * 660 гр = 210 гр.
2. Доменный щебень - 0,556 * 85гр. = 47,26гр.
3. Песок плотный приднепровский = 0,725т * 110гр. = 79,75 гр.
4. Доменный шлак = 0,135т * 120 = 16,20гр.
5. Вода = 0,218т * 12 = 2,62 гр

Итого: 355,83 гр

Стоимость с НДС ((355,83 *19)/100) + 355,83 = 423,44 гр.

С учетом переработки - 387,36 * 1,4 =592,8 гр.

Стоимость 1 м³ бетонной смеси на тяжелом бетоне С16/20 F100 D2000 ДСТУ БВ 2.7-96-2000 составляет:

В среднем стоимость бетонна предлагаемой прочности составляет 615 гр за 1м³.

Примечание: Цены на продукцию на период первой половины 2010 года.

Стоимость конструкций составляет по материалам:

1. **Подпорные стены** - из тяжелого бетона (бетон (0,8м3*615) 492 гр + металл 476,42гр.) = 968,42гр.
2. **Подпорные стены** - из облегченного бетона на доменном щебне (бетон (0,8м3*592,8)474,24 + металл 476,42гр) = 950,66гр.
3. **Биопозитивные коробообразные изделия** - из тяжелого бетона (бетон 61,5гр + металл 12гр) = 73,5гр.
4. **Биопозитивные коробообразные изделия** - из облегченного бетона на доменном щебне (бетон 59,28гр + металл 12гр) = 71,28гр.

ИТОГО:

По подпорным стенам - 968,42 – 950,66 = 17,76 гр

По биопозитивным коробообразным изделиям -

73,5 – 71,28 = 2,22гр.

Также необходимо отметить, что уменьшается вес конструкций в среднем на 200 – 250 кг, что приводит к существенной экономии ресурсов на подъемно-транспортные и транспортные перевозки конструкций и изделий. В целом существенно снижается стоимость строительных объектов, что приводит к улучшению социальной сферы жизнедеятельности населения.

Помимо чисто технических, технологических и экономических тенденций огромную роль играет экологическая ситуация. Необходимо отметить, что руководители

крупных компаний Европейских стран наряду с техническими, технологическими, экономическими приоритетами ставят и экологические приоритеты, что нельзя сказать о уровне экологической подготовки наших специалистов, которые очень редко применяют такие отходы в производстве строительных изделий, конструкций и элементов. Тому есть несколько причин, главная из которых экономическая незаинтересованность и практическая пассивность руководства строительных компаний, которые идут путем удорожания объектов строительного назначения, а не удешевления, тем самым перекладывая на плечи рядовых работников колоссальную стоимость разнообразных объектов инженерно-строительного назначения. Эту тенденцию можно преодолеть путем экономических рычагов, дающих компаниям реальную прибыль от внедрения научно-исследовательского потенциала ВУЗов.

В частности реальная экономическая, экологическая, техническая, технологическая, энергетическая выгода данного проекта на лицо.

ВЫВОДЫ:

1. При производстве изделий и конструкций из бетона на доменном щебне экономический эффект только по материалам и расходу арматурной стали может составить – от 6 до 8%, что в наших экономических условиях существенный доход для любого предприятия строительной индустрии.

2. Применение данного вида бетона приведет к значительному улучшению экологической ситуации в промышленных регионах Украины, а также улучшению природоохранной обстановки Южного побережья Крыма.

3. Наибольший экономический эффект от внедрения таких составов бетонов будет на БСУ, БСЦ, ЗЖБИ, ЗЖБК расположенных в непосредственной близости от ОАО «Запорожский сталепрокатный завод» и заводов подобного типа, таких как ОАО «Донецкий сталепрокатный завод», ОАО «Митал Стол Кривой Рог», ОАО «Днепровский меткомбинат», ОАО «Донецкий металлургический завод», ОАО «Макеевский меткомбинат», ОАО «Енакиевский метзавод», Краматорский метзавод, или расположенных на территориях этих заводов.

4. На предлагаемую бетонную смесь получен патент на корисную модель № 62255 от 25.08.2011года

Список литературы

1. ДСТУ БВ 2.7-96-2000 «Строительные материалы. Бетонные смеси. Технические условия».
2. ДСТУ Б.В 2-7-39-95 «Щебень и песок из шлаков черной и цветной металлургии для бетонов».
3. ДСТУ БА. 1.1. - 72 – 2000 «Экологические характеристики строительных материалов».
4. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонные и железобетонные конструкции».
5. Ю.М. Баженов «Технология бетонов». – М., Изд-во АСВ, 2003 г. 500с.
6. Майборода В.Ф. Применение вулканических шлаков в строительстве. – М., Стройиздат, 1988, с- 135.
7. Р.Л. Маилян, М.А. Ахматова Железобетон на пористых каменных отходах. – М., Стройиздат, 1987, с- 208.
8. Свищ И.С. Пособие для лабораторных работ по «Строительному материаловедению». Симферополь, РИО НАПКС, 2011, с-273.

УДК 624.97.014.2

А.В. Синцов
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

РАБОТА СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК В КАРКАСЕ МАЛОЭТКЖНЫХ ЗДАНИЯХ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ.

Статья посвящена исследованиям напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов составной деревянной балки. Приведены результаты численных исследований двутавровой составной на расчетной компьютерной модели, созданной в ПК «Лира».

Составная деревянная балка, пояса из древесины, плита OSB, метод конечного элемента, расчетная модель.

Постановка задачи

Основой домов, построенных по деревянно-каркасной технологии, является двутавровая балка, изготовленная в заводских условиях из деревянного клееного бруса и плиты OSB (oriental strand board) или ОСП (ориентированно - стружечная плита). Высокая механическая прочность и устойчивость к внешним воздействиям (в том числе влаги) позволяет использовать OSB в любой сфере хозяйственной деятельности. Для изготовления OSB используется тонкомерная и неделовая древесина хвойных пород, быстрый рост которых обеспечивает получение недорогого сырья [1,2].

В 80-х годах XX века, когда в Японии только начинали строиться первые деревянно-каркасные дома, консервативное население этой страны неохотно их приобретало. Однако, после крупного землетрясения в Киото, которое обернулось настоящей катастрофой для населения Японии, каркасные дома остались одними из немногих зданий, которые не подверглись разрушению, доказав тем самым полную безопасность для проживающих в них людей и прочность своей конструкции. С тех пор более 75 % населения Японии выбирают именно деревянно-каркасные дома.

Рис. 1. Двухэтажное здание с деревянным каркасом.

Клееные цельнодеревянные конструкции или деревянные в сочетании с фанерой нашли широкое применение в несущих и ограждающих частях зданий промышленного, гражданского, сельскохозяйственного назначения и в мостах. Составные клееные балки применяют в несущих конструкциях каркасов малоэтажных зданий, их изготовляют прямоугольного и двутаврового сечений. Для двутавровых балок в последнее время в качестве стенки используется лист из OSB.

Двутавровая балка со стенкой из плиты OSB. Исключительные параметры таких балок являются результатом свойств характерных двутавровому сечению, а также высокого качества составных материалов - слоёв из дерева и полотна из плиты OSB 3 (Рис.1). Перекрытия, изготовленные из таких двутавровых балок, отличаются более высокой термической изоляционной характеристикой по сравнению с традиционными бетонными перекрытиями. Двутавровая балка идеально подходит для каркаса крыш, перекрытий и стен. Благодаря малому собственному весу монтаж балок прост (не требуется подъёмный кран) [2,3].

В зарубежной литературе приводится данные по механическим характеристикам плит OSB, однако отсутствует информации о прочности материала при растяжении и коэффициенте Пуассона [1].

В данной статье приведены результаты исследований о работе составной двутавровой балки со стенкой из плиты OSB. Особенностью данной составной двутавровой балки являются соединения деревянных поясов со стенкой, которые выполнены с помощью металлических нагелей – шурупов (Рис. 2). На полезную модель балки данной конструкции получен патент [9].

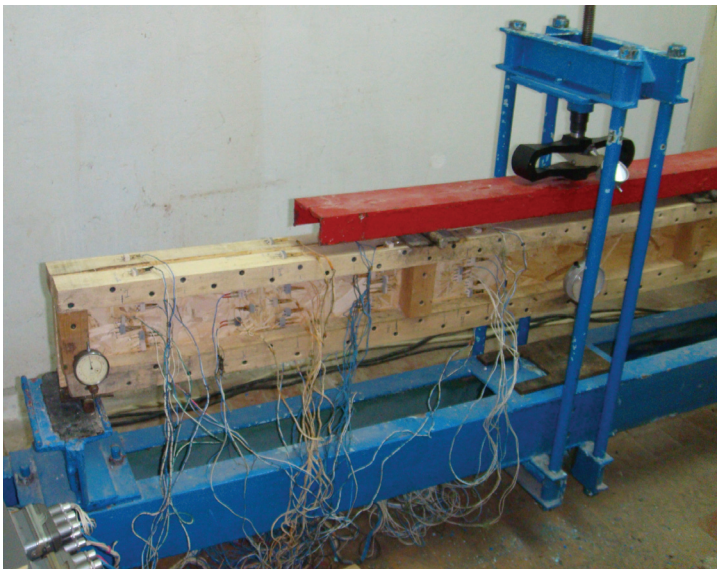


Рис. 2. Фрагмент испытания составной двутавровой балки со стенкой из плиты OSB, соединенной с поясами с помощью металлических нагелей - шурупов

Методы исследований.

Задачей моего исследования - определение напряженно-деформированного состояния элементов составной деревянной балки и нахождения опасных участков по длине балки. При изучении напряженно-деформированного состояния элементов составной деревянной балки применен численный метод исследований [10].

Численные исследования

Для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов составной двутавровой балки со стенкой из плиты OSB под действием статической нагрузки была разработана пространственная расчетная модели с использованием ПК «Лира 9.6» [10]. Расчетная модель составной балки (рис.4) с поясами из деревянных

брусков соединенных со стенкой из OSB на шурупах создана из пластинчатых элементов. Жесткостные характеристики элементов балки приняты - для поясов сечением 35х35 мм – дерево сосна 2-го сорта, для стенки – плита OSB толщиной 10 мм и высотой 250 мм. Расчетная схема балки - балка на двух опорах загруженная двумя сосредоточенными силами на расстоянии 1/3 пролета от опоры. Размеры элементов расчётной модели приняты по осям конструктивных элементов [1,4,5-9,10].

Первоначально в качестве основного элемента для создания расчетной модели принят конечный элемент 41 – элемент для создания оболочки, и прочих пластинчатых конструкций, а для металлических нагелей принят конечный элемент 10 с соответствующими жесткостными характеристиками. Задача решалась в нелинейной постановке, при этом элементам 41 присваивалась жесткость 241, которая позволяла учитывать закон деформирования материалов элементов составной двутавровой балки со стенкой из плиты OSB.

Ранее исследовалась работа составной деревянной балки с поперечными ребрами жесткости с опорных сечениях и в местах приложения нагрузок. На рис. 2 приведены мозаики распределения кастельных напряжений t_{xy} в элементах стенки при одинаковой нагрузке на балку.

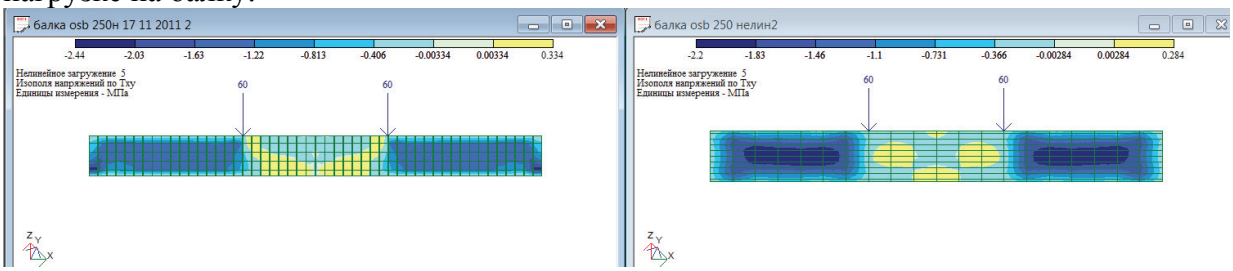


Рис. 3. Изополя касательных напряжений t_{xy} в стенке из OSB составных балок:

- Балка без поперечных ребер жесткости;
- Баклка с поперечными ребрами жесткости на опоре и местах приложения нагрузки.

Изополя нормальных напряжений s_x в элементах балки представлены на рис. 4. По величине нормальные напряжения s_x в полках в местах приложения нагрузки в пролете достигают максимальных сжимающих значений $s_x = 67{,}3$ мПа (верхние полки) и максимальных растягивающих значений $s_x = 60{,}3$ мПа (нижние полки).

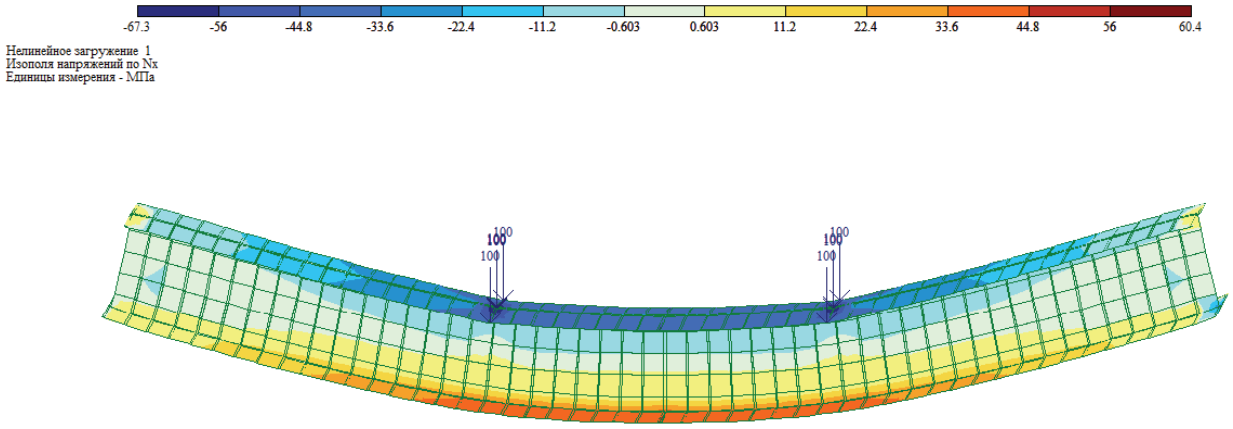


Рис. 4. Изополя нормальных продольных напряжений s_x в элементах составной балки.

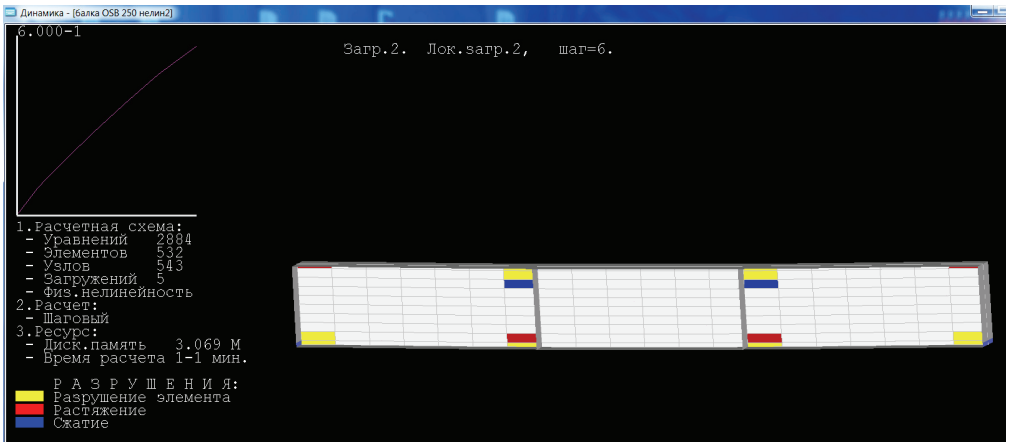
Для исследований рассматривались два варианта составных деревянных балок:

- Балка с поперечными ребрами жесткости в приопорных отсеках и местах передачи нагрузки на балку;

- Балка без поперечных ребер жесткости в приопорных отсеках и местах передачи нагрузки на балку;

Информация, приведенная на рис.6 показывает, что разрушение балки возможно по конечным элементам стенки. При этом наибольшая вероятность разрушения возможна в приопорных отсеках и в 1/3 пролета у мест приложения нагрузки от сжимающих усилий в верхних волокнах стенки и от растягивающих усилий в нижних волокнах (в случае наличия поперечных ребер жесткости) и от от сжимающих усилий в волокнах стенки при отсутствии поперечных ребер жесткости.

А.



Б.

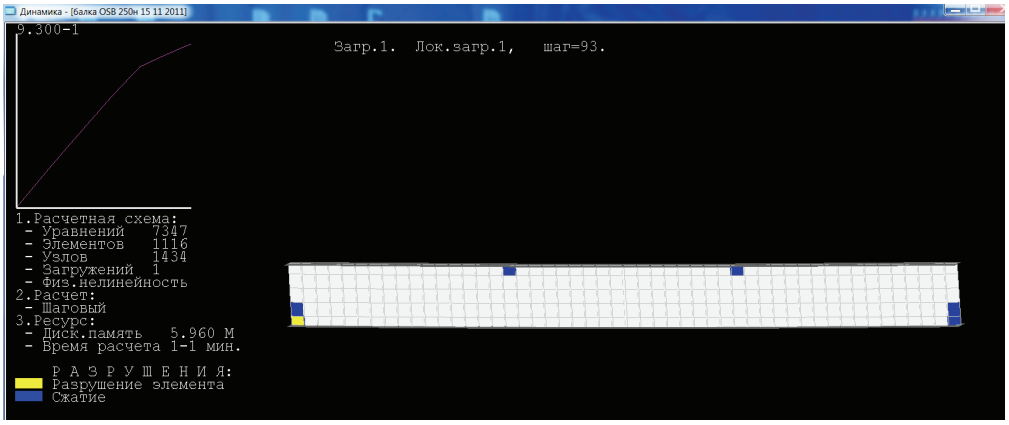


Рис. 5. Картины возможного разрушения моделей балки.
А. - Схема разрушения балки с ребрами; Б. - Схема разрушения балки без ребер.

Заключение

Анализируя результаты численных исследований можно сделать следующие выводы:

- разрушение балки возможно в балке с ребрами жесткости в результате появления трещины от растягивающих усилий у нижнего пояса;

- разрушение балки возможно в балке с ребрами жесткости происходит от коробления стенки в верхней зоне в месте примыкания ее к ребру жесткости от значительных сжимающих усилий у верхнего пояса балки;

- разрушение балки возможно в балке без ребер жесткости от коробления стенки в верхней зоне в месте передачи нагрузки на балку;

- в опорных сечениях и местах приложения нагрузки уровень нормальных поперечных напряжений достаточно высок, что может привести к разрушению элементов стенки в указанных зонах.

Вывод

Численные исследования показали возможные участки разрушения составной деревянной балки со стенкой из OSB, соединенной с поясами металлическими нагелями, и принимая во внимание, что прочность элементов стенки несколько ниже прочности элементов полок данные участки являются опасными при расчете балок такого типа.

Список литературы

1. EN 300. Плиты ориентированностружечные. Технические условия.
2. ТУ УВ 2.7-22794685-001.2005. Двутавровые деревянные балки. Технические условия. ООО «ПОЛ и К».
3. Стоянов В.В. «Экспериментальные исследования двутавровых деревянных балок». Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». Ч.1. – Одесса, 2005, стр. 208-213.
4. СНиП II-25-80. «Деревянные конструкции. Нормы проектирования». – М.: Стройиздат, 1982.
5. ГОСТ 9622-87. Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при растяжении. – М.: ИПК, 1988.
6. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1986.
7. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. / Минстрой Украины.- К 2006.
8. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат, 1990.
9. Балка складена. Патент № 42078 бюл.№12 от 25.09.2009.
10. Пакет прикладных программ «Лира W. 9.6». К., НИИАС, 2009.

УДК 502(477.75):624.131.22

С.К.Сухорученко, ***инженер-геолог II категории***
Частное предприятие «ИНСТИТУТ «КРЫМГИИНТИЗ»

О.В.Исаенко,***старший преподаватель кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Изменение ландшафтно-геологической среды Крымского Предгорья под влиянием современной хозяйственной деятельности человека

В статье рассматривается изменение ландшафтно-геологической среды Крымского Предгорья и, как следствие, изменение физических характеристик глин, суглинков, мергелей и известняков Крымского Предгорья под воздействием хозяйственной деятельности человека. Определены основные причины изменения физических характеристик – это дополнительное техногенное увлажнение и выветривание. Приведены количественные данные изменения физических показателей для природных и изменённых человеком глин и мергелей. Рассмотрены значения предела прочности на одноосное сжатие скальных разновидностей мергелей и известняков Крымского Предгорья.

Естественная влажность, показатель текучести, плотность грунта, коэффициент пористости, предел прочности на одноосное сжатие, глина, мергель, известняк, Крымское Предгорье.

Введение

История изучения ландшафтно-геологической среды Крымского Предгорья насчитывает около двух столетий. За это время было выяснена стратиграфия и литология

горных пород, слагающих исследуемый район [1-3], их вещественный состав [4,5], инженерно-геологические свойства [5], исследованы опасные экзогенные и эндогенные геологические процессы [8-11]. Также была выявлена и закартирована ландшафтная структура территории и вопросы ренатурализации (самовосстановления) ландшафтов[6,7]. Изучение изменений инженерно-геологических свойств геологической среды под воздействием хозяйственной деятельности человека комплексно не проводилось, хотя всесторонне изучались наиболее опасные для человека экзогенные геологические процессы – оползни, сели, карст и др.

1. Цель, задачи, объект, предмет и методика исследований

Цель работы – оценка изменения инженерно-геологических свойств грунтов и её влияние на экологическую безопасность при хозяйственном освоении территории Крымского Предгорья и воздействии на природные ландшафты.

Задачи исследования:

– изучение изменений в ландшафтно-геологической структуре территории и способность к ее естественному восстановлению (самовосстановлению);

– выявление закономерностей развития инженерно-геологических процессов для определённых групп грунтов;

– определения инженерно-геологических характеристик скальных грунтов Крымского Предгорья (известняки и мергели)

– установления изменения физических свойств под влиянием хозяйственной деятельности человека для связных дисперсных грунтов (глины, мергели).

Объектом исследования служит литологическая основа ландшафта: суглинки, глины, мергели и известняки четвертичного, неогенового, палеогенового и мелового возраста Крымского Предгорья.

Предмет исследования – изменение физического состояния данных отложений под влиянием хозяйственной деятельности человека.

Изучение изменения геологической среды проводились на основе инженерно-геологических и лабораторных методов применяемых в Украине.

2. Результаты исследований

Физико-механические свойства глин и мергелей на измененных человеком территориях существенно изменились, например физические и деформационно-прочностные характеристики на Крымском полуострове уменьшились, по сравнению с природными условиями в 1,18-1,44 раза, при одинаковых значениях показателя текучести глин [12-14]. Также были выяснены инженерно-геологические характеристики скальных и полускальных разновидностей нуммулитовых известняков среднего палеогена [15].

Предпосылками для ухудшения свойств грунтов служат: дополнительное техногенное увлажнение, изменение рельефа при строительстве, разработка скальных грунтов взрывным способом и проходка в толще различных выработок (колодцы, туннели, галереи и др.).

Согласно инженерно-геологическим исследованиям генетическим разновидностям грунтов Крымского Предгорья присущи негативные инженерно-геологические процессы, такие как просадка, набухание, карст и тиксотропность (табл. 1).

Таблица 1

Неблагоприятные инженерно-геологические процессы в грунтах Крымского Предгорья

Наименование грунта	Негативный процесс
Эолово-делювиальные четвертичные суглинки	Просадка
Делювиально-пролювиальные четвертичные суглинки	Просадка, набухание
Сарматские неогеновые известняки	Карст
Сарматские неогеновые глины	Набухание
Среднепалеогеновые мергели	Тиксотропность
Нижнепалеогеновые известняки	Карст
Верхнемеловые мергели	Карст
Верхнемеловые известняки	Карст
Нижнемеловые глины	Набухание

Исследование изменения инженерно-геологических свойств глин, суглинков, тиксотропных мергелей и скальных известняков и мергелей происходило при инженерно-геологических и гидрогеологических работах, проведённых авторами в разные годы.

На основе обобщённых данных были получены средние значения физических характеристик для природных условий связных дисперсных (табл. 2) и скальных грунтов (табл. 3), а также изменённых хозяйственной деятельностью человека связных дисперсных отложений Крымского Предгорья (табл. 4).

За последние 50-60 лет хозяйственной деятельности человека в Крымском Предгорье у связных дисперсных грунтов (глин, суглинков и тиксотропных мергелей) увеличились значения естественной влажности, показателя текучести и коэффициента пористости, а также произошло разуплотнение грунтов (уменьшение плотности).

Для скальных грунтов количество аварийных разрушений зданий и сооружений единичны, и в основном были связаны, с неправильной разработкой котлована под строительство или при наличии под зданием техногенных выработок или природных карстовых полостей.

Таблица 2

Средние значения физических характеристик глин и мергелей Крымского Предгорья в природном залегании [11]

Индекс	Физическая характеристика	Значение показателей		
		Минимальное	Максимальное	Среднее
vd	Естественная влажность, д.о.	0,070	0,294	0,179
d-p		0,039	0,280	0,166
N		0,107	0,499	0,232
Pg_2		0,116	0,611	0,348
K_1		0,072	0,477	0,221
vd	Показатель текучести, б.р.	-0,909	0,520	-0,051
d-p		-2,100	0,618	-0,120
N		-0,410	0,485	0,080
Pg_2		-0,273	1,060	0,220
K_1		-0,97	0,490	-0,14
vd	Плотность, г/см^3	1,48	2,07	1,89
d-p		1,57	2,34	1,95
N		1,65	2,14	1,92
Pg_2		1,47	2,13	1,78
K_1		1,55	2,31	1,92
vd	Коэффициент пористости, б.р.	0,475	1,134	0,777
d-p		0,227	1,171	0,633
N		0,477	1,459	0,823
Pg_2		0,520	1,854	1,157
K_1		0,396	1,395	0,725

Примечание: vd – четвертичные эолово-делювиальные суглинки; d-p – четвертичные делювиально-пролювиальные суглинки; N – сарматские неогеновые глины; Pg_2 – мергели среднего палеогена; K_1 – нижнемеловые глины

Таблица 3

Средние значения физических характеристик скальных грунтов Крымского Предгорья

Индекс	Физическая характеристика	Значение показателей		
		Минимальное	Максимальное	Среднее
и N	Плотность, г/см^3	1,02	2,63	1,88
и Pg_2		1,50	2,50	2,07
и Pg_1		1,38	2,37	1,83
и K_2		1,76	2,62	2,13
м K_2		1,41	2,67	2,09
и N	Предел прочности на одноосное сжатие в воздушносухом состоянии для скальных грунтов, МПа	5,1	56,0	16,1
и Pg_2		6,3	54,8	22,6
и Pg_1		7,6	50,4	19,8
и K_2		6,7	67,0	32,6
м K_2		5,1	52,5	29,4
и N	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии для скальных грунтов, МПа	5,0	54,1	12,2
и Pg_2		5,3	45,5	14,2
и Pg_1		6,1	32,4	18,4
и K_2		5,9	53,6	19,6
м K_2		5,1	36,5	13,3
и N	Предел прочности на одноосное сжатие в воздушносухом сос-тоянии для полускальных грунтов, МПа	1,2	4,9	3,4
и Pg_2		1,2	4,9	3,2
и Pg_1		1,8	4,5	2,5
и K_2		-	-	-
м K_2		-	-	-
и N	Предел прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном сос-тоянии для полу-скальных грунтов, МПа	0,6	4,9	3,0
и Pg_2		0,4	4,8	3,0
и Pg_1		0,7	4,5	1,9
и K_2		1,7	4,9	3,4
м K_2		0,6	4,8	3,0
и N	Водопоглощение, %	0,7	23,0	7,5
и Pg_2		2,6	20,9	9,8
и Pg_1		3,1	25,9	13,8
и K_2		1,5	15,5	9,1
м K_2		4,3	19,1	9,9

Примечание: и N – неогеновые известняки; и Pg_2 – известняки среднего палеогена; и Pg_1 – известняки нижнего палеогена; и K_2 – известняки верхнего мела; м K_2 – мергели верхнего мела

Таблица 4

Средние значения физических характеристик глин и мергелей Крымского Предгорья в изменённых человеком условиях[11]

Индекс	Физическая характеристика	Значение показателей		
		Минимальное	Максимальное	Среднее
vd	Естественная влажность, д.о.	0,083	0,331	0,220
d-p		0,080	0,308	0,186
N		0,113	0,559	0,280
Pg_2		0,132	0,690	0,414
K_1		0,104	0,491	0,251
vd	Показатель текучести, б.р.	-0,393	1,170	0,281
d-p		-0,512	1,074	0,022
N		-0,190	0,852	0,150
Pg_2		-0,185	1,659	0,290
K_1		-0,760	0,860	0,040
vd	Плотность, г/см^3	1,35	2,05	1,85
d-p		1,55	2,29	1,93
N		1,63	2,08	1,88
Pg_2		1,43	2,09	1,74
K_1		1,49	2,27	1,87
vd	Коэффициент пористости, б.р.	0,500	1,411	0,882
d-p		0,304	1,320	0,672
N		0,492	1,525	0,879
Pg_2		0,600	1,879	1,217
K_1		0,411	1,502	0,818

Примечание: vd – четвертичные эолово-делювиальные суглинки; d-p – четвертичные делювиально-пролювиальные суглинки; N – сарматские неогеновые глины; Pg_2 – мергели среднего палеогена; K_1 – нижнемеловые глины

Для четвертичных суглинков, под воздействием техногенных факторов увеличились значения показателя текучести, что привело к появлению текучепластичных и текучих разновидностей суглинков. Среди неогеновых и нижнемеловых глин появились мягкопластичные и текучепластичные разновидности (см. табл. 4). Из-за своей специфики – тиксотропности – среднепалеогеновые мергели остались в тех же рамках по показателю текучести, что и в природных условиях. Такие изменения приводят к уменьшению несущих способностей глин и мергелей [12,13], что способствует разрушению и деформациям зданий и сооружений, дорог, коммуникаций, появлению большего количества оползней и увеличению зоны выветривания.

ВЫВОДЫ

1. Ландшафтно-геологическая среда Крымского Предгорья претерпела значительные изменения под влиянием антропогенной нагрузки.

2. Для всех разновидностей глин и мергелей Крымского Предгорья за последние 50-60 лет их инженерно-геологические характеристики ухудшилось, за счёт увеличения

природной влажности, показателя текучести, коэффициента пористости и уменьшения плотности.

3. Ухудшение инженерно-геологических характеристик приводит к уменьшению несущих способностей глин и мергелей.

4. Для скальных грунтов существенные изменения в инженерно-геологическом состоянии не были отмечены, однако отмечаются локальные изменения скорости и направленности отдельных экзогенных геологических процессов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Геология СССР. Крым. Геологическое описание / [гл. ред. Сидоренко А.В.; отв. ред. Муратов М.В.]. – М.: Недра, 1969 –.– Т.VIII. – 1969. – 576с.
2. Геологическая карта Горного Крыма. Масштаб 1: 200 000. / [отв. ред. Деренюк Н.Е.]. – К.: Министерство геологии УССР, Крымское производственное геологическое объединение «КРЫМГЕОЛОГИЯ», 1984. – 1л.
3. Державна геологічна карта України масштабу 1:200000, аркуші L-36-XXXVIII (Євпаторія), L-36-XXXIV (Севастополь). Кримська серія. Пояснювальна записка / [наук. ред. Білецький С.В.]. – К.: Державна геологічна служба, Казенне підприємство «Південекогеоцентр», УкрДГРІ, 2006. – 176с.
4. Геология СССР. Крым. Полезные ископаемые / [под ред. Муратова М.В.]. – М.: Недра, 1974 –.– Т.VIII. – 1974. – 208с.
5. Инженерная геология. Кавказ. Крым. Карпаты / [ред. И.М. Буачидзе, К.И. Джанджгава, М.В. Чуринов]. – М.: Издательство МГУ, 1978. –.– Т.8.– 1978. – 366с.
6. Исаенко О. В. Теоретические вопросы ренатурализации лесных ландшафтов / О. В. Исаенко // Экосистемы Крыма, их оптимизация и охрана.- Симферополь, 2005. – Выпуск 15. – С. 9 – 17.
7. Исаенко О. В. Этапы ренатурализации лесных ландшафтов (на примере Крымского Предгорья) / О. В. Исаенко // Фізична географія та геоморфологія. – Київ: Обрії, 2005. – Випуск 48. – С. 221 – 225.
8. Исаенко О. В. Экзогенные геологические процессы. Учебное пособие / О. В. Исаенко. – Симферополь, 2008. – 94 с.
9. Клюкин А.А. Экзогеодинамика Крыма / А. А. Клюкин. – Симферополь: ГП «Издательство «Таврия», 2007. – 320с.
10. Современные геологические процессы на Черноморском побережье СССР / [под ред. Шеко А.И.]. – М.: Недра, 1976. – 184с.
11. Олиферов А.Н. Селевые потоки в Крыму и Карпатах / А.Н. Олиферов. – Симферополь: Доля, 2007. – 176с.
12. Сухорученко С.К. Изменение свойств нижнемеловых глин в предгорном Крыму при хозяйственной деятельности человека / С.К. Сухорученко // Екологія довкілля та безпека життєдіяльності. – 2006. – №6 (36). – С. 26-30.
13. Сухорученко С.К. Деформационно-прочностные и набухающие характеристики нижнемеловых глин Крымского предгорья (особенности изменений их под влиянием техногенных факторов) / С.К. Сухорученко // Строительство и техногенная безопасность. – 2009. – №27. – С. 57-65.
14. Сухорученко С.К. Изменение геологической среды Крымского полуострова под влиянием хозяйственной деятельности человека (инженерно-геологический аспект) / С.К. Сухорученко // Учённые записки Таврического национального университета им. В.И. Вернадского. – 2010. – Том 23(62). №3. – С. 252-256.
15. Сухорученко С.К. Современные денудационные процессы нуммулитовых известняков центральной части Крымских гор в районе г. Симферополя // Учённые записки Таврического национального университета им. В.И. Вернадского. – 2010. – Том 23(62). №1. – С. 78-83.

УДК 69.059.

С.И.Федоркин, ***д.т.н., профессор, ректор Национальной академии природоохранного и курортного строительства,*** **В.Т.Шаленный,** ***д.т.н., профессор, заведующий кафедрой технология и механизация строительного производства,*****А.А.Ковалев,** ***к.т.н., доцент кафедры инженерной экологии и экономики природопользования,*** **А.А.Тарабащук,** ***студент.***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

ПРОГРЕССИВНАЯ КОНЦЕПЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ СПЕЦСООРУЖЕНИЙИ ГРАЖДАНСКИХ ОБЪЕКТОВ НА МОРСКОЙ АКВАТОРИИ

Аннотация. Показано актуальность дальнейшего освоения морского шельфа, как для добычи ископаемых, так и курортного строительства, особенно, с использованием недогруженных мощностей судостроительных предприятий. С учетом опыта решения проблемы предлагаются варианты конструктивного решения, технологии и организации работ по возведению подобных объектов. Концепция предполагает строительство монолитных или сборно-монолитных конструкций днища, каркаса и стен подводной части, а также части будущих надводных конструкций в сухом доке судостроительного завода, затем – буксировку на плаву к месту временной или постоянной дислокации, где и достраивается до полной готовности.

Отсутствие свободных, удобных для строительства, но не освоенных прибрежных территорий, сдерживает на сегодня и будет сдерживать в недалеком будущем реализацию инвестиционно привлекательных и социально важных для Крыма проектов и программ. Имеющиеся же свободные площадки для строительства можно характеризовать как крайне сложные по условиям проектирования и возведения. На шельфе Крымского полуострова предполагается разведка и добыча углеводородных полезных ископаемых.

Развитые страны Востока и Среднеземноморья уверенно шагнули своими небоскребами на акваторию водоемов. Перечисленные условия предопределяют необходимость возведения строительных объектов различного назначения и на морской акватории Крымского полуострова. Причем желательно такое строительство организовать как с учетом мирового опыта, так и специфики украинской и региональной действительности.

Идея строительства на платформах не нова, разработана и многократно реализована при сооружении объектов нефтегазового комплекса. Способы возведения таких объектов проанализированы и обобщены, например, в учебном пособии [1]. Классифицируя морские платформы по основному материалу несущих конструкций, их можно разделить на две большие группы: из металла и железобетона. Стальные конструкции получили существенно большее распространение. Достаточно отметить, что самая глубоководная платформа «Блок 280» (305 м от уровня моря до дна) собрана в Мексиканском заливе как пространственная стальная башня. Концепции возведения морских платформ из стальных конструкций до сих пор в основном придерживаются и специалисты НАПКС [2].

Крупнейшая техногенная катастрофа, произошедшая в 2010 году на морской нефтеперерабатывающей платформе в том же Мексиканском заливе, а также трудности ликвидации ее последствий, позволяют критически взглянуть на перспективы использования стальных платформ и в Крыму. Ведь имеется альтернативный опыт возведения морских платформ и на основе железобетонных конструкций. Например, крупнейшая в мире норвежская платформа «Статфиорд-С» водоизмещением около 900 тыс. т [1, С. 371 - 372]. Эта платформа в основании имеет железобетонный сотовый фундамент из 24 пустотелых блоков, каждый по 20 м в диаметре. Блоки были

забетонированы в сухом доке, затем там же на них начали бетонировать 4 массивных пустотелых колонны. А когда конструкция приобрела необходимые плавучесть и прочность, сухой док затопили и ее отбуксировали в глубоководную бухту, где в скользящей опалубке продолжили бетонирование железобетонных конструкций основания платформы. Затем отдельно основание и собственно платформу с надстройками отбуксировали к месту базирования, где и была произведена стыковка предварительно подготовленных частей.

Принципиальные архитектурно-конструктивные решения для возведения гражданских объектов на морском шельфе Крымского полуострова преимущественно из железобетона разрабатывались в нашей академии под руководством проф. Тетиора А.Н. [3]. Однако эта работа почти не касалась технологии и организации производства работ, в связи с чем и не могла быть реализована.

И в патентной информации можно найти целый комплекс технических решений, касающихся конструкций, планировки, технологии и организации работ по возведению объектов различного назначения на акватории. Из наиболее близких к предлагаемой нами концепции, отмечаем, например, патент США публикации 1977 г. О его существовании и сущности свидетельствует информация в украинском патенте № 21795А [4]. В соответствии с этой публикацией, на акватории сначала устраивается основание с опорами, а затем к ним доставляется плавучий корпус с технологическим оборудованием. Далее эти элементы стыкуют, и корпус, при помощи подъемных механизмов, поднимают над водой.

Используя упомянутую разработку как прототип, более десяти лет назад на Украине запатентовано способ строительства многоэтажной гостиницы на самоподъемной морской платформе [4]. В основе этого способа – разработанные и реализованные в бывшем Советском Союзе в Ленинграде и Ереване технологии монтажа конструкций методом подъема перекрытий и этажей [5]. В достаточно авторитетном справочном издании содержатся сведения об использовании метода подъема при строительстве гражданского здания и в городе Симферополь в районе Московского кольца [6, С.360].

Таким образом, проведенный анализ производственного опыта и опубликованных информационных источников свидетельствуют о возможности разработки, альтернативной стальному каркасу, технологии строительства зданий и сооружений на морской акватории в основном из железобетонных конструкций.

Кроме проанализированных в обзоре условий, здесь вначале следует обратить внимание и на сложившуюся социально-экономическую ситуацию в Украине. В южной ее части (Херсон, Николаев, Крым) сосредоточены крупнейшие судостроительные и судоремонтные заводы, мощности которых, по ряду причин, большей частью не используются. Простаивает и приходит в негодность уникальное оборудование, безвозвратно теряются квалифицированные кадры рабочих и инженеров. Страдает инфраструктура городов и поселков, для которых указанные предприятия были и остаются градообразующими.

Сформулированные предложения запатентованы в Украине (решение госдепартамента интеллектуальной собственности Украины от 29.08.2011 г. о выдаче патента на полезную модель «Способ возведения многоэтажного комплекса на морской платформе» по заявке u 2011 03416) и поясняются представленными здесь графическими материалами. На Рис.1 показана та часть технологического процесса по возведению объекта 1, которая осуществляется в сухом доке 2 судостроительного завода. Строительство может начинаться с бетонирования сталежелезобетонного днища 3. В нем предусматриваются выпуски арматуры для вертикальных конструкций, а также отверстия-направляющие, через которые на месте установки могут погружаться сваи для закрепления созданной платформы на морском дне.

На судостроительном заводе также бетонируют конструкции стен 5 и колонн 6 с соединяющими их конструкциями 4 для увеличения жесткости. Для бетонирования

вертикальных конструкций 5 и 6 предпочтительно использование скользящей опалубки 7. Могут найти применение и сталежелезобетонные колонны, где для каждой из них, стальная труба будет несъемной опалубкой. Здесь работы по доставке арматуры и бетона, монтажу опалубки и подмостей механизируются при помощи мостового или козлового крана 8 судостроительного завода. После набора необходимой прочности железобетонные конструкции днища 3, стен 5 и колон 6 вместе образуют плавучий корпус 9 будущего сооружения 1. Заполнив сухой док 2 водой, можно такой корпус 9 уже отбуксировать или на место будущего базирования, в защищенную глубоководную бухту с бетонным заводом или к глубоководному причалу судостроительного завода, где может продолжаться достройка.

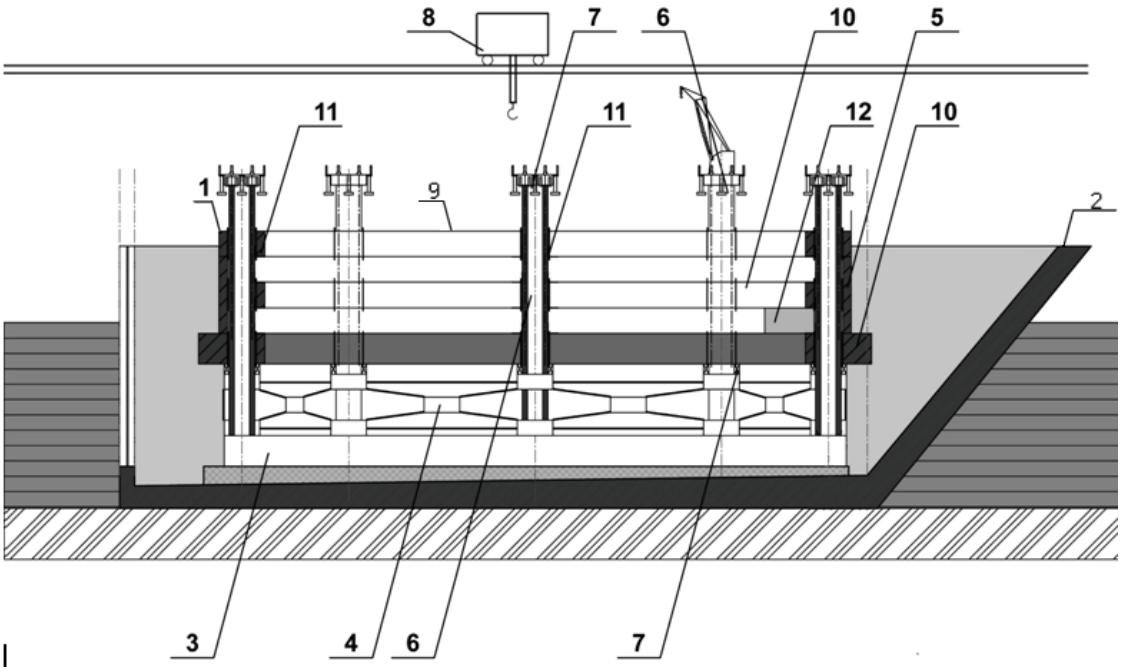


Рис.1. Процесс строительства платформы в сухом доке

Если предусматривается в дальнейшем применение методов подъема, то на конструкции днища 3 и 4 можно забетонировать или смонтировать сборными плиты перекрытий 10. Вначале они будут устраиваться одна на одной через стальные воротники 11. Эти воротники будут являться частью перекрытий и охватывать колонны 6. Вместе с тем, между перекрытиями 10, а также на верхней плите, еще до буксировки, производится комплектация оборудованием, возможно включая и буровую вышку. При этом центр тяжести подготовленной плавучей системы может находиться даже ниже уровня моря. Последнее обстоятельство считаем важным для простой и безопасной дальнейшей транспортировки к месту установки.

Плавучесть объекта 1 обеспечивается путем герметизации корпуса 9. Если этого недостаточно, можно подвести специальные понтоны. Установка предварительно созданного объекта на месте эксплуатации может быть произведена путем отсоединения упомянутых понтонов или затопления части корпуса 9. Далее в дно водоема через днище 3 можно погружать сваи. После чего воду изнутри корпуса 9 можно откачать. Если это необходимо, то можно продолжить бетонирование колон 6 в скользящей опалубке до проектной высоты. Затем опалубку демонтируют и на ее месте устанавливают домкраты для поочередного подъема на проектные отметки плит перекрытий 10. Последние постоянно или временно закрепляются на колоннах 6 через воротники 11.

Строительство завершается устройством наружных и внутренних ограждений 15, декораивных деталей фасада 16, устройством кровли 14, площадки для вертолета 17, а также других необходимых элементов разнообразного функционального назначения

(Рис.2). В подводной части могут быть размещены всевозможные склады и коммуникации. Например, хранилища для сбора, временного хранения и переработки продуктов жизнедеятельности, питьевой воды, топлива, добытой нефти и газа. Вокруг – причалы для танкеров и других судов, плавучие бассейны, пляжи и т.п.

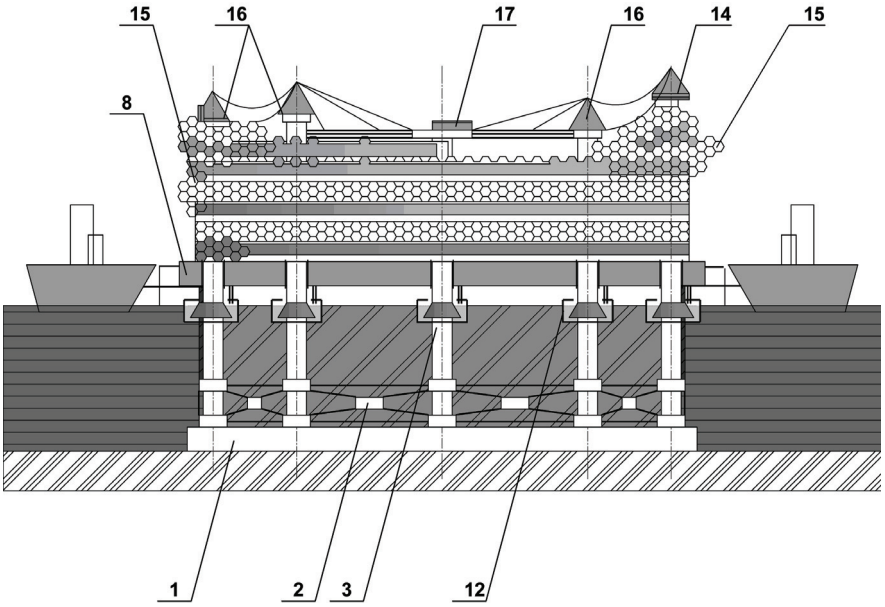


Рис.2.Окончание возведения гражданского объекта на акватории

Как еще один вариант развития изложенной концепции – проектирование подводного обзорного сооружения (Рис.3). Где зрители могут находиться и перемещаться по наклонным пандусам с уровня на уровень, ограждающие конструкции проектируются прозрачными и с подсветкой. Причем внутреннее пространство может быть оформлено как глубоководный аквариум(ы), а внешнее – естественный подводный мир Черного моря, до сих пор доступный только единицам – экстремалам, занимающимся дайвингом. Форма объекта может быть не только цилиндрической, но и другого очертания (по замыслу архитекторов).

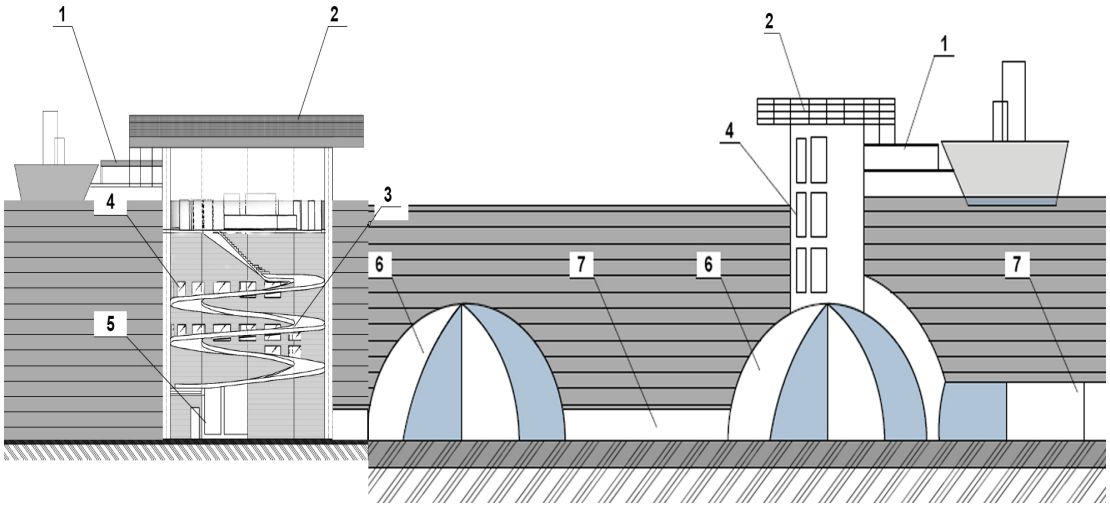


Рис.3. Проект подводного обзорного сооружения:

1.- входной узел, платформа для кораблей; 2.- вертолетная площадка; 3. - экспозиционная винтовая лестница; 4. - экспозиционные панорамные окна - акриловое стекло; 5. - нижний уровень экспозиции, музея, океанариума; 6.- экспозиционные залы (прозрачные) - акриловое стекло; 7. - экспозиционные тоннели (прозрачные) - акриловое стекло.

На наш взгляд, предложенная концепция имеет нижеследующие преимущества:

1. Загрузка мощностей и кадров судостроительных предприятий, перенос на них большей части строительно-монтажных работ, что позволит выполнять их индустриальными методами в короткие сроки, с минимизацией трудоемкости и себестоимости. Социальный эффект последствий этого.

2. Отказ от металлоконструкций как несущего каркаса сооружения. В условиях агрессивной среды Черного моря они не долговечны, а для объектов разведки и добычи полезных ископаемых еще и не исключают техногенных катастроф. При наличии предложенного огражденного железобетонного каркаса, последствия утечки углеводородного сырья уже изначально могут быть локализованными внутри сооружения, плюс намного большая огнестойкость системы.

3. Возможность возведения объектов в труднодоступных со стороны суши, но курортно привлекательных местах, особенно ЮБК. Отвесные скалы, другие сложности рельефа и ландшафта, включая и природоохранные ограничения, в предлагаемой концепции большей частью не будут усложнять технологию возведения, а затем и эксплуатации построенных зданий и сооружений. Как основное сооружение, так и вспомогательные, обеспечивающие строительство (склады, арматурный и бетонный заводы) могут быть доставлены морем, а затем и отбуксированы тем же способом.

4. Специалисты Крыма и выпускники вузов получат работу. Это - научные исследования, проектные работы и их практическая реализация в разнообразных направлениях, таких как:

- изыскания и архитектурно-конструктивно-планировочные разработки;
- разработка и внедрение новых материалов, прежде всего гиротехнических бетонов с уникальными свойствами;
- технология, организация и механизация производства;
- инженерно-технические системы жизнеобеспечения эксплуатации объекта, их надежность и экобезопасность;
- экономика и управление инвестиционным процессом.

Подобные проекты могут быть реализованы только при условии заинтересованности государства с утверждением соответствующей программы в данном направлении. Как пример развития технологии бетонирования вертикальных конструкций, можем предложить новую конструкцию переставной опалубки, запатентованную в Украине в текущем году [7].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона, инженерного назначения и в особых условиях строительства/А.Д. Кирнев, В.А. Волосухин, А.И. Субботин, С.И. Евтушенко. Ростов н/Д: Феникс, 2008.-516 с.

2. Федоркин С.И., Ажермачев Г.А. Углеводородный потенциал шельфа Украины и способы повышения добычи нефти и газа//Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. научн. трудов. - Днепропетровск: ПГАСА.- 2009.- Вып.50.- С.597-601.

3. Тетиор А.Н., Рубель А.А., Лехно А.М. Материало- и природосберегающие конструкции зданий и сооружений для Крыма: Киев. УМК ВО, 1989. – 200 с.

4. Пат. №21795 Україна, МПК, E02B17/02, E04H3/02. Спосіб будівництва готелю на самопідйомній морській платформі / Гршебін М.З., Котвалюк А.Л., Калітюк В.А., Кононов В.А. №95031043; заявл.; опубл.

5. Саакян А.О., Саакян Р.О., Шахназарян С.Х. Возведение зданий и сооружений методом подъема. М.: Стройиздат, 1982. – с.

6. Строительное производство. В 3.т. Т.2. Организация и технология работ/ Л.П. Аблязов. В.А. Анзигитов, К.И. Башлай и др.; Под ред. И.А. Онуфриева.- М.: Стройиздат, 1989. – 527 с.: ил.

7. Пат. №62247, Україна, МПК E04/G11/00. Спосіб спорудження декількох залізобетонних стін у розбірно-перестовній опалубці/Холоднюк В.П., Шаленний В.Т., Ставицька А.В. № 4201014977. Заявл. 13.12.2010, опубл. 25.08. 2011. Бюл № 16.- 5с.

УДК 624.131.31:550.83

В.С.Шокарев, А.С.Шокарев
Запорожское отделение, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Запорожье
А.К.Солонец
ЗАО «КрымНИОпроект», Севастополь

ДИСТАНЦИОННЫЕ БИОЛОКАЦИОННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Разработана методика выявления разломно-трещинных зон в основании строящегося здания культурно-туристического центра в г. Запорожье. Определенные, с использованием биолокационного эффекта, плановые положения разломно-трещинных зон на карте и непосредственно на местности, оказались идентичными. Результаты полученные с использованием биолокационных методов подтверждены комплексом инженерно-геофизических исследований и натурными экспериментальными работами по цементации выявленных разломно-трещинных зон

1. ВВЕДЕНИЕ

Ранее выполненные исследования показывают, что каждая линия, буква, рисунок, фотография и т.д. излучают физическое поле. Одинаковые или геометрически подобные изображения объединяются в некую систему, внутри которой все объекты связаны между собой физическими лучами [1]. Данное явление широко распространено в природе и используется человеком, например, при диагностике, поиске, излечении человека на расстоянии по изображению (фотографии). Таким изображением может быть и первообраз, воспроизведенный в мозгу практикующего человека [1, 2].

Для решения задач подобного рода используется биолокационный эффект. Биолокационным эффектом называется акт приема человеком излучения и индикация его в виде формирования идеомоторного акта, вызывающего колебания маятника, поворот рамки и т.д. Феномен данного эффекта до сих пор не имеет удовлетворительного теоретического обоснования, однако при этом концепций работы индикаторов эффекта (маятника, рамки, лозы и т.д.) существует довольно много [3]. Метод, основанный на использовании биолокационного эффекта, называется биолокационным и применяется для решения различных задач, в т.ч. при поиске месторождений и геологическом картировании [4].

Целью настоящей работы является показать возможность использования биолокационного метода при работе с топографической основой, для решения задач связанных с инженерно-геологическими изысканиями в строительстве.

2 КРАТКАЯ ХАРАКТИРИСТИКА ПЛОЩАДКИ ИССЛЕДОВАНИЙ И МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ РАБОТ

Площадка исследований расположена в центральной части г.Запорожья, на левом берегу долины р.Днепр, и представляет собой котлован в скальном массиве длиной до

100м и шириной до 30м. Участок с севера ограничен ул.Тбилисской, а с юга граничит с искусственным озером, расположенным на месте бывшего строительного карьера, с зеркалом воды, близким к уровню воды в р.Днепр. Перепад отметок между уровнем воды в озере и отметкой дна котлована составляет ~14м. На данной площадке планируется построить культурно-туристический комплекс.

В феврале…марте 2007г. Запорожским отделением НИИСК выполнены комплексные инженерно-геофизические изыскания по оценке трещиноватости данного скального массива. Основной задачей работы являлась оценка степени трещиноватости скального массива и элементов инженерно-геологического строения участка с учетом вероятной природной (естественной) и техногенной составляющих. Для решения поставленных целей и задач был выполнен комплекс работ, включающий три этапа.

Первый этап включал в себя выполнение инженерно-геофизических изысканий по оценки трещиноватости скального масива [5] (рис. 1): дистанционные биолокационные исследования на карте (топографической основе); прямые биолокационные исследования на местности; электроразведочные работы на местности методом вертикального зондирования (ВЭЗ); работы на местности с использованием метода пассивной магнитно-резонансной локации недр (ПМРЛН).

Второй этап включал экспериментальные исследования розломно-трещинных зон: разработку проекта укрепительной цементации верхней части зоны повышенной трещиноватости скального массива[6]; выполнение цементационных работ на опытном участке; цементация скального массива; контроль качества выполнения цементации прямым биолокационным методом; дополнительная цементация скального массива по результатам контроля качества выполненной цементации.

Третий этап включал контроль качества цементации розломно-трещинных зон путем проведения сейсморазведочных работ [7].

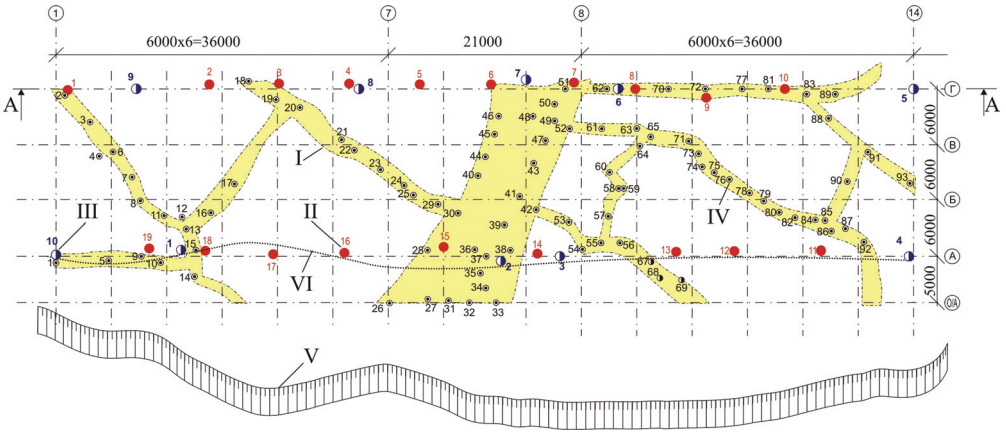


Рисунок 1. Схема расположения разломно-трещинных зон, точек зондирования и цементационных скважин на площадке строительства культурно-туристического комплекса в г.Запорожье: I-разломно-трещинные зоны, определенные с помощью дистанционных и прямых биолокационных методов; II-точки электрического зондирования; III- точки магнитно-резонансного зондирования; IV-цементационные скважины; V-уступ карьера; VI- граница зоны повышенной трещиноватости скального массива образовавшаяся в связи с разработкой карьера.

3 ИНЖЕНЕРНО-ГЕОФИЗИЧЕСКИЕ ИЗЫ-СКАНИЯ ПО ОЦЕНКЕ ТРЕЩЕНОВАТОСТИ СКАЛЬНОГО МАССИВА

3.1 Дистанционные биолокационные исследования

Дистанционные биолокационные исследования выполнялись в здании Запорожского отделения НИИСК по адресу г.Запорожье, ул.Новостроек 4, расположенном на расстоянии 8км от площадки исследований. Основой для выполнения работы служила

топографическая съемка участка в масштабе 1:250. Целью работ являлось выявление разломно-трещинных зон на топографической съемке и нанесение их планового расположения на съемку. Индикатором эффекта служил маятник каплевидной формы, выполненный из горного хрусталя и подвешенный на нити длиной 13…14см.

Методика работы с маятником заключая в следующем. Оператор, взяв в руки маятник, подносит его к месту исследования на карте. Методом запроса получает всю необходимую информацию.

«Это разломно-трещинная зона?» - маятник отвечает: «Нет», колеблясь, например, против часовой стрелки.

«Это разломно-трещинная зона?» - маятник отвечает: «Да», колеблясь, например, по часовой стрелке.

Реализация этой методики позволила выявить все существующие разломно-трещинные зона, определить их ширину и длину, и нанести эти зоны на топографическую основу (рис.1). Выявленные разломно-трещинные зоны располагаются под углом к откосу; зона повышенной трещиноватости, образовавшаяся в результате разработки карьера, с использованием энергии взрыва глубинных зарядов взрывчатого вещества, располагаются параллельно уступу.

Общее время затраченное оператором на дистанционные биолокационные исследования составило 3 часа.

3.2 Прямые биолокационные исследования

Прямые биолокационные исследования выполнялись тем же оператором непосредственно на площадке исследований по традиционной методике [3]. Индикатором эффекта являлась рамка Г-образной формы. Выявленные контуры разломно-трещинных зон наносились краской на поверхность массива. Общее время, затраченное оператором на выявление разломно-трещинных зон, составило около 4 часов. Контуры разломно-трещинных зон и их плановые положения, определенные прямым и дистанционным биолокационными методами, получились полностью идентичными (рис.1).

3.3 Инженерно-геофизические исследования

Для решения поставленных выше задач был выполнен комплекс инженерно-геофизических работ [5], включающий:

- электроразведочные работы методом вертикального электрического зондирования (ВЭЗ);
- работы методом пассивной магнитно-резонансной локации недр (ПМРЛН).

Электрическое зондирование выполнялось с использованием комплекта электроразведочной аппаратуры низкой частоты АНЧ-3. При этом измерялось кажущееся сопротивление на земной поверхности при постепенном увеличении глубины исследований за счет последовательного увеличения длины питающей линии до 50м. Работы выполнялись симметричной установкой Шлюмберже при максимальных разносах питающей линии свыше 50м и приемной линии 1,0м. Общее число точек ВЭЗ составляло 19 (рис.1), при шаге 7…16м и глубине исследований до 15м. Относительная погрешность единичного измерения на точке ВЭЗ не превышала ±5%.

Полученные результаты электроразведочных работ интерпретировались в два этапа.

На первом этапе интерпретации, качественном, производился анализ кривых ВЭЗ, определялось в характерных точках удельное электрическое сопротивление (УЭС). В основном, УЭС пластов зависит от однородности, степени трещиноватости, минералогического состава заполнителя пустот, обводнённости и других параметров. Наличие в трещиноватых гранитоидах увлажненного заполнителя приводит к понижению УЭС породы, а отсутствие заполнителя – к более высоким значениям УЭС. Второй этап интерпретации, количественный, характеризовался получением данных о мощности пластов и их удельного электрического сопротивления. Для реализации второго этапа

применялся пакет программ интерпретации кривых ВЭЗ в интерактивном режиме с изображением интерпретируемых кривых на экране. Полученные данные мощности пластов и их удельные электрические сопротивления использовались для построения геоэлектрических разрезов (рис.2).

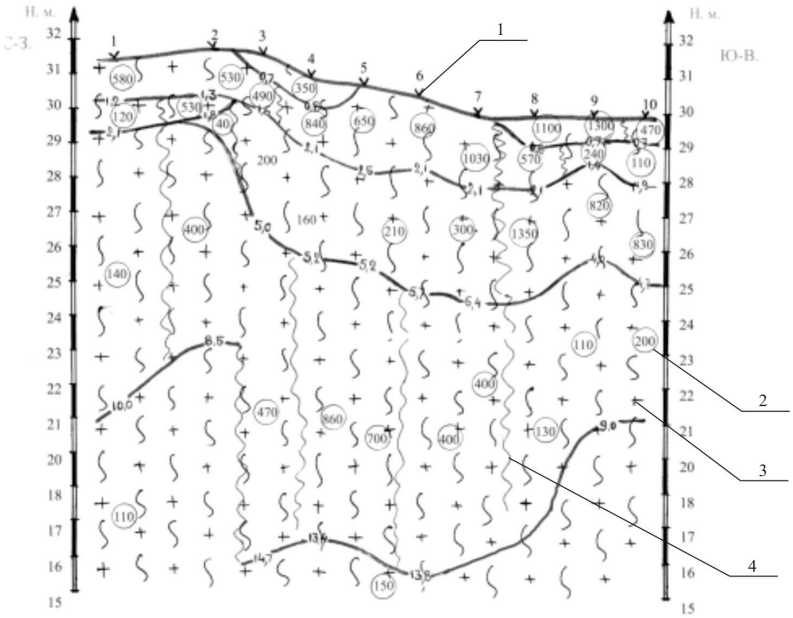


Рисунок 2. - Геоэлектрический разрез по линии А-А: 1 - точка ВЭЗ и её номер; 2 - значение УЭС слоя в Ом.м; 3 - глубина геоэлектрической границы в метрах; 4 – стратиграфическое несогласие геоэлектрических границ.

Глубинное зондирование по технологии ПМРЛН подобно стандартному каротажу скважин позволяет изучать с помощью измерительного комплекса геологический разрез в вертикальном измерении, что и позволяет производить прямые определения состава и содержания вещества [8]. Результаты таких зондирований представляются в виде графиков массовых долей данного вещества в единице массы всей породы. Для этого на искусственных моделях определяется резонансная частота изучаемого вещества и соответствие интенсивности измеряемого сигнала в принятых единицах содержанию вещества. Для большого количества веществ тарировочные испытания выполнены и уже получены экспериментальные зависимости интенсивности сигнала на заданной частоте от содержания исследуемого вещества.

Глубинные зондирования на площадке исследований проведены для изучения мощности и условий залегания разломно-трещинных зон в разрезе, а также изучения изменения плотности гранитов по глубине в естественном залегании. Всего проведено 10 зондирований до глубины 50м. Для подсечения разломно-трещинных зон в разрезе и изучения условий их залегания точки зондирования располагались вблизи шовной линии разлома, в его висячем крыле. Для изучения плотности гранитов вне разломно-трещинных зон часть зондирований выполнено в ненарушенных блоках. Расположение точек зондирования показано на рис.1. Результаты самих зондирований приведены на графиках изменения плотности гранитов по глубине (рис.3). Измерения плотности гранитов при зондированиях выполнялись с шагом 10см вдоль вертикальной оси. При этом, согласно применяемой технологии ПМРЛН, каждый выполненный замер характеризует среднюю плотность гранита в объеме цилиндра диаметром 10см и высотой 6см, т.е., если бы были встречены пустоты больше этого размера, замер был бы нулевым.

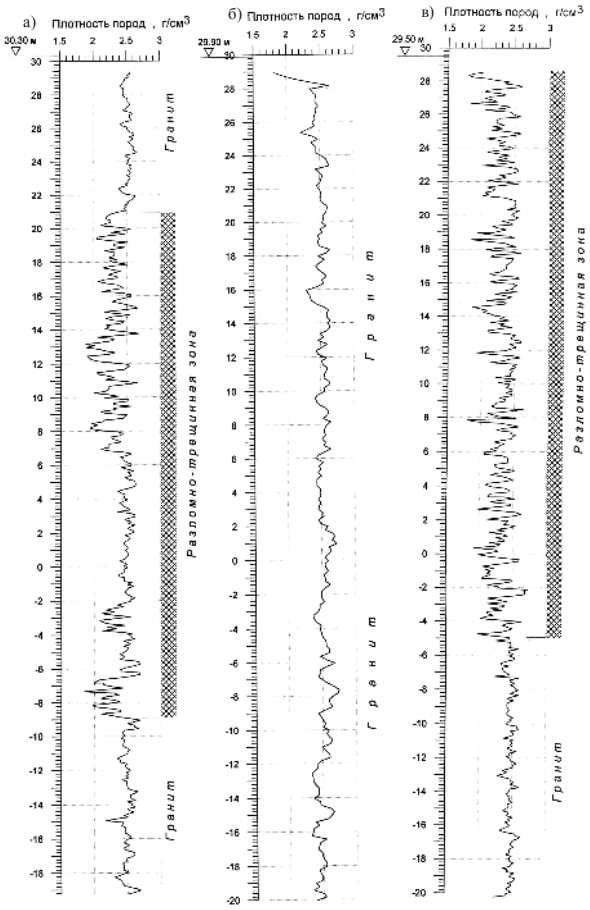


Рисунок. 3 - Изменение плотности пород по глубине по данным, зафиксировынным методом пассивной магнитнорезонансной локации недр (ПМРЛН): а) - точка 2; б) -точка 4; в) - точка 6

По данным проведенных зондирований вне разломных зон плотность гранитов изменяется в пределах 2,22-2,76г/см^3 при средних значениях 2,49-2,53г/см^3 Неизмененные и невыветрелые граниты имеют плотность 2,58-2,61г/см^3. При выветривании их плотность понижается до 2,2г/см^3. В результате вторичной минерализации и увеличении в составе гранитов (мигматитов) темноцветных минералов их плотность увеличивается. Поэтому приведенные пределы изменения плотности гранитов по данным ПМРЛН в относительно монолитных блоках строительной площадки являются закономерными и характеризуют с одной стороны степень выветрелости массива, а с другой стороны – его первичную минералогическую неоднородность.

В пределах разломно-трещинных зон плотность гранитов изменяется в пределах 1,80-2,74г/см^3, при средних значениях 2,28-2,34г/см^3. На графиках зондирований изменение плотности гранитов в пределах разломно-трещинных зон выглядит в виде пилообразной кривой с частыми изменениями минимальных и максимальных значений плотности. Для наглядности положение разломно-трещинных зон на графиках показано дополнительной штриховкой.

Выполненные приборные геофизические исследвоания подтвердили правильность нанесения на карту разломно-трещинных зон с использованием дистанционного биолокационного метода. В точках ВЭЗ, расположенных непосредственно в разломно-трещинных зонах, например №№1,8…10, удельное электрическое сопротивление гранитов меньше (110…200 Ом.м), чем в точках №№4, 5, где не были зафиксированы разломно-трещинные зоны (700…800 Ом.м)(рис. 2).

Если в пределах разломно-трещинных зон плотность гранитов изменяется в пределах 1,8…2,74г/см^3 (точки ПМРЛН №№1, 2, 6, 7, 10), то в неразломных зонах плотнотсь гранитов изменяется в пределах 2,22…2,76г/см^3 (точки ПМРЛН №№4, 5, 8, 9)(рис. 3).

4 ЭКСПЕРИМЕТНАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗЛОМНО-ТРЕЩИННЫХ ЗОН

На основании выполненных исследований был разработан проект цементации скального массива [6]. Данный проект предусматривал закрепление скального массива путем укрепительной цементации гранитов в разломно-трещинных зонах. Цементационные скважины располагались непосредственно в разломно-трещинных зонах (рис. 1).

Работы по закреплению скального массива производились ООО «ЗО Гидроспецстрой» с 25 июля по 5 сентября 2007г. со дна котлована.

Цементации разломно-трещинных зон предшествовала работа по подготовке котлована, предусматривающая срезку лессовых грунтов, удаление верхней части коры выветривания гранитов (дисперсной зоны), устройство подбетонки. Толщина подбетонки составляет 0,2…1,5м. Это связано со значительной мощностью дресвяно-щебеночных грунтов в основании проектируемого центра. Тампоны для цементации скважин устанавливались непосредственно в бетонную подготовку.

Работы по закреплению скального массива выполнялись в следующей последовательности:

А. Подготовительные работы:

- разбивка и привязка цементационных скважин (рис. 1);
- установка технологического оборудования и разводка трубопроводов.

Б. Буровые работы:

- бурение скважин ∅105мм глубиной 8…11м;
- бурение осуществлялось с продувкой скважин воздухом для удаления шлама с последующей промывкой водой.

В. Гидравлическое опробирование:

- после установки тампона в скважину исправность и герметичность цементационной системы проверяли путем нагнетания воды в скважину;
- гидравлическое опробирование производили при давлении 0,3МПа;
- по результатам опробирования определено удельное водопоглощение скальных грунтов.

Г. Цементация скважин:

- производилось нагнетание цементного раствора растворонасосом с регулируемым приводом;
- цементацию скважин осуществляли цементным раствором с применением шлакопортландцемента марки 400;
- приготовление раствора осуществлялось в рабочем узле путем смешивания цемента с водой до получения однородной массы, до поступления в скважину раствор постоянно перемешивался;
- цементацию скважин производили со следующей шкалой изменения содержания цемента в водоцементном отношении: 4; 1,33; 0,8; 0,57;
- за отказ поглощения раствора принимали снижение расхода раствора до 5л/мин. при давлении 0,3МПа.

Цементации массива предшествовала опытная цементация. Опытный участок располагался в осях «1…3» рядах «А…Г» (рис.1). При цементации скважин №№4, 12, расположенных вне разломно-трещинных зон, поглощение цементного раствора было незначительным (60л, 20л) при максимальном расходе 10л/мин. При бурении скважин №№6, 7, 15 в разломно-трещинных зонах поглощение составило 320…546л при максимальном расходе 24л в минуту.

Дальнейшая цементация массива производилась по проекту [6]. Поглощение раствора в скважинах составляло 1000…200л при давлении 0,5…3,0 атмосферы.

При закреплении скального массива в основании культурно-туристического центра было пробурено 93 цементационных скважин (рис.1).

5 КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА ЦЕМЕНТАЦИИ РАЗЛОМНО-ТРЕЩИННЫХ ЗОН

Контроль качества выполненной цементации скального основания осуществлялся путем его сейсмического просвечивания. В качестве регистрирующей аппаратуры использовалась 24-х канальная компьютеризированная цифровая сейсмостанция “Лакколит 24 М-2». Исследования выполнялись по двум профилям. Длина расстановки составила 46 метров, шаг между сейсмоприемниками 2 метра.

Анализ данных геофизических измерений показал, что скальное основание строящегося культурно-туристического комплекса после цементационных работ является квазиоднородным массивом, т.е. зоны трещиноватости отсутствуют [7].

ВЫВОДЫ

1. Выполненный комплекс изыскательских работ, включающий дистанционные (на карте) и прямые (на местности) биолокационные исследования, а также электроразведочные работы методом вертикального электрического зондирования, работы методом пассивной магнитно-резонансной локации недр, цементация разломно-трещинных зон, позволили установить взаимозависимость карты и изображенной на ней местности.

2. Дистанционный биолокационный метод требует дальнейшего развития, в первую очередь в части его теоретического обоснования, а также разработки требований предъявляемых к операторам, которые производят данный вид изысканий.

Список литературы

1. Вейник А.И. Термодинамика реальных процессов. Мн.: Наука и техника, 1991. – с.385-386.
2. Сердюк А.А. Глубинная медицина. Экология тела человека. – Донецк: Норд-пресс, 2008. – 284с.
3. Сочеванов Н.Н., Стеченко В.С., Чекунов А.Я. Использование биолокационного метода при поисках месторождений и геологическом картировании. – М.: Радио и связь, 1984. – 56с.
4. Пучко Л.Г. Биолокация для всех. – М.: АНС, 2002. – 202с.
5. Отчет об инженерно-геофизических изысканиях по объекту «Инженерно-геофизические изыскания по оценке трещиноватости скального массива на участке строительства культурно-туристического комплекса по ул.Тбилисской в г.Запорожье», Запорожское отделение НИИСК, 2007. –48с.
6. Рабочий проект «Цементация скального массива в основании здания культурно-туристического комплекса по ул.Тбилисской в г.Запорожье». Шифр 328-1218/07-ЦМ, Запорожское отделение НИИСК, 2007. – 6л.
7. Заключение о результатах закрепления скального массива на участке строительства культурно-туристического комплекса по ул.Тбилисской в г.Запорожье, Запорожское отделение НИИСК, 2007. – 70с.
8. Susin O.A., Novik N.N., Shokarev A.S. PMRAM technology applied to evaluate the geoenvironment pollution and density when geo-engineering problems are solved // XIII European conference on soil mechanics and geotechnical “Geotechnical problems with mam-made and man influenced grounds”.- Vol.-Praha: The Czech Geotechnical Society CICE.-2003.-p.481-484.

УДК 627.523.2 (262.5)

Ю.Д.Шуйский, ***заведующий кафедрой физической географии и природопользования, профессор, доктор географических наук,*** **Г.В.Выхованец,** ***профессор кафедры физической географии и природопользования, профессор, доктор географических наук,*** **Р.П.Перейрас,** ***аспирант кафедры физической географии и природопользования, магистр-гидротехник***
Одесский национальный университет им. И.И. Мечникова

Опыт анализа берегозащитных сооруженийна песчаных берегах Черного моря

На примере Одесского берегозащитного комплекса и ряда других берегозащитных сооружений на песчаных берегах рассмотрен ряд вопросов: а) о применимости берегозащиты; б) всегда ли нужно защищать морской берег от разрушения; в) о применимости стенок и других защитных конструкций в береговой зоне морей; г) об эффективности берегозащитных конструкций в береговой зоне морей; д) об уроках неудачных примеров эксплуатации искусственных пляжей. Изложены результаты отрицательного опыта массовой отсыпки искусственных пляжей.

О применимости берегозащиты

Современная эпоха в естественной истории Земли характеризуется сложившимся в природе тотальным дефицитом наносов в береговой зоне Мирового океана в целом и отдельных его подразделений [8, 9, 16]. Поэтому столь широко распространенными являются процессы абразии, под влиянием которых происходит потеря береговой территории и необходимость защиты берегов от разрушения. Для оценки эффективности берегозащитного комплекса в районе Одессы и многих других сооружений и комплексов требуется соответствующее обоснование, учет ряда правил и принципов, основанных на теории береговедения [2, 7, 8].

Индивидуальность природных условий для применения тех или иных берегозащитных мероприятий должна учитываться в каждом конкретном случае. Нередко инженеры-гидротехники и инженеры-геологи склонны унифицировать то или иное берегозащитное сооружение для различных физико-географических условий береговой зоны моря. Выражается это в применении одной и той же конструкции сооружения в различных условиях или разных сооружений в одних и тех же условиях, на участках берегов разных морей и океанов. В этой связи часто возникает конфликтная ситуация между сооружением и окружающей природой, результатом которой может быть неэффективность его на одном участке береговой зоны, хотя на других участках это же сооружение являет высокоэффективным на протяжение всего гарантийного срока. Поэтому на каждом отрезке береговой зоны моря нужно учитывать конкретные значения форм рельефа, контуров береговой линии и ее экспозиции по отношению к направлениям действия ветра и волн, геологического строения, физико-механических свойств горных пород, уклонов подводного склона, ветро- и волноэнергетических параметров и всего остального, а также число приходных и расходных элементов баланса осадочного материала и их численные характеристики, запасы наносов и режим их распределения в береговой зоне моря [9, 10, 15]. В этой связи и согласно теме данной статьи, потребовалось длительное инструментальное исследование песчаных берегов Черного моря в районе Одессы для выбора оптимального варианта защиты именно в локальных, неповторимых условиях защищаемого участка.

Обязательно ли защищать морской берег?

Такой вопрос уместен в тех случаях, когда выполнено и имеется грамотное природосберегающее планирование и осуществление использования природных ресурсов, проектирование береговой территории (акватории), минимизация возможного ущерба окружающей природе и оптимизация природопользования. Именно во время грамотного планирования используется опыт прошлых лет, знание природы береговой зоны и стратегии застройки берегов. Если природные условия представлены рядом автором достаточно подробно [3, 4, 6, 8, 9, 13], то стратегия застройки береговой зоны разработана совсем недавно [10, 14].

При этих условиях различные подходы применяются на абразионных и аккумулятивных формах берегового рельефа. Во всех случаях защиты требуют наиболее ценные участки берега, на которых располагаются памятники истории, архитектуры, природы и т.п. Здесь денежное выражение не имеет определяющего, принципиального значения, поскольку речь идет о всемирных ценностях, национальном достоянии, развитии цивилизации вообще. Во всех остальных случаях берегозащита имеет смысл тогда, когда сметная стоимость берегозащитных сооружений и их эксплуатации меньше стоимости защищаемого объекта. Разумеется, сооружений, выполненных по всем правилам и инженерным расчетам, пригодных быть эффективными и не способных наносить вред.

Следует обратить внимание на то, что абразионные формы рельефа как надводные, так и подводные, являются важнейшим источником наносов в береговой зоне. Предотвращая вредные и необратимые процессы абразии, защищая созданные человеком ценности на берегу, специалисты уничтожают этот источник наносов и пополнения защитных пляжей. Они, таким образом, усиливают дефицит наносов, а само сооружение переходит в разряд пассивной берегозащиты. Поэтому планирование застройки требует такой организации природопользования, которая не допустила бы обострения дефицита наносов и усиления процессов абразии [9, 10]. В итоге требуется оценка пространственной структуры береговой зоны и баланса осадочного материала в ней.

Интересно напомнить опыт наших предков, строивших свои жилища на низких абразионных берегах Черного и Азовского морей в пределах сегодняшней Украины. На них практически все рыбацкие поселки строились не ближе 1,0-1,5 км от моря (например, Железный Порт, Большевик, Лазурное в Херсонской области, Балабанка и Сычавка в Одесской области, песчаное и Береговое на западном берегу АР Крым), и этому были объяснения. Жители знали, что абразионный берег отступает очень быстро, и для сохранения в целости своих жилищ и подворий они располагались вдалеке от моря. Поэтому они обходились без берегозащиты и не препятствовали поступлению в море наносов абразионного происхождения. Удаленность усадеб и подворий от моря также спасала сады и огороды от брызг соленой морской воды во время штормов. В этой связи, современная застройка, в том числе и капитальными зданиями и сооружениями, берегов морей в непосредственной близости от пляжа не может быть признана рациональной. А, с другой стороны, такая застройка провоцирует большие затраты для сохранения территории, самих пляжей и построек на берегу. Создаются серьезные проблемы на «пустом месте», как например на участках Совиньон и Люстдорф на городской территории Одессы, Затока и Фонтанка в Одесской области, Песчаное и Любимовка в Крыму. Очень «рьяная» берегозащитная деятельность дошла до того, что уникальные и исчезающие ландшафты оползневого типа физико-географической местности, с многочисленными краснокнижными видами флоры и фауны оказались полностью утраченными, например, юго-западнее м.Бугово на территории Ильичевска Одесской области или в районе Коблево и западнее м.Очаковского Николаевской области.

Таким образом, существует немало причин, по которым не обязательно применять дорогостоящие берегозащитные сооружения. Лучший выход изположение — не строить на заведомо опасном участке берега, уйти из-под удара морской стихии. Ведь дело не только в том, что их сметная стоимость велика, как и у всякого гидротехнического строительства в береговой зоне моря (в океанической зоне «высоких энергий»). Гораздо большее значение имеют затраты на эксплуатацию таких сооружений в течение гарантийного срока и на их сохранность [7, 11]. Они могут превышать финансовые, материальные и трудовые затраты на порядок-другой величины сметы или стоимости защищаемого объекта. Однако, Одесский берег на месте расположения Одессы, города-миллионера, надо было защищать, поскольку он интенсивно разрушался. Территория теряла значительные площади вместе со строениями и коммуникациями, с памятниками природы и культуры, естественные пляжи не вмещали отдыхающих, накопления пляжей у подножья клифов и окончание действия оползней и обвалов не предвиделось. Ценность защищаемого объекта была гораздо больше стоимости берегозащитных сооружений. Аналогичную ценность имеют памятники Крыма, появившиеся тогда, когда человек не представлял еще себе масштабов береговых катастроф, типа Кучук-Койского или Джангульского.

Применение стенок и других пассивных конструкций

Накопление информации о работе берегозащитных сооружений в натурных условиях и ее осмысливание на основе теории береговедения привело к делению этих сооружений на «пассивные» и «активные» [1, 4, 7]. К «пассивным» относятся вертикальные стенки, откосы

разного профиля, ряжи, бетонные и асфальтовые массивы и др., задача которых состоит в прямом физическом сопротивлении волновому влиянию. Сооружения этого типа не рассчитаны на пляжеобразование и не могут заставить природные силы сохранять морской берег. Мало того, «пассивные» конструкции усиливают волновое влияние и повышают скорости волновых течений, а потому обычно приводят к размывам пляжей и усилению абразии. Поэтому от «пассивных» гидротехнических сооружений стали отказываться [6, 9, 14]. Если они и применяются, то в сочетании с другими типами сооружений или при подпоре языка оползня, или по инерции, или по непониманию.

Особенно вредными являются «пассивные» сооружения на песчаных берегах [4]. Здесь сооружения приводят к особенно сильному размыву флангов сооружения, причем, сильнее всего — с наветренной стороны [12]. В конечном итоге морские волны отодвигают песчаную береговую линию так далеко, что сооружение может остаться на прилегающем дне моря или может разрушиться, как например ряд бун на Колхидском побережье Черного моря в районе Поти. И то, и другое означает, что время, финансовые, материальные и трудовые средства были «выброшены в море». Поэтому стенки и другие пассивные сооружения на песчаных берегах применять категорически не рекомендуется [14]. Что касается изученного берега между мысом Ланжерон и Люстдорфом, то здесь аккумулятивные формы прибрежно-морского рельефа не встречаются и никогда не существовали, как надо было бы ожидать на участке разгрузки вдольберегового потока наносов.

Тем не менее, в составе Одесского берегозащитного комплекса имеются берегозащитные стенки и другие «пассивные» сооружения. Но они применяются совместно с другими сооружениями, и в первую очередь, — для подпора грунтовых масс нижней оползневой террасы и вместе с траверсами и искусственным пляжем. Они не рассчитаны на гашение морской волны или на искусственное пляжеобразование, а потому в данном случае оправданны.

Применение наносоудерживающих сооружений

Основной причиной разрушения морских берегов, побуждающей применение берегоукрепительных сооружений, является перераспределение и рассеяние энергии морских волн. Чем больше энергии тратится на абразию клифов, тем меньше ее тратится на перемещение наносов [2, 3, 4, 8]. В этой связи рост запасов наносов и размеров пляжей в береговой зоне моря в общем снижает число абразионных форм рельефа и скорости абразии, а, следовательно, снижает потребность в берегозащитных сооружениях. Накопление наносов постепенно сокращает скорости абразии, повышает размеры пляжей, а клифы из активных превращает в отмершие таким образом снижая и даже ликвидируя опасность по мере образования достаточно широких пляжей [2, 6, 7]. Поэтому лучшей защитой является естественная, в виде такого природного «сооружения», как пляж, который располагается между морем и коренным берегом.

По способу «работы», ряд сооружений предназначается для накопления наносов, создания именно достаточно крупного пляжа, способного прекратить абразионную деятельность на коренных берегах (буны, траверсы, волноломы разных типов и их сочетания). Эти сооружения чаще всего снижают волновую энергию на удалении от береговой линии, и на берег волна накатывается ослабленной, со сниженной наносодвижущей способностью. Практически все сооружения этого типа относятся к «активным», в отличие от «пассивных». Активизируя накопление наносов в виде пляжа, они уменьшают количество волновой энергии, направленной на процессы абразии. В этой связи на практике наибольшее распространение получили берегозащитные сооружения «активного» типа. Такая тенденция потребовала четкого и детального знания режима вдольбереговых потоков и поперечных миграций наносов и численных значений элементов баланса наносов, многих других природных характеристик береговой зоны морей.

Успешное и эффективное действие того или иного берегозащитного сооружения бывает в условиях небольших запасов наносов, позволяющих абразии развиваться (с ощутимой потерей площади морского берега), но одновременно и в условиях достаточно больших запасов, чтобы «активные» сооружения накапливали бы наносы в виде защитного пляжа [8, 13, 17]. Участки с такими условиями обычно определяются на конкретном отрезке вдольберегового потока наносов или системы поперечных миграций наносов, а не «вообще». Что касается больших и эффективных запасов наносов, при которых образуются крупные пляжи и вся волновая энергия тратится на перемещение наносов, то в таких условиях коренной берег практически не разрушается. Защита берега является естественной в виде природного пляжа. Поэтому отпадает необходимость строительства берегозащитных сооружений и проведения искусственных берегозащитных мероприятий.

При планировании тех или иных берегозащитных сооружений следует учитывать поперечную структуру движения наносов на берегу и подводном склоне. От нее зависит глубина мористой оконечности сооружений или степень перехвата наносов, как например при применении бун полного профиля [1] или заложения подводных волноломов [5, 14, 15]. Чаще всего поперечная структура движения наносов связана с рельефом подводного склона моря, формой его поперечного профиля, с составом наносов, характером диссипации волновой энергии в условиях действия конкретного волнового режима [4, 11, 14]. Следовательно, эффективность естественного накопления наносов с помощью «активных» сооружений зависит не от фактической мощности вдольберегового потока или поперечной миграции наносов, а от того количества наносов, которое движется на глубине расположения «активного» сооружения. Вот почему оказались бесполезными буны и траверсы на ряде участков морского берега в Польше, Германии, США, Японии и других стран, а также короткие буны на Одесском берегу Черного моря в первой половине XX века. Ведь они выдвинуты в море до глубин 0,5-1,5 м, а в интервале 0,0-1,5 м движется мизерная часть наносов во вдольбереговом потоке при данном рельефе подводного склона моря.

Эксплуатация искусственных пляжей

Данный вопрос анализируется на основании многолетних исследований главным образом в пределах Одесского берегозащитного комплекса. В течение почти 50-летней его эксплуатации предпочтение всегда отдавалось осадочному материалу — аналогу пляжевых наносов (пескам, гравию, гальке, валунам), в зависимости от того, в каких условиях находится пляж в составе комплекса. По своему составу наносы для пляжей применялись отсортированными, соответствующими уклонам подводного склона, характеру действия волн, способными создать защитную полосу между линией уреза и коренным береговым склоном. Эта полоса создается искусственно в виде пляжа, вместо тех источников наносов, которые недостаточно обильны или блокированы на соседних участках береговой зоны. Однако, требуются такие запасы наносов из искусственных источников, которые могли бы обеспечить создание эффективных искусственных пляжей и их ремонтное пополнение в течение всего срока эксплуатации. Они должны строго соответствовать естественному составу наносов на защищаемом берегу, в данном случае — крупнозернистыми песками.

Искусственная добыча пляжевых наносов не должна наносить существенный ущерб окружающей природе, будь то на берегу или на морском дне [2, 6]. Причем, чтобы затраты на доставку и пляжеобразование были бы оптимальными. А такие требования далеко не всегда встречаются, в частности, они не были соблюдены во время недавнего пополнения искусственных пляжей на Одесском защитном комплексе осенью 2007 г. Поэтому на практике чаще всего искусственное пляжеобразование бывает невыгодным, вредным для природы, экономически неоправданным, хотя и является в общем лучшим средством берегозащиты.

Поясним почему. До начала XXI столетия песчаные пляжи Одесского берегозащитного комплекса были почти полностью выработанными [11]. Их незначительная берегозащитная способность по причине размыва стала угрожать коренному берегу и гидротехническим сооружениям. Некие «специалисты», известные в Одессе только профессиональными неудачами, но почему-то допущенные к проектированию, ничего лучшего не придумали, как вычерпать песок на подводной отмели — Одесской банке, а затем гидравлической пушкой выбросить пульпу на пляж. Хотя давно известно, что крупные пески давно иссякли под влиянием добычи в прошлом, а новых источников их пополнения нет. Произошло это в октябре 2007 г., перед зимними штормами. Что в результате?

Во-первых, более или менее крупный песок был вычерпан на Одесской банке еще 20 лет назад. То, что осталось, было алевритом с примесью мелкозернистого песка и сконцентрировалось на поверхности банки. Этот верхний неподходящий слой слишком мелких наносов был «срезан» и послужил для нового ремонта одесских пляжей. Это при том, что остатки старых пляжей были сложены преимущественно крупнозернистым песком с примесью среднезернистого.

Во-вторых, несоответствие новых порций наносов крупности тех наносов, которые остались еще на искусственных одесских пляжах, спровоцировали сильный размыв во время предстоящих зимних штормов. И он произошел. Сквозь крупные щели в старых бунах, траверсах и волноломах во время сильных волнений произошел быстрый вынос мелкого материала новых отсыпок. Меньше, чем за год их потери составили больше 60% исходного количества. Четыре пляжа из 31 оказались полностью исчезнувшими. Гидротехнические сооружения снова остались

незащищенными, подверженными волновому воздействию. Стоило ли отсыпать столько некондиционных наносов перед штормовым периодом?

В-третьих, за время эксплуатации на каждом из пляжей Одесского комплекса сложилась собственная биологическая система, с определенными отношениями между организмами в условиях постоянного влияния волн. Залповые отсыпки мелкозернистых наносов сразу покрыли большие площади старых пляжей, что поставило под угрозу утвердившиеся ассоциации растений и животных. В итоге они были обречены погибнуть. Следовало ли так поступать с уникальным биологическим разнообразием?

В-четвертых, на Одесской банке в верхнем аэральном слое, который как раз и был уничтожен, сконцентрировалась большая биологическая масса большой численности организмов. Поскольку этот слой песка был взят для пляжеобразования, то физически была уничтожена богатая биологическая система. Выброшенные на дневную поверхность старых пляжей вместе с песком, живые организмы, вместе с захороненными, погибли и подверглись разложению. Итогом стало сильное загрязнение в виде густой органической пены, покрывшей пляжи слоем до 1 м толщиной. Поэтому неудачные отсыпки песка сопровождались ущербом биоте одесских пляжей. Этим был нарушен большой ряд законов об охране природы и сохранении биологического разнообразия. Ради чего?

В-пятых, отмель Одесской банки является кормовым очагом для живых организмов, а прежде всего — для промысловых рыб, ракообразных и моллюсков. Тем более, что происходит постоянное питание полезными химико-биологическими соединениями морских вод водой из Днепра и Южного Буга, а поверхность Одесской банки подвержена сильной освещенности, а, значит, и интенсивному фотосинтезу. Изъятие песка с банки существенно подорвало пищевые ресурсы Черного моря, лишило его значительной части моллюсков-фильтраторов, нарушило целостность ценной биоты. Как и на искусственных пляжах, было подорвано биологическое разнообразие в этой части морского дна.

Что имеем в результате? Фактически неоправданно кратковременное существование новой отсыпки весьма дорогостоящих наносов. Далее, неоправданно большие финансовые потери. Непродуманная форма искусственных отсыпок. Уничтожение сложившегося биологического разнообразия на старых искусственных пляжах и на морской банке. Мощный ущерб кормовой базы для промысловых морских организмов. Если принять во внимание, что сооружение искусственного пляжа отнесено к IV классу капитальности, то ремонт одесских искусственных пляжей своей цели не достиг. Рассмотренное мероприятие является ярким примером неудачного берегоукрепления, а главная причина состоит в некомпетентности и болезненном самомнении проектировщиков.

Защита путем создания искусственного ландшафта

Наименее удачные попытки эксплуатации берегозащитных гидротехнических сооружений пришлись на песчаные берега как Черного, так и других морей. На таких берегах широко распространены песчаные пляжи. Как правило, вдоль вершины пляжей, в их тылу, простираются гряды эолового происхождения, разных размеров и объемов. Чаще всего эоловые формы рельефа характеризуются наибольшими размерами тогда, когда господствуют ветры от морского сектора горизонта [8, 12]. Сплошная эоловая гряда может служить защитным барьером, действующим против прорывов морских волн. На пересыпях лиманов и лагун такая гряда выполняет роль резерва наносов для компенсации штормовых размывов пляжей. Нередко гряды регулируют то количество наносов, которое во вдольбереговых потоках наносов сбрасываются в прорези, в т.ч. и судоходных каналов.

Одно из основных свойств накоплений песчаных наносов на берегах — это высокая подвижность, чего нет, например, у глин, суглинков, супесей, сланцев, песчаников, известняков и др. Подвижность обеспечивается действием ветров и ветровых волн. В итоге столь же быстро могут быть созданы и эоловые гряды, горбики, песчаные поля, которые выполняют достаточно эффективную защитную роль. Поэтому в ряде стран (Польша, Германия, Франция, Бельгия, США, ЮАР, Австралия) методом «sandfences» гряды стали наращиваться искусственно.

Этот опыт был впервые применен на Украине в 80-90-х годах XX столетия на корневых частях кос Тендровская и Джарылгач в виде эксперимента [9, 17]. Он получил название «искусственного ландшафта», который применялся для защиты от разрушения больших баз отдыха «Буревестник» и «Строитель», а также Потиевского кордона Черноморского заповедника. Оказалось возможным

создать песчаную гряду, высотой до 3 м и объёмом до 41 м^3/м. Возник новый рельеф, возникла новая растительность, появился новый микроклимат, в толще песка сформировался новый режим увлажнения, поселилась новая ассоциация животных и др. Другими словами, возникла новая микросистема в виде нового ландшафта, который обладал берегозащитными свойствами.

Гряды были надежной защитой для построек, но через 3 года их растащили, а песок продали на стройки. И вот спустя несколько лет, осенью 1997 г. прошел шторм, при котором высота волн превышала 4 м, а заплеск прибойного потока проник на застроенную территорию «Буревестника». В итоге был размыт пляж, разрушена значительная земельная площадь и уничтожены постройки в мористой части базы отдыха. В то же время часть территории потерял и «Строитель».

К сожалению, в настоящее время «sandfences» не применяются на песчаных берегах Украины, несмотря на чисто символические затраты и высокую защитную эффективность. По всей видимости, основная причина состоит в том, что для применения данного метода нужна очень высокая физико-географическая профессиональная подготовка, которой не обладают проектировщики и сотрудники природоохранных управлений. Поэтому они не решаются её разработать и согласовать, считая делом несерьезным.

Тем не менее «sandfences» активно используются не только в странах традиционной актуальности предохранения песчаных берегов от деградации и полного разрушения. В последние годы воссоздание искусственного ландшафта для берегозащиты все чаще применяют те страны, где ранее этого не делалось. Например, на многих участках песчаных берегов можно видеть применение данной методики, причем, даже с усовершенствованными приспособлениями, в таких странах, как Китай, Вьетнам, Аргентина, Бразилия, Мексика. Данный метод требует непрерывной, хотя совершенно недорогой, эксплуатации и поддержания искусственного ландшафта.

Защита берегов с помощью естественных материалов (террас)

На коренных абразионных берегах, где распространены активные клифы, как правило, естественные прислоненные пляжи не в состоянии предохранить береговую территорию от волнового разрушения. На песчаных берегах Черного моря размеры прислоненных пляжей обычно характеризуются полной шириной ≤ 40 м (считая от основания подводной части пляжа, где глубина равна ≤ 0,6$h_{вол}$; $h_{вол}$ — высота средней штормовой волны). При этом высота надводной вершины пляжа $H_{пл}$ ≤ 1,5 м, а общий объем пляжа — не более 45 м^3/м, в среднем 13-18 м^3/м [11, 14, 15]. Если пляж лежит у подножья клифа, сложенного глинистыми породами, то в условиях береговой зоны Черного моря средние многолетние скорости абразии могут составлять от 0,5 до 3,5 м/год [2, 8, 17]. Это крайне опасные значения, при которых не рекомендуется застраивать морской берег [9, 10].

Как и все берега Черного моря, песчаные развиваются в условиях острого дефицита наносов [1, 8, 13]. Поэтому указанные скорости абразии не могут замедлиться или прекратиться естественным путем. И если на таких берегах необдуманно возникли хозяйственные или селитебные объекты, то, в отличие от оползневой территории Одессы, их нет смысла защищать. Можно увеличить размеры пляжей до эффективных размеров, но «лишняя» масса будет удалена, причем, очень быстро: динамическое равновесие берега не предусматривает их существование. Учитывая природный дефицит береговых наносов пляжеобразующего состава, применение искусственных подсыпок неэффективно.

Активные глинистые клифы с небольшими пляжами у подножья можно защитить гидротехническими сооружениями, но стоить это будет в разы больше стоимости защищаемого объекта. К тому же затраты на ремонтную поддержку должны быть непрерывными, сами сооружения значительно сократят длину используемого берега, засорят берег, разрушат эстетическое восприятие природного ландшафта, а часто — обломки сооружений могут создать опасность травматизма. Поэтому Ю.Д.Шуйским в 1964 г. было предложено использовать естественные материалы в виде защитной искусственной террасы для защиты берегов от волновой абразии и штормовых размывов.

Для этого вдоль подножья клифа создаются искусственные грунтовые террасы. Состав грунтовой массы может быть разным, но предпочтение отдается тому, который насыщен твердыми обломками горных пород, как это впоследствии делалось на восточных и южных берегах Черного моря [1, 6, 14]. Формы и конструкции этих террас могут быть различными, в зависимости от того, какие цели ставятся перед таким методом. Наиболее целесообразно применять искусственные

террасы там, где после экскавации остается много бросового грунта, который нужно утилизировать.

Защитные террасы могут быть рассчитаны для различных видов работы. Одни могут только защищать абразионно-обвальный клиф от волновой абразии. Другие у подножья абразионно-оползневого клифа не только препятствуют волновой подрезке склона, но и пригружают его. Третьи продуцируют определенное количество наносов и при этом способствуют разбиванию волн перед подножьем клифа. Здесь можно долго перечислять предназначение грунтовых террас, но очень важно, что они обладают очень высокой эффективностью. Также важно, что ни экономят ресурсы: трудовые, финансовые, материальные. Опытные защитные террасы оправдали себя в районах расположения Одессы, Очакова, Южного, Ильичевска, Донузлава. Сегодня их применение характеризуется высокой актуальностью.

Список литературы

1. *Жданов А.М.* Искусственное восстановление защитной полосы пляжа при укреплении морских берегов // Труды ВНИИ трансп. строительства. – 1960. – Вып. 40. – С. 22 – 58.
2. *Зенкович В.П.* Основы учения о развитии морских берегов. – Москва: Изд-во АН СССР, 1962. – 710 с.
3. *Кикнадзе А.Г.* Морфолитодинамика береговой зоны и оптимизация ее использования. – Рукопись // Автореф. дисс. на соиск. учен.степени доктора геогр. наук. – Тбилиси: Инст. географ. АН Грузии, 1991. – 66 с.
4. *Кнапс Р.Я.* О способах укрепления песчаных берегов // Труды ВНИИ трансп. строительства. – 1960. – Вып. 40. – С. 58 – 91.
5. *Лызлов И.А.* Экспериментальное исследование берегоукрепительных подводных волноломов различных конструкций // Труды Океаногр. комиссии АН СССР. – 1961. – Т. XII . – С. 5 – 16.
6. *Пешков В.М.* Галечные пляжи неприливных морей. – Краснодар: Эд Арт Принт, 2005. – 445 с.
7. *Сокольников Ю.Н.* Инженерная морфодинамика берегов и ее приложения. – Киев: Наукова думка, 1976. – 227 с.
8. *Шуйский Ю.Д.* Проблемы исследования баланса наносов в береговой зоне морей. – Ленинград: Гидрометеоиздат, 1986. – 240 с.
9. *Шуйский Ю.Д.* Опыт изучения защитных сооружений на песчаных берегах Черного моря // География и природные ресурсы (Новосибирск). – 1996. – № 1. – С. 37 – 43.
10. *Шуйский Ю.Д.* Основы стратегии строительства в береговой зоне Черного и Азовского морей // Исследование береговой зоны морей: Сб. научных трудов. – Киев: Карбон Лтд, 2001. – С. 8 – 24.
11. *Шуйский Ю.Д.* Развитие берегозащитных сооружений на берегу Черного моря в пределах Одессы // Причерноморский Экологический бюллетень. – 2010. – № 4 (38). – С. 45 – 79.
12. *Шуйский Ю.Д., Выхованец Г.В.* Экзогенные процессы развития аккумулятивных берегов в северо-западной части Черного моря. – Москва: Недра, 1989. – 198 с.
13. *Шульгин Я.С., Морозов Л.А., Гречищев Е.К.* Защита песчаных берегов свободными пляжами // Baltica (Vilnius). – 1977. – Vol. 6. – P. 99 - 108.
14. *Shuisky Y.D.* An experience of studying artificial ground terraces as a mean of coastal protection // Ocean & Coastal Management. – 1994. – Vol. 22. – № 2. – P. 127 – 139.
15. *Shuisky Y.D.* Experience of efficiency of the protective complex along the Black Sea shoreline within OdessaCity territory // Proc. Intern. Workshop COASTAL ZONE'03: Edited by Z.Pruszak. – Gdansk:, 2003. – P. 309 – 336.
16. *ShuiskyY.D., SchwartzM.L.* Basic principles of sediment budget study in the coastal zone // Shore & Beach Jour. – 1983. – Vol. 51. – № 1 – P. 34 – 40.
17. *Shuisky Y.D., Schwartz M.L.* Human impact and rates of shore retreat along the Black Sea coast // Journal Coastal Research. – 1988. – V. 4. – № 3. – P. 405 – 416.

УДК 551.24 (477.75)

В.В. Юдин, ***доктор геолого-минералогических наук, академик Крымской АН и АГНУ, профессор***
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

ПРОБЛЕМЫ КАРТИРОВАНИЯ СЛОЖНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ОБЪЕКТОВ КРЫМА

За более чем столетний период изучения Крыма, разные исследователи отражали на геологических картах три основные теоретические концепции – фиксистскую, структурно-мобилистскую и сбалансированную геодинамическую. В начале 20 века, разрывы в Крыму не выделялись. Затем были обнаружены и обоснованы отдельные надвиги. Они описаны в ряде публикаций, но на геологических картах почему-то отсутствовали. С 50-х годов на основе общепринятой тогда концепции фиксизма, разрабатывались исключительно разломно-блоковые модели строения с выделением глубинных разломов и оползневых складок, образованных вертикальными движениями земной коры. Затем, на базе той же геосинклинальной концепции, с позиций структурного мобилизма в Крыму, было вновь обосновано широкое развитие надвигов и шарьяжных пластин. С начала 90-х годов, после детального изучения структур и переинтерпретации ранее полученных данных, были выделены и закартированы существенно иные структуры, известные во многих регионах мира. К ним относятся коллизионные швы, шарьяжи, меланжи, олистостромы и сложные дислокации тангенциального сжатия. Они составляют современную геодинамическую модель строения и развития Крыма. В результате конкретные сложно построенные геологические объекты разными исследователями и поныне картируются по-разному. Это не позволяет выделить единую правильную модель строения, что влияет на многие виды хозяйственной деятельности, включая геостойкое строительство.

Геологические карты и разрезы сложно построенных областей всегда многовариантны. В зависимости от принятых теоретических концепций, детальности изучения, опыта и уровня знаний, даже один геолог может составить несколько разных моделей строения объектов Крыма. Около 50 лет назад за рубежом был разработан *метод структурной сбалансированности*, объективно ограничивающий число таких моделей. Сбалансированными считаются геологические построения, допускающие возвращение сложно дислоцированных толщ в доскладчатое положение. Если геологические разрез и карта не позволяют проведение палинспастической реконструкции, они считаются геометрически невозможными и отбраковываются. Практически все предшествующие карты и разрезы Крыма структурно не сбалансированы. Они не допускают структурную и геодинамическую палинспастическую реконструкцию и поэтому не могут считаться геометрически реальными. Исключение составляют карты и разрезы в работах [1, 2, 3 и др.].

Геологические модели, основанные на концепциях фиксизма, отличаются непохожей друг на друга рисовкой по-разному ориентированных прямолинейных крутопадающих "разломов", сбросов, сдвигов, реже взбросов, сформированных преимущественно вертикальными движениями блоков земной коры [4, 5, 6, 7 и др.]. Несбалансированные структуры типа "битой тарелки" отражены и в государственных геологических картах всех масштабов.

При наложении, сравнении и анализе карт, изданных в разные годы авторскими коллективами М.В. Муратова, Л.С. Борисенко, С.В. Пивоварова, Н.Н. Новика и других, выявляется хаотичная картина несовпадающих прямолинейных "разломов", секущих складчатые структуры. Выбрать из них одну правильную невозможно. Кроме того, субвертикальные разрывы не позволяют приведение дислоцированных толщ в первоначальное доскладчатое положение, что является главным критерием корректности тектонических построений независимо от теоретических концепций.

Часть исследователей усматривали в расположении крымских "разломов" закономерную и устойчивую во времени и пространстве ортогональную или диагональную сетку, которая связывалась с системой общепланетарной трещиноватости [7, 8, 9 и др.]. Если допустить, что такая планетарная сеть существует, то она проявлялась бы на всей поверхности Земли. При этом горные системы планеты и современная сейсмичность распределялись бы равномерно, что противоречит действительности.

Тем не менее, большая группа геологов и тектонофизиков до настоящего времени делают выводы: «…установлено, что в структуре Крымского региона значительную роль играют системы субвертикальных сдвиговых тектонических разрывов диагональной и ортогональной ориентировок...» [10, стр. 60]; «…в пределах Крымского полуострова основная роль принадлежит сдвиговым перемещениям, особенно в юго-западном-северо-восточном и северо-западном-юговосточном направлениях» [11, стр. 478 и 12] и др.

Наш анализ разломно-блоковых моделей показывает, что выделение прямолинейных субвертикальных "разломов" – не более чем подкупающе легкий и быстрый способ рисовки сложной структуры на геологической карте. Он не требует глубокого анализа тектоники и высокой квалификации исследователя. Выделенные "разломы" и их системы обычно не повторяются в интерпретациях последующих исследователей, что ведет к безрезультатным дискуссиям и появлению все новых непохожих блоковых моделей.

Структурно-мобилистская концепция Крыма возникла раньше фиксистской, с 30-х годов прошлого века. Она выдвинута К.К. Фохтом, Д.В. Соколовым, А.С. Моисеевым и Н.А Преображенским и др. [13, 14, 15]. По авторитарным причинам, в последующие 50 лет мобилистские построения стали противоречить ”главной” тенденции развития теоретической геологии в СССР. Аналогичное заблуждение произошло с генетикой, что на много лет задержало развитие отечественной науки. В результате, государственные геологические карты строились почти исключительно в вариантах вертикально-блоковых моделей, которые противопоставлялись «буржуазно-капиталистической науке» и картам с надвигами и шарьяжами в хорошо изученных регионах мира. Геологи, разрабатывавшие идеи мобилизма, и картирующие шарьяжные дислокации, были репрессированы или отстранялись от активной работы, а сама надвиговая концепция была предана забвению. Такое положение значительно затормозило развитие геологии в СССР, что ныне исправлено во многих государствах. На Украине мало что изменилось и до настоящего времени, включая репрессии и отстранения от работы геологов с современными взглядами.

Стуктурно-мобилистская модель Крыма 30 лет назад была возрождена известным тектонистом из Башкирского филиала АН СССР Ю.В. Казанцевыми [16, 17 и др.]. По его представлениям Крым сложен серией шарьяжных пластин и чешуй, разделенных надвигами преимущественно южного падения и образованных горизонтальным сжатием земной коры. Предполагалось, что основное надвигание происходило на север и корневая зона шарьяжей находится на дне Черного моря. Представления о шарьировании пластин "Покрова Яйлы" и таврической серии с юга, были поддержаны многими тектонистами. Они развивались в работах В.Е. Хаина, С.Б. Смирнова, И.В. Попадюка, Б.И. Бехер, С.С. Круглова, В.Н. Рыбакова и др. Вторая группа исследователей, разделяя надвиговое строение Крыма, обосновывала перемещение аллохтонов с севера. Корневая зона шарьяжей предполагалась в «Лозовской зоне смятия» [18, 19, 20 и др.].

Структурно-мобилистские модели Крыма основывались на теоретических учениях о геосинклиналях, глубинных разломах, а также о глобальных циклах и фазах тектогенеза. После научной революции в геологии за последние 30 лет, в современной зарубежной науке эти гипотезы подвергаются обоснованной критике и почти не употребляются.

Структурно-геодинамическая модель Крыма и прилегающих регионов, основанная на теории тектоники литосферных плит, разрабатывается около 20 лет [1, 2, 3, 21-28 и др.]. Она основана на признании определяющей роли мощного тангенциального

сжатия коры, связанного с глобальным перемещением плит и террейнов. Основанием тому стали детальные тектонические исследования Крыма, новые данные бурения, переинтерпретация сейсморазведки, гравитационных и магнитных полей, а также результаты палеомагнитных исследований Крыма, проведенные учеными разных стран.

Смена представлений о строении и эволюции полуострова проходит в острых дискуссиях сторонников фиксизма и мобилизма. До недавнего времени Крым оставался единственным районом, где не применялась теория новой глобальной тектоники. В соседних горно-складчатых областях (Альпы, Карпаты, Кавказ, Урал, Тянь-Шань и мн. др.) давно доказаны многочисленные надвиги и шарьяжи, созданы актуалистические структурно-геодинамические модели строения и развития, соответствующие общей картине эволюции Земли. Глобальная модель эволюции основана на огромной интернациональной базе тектонических, палеомагнитных, геофизических исследований и бурения, доказавших тысячекилометровые перемещения и развороты континентов, раскрытия и закрытия древних океанов с формированием складчато-надвиговых поясов. При такой мобильности положения и ориентировки континентов в фанерозое, выделение в них устойчивой во времени и пространстве орто- или диагональной сетки разломов и зон трещиноватости можно воспринимать лишь как чисто абстрактное предположение. Горный Крым нельзя считать исключением из общих закономерностей развития Земли.

Нами в Крыму обоснованы и прослежены принципиально новые геологические объекты [1, 2, 21, 24, 25, 29-32]. К ним относятся две коллизионные сутуры, разделяющие древние микроконтиненты Горнокрымский, Скифию и Украинию. Выделены и закартированы 9 крупных надвиговых меланжей разного типа и возраста [3]. Обоснованы 5 разнотипных комплексов олистостром позднеюрского, раннемелового и неоген-четвертичного возраста. Как и во многих других горноскладчатых областях, в Крыму описаны и прослежены высокоамплитудные надвиги и шарьяжи, сдвиго-взбросы, послойные срывы (флэты), интенсивные разнопорядковые складки и части разновозрастных магматических комплексов, связанные с разными геодинамическими режимами.

На предшествующих геологических картах эти объекты не показывались или отражались без учета известных закономерностей их выделения. В результате глыбы и матрикс меланжей картировались как отдельные стратиграфические подразделения. Кластолиты в меланжах, сложенные магматическими породами трактовались как дайки и интрузии, а состоящие из карбонатных пород – как оползшие массивы.

Принимая во внимание разные теоретические подходы к изучению Крыма и следующие из них непохожие результирующие модели, рассмотрим основные проблемы, возникающие при картировании конкретных участков.

1.Предмет картирования. Большинство геологических карт основано на выделении литостратиграфических подразделений (свит и серий). В условиях сильной фациальной изменчивости, значительного тектонического сближения разрезов, интенсивных дислокаций и дуплексирования толщ, а также развития меланжей и олистостром, картирование свит приводит к многовариантности моделей. Оно осложняется недостаточным палеонтологическим обоснованием возраста и тем, что часть свит не соответствует требованиями Стратиграфического кодекса Украины.

Некоторые стратотипы свит и даже серий оказались в глыбах-кластолитах и матриксе меланжей (эскиординская, петропавловская, карадагская, айфокинская и др.) [1, 21, 24]. Другие свиты составляют современные и древние олистостромы. Примерами тому - массандровская "свита", представляющая собой одноименную неоген-четвертичную олистрострому, состоящей из матрикса (дезинтегрированных верхнеюрских известняков) и массивов-олистолитов, сползших с Главной гряды Крымских гор [1, 24, 25, 30 и др.].

Находки нижнемеловой фауны в матриксе меланжей по породам таврической, крымской и экиординской свит, привели С.Е. Смирнова и И.В. Попадюкак неверному выводу о раннемеловом возрасте таврического флиша [23 и др.]. Аналогичные ошибки

происходят при определении фауны из матрикса и олистолитов нижнемеловой Горнокрымской олистостромы.

Представляется, что для сложно построенных регионов Горного Крыма, более рационально картирование биостратиграфических подразделений с учетом реальности надвиговых структур, с четким отделением осадочных комплексов от меланжей и олистостром [3]. Это позволит сократить число спорных вопросов о взаимоотношениях литостратиграфических объектов в плане и в разрезе, а также однозначно аргументировать тектонические структуры.

2. Проблемы выделения складчатых структур. Многие крупные складки, выделенные на геологических картах Горного Крыма, не соответствуют критериям выделения из-за отсутствия таких обязательных элементов, как перегиб и второе крыло. Один из примеров - "Алуштинский свод". Свод – по определению крупная пологая изометрическая структура в жестком кратоне. Но в Алуштинском районе нет ни пологих крыльев, ни замка, ни самого кратона.; "Курцовская антиклиналь" не имеет ни свода, ни второго крыла и т.д. В так называемой "Лозовской зоне смятия" отсутствуют нормальные складки и развит Симферопольский меланж. При детальном анализе тектоники не подтверждаются многие складки, показанные на геологических картах Южного берега Крыма: Ялтинская, Гузуфская, Алупкинская, Ласпинская, Солнечногорская, Лучистенская и другие.

Выходы толщ таврической серии в глубоких долинах между известняковых яйл создают иллюзию антиклинальных форм лишь на карте, без учета горного рельефа и изоклинальных принадвиговых структур. На геологических разрезах видно, что "Алуштинско-Салгирская антиклиналь", "Южнобережное поднятие" и другие выделяемые структуры не отвечают определениям терминов и, как следствие, проблематичны. Следует добавить, что при детальном изучении некоторые складки, считавшиеся простыми, оказались шарьяжными и имеют уникальное двойное опрокидывание подвернутого крыла [32].

Традиционно выделяемые крымские "антиклинории и синклинории" также не отвечают критериям выделения из-за отсутствия у них второго крыла и замка, которые достраивались умозрительно, без структурного обоснования. По той же причине некорректно выделение "Горнокрымского мегантиклинория", у которого нет южного крыла. Общая строение Крыма, в нашей интерпретации, представляет собой дивергентную структуру поп-ап трех порядков [31].

3. Проблема выделения и трассирования разрывов. Анализ положения субвертикальных "разломов", противоречиво отраженных на геологических картах сторонников фиксизма, показал, что хаотическая или упорядоченная сеть прямолинейных пересекающихся линий совпадает между собой на 5 - 10%, и не позволяет выбрать одну достоверную модель. Крестообразные и Т-образные сочленения таких нарушений, как и сама сеть "разломов", в природе геометрически невозможны.

В Крыму хорошо обнаженные пологие горизонтальные контакты надвигов и сбросов в основаниях олистолитов наблюдаются не часто. Это связано с их обводненностью и задернованностью. Чаще видны преимущественно крутые трещины и сколы по периферии возвышающихся олистолитов и кластолитов. Если рассматривать локальный участок глыбы, а наблюдаемые в нем зеркала скольжения трассировать по прямой линии без учета рельефа, как это делалось ранее, то неизбежно получится блоковая структура типа "битой тарелки". Изучая ту же глыбу с разных сторон, при той же методике получатся многочисленные непохожие модели разнонаправленных "разломов". В действительности, в микститах вокруг разновеликих глыб и массивов, зеркала скольжения имеют разную морфологию и кинематику по всему их контуру. За вертикальные "разломы" в Крыму часто принимались мало- или безамплитудные группы трещин торошения в аллохтонах надвигов и в краях олистолитов. Примерами тому - зоны трещин отпора в южных обрывах Крымских гор.

При внимательном рассмотрении слоистых дислоцированных толщ в обнажениях видно, что в разных пластах трещины автономны и несовместимы [27]. Поэтому тектонофизические исследования с выделением "разломов" по таким трещинам в олистолитах, кластолитах, а тем более в матриксе меланжей и олистостром, приводят к дискредитации тектонофизического метода и противоречии выводов с реальным геологическим строением. Такие ошибочные интерпретации приведены в многочисленных работах Л.С. Борисенко, О.Б. Гинтова и других. Много лет они безрезультатно обсуждаются на конференциях и в печати [8, 10-12, 19, 23, 26-28, 33, 34, 35 и др.].

Противоречивому проведению разрывов на геологических картах способствует мало необоснованное *мнение, что реки в основном текут по разломам.* Ортодоксальные сторонники этого заблуждения приходят к выводам о древовидной форме системы дизъюнктивов или к "выкраиванию" из нее фрагментов ортогональной или диагональной сети прямолинейных субвертикальных разломов-линеаментов неясной кинематики. В действительности, надвиги, формирующие водораздельный хребет гор, имеют продольную, а не поперечную ориентировку. Реки текут с водоразделов и закономерно ориентированы в крест простирания рельефообразующих разрывов, лишь изредка совпадая с ними в небольших участках излучин. Исключение составляют выше отмеченные малоамплитудные трещины-сколы торошения в аллохонтонах и олистолитах.

Например, многолетнее заблуждение о том, что Большой каньон Крыма заложен по "разлому" легко проверяется на участке Ванны молодости. Русло там полностью отмыто водой и видно, что полого залегающие известняки совершенно не нарушены. Тем не менее, до настоящего времени здесь выделяется "глубинный разлом", а на борту каньона - даже "коллизионный шов" (по В.Н. Рыбакову), что противоречит всем признакам выделения таких нарушений.

Второй пример - "Салгирско-Октябрьский глубинный разлом", декларируемый во многих публикациях и очень по-разному рисуемый на картах. Отсутствие разрыва хорошо видно в отпрепарированном русле р. Салгир у с. Заречное и в других участках, где обнажены ненарушенные раннемеловые породы. Севернее "разлом" не смещает субвертикальную толщу битакских конгломератов, обнаженную по обоим берегам Симферопольского водохранилища, а также перекрывающие мел-кайнозойские отложения. [3]. Южнее, в русле рек Ангары и Демерджи до г. Алушты, складчато-надвигновые структуры в породах таврической серии имеют северо-восточное простирание и ориентированы в крест зоны гипотетического нарушения. То есть, в породах от триаса до неогена, нет ни структурных, ни формационных данных, подтверждающих "разлом", тем более глубинный.

Третий пример - выделение субвертикального северо-западного "Бельбекского глубинного разлома" по Л.С. Борисенко и др., что поддерживается поныне [10]. На р. Бельбек существуют полностью отмытые водой участки русла и береговые обнажения пород, где четко видно отсутствие северо-западных структурных элементов вдоль реки и разницы в строении обоих берегов. Нет их и на северо-западе, в Куэстовой моноклинали. В породах таврической серии и средней юры, кливаж, надвиги, крылья и осевые плоскости складок, а также удлинения кластолитов в полосах меланжей ориентированы в крест выделяемого "разлома" и имеют северо-восточное простирание.

Локальные участки рек Крыма, действительно текущих по разрывам надвиго-сдвигового типа, наблюдаются лишь в верховьях рек Бодрак и р. Ангара у с. Сосновка. В равнинной части полуострова зоны надвигов местами наследуют реки с западным направлением течения. Иллюстрацией тому - участки субширотного простирания русел в нижнем течении рек Качи и Альмы [3].

Многие исследователи Крыма продолжают игнорировать надвиги, наблюдаемые в обнажениях и даже доказанные бурением. Примерами тому – продолжающиеся попытки увязать противоречиво выделенные субвертикальные межблоковые разрывы с распространением карстовых полостей. Чем больше выделялось "разломов" и полостей,

тем легче объяснялась их связь. Как следствие, геологически не аргументируя выделение разрывов, не определяя их морфологию и кинематику, делаются выводы о бесспорной приуроченности положения карстовых полостей и диагональных блоковых нарушений разных порядков. Причудливо сложная, часто многоэтажная (а не вертикально-плоско-прямолинейная) форма карстовых полостей Крыма не позволяет согласиться с такими выводами, хотя локально такая связь присутствует. Свидетельствами тому - многочисленные планы и разрезы пещер, например, Кизил-Кобы.

За критерий выделения разрыва часто априори принимались положения карстовых полостей, речных долин и эпицентров землетрясений. Результатом были ошибочные выводы Ю.М. Вольфмана, Н.Н. Новика и др. о диагональной ориентации сейсмогенных разрывов и о "ячеисто-решетчатом" их распространении [23, стр. 91, 98, 103]. Такие заключения противоречат достаточно детально изученным неотектоническим структурам, а также их выраженности в грядовой форме рельефа Крымсих гор.

Другой путь отрицания надвигов в Крыму с помощью тектонофизических методов использовал Л.С. Борисенко с соавторами на примере карьера у с. Мраморного [8, 10 - 12]. Авторы статьи, изучив трещины в карьере, образованные при взрывах (с разовыми зарядами до двадцати тонн тротила), сделали вывод, что надвиг здесь отсутствует. Однако надвигание верхнеюрских известняков и конгломератов на нижнемеловые глины было описано здесь еще в 1930 году А. С. Моисеева. Ретронадвиг обосновывался Ю.В. Казанцевым [16, 17], нами [1, 3, 28, 30.] и другими геологами. Разрыв перебурен двумя скважинами, которые под верхнеюрскими известняками вскрыли охарактеризованные фауной нижнемеловые глины. Сместитель его имеет южный наклон, сопровождается крупной лежачей складкой в известняках аллохтона и мелкими - в автохтоне. Он отражен на многих геологических картах, прослеживается на глубину по гипоцентрам землетрясений и может отрицаться «под идею» только при полном нежелании видеть реальные факты.

В своей последней публикации Л.С. Борисенко, пытаясь защитить свои гипотетические представления, обвиняет четырех известных геологов - докторов наук в искаженном логическом мышлении, в сознательной подгонке геологических фактов и в неуважении к предшествующим исследователям [9]. При этом достаточно сравнить созданные им в разные годы геологические карты с несовпадающими сетками геометрически нереальных "разломов" даже в указанной выше работе, чтобы понять некорректность таких заявлений и построений. На основании конкретных данных и фактов, геологическая несостоятельность и научная неэтичность этого автора много раз отмечалось на конференциях и в публикациях [18, 19, 23, 26, 28, 30, 33, 34, 35 и мн. др.].

Таким образом, проблема однозначного выделения складчатых и разрывных структур вполне решаема при детальном изучении тектоники с учетом бурения и с составлением сбалансированных разрезов и карт. Попытки объяснить все структурные формы деформаций земной коры системой планетарных полей тектонических напряжений [23, с. 91] - бесперспективны. Достаточно сравнить современные структуры сейсмоактивных горно-складчатых поясов Земли в целом и Крыма в частности с гипотетическими "решетчатыми структурами", чтобы убедиться в их отсутствии.

4. Проблемы картирования меланжей. В Горном Крыму широко распространены зоны очень сложного хаотического строения, которые объективно не поддавались однозначной интерпретации с позиций предшествующей "традиционной" геологии. В таких участках разными авторами выделялись почти все известные в геологии структуры.

Пример тому – Лозовская зона, расположенная к юго-востоку от Симферополя. Здесь описаны следующие взаимоисключающие геологические трактовки: классический "глубинный разлом" (или зона пересечения разломов); Мезотаврический кряж; Курцовская антиклиналь; Салгирская синклиналь; серия блоков, ограниченных субвертикальными разрывами и осложненных олистостромой; пакет надвиговых чешуи; тектоническое полуокно и другие. Детальное изучение объекта и анализ предшествующих моделей

позволил нам выделить здесь региональный полимиктовый вулканогенно-осадочный Симферопольский меланж [21]. Ранее этот и другие шарьяжные микститы были пропущены и не картировались совсем, что негативно повлияло на эффективность геолого-съемочных и других работ, включая инженерно-геологические.

Ныне в Крыму выделены и закартированы 9 региональных и ряд локальных меланжей разного возраста [1, 3, 21, 24 и др.]. Их выделение снимает противоречия многообразных интерпретаций, явно имевших под собой фактологическую основу.

5. Проблема спорных контактов (стратиграфических или тектонических)в мезозойско-кайнозойских толщах Крыма дискутируется много лет без явного сближения взглядов разных исследователей. Но и здесь есть пути к единому пониманию и однозначному отражению на картах. Как известно, структурообразование тангенциального сжатия в горизонтально залегающих осадочных толщах начинается с послойных срывов (флэтов) по пластичным породам. При дальнейшем сжатии послойные срывы переходят в секущие напластования надвиги (рэмпы) вдоль которых и происходит образование принадвиговых складок. Флэты обычно выражены аномальной рассланцованностью и плохо заметным смятием в некомпетентных пластах. Поэтому при геологическом изучении они пропускались и ошибочно принимались за нормальные слои "слегка раздавленные вышележащей толщей" в нормальном стратиграфическом контакте.

Не менее важна проблема "горячих" или наоборот сорванных тектонических контактов магматических тел [1, 21, 23, 26-28, 34]. По нашим наблюдениям, большинство горячих контактов в Горном Крыму нарушены, а интрузивные тела часто представляют собой кластолиты в меланжах [3, 24]. По палеомагнитным данным они формировались на 1-2 тыс. км южнее современного положения и дополнительно сорваны при неоген-четвертичном надвигании. Фрагменты горячих контактов, локально сохранившиеся в обрамлении крупных жестких кластолитов, не могут "неопровержимо свидетельствовать" о несмещенном залегании массивов. Распрямление складок и возвращение в исходное положение крыльев горнокрымских надвигов позволяет доказать как минимум трехкратное сокращение зоны палеоосадконакопления и минимальное горизонтальное перемещение южнокрымских комплексов не менее чем на 150 км [1, 2 и др.].

6. Проблема залегания массивов верхнеюрских известняков в Горном Крыму дискутируется более 70 лет. Ныне сосуществуют три взаимоисключающие гипотезы.

Согласно первой (мобилистской) интерпретации, выдвинутой К.К. Фохтом, Д.В. Соколовым, А.С. Моисеевым и Н.А Преображенским, массивы значительно смещены эндогенными надвигами и представляют собой тектонические останцы шарьяжа (клипы) с корневой зоной, расположенной на юге [13, 14, 15]. Эта модель возрождена и дополнительно обоснована Ю.В. Казанцевым. Как отмечалось выше, он считал, что верхнеюрские известняки слагают останцы ранее единой эндогенной тектонической пластины "Покрова Яйлы", надвинутой с юга. [17, 18]. Гипотезу о покрове, перемещенном в послеальбское время с юга на 20 км, разделяли С.Е. Смирнов, И.В. Попадюк, С.С. Круглов, В.Н. Рыбаков и другие, что отражено в тектонической и геологических картах Крыма. Однако шарьяжной модели противоречит, во-первых, отсутствие гидротермальной минерализации в основании гипотетических тектонических останцов покрова. Во-вторых, корневая зона шарьяжей всегда должна быть приподнятой, чего в Черном море нет. В-третьих, асимметрия складчато-надвиговых структур Горного Крыма, несомненно, свидетельствует о направлении шарьирования с севера, а не с юга.

Коллектив исследователей из Московского госуниверситета (В.С. Милеев, С.Б. Розанов, Е.Ю. Барабошкин и др.), разделяя представления об аллохтонном залегании массивов известняков, обосновывала их эндогенное шарьирование с севера, из Лозовской зоны смятия [18, 19, 20]. Но геологически обоснованная корневая зона на севере также отсутствует, как и единая зона сместителя такого шарьяжа.

Вторая (фиксистская) интерпретация разделяется большинством украинских геологов более 50 лет. Согласно представлениям М.В. Муратова считается, что

верхнеюрские известняки расположены на месте своего образования. Они налегают на подстилающие отложения позднего триаса - средней юры и имеют стратиграфические контакты, в том числе и с перекрывающими нижнемеловыми породами [4, 5, 7, 8, 10-12 и др.]. В соответствии с конкретной геологической обстановкой, стратиграфические контакты рассматривались, как согласные или ингрессионные. При явных несоответствиях, по краям массивов на геологических картах априори рисовались сбросы, грабены или резкие ингрессионные фациальные причленения [6 и др.]. Дискуссии по строению конкретных массивов продолжались много лет [7, 8, 10-12, 15-20, 23, 25-30, 33-35] и подошли к решению после анализа строения современных олистостром.

Третья, сбалансированная геодинамическая интерпретация связана с выделением гравитационных микститов [1-3, 23-25, 29, 30]. По ней, известняковые массивы Горного Крыма имеют оползневую природу и представляют собой олистолиты *Горнокрымской и Массандровской олистостром.* Горнокрымская сползла к северу в конце раннего мела, а Массандровская - в неоген-четвертичное время с Главной гряды гор к югу. В кайнозое часть массивов была осложнена (ремобилизована) эндогенными надвигами, что привело к их сложному строению и соотношению с нижележащими комплексами. Олистостромовая модель хорошо объясняет, казалось бы, взаимоисключающие факты. Это стратиграфическое налегание меловых толщ при «впахивании» северных фронтальных краев массивов; ингрессионные и сдвиговые контакты с брекчированием в боковых (западных и в восточных) краях олистолитов, а также явно тектонические (точнее гравигенно-тектонические) брекчии и хаотические зеркала скольжения субгоризонтальных разрывов в основании массивов, под которыми в 30 участках выявлены более молодые толщи нижнего мела [1, 2, 30 и др.]. Таким образом, противоречивые модели, основанные на достоверных геологических фактах, в разных участках даже одного массива верхнеюрских известняков получили единое логическое объяснение в олистостромовой концепции.

Выводы.

Рассмотренные и другие проблемы геологического картирования Крыма вполне решаемы при детальном изучении тектоники с составлением сбалансированных моделей, а также с учетом известных в мире закономерностей актуалистической геодинамики и структурной геологии. Использование современных представлений о строении складчато-надвиговых поясов при детальном картировании объектов Горного Крыма позволит создать единую непротиворечивую модель геологического строения региона и его сложных участков. Главными критериями правильности построений является сбалансированость и соответствие реальным геологическим фактам, повторяемым при проверке последующими исследователями.

Современно активные надвиги представляют собой опасность для геостойкого строительства. Например, Подкуэстовый надвиг, прослеженный в основании Второй гряды Крымских гор, проявляется современными смещениями по пластичным глинам нижнего мела, вызывая аномальное проявление оползней и крипа (район пос. Марьино).

Обоснование и картироваение активных надвиговых меланжей (Подгорного, Южнобережного, Карадагского, Щебетовского) показало их закономерную связь с аномальными проявлениями оползней, обвалов и крипа. Недоучет микститов в условиях контрастного рельефа, повышенной сейсмичности и увлажненности может привести к опасным последствиям. Межмеланжевые полосы сложно дислоцированных, но сохранивших структуру толщ таврической серии, регионально менее подвержены опасным геологическим процессами. Они более устойчивы и предпочтительны для застройки, несмотря на некоторую удаленность от берега моря [36]. Зоны активных меланжей рациональнее использовать как парки, без крупных капитальных сооружений.

Высокоамплитудные оползания крупных известняковых массивов Массандровской олистостромы в условиях высокой сейсмичности, горного рельефа и плотной застройки южного берега Крыма несут значительную опасность. Она заключается в медленных

смещениях, которые могут быть катастрофическими при землетрясениях и повышенной увлажненности подстилающих глинистых толщ. В подводной Южнокрымской олистостроме четко выявляются как минимум три катастрофических события. Геодинамический режим продолжающегося схождения Крыма и Анатолии, со скоростью 1-2 см/год, не дает оснований считать, что аналогичные события не повторятся в будущем.

Создается впечатление, что принципиально различные понимания сложного строения Крыма и его конкретных объектов, никогда не приведут к созданию объективной общепринятой модели. Как следствие не решаются важные практические вопросы поисков полезных ископаемых, антисейсмические, противооползневые, экологические и другие мероприятия. Время построения противоречивых и непохожих друг на друга несбалансированных геологических карт и разрезов Крыма прошло. Продолжение использования их при крупномасштабном картировании не приведет к созданию единой модели для непротиворечивого прогноза опасных геологических явлений и геостойкого строительства. Основным критерием правильности структурно-геологических построений следует считать их геометрическую реальность, проверяемую палинспастической реконструкцией и всеми достоверными фактическими данными.

Список литературы

1. Юдин В.В. Геологическое строение Крыма на основе актуалистической геодинамики. Симферополь, 2001. - 46 с.

2. Юдин В.В.Геодинамика Черноморско-Каспийского региона. Киев, УкрГГРИ, 2008. -117 с.

3. Юдин В.В. Геологическая карта и разрезы Горного, Предгорного Крыма. Масштаб 1:200000. Крымская Академия наук, Союзкарта. Симферополь, 2009.

4. Геология СССР. Т. VIII. Крым, часть 1. Геологическое описание. М, Недра, 1969. -575 с.

5. Муратов М.В. Руководство по учебной геологической практике в Крыму. Т. 2. М., Недра, 1973. - 192 с.

6. Геологическая карта Горного Крыма. М-б 1:200000. Гл. ред. Н.Е. Деренюк. Киев, Мингео УССР. Составитель С.В. Пивоваров и др., 1984.

7. Борисенко Л.С. Разрывные нарушения Горного Крыма / Геол. журнал. - 1983. №2. - С. 126-129.

8. Борисенко Л.С., Гинтов О.Б., Китин М.А. и др. Тектонофизические исследования верхнемезозойской динамики Горного Крыма в связи с региональными палеогеодинамическими реконструкциями / Геофизич. журнал, 1998. № 4. Т. 20. - С. 32-39.

9. Борисенко Л.С., Львова Е.В. Крым. Геология. Жизнь. Симферополь, Н. Оріанда. 2011. - 464 с.

10. Вольфман Ю.М., Гинтов О.Б., Останин А.М. и др. О роли структурно-кинематической идентификации тектонических разрывных нарушений в формировании представлений о структуре и геодинамике Крымского региона / Геофизический журнал, 2008, №1, т. 30. Киев. - С. 49-61.

11. Гинтов О.Б. Полевая тектонофизика и ее применение при изучении деформаций земной коры Украины. Киев, Феникс, 2005. - 568 с.

12. Гинтов О.Б., Борисенко Л.С. О структурной позиции верхнеюрских образований Горного Крыма // Бюлл. МОИП, отд. геол., т. 74, вып. 6. М., 1999. - С. 38-51.

13. Фохт К.К. Пять профилей через Крымские горы. Отчет Геологического комитета за 1889 г. Изв. Геолкома, т. XIX, № 3, 1900.

14. Моисеев А.С. Основные черты строения Горного Крыма. / Тр. Ленингр. общества естествоиспытателей, 1935, т. 64. - С. 15-29.

15. Преображенский Н.А. О тектоническом строении местности в районе г. Судака в Крыму / Бюлл. МОИП, отд. геол., т.XI, (1) нов. серия. М-Л., Гос. техн.-теорет. издат, 1933. - С. 78-84

16. Казанцев Ю.В. Тектоника Крыма. М. Наука. 1982. - 112 с.

17. Казанцев Ю.В., Казанцева Т.Т., Аржавитина М.Ю. и др. Структурная геология Крыма. Уфа, Баш. НЦ УрО АН СССР, 1989. - 152 с.

18. Милеев В.С., Розанов С.Б., Барабошкин Е.Ю. и др. Положение верхнеюрских отложений в структуре Горного Крыма / Бюлл. МОИП, сер. геол., 1995. Т. 70, вып. 1.- С. 22-31.

19. Милеев В.С., Барабошкин Е.Ю. К вопросу о моде в интерпретации геологической истории Крыма / Бюлл. МОИП, отд. геол. 1999, т. 74, вып. 6. – С. 29-37.

20. Милеев В. С., Барабошкин Е. Ю., Розанов С. Б., Рогов М.А. Тектоника и геодинамическая эволюция Горного Крыма// Бюлл. Моск. о-ва испыт. природы. Отд. геол. 2009. т. 84, вып. 3. С. 3-22.

21. Юдин В.В. Симферопольский меланж. // Докл. Российской АН, Москва, 1993, т. 333, № 2. С. 250-252.

22. Юдин В.В. Новая модель геологического строения Крыма. // “Природа”, Москва, 1994, № 6. С. 28-31.

23. Геодинамика Крымско-Черноморского региона. Сборник мат-лов конференции. Симферополь, 1997. - 150 с.

24. Юдин В.В. Микститы Горного Крыма / Доклады АН. Москва, 1998, т. 363, № 5. - С. 666-669.

25. Юдин В.В. Кайнозойские олистостромы Крыма. Матеріали міжнар. наук.-практ. конф. 22-28 травня 1999 р. м. Ялта: “Інженерний захист територій і об’эктів у зв’язку з розвитком небезпечних геологічних процесів”. Київ, 1999. - С. 11-12.

26. Юдин В.В. К дискуссии о тектонике Крыма / Бюлл. МОИП, отд. геол., 1999, т. 74, вып. 6. – С. 52-58.

27. Юдин В.В.К решению проблем геологии Горного Крыма**.** В кн.: Сырьевые ресурсы Крыма и прилегающих акваторий (нефть и газ). Материалы конф.: Тектоника и нефтегазоносность Азово-Черноморского региона в связи с нефтегазоносностью пассивных окраин континентов. Симферополь, Таврия-Плюс, 2001. - С. 180-187.

28. Юдин В.В. О необоснованности фиксистской концепции в Крыму. В кн.: Проблемы геодинамики и нефтегазоносности Черноморско-Каспийского региона. Сборник докладов 5-й Международной конференции «Крым-2003», Симферополь, 2004. - С. 271-280.

29. Юдин В.В. Происхождение верхнеюрских массивов Горного Крыма. М-лы научно-практич. конференции: Формирование окружающей среды на урбанизированных территориях Крыма. Ч.1. Симферополь, КИПКС, 1996. - С. 25-27.

30. Юдин В.В. О положении верхнеюрских массивов Горного Крыма. / Доповіді Національної академії наук України, Київ, 1999**,** № 2. - С. 139-144.

31. Юдин В.В. Структуры поп-ап в тектонике мира и юга Украины. В кн.: Азово-Черноморский полигон изучения геодинамики и флюидодинамики формирования месторождений нефти и газа. Сборник докладов VIII Международной конференции «Крым-2009». Симферополь, 2010. - С. 51-67.

32. Юдин В.В. Новые элементы залегания на геологических картах / Доповіді Національної академії наук України. Розд. «науки про Землю». №.9, 2010. - С. 97-102.

33. Юдин В.В., Герасимов М.Е. Критика тектонических концепций Крыма. / Геодинамика Крымско-Черноморского региона. Сборник м-лов конф. НАНУ. Крымский эксп. совет по оценке сейсмической опасности и прогнозу землетрясений, Госкомгеологии, НТП “Укрнафтинвест”. Симферополь, 1997. - С. 4-11.

34. Юдин В.В., Герасимов М.Е. О надвигах Горного Крыма / Геофизический журнал. Киев, 2001, № 2, т. 23. - С. 121-129.

35. Юдин В.В., Юровский Ю.Г. Проблема геологических и тектонических карт Крыма. В кн.: Проблемы геодинамики и нефтегазоносности Черноморско-Каспийского

региона. Сб. докладов 5-й Международной конференции «Крым-2003», Симферополь, 2004. - С. 285-289.

36. Юровский Ю.Г., Юдин В.В. Геологические аспекты оценки стоимости земли. В сб.: “Земельна реформа в Україні”. Сучасний стан та перспективи подальшого удосконалення земельних відносинь. (материали наук.-практ. конф). Київ, Товариство “Знання” України, 2001. - С. 51-53.

УДК 551.408.1(023)

Ю.Г. Юровский,*доктор геолого-минералогических наук, профессор.*
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ В СИСТЕМЕ БЕРЕГОЗАЩИТЫ

Строительство берегозащитных сооружений имеет многовековую историю. Остатки античных портовых и берегозащитных сооружений обнаружены на берегах Средиземного и Черного моря. Из более поздних, наиболее известны брекватеры (от английского brek – перерыв): Шербургский во Франции (1783 – 1853) и Плимутский в Англии (1811 – 1848). Как и античные, эти стационарные волнозащитные сооружения строились из естественного камня и из-за низкого профиля требовали укладки огромного количества материала. Поэтому стоимость их была невероятно высокой: на постройку Шербургского брекватера было израсходовано 67 миллионов франков, а на Плимутский полтора миллиона фунтов стерлингов.

В современной терминологии область сопряжения суша – море называют прибрежной зоной [1]. Эта зона имеет важное значение во многих хозяйственных областях: судоходство, рыболовство, рекреации, строительство различных коммуникаций, нефте и газопроводов. При этом, зачастую решаются прямо противоположные задачи. Например, для судоходства важно поддержание паспортных глубин судоходных каналов, предотвращение заносимости портовых акваторий. То есть, создание условий для препятствующих аккумуляции наносов. В интересах развития рекреации, наоборот, необходимо поддерживать, а в некоторых случаях увеличивать ширину пляжей, задерживая (аккумулируя) морские наносы. Иначе говоря, перед специалистами ставится задача управления (менеджмента) потоком вдольбереговых наносов, регулировки процессов абразии и аккумуляции. Для этих целей в мировой практике существует набор технических решений, каждое из которых имеет свои положительные и отрицательные стороны.

I. Предотвращение заносимости.

1. Поддержание паспортных глубин судоходных каналов, как правило, осуществляется с помощью землечерпалок или земснарядов. При этом возникают большие проблемы с дампингом вынутого грунта. Транспортировка его к берегу баржами экономически не выгодна, а сброс в море чреват серьезными экологическими следствиями.

2. Входные створы и акватории портов часто подвергаются заносимости из-за неудачно построенных брекватеров. Из акватории портов наносы удаляются землечерпалками. В США для предотвращения заносимости входных створов используются рефулерные станции, перекачивающие песок с наветренной стороны входа в подветренную. Системные мероприятия предотвращение заносимости носят название бай пассинг (by – passing). Все эти мероприятия достаточно затратны и энергоемки.

3. Судовые и водозаборные ковши подвергаются заносимости либо целиком, либо во входной части. После сильных штормов входная часть водозаборного ковша

Сахалинской ГРЭС перекрывается полностью. Наносы удаляются с помощью периодической работы земснаряда.

II. Предотвращение размыва берегов.

1. Защита с помощью бун. Такое техническое решение широко применялось во многих странах с начала двадцатого века. Для защиты протяженных участков берега использовалась система бун, иногда с последующим заполнением межбуновых промежутков пляжеобразующим материалом. Безусловно, буны сыграли свою положительную роль в защите берегов. Однако, построенные без предварительного изучения особенностей прибрежной зоны они оказывали отрицательное влияние на береговую зону. В настоящее время большинство специалистов считают, что буны представляют наименее экономичный и малоэффективный способ защиты берегов.

2. Защита с помощью волноотбойных стенок. Такой вид защиты широко используется на локальных участках берега, в области развития небольших клифов или крутых откосов (Рис. 1). Стенки с прямым профилем не только не эффективны, но и приносят прямой вред. В период штормов пляж перед ними интенсивно размывается, вследствие резкого увеличения скорости обратного волноприбойного потока. На галечных пляжах из-за ударов волн и бомбардировки галькой стенки выходят из строя через 10 – 15 лет [2]. Более удачную конструкцию представляют наклонные стенки со сложным вогнутым профилем. Такие стенки построены в Китае, Японии, на Тайване.

Рис. 1. Волноотбойная стенка в п. Рыбачье (Крым).

3. Защита с помощью подводных волноломов. Положительное воздействие такие конструкции оказывают только в отдельных, хорошо просчитанных ситуациях. Чаще всего, высокие штормовые волны ими не гасятся. В ряде случаев подводные волноломы способствуют образованию ныряющего буруна. Мористее волнолома может произойти быстрое размывание подводного склона, вследствие нарушения продольной и поперечной структуры вдольберегового потока наносов.

4. Защита с помощью надводных стационарных волноломов и искусственных островов. Идея варианта защиты с так называемой внешней блокировкой берега была предложена профессором В.П. Зенковичем еще в пятидесятые годы прошлого века. При правильной установки этих сооружений, между ними и берегом в «волновой тени» быстро образуется перейма (томболо), иногда небольшой аккумулятивный выступ (салиент). В последнее время надводные волноломы и искусственные острова широко применяются в ряде стран; Израиле, Нидерландах, Японии.

5. Защита с помощью каменно-набросных сооружений. Тип защиты, применяемый в пределах небольших участков берега, небольших мысов, имеющих выраженный, легко размываемый клиф. Наброски выполняются в виде сплошного покрытия из крупных глыб естественного камня, обычно из твердых магматических пород. Иногда используются железобетонные блоки сложной конфигурации (тетраподы). Свою функцию – предотвращение от размыва, наброски выполняют вполне успешно. Однако, после их установки этот участок берега становится полностью непригодным для купания и любой хозяйственной деятельности. Он также неприемлем с точки зрения эстетики рекреационных побережий.

Многолетняя практика установки различного вида стационарных берегозащитных сооружений позволила провести анализ их работы и выявить общие недостатки. Они заключаются в следующем:

- нарушается баланс вдольберегового потока наносов на весь период их эксплуатации;
- мористее стационарных сооружений начинается активный размыв подводного берегового склона;
- резко усиливаются процессы абразии на смежных участках побережья в связи с перехватом пляжеобразующего материала;
- в случае неудачного расположения сооружений, исправить создавшуюся ситуацию можно только с помощью их дорогостоящей ликвидации;
- особенно негативное воздействие, иногда с катастрофическими последствиями, вызывает сооружение прямых волноотбойных стенок.

Поясним последнее положение. После быстрой, частичной или полной деградации пляжа, кинетическая энергия волн целиком разряжается на волноотбойную стенку. Удары штормовых волн о плоскую вертикальную стенку генерируют микросейсмические колебания в грунтах, распространяющиеся на несколько километров в сторону берега. Микросейсмы, в свою очередь, оказывают вибрационное воздействие на все типы инженерных сооружений на берегу, в том числе жилые здания и коммуникации. Длительное воздействие низкочастотной вибрации сказывается на их устойчивости и может привести к их разрушению. Под воздействием вибрации также нарушается устойчивость склонов, происходят обвалы грунта и подвижки оползней.

Решение о возведении любого типа стационарных берегозащитных сооружений должно приниматься только при выполнении определенных условий. На стадии проектирования необходимо провести тщательное изучение местных особенностей прибрежной зоны. То-есть, провести комплексные исследования включающие:

- серию повторных промеров в цикле шторм-штиль, с последующей оценкой характера донной абразии и аккумуляции;
- изучению гидродинамики прибрежной зоны;
- изучение балансовых составляющих вдольберегового потока наносов;
- изучение гранулометрического состава наносов на подводном береговом склоне;
- математическое моделирование с прогнозом влияния сооружений на окружающую среду.

Анализ полученных данных позволит определить выбор типа и конструктивные особенности сооружений, пространственное их расположение. Исходя из многолетнего опыта, лучшим вариантом является их установка вплотную к «наветренной». стороне мысов. Наряду с разрывными течениями, мысы служат естественными барьерами для вдольберегового перемещения наносов, направляя их в глубоководную часть бассейна (как правило безвозвратные потери пляжеобразующего материала). Чем дальше мысы выдаются в море, тем меньшая часть наносов их огибает. В принципе, прибрежную зону между двумя мысами можно рассматривать как отдельную литодинамическую ячейку с индивидуальным балансовым соотношением наносов. Такие ячейки характерны для южного берега Крыма. Конфигурация береговой линии здесь своеобразна. Все мысы

сложены твердыми, слабо абрадируемыми породами. Это либо крупные магматические тела – олистолиты в южнобережном меланже (Кастель, Аюдаг, м. Плакка), либо плотные карбонатные породы верхней юры или палеогена (м. Айя, м. Херсонес и др.). Между мысами располагаются более мягкие, легко абрадируемые породы таврической серии, часто меланжированные. В результате образовались вогнутые в сторону суши участки берега, большие и малые заливы, бухты (Ялтинский залив, бухта Ласпи).

На всех участках Южного берега Крыма наблюдается острый дефицит пляжеобразующего материала. Поскольку весь этот район представляет собой рекреационно привлекательный объект, для него особенно важным является устойчивость пляжей. По расчетам академика В.И. Беляева, южный берег обеспечен пляжами всего на 37% от потребности [3]. Здесь имеется в виду, что на каждого рекреанта по нормам СанПиН полагается 5м^2 пляжа для комфортного отдыха. Нехватка пляжевых площадей заставляет некоторые здравницы прибегать к очень дорогостоящим мероприятиям – искусственному наращиванию пляжей. Создание нормального (равновесного) профиля пляжа на протяжении ста метров обходится в 300 – 500 тыс. гривен (по расчетам в ценах 2006г). При том, что не существует никаких гарантий в его устойчивости. Весь насыпной материал может быть смыт двумя, тремя сильными штормами. Тем ни менее, такой прием вынужденно применяется не только в Крыму, но и в ряде зарубежных стран. Например, «…даже знаменитый пляж Вайкики в Гонолулу (Гавайи, США), время от времени пополняется песком, который добывают в дюнах и доставляют за сорок миль» [4]. Еще более масштабное искусственное восполнение пляжей проводилось в Калифорнии (залив Анхайм расположенный севернее г. Лос-Анжелес). Здесь, «… во время одного из сильных штормов, волны уничтожили пляжи и разрушили 75 жилых домов. Со дна залива было вычерпано три миллиона кубических ярдов (ярд приблизительно 90см) песка для наращивания пляжей. Позже, сооружение 80 - и метрового волнолома, расположенного вдоль берега, все равно полностью не сняло проблему. Периодически песок приходится вычерпывать и поставлять на пляжи» [4]. Классический пример искусственного регулирования вдольберегового потока наносов можно наблюдать на другом участке Калифорнийского побережья. Акватории портов Хьюнеми и Вентура постоянно заносятся песчаными наносами. Песок в них вычерпывается землечерпалками и переправляется по суше за несколько километров восточнее на пляжи курорта Санта Барбара.

Приведенные выше примеры регулирования вдольберегового потока наносов весьма эффективны, но чрезвычайно дороги. На наш взгляд, оптимальным решением берегозащиты является комбинирование стационарных и временных (мобильных) гидротехнических сооружений. В качестве мобильных устройств можно использовать как донные, так и плавучие волноломы.

Донные мобильные волноломы могут найти применение на отмелых берегах, с относительно небольшим уклоном дна. Конструкция их может быть самой различной, как мягкой, так и жесткой. Облегченные мягкие гидротехнические сооружения имеют ряд преимуществ, выгодно отличающие их от традиционных: технологичность изготовления, мобильность, быстровозводимость, легкость монтажа и демонтажа., антикорозийность. Кроме того, их отличает невысокая стоимость и экономия традиционных строительных материалов. Теория и практика применения облегченных гидротехнических сооружений достаточно полно описана в монографии Б.И. Сергеева [5]. Конструкция подводного волнолома может состоять из отдельных мягких емкостей (мешков) заполненных песком. Вес изготовленных из нейлоновой ткани емкостей может достигать пяти тонн. На дно такие емкости укладываются плавучим краном. После извлечения они остаются пригодными для повторного использования. Одновременно для защиты песчаных пляжей от размыва могут применяться синтетические покрытия. Погружаемые на дно тюфяки изготавливаются из двойных полотнищ нейлона, размерами 16,5х70м и загружаются песком в специальные карманы из расчета 17кг/м^2. Такие облегченные конструкции широко применяются в США, Англии, Японии, ФРГ и Новой Зеландии. Вероятно, в

качестве полужестких конструкций можно использовать габионы. В последнее время изготовляемые фирмой MACCAFERRI габионы начинают все шире применяться в Украине для защиты от склоновых процессов, эрозии и абразии, в том числе в Крыму. Габионы, в отличие от монолитных сооружений имеют важное преимущество – хорошую водопроницаемость. Они легко устанавливаются и могут быстро разбираться. Возможно, это наилучшая альтернатива волноотбойным стенкам.

К сожалению, в Украине совершенно отсутствует опыт использования других мобильных гидротехнических сооружений – плавучих волноломов. В технических справочниках плавучие волноломы подразделяются на пневматические, гидравлические и сквозные. Два первых конструктивных варианта могут использоваться на относительно защищенных побережьях, где расстояние разгона волны не превышает 6км, а период волны обычно менее 4с. Такие условия характерны для внутренних водоемов, закрытых акваториях морских портов Конструкция их довольно проста. В перфорированную пластиковую трубу, проложенную по дну, компрессором нагнетается либо воздух, либо вода. Струи пузырьков или воды успешно гасят небольшие волны. Проектирование, постановку оборудования, строительство и управление осуществляют фирмы Marinetek groop, Astra marinas и другие сведения о которых имеются в интернете.

Сквозные волноломы отличаются многообразием конструктивных решений и широко применяются за рубежом в качестве мобильных гидротехнических сооружений. В середине прошлого века, в Великобритании был использован мягкий материал для строительства плавучего волнолома, предназначенного для гашения волн высотой до 3м. Он представлял собой цепочку эластичных баллонов диаметром 15м, наполненных водой и сжатым воздухом. Каждый баллон был заключен в металлическую сетку, концы которой закреплены в четырех массивных блоках на дне моря. Длина волнолома составляла 90м, высота надводной части 1,5м [5]. В настоящее время крупные глубоководные волноломы монтируются из типовых секций, изготовляемых на судостроительных стапелях. Для небольших волноломов используются понтоны и пластиковые трубы. Все эти сооружения располагаются на поверхности водоема.

Оригинальный конструктивный вариант плавучего волнолома был построен с участием автора в России, в заливе Терпения (остров Сахалин, Охотское море). Он представлял собой ряд металлических емкостей (бочек) соединенных цепями с якорями. Емкости располагались в три ряда по 150м параллельно береговой лини (Рис.2). Особенностью постановки волнолома являлось то, что емкости размещались не на поверхности моря, а на некоторой глубине. Для изготовления волнолома использовался подручный, фактический бросовый материал: металлические 200 литровые бочки и старые якорные цепи. Соотвественно были и минимальны материальные издержки.

В принципе, конструктивные особенности подобных сооружений могут бать различны: вместо одной емкости к якорю может крепиться несколько. Емкости - жесткими (пластмассовыми, металлическими), мягкими (изготовленными из прочных тканей), и комбинированными (Рис. 3).

Волнолом предназначался для защиты водозаборного ковша от заносимости во время штормов и задачу свою выполнил. Однако, после серии крупных штормов обнаружились некоторые его конструктивные недостатки. Якорные цепи с толщиной прутка в 2см перетирались и емкости срывались. Кубической формы железобетонные якоря сдвигались. Конечно, здесь сыграли роль высокие волны открытого тихоокеанского побережья, то есть экстремальные условия для эксплуатации волнолома. С учетом этого опыта, для следующей постройки волноломов можно рекомендовать:

- в качестве буйрепов использовать эластичные капроновые тросы;
- якорные устройства изготавливать с вогнутостью обращенной вниз, для усиления эффекта присасывания ко дну;
- все якоря связать капроновыми тросами для усиления устойчивости всей конструкции;

- обозначить контуры волнолома буками для удобства наблюдений и избежания аварийных ситуаций с маломерными судами.

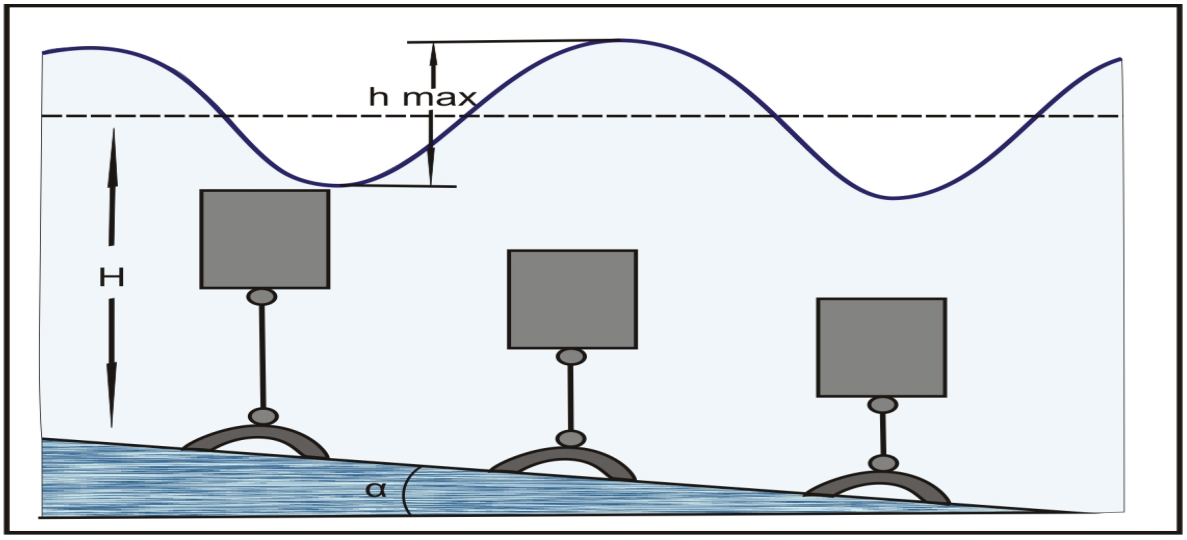


Рис. 2. Конструкция экспериментального плавучего волнолома с жестким емкостями в Охотском море (зал. Терпения,о.Сахалин).
H – глубина воды: h_{max} – расчетная максимальная высота волны; α – угол наклона морского дна.

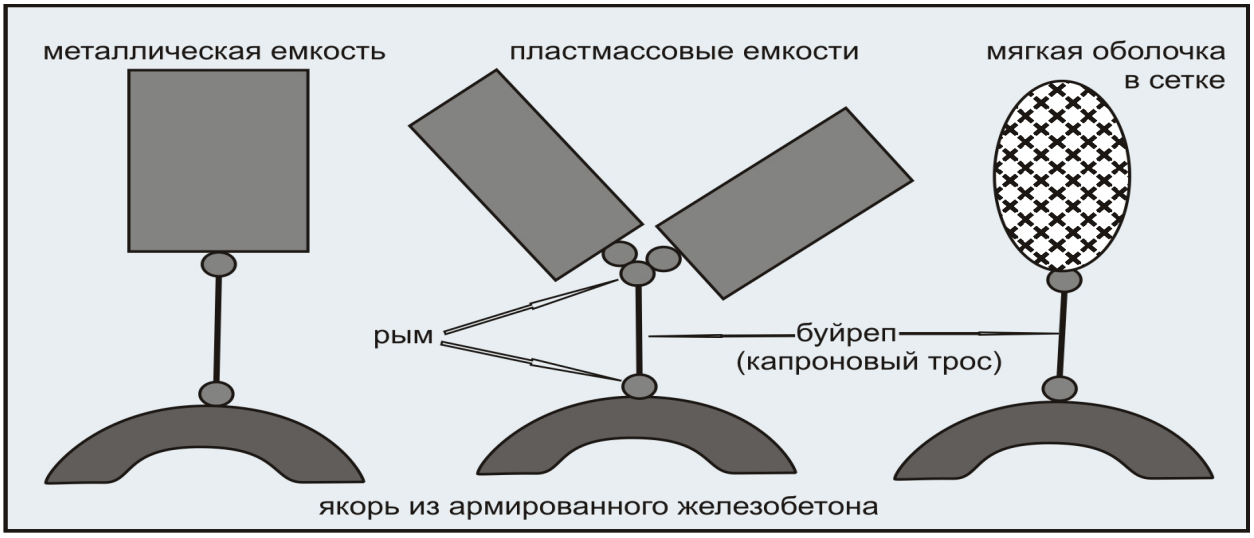


Рис. 3. Конструктивные особенности плавучих волноломов.

Преимущество таких мобильных гидротехнических сооружений перед стационарными очевидно. Причем не только для решения тактических задач на отдельных небольших участках побережий. Но, главным образом, в определении стратегии берегозащиты и рационального управления береговыми процессами в ближайшем будущем. Поясним эту мысль.

Как известно, основными факторами усиления абразии являются 1. Уменьшение поступления твердого стока рек за счет регулирования стока. 2. Повышение уровня моря. Имеются достоверные данные, что в XX столетии уровень Мирового Океана повысился на 0,1 – 0,2м. В Черном море, за вычетом скорости движений земной коры подъем уровня оценивается в 1,7мм/год. В целом за период 1925 – 2005 уровень поднялся на 0,15м [6]. Это очень большая величина. Считается, что повышение уровня моря на 1см приводит к

отступлению песчаного берега на 2 – 3м. На Крымских пляжах это повышение сказывается уже сейчас. Значительно деградировала песчаная коса Бакал. В Каламитском заливе при среднем повышении уровня на 12см ширина Евпаторийских пляжей в среднем сократилась на 13м. На абразионных участках ускорилось движение оползней и обрушение глинистых клифов. Это приводит к травмам и даже гибели людей (Севастополь 2005г). По прогнозу авторов, в условии повышения уровня наиболее негативные сценарии с развитием абразии затронут плотно заселенные берега Украины: район г.Одессы, Каламитский и Феодосийский заливы в Крыму.

По мнению международной группы экспертов в период 1990 - 2100гг уровень Мирового Океана повысится на 0,09 – 0,88м. Разброс оценок достаточно велик, но все прогнозы свидельствуют об одном: уровень будет и далее повышаться. Экономически развитые страны (США, Китай, Нидерланды, Австралия и некоторые другие) уже обозначили прибрежно береговые зоны, где строеня будут снесены, пересмотрены нормы проектирования берегозащитных сооружений и другие меры. Очевидно будет предусмотрена и вся стратегия берегозащиты. Представляется, что в этом вопросе приоритет будет отдаваться мобильным гидротехническим сооружениям. По меньшей мере, этот вопрос в Украине требует детального обсуждения специалистов гидротехников, экономистов и административных органов самого высокого ранга.

Список литературы

1. Юровский Ю.Г., Байсарович И.М. Гидрогеология прибрежной зоны. Ди-Ай-Пи, Симферополь, 2005. – 180с.
2. Куклев С.Б. Проблемы защиты берегов Российского сектора Черного моря. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата географических наук. Геленджик, 2003. – 25с.
3. Беляев В.И., Худошина И.Ю. Основы логико-информационного моделирования сложных геосистем. К., Наукова думка, 1989. – 160с.
4. Баском В. Волны и пляжи. Динамика морской поверхности. Гидрометеорологическое издательство, Л., 1966. -280с.
5. Сергеев Б.И. Облегченные гидротехнические сооружения. Арт-графика. Севастополь, 1998.- 324с.
6. Горячкин Ю.Н., Иванов В.А. Уровень Черного моря: прошлое, настоящее и будущее. НАН Украины, Морской гидрофизический институт.- Севастополь, 2006. – 210с.

Содержание

А.З. Абдурахманов, Э. М. Меннанов Экспериментальные исследования энергопоглотителя кольцевого типа 3

Б. Ю.Барыкин, А.В.Андронов, А.Б.Барыкин Применение экспериментальных диаграмм «$\sigma_{ñ} - \varepsilon_{ñ}$» сжатого бетона при расчете перекрестно-балочных фундаментов для зданий на склонах 9

*А.Ф. Бессмертный*Новые подходы к зондированию бетонных конструкций 19

В.В.Вдовиченко, И.М. Курбатова, В.Т.Чемодуров Постановка задачи оптимизации параметров свайных фундаментов 26

И.М.Дьяков Предпосылки и некоторые аспекты применения теории живучести к оценке работы подпорных стен на запредельные нагрузки 29

В. Т.Замша Подходы к оценке устойчивости склоновых территорий 35

В.З. Коротков, Д.А. Мравец Современные геодезические методы и способы изучения динамики оползней южного берега Крыма 37

Ю.Ю. Кравчатая Конструктивные решения узлов сопряжения комбинированных металлодеревянных панелей с несущими конструкциями покрытия производственных зданий 41

Э.М.Меннанов Сварные стыки продольной арматуры класса А500С в каркасах сейсмостойких зданий и сооружений 45

*Э.М.Меннанов, О.Карташова, С. Хропко*Прочность сварных соединений арматурного класса А500С 49

В.В. Морозов Исследование изменения напряженно-деформированного состояния лицевой мембраны мембранной подпорной стенки в зависимости от угла наклона 54

Е.Г. Перминова Напряженное состояние конструкций двухслойных отдельно стоящих фундаментов 60

К.С.Пшеничная-Ажермачёва Работа свайного основания МСП при размыве грунта 66

Г.Э. Садыкова, Т.А. Иваненко, З.Д.Сапронова Особенности оценки природных рисков прибрежных территорий 72

*В.Н.Саломатин*Особенности инженерно-геологических изысканий на территории распространения таврического флиша 79

И.С. Свищ Эффективность применения бетонов из отходов металлургического производства в биопозитивных изделиях и конструкциях 84

А.В. Синцов Работа составных деревянных балок в каркасе малоэтажных зданиях для строительства в сейсмических районах 88

С.К.Сухорученко, О.В.Исаенко Изменение ландшафтно-геологической среды Крымского Предгорья под влиянием современной хозяйственной деятельности человека 92

С.И.Федоркин, В.Т.Шаленный, А.А.Ковалев, А.А.Тарабащук Прогрессивная концепция возведения спецсооружений и гражданских объектов на морской акватории 98

В.С.Шокарев,А.С. Шокарев, А.К.Солонец Дистанционные биолокационные исследования скальных грунтов 103

Ю.Д.Шуйский, Г.В.Выхованец, Р.П.Перейрас Опыт анализа берегозащитных сооружений на песчаных берегах Черного моря 110

В.В. Юдин Проблемы картирования сложных геологических объектов Крыма 117

Ю.Г. Юровский Гидротехнические сооружения в системе берегозащиты 127

Збірник наукових праць

«Будівництво та техногенна безпека»

39/2011

Сборник научных трудов
«Строительство и техногенная безопасность»
39/2011

Под общей редакцией докт. техн. наук Э.Ф. Панюкова
Технический редактор Т.И. Пчелинцева

Компьютерная верстка К.А. Янушковский
В.А. Белавский

Подготовлено к печати в РИО
«Национальной академии природоохранного
и курортного строительства»

Подписано к печати 10.10.11 г.
Формат 60x84 1/8. Гарнитура TimesNewRoman
Усл. п.л. 17,00 ,Тираж 300 экз.