

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**  
**Национальный технический университет Украины**  
**„Киевский политехнический институт”**  
**Институт энергосбережения и энергоменеджмента**  
**Кафедра геостроительства и горных технологий**



**«ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ  
ГОРНОГО ДЕЛА И ПОДЗЕМНОГО  
СТРОИТЕЛЬСТВА»**

**V международная научно-техническая конференция  
«ЭНЕРГЕТИКА. ЭКОЛОГИЯ. ЧЕЛОВЕК» (конференция  
молодых ученых - аспирантов и магистрантов)**

**НТУУ «КПИ» ИЭЭ  
Кафедра геостроительства и горных технологий**

**23-24 мая 2013 года**

**Киев**

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ**  
**Национальный технический университет Украины**  
**„Киевский политехнический институт”**  
**Институт энергосбережения и энергоменеджмента**  
**Кафедра геостроительства и горных технологий**



**«ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ  
ГОРНОГО ДЕЛА И ПОДЗЕМНОГО  
СТРОИТЕЛЬСТВА»**

**Материалы V международной научно-технической  
конференции «ЭНЕРГЕТИКА. ЭКОЛОГИЯ. ЧЕЛОВЕК»  
(конференции молодых ученых - аспирантов и магистрантов)**

**НТУУ «КПИ» ИЭЭ  
Кафедра геостроительства и горных технологий**

**Выпуск № 4**

**Киев - 2013**

Перспективы развития горного дела и подземного строительства. Сб. научн. трудов. Вып 4. – Киев: Підприємство УВОІ «Допомога» УСІ», 2013. – 245 с.

В сборнике приведены результаты научных разработок студентов, аспирантов, магистрантов и молодых учёных, которые представлены на международную конференцию 23-24 мая 2013 года, организованную кафедрой «Геостроительства и горных технологий» Института энергосбережения и энергоменеджмента Национального технического университета Украины «Киевского политехнического института».

Сборник предназначен для специалистов шахтостроителей и строителей подземных сооружений, а также для студентов вузов горных специальностей.

Сборник печатается по решению учёного совета ИЭЭ НТУУ «КПИ» (протокол № 12 от 27.05.2013 г.)

#### ***Редакционная коллегия***

докт. техн. наук, профессор зав. каф. геостроительства и горных технологий Института энергосбережения и энергоменеджмента	Кравец В.Г.
к.т.н., доц. каф. геостроительства и горных технологий Института энергосбережения и энергоменеджмента	Вапничная В.В.
докт. техн. наук, профессор, Шахтинский институт Южно – Российского государственного технического университета	Прокопов А.Ю.
докт. техн. наук, профессор действительный член Академии строительства Украины, зам. зав. каф. СШ и ПС ДонНТУ	Борщевский С.В.
канд. техн. наук, доцент декан горно-экологического факультета Житомирского государственного технологического университета	Котенко В.В.
докт. техн. наук, профессор, зав. каф. строительства и геомеханики Национального горного университета	Шашенко А.Н.
докт. техн. наук, профессор, зам. декана горно – строительного факультета Тульского государственного университета	Копылов А.Б.

#### ***Компьютерная верстка***

к.т.н., доц. каф. геостроительства и горных технологий ИЭЭ	Вапничная В.В.
---	----------------

За справками обращаться по адресу: 03056, г. Киев, ул. Борщаговская, 115, Национальный технический университет Украины «КПИ», кафедра «Геостроительства и горных технологий», тел. 044-454-91-77 E-mail: viktoria0203@yandex.ru

УДК 622.25(06)

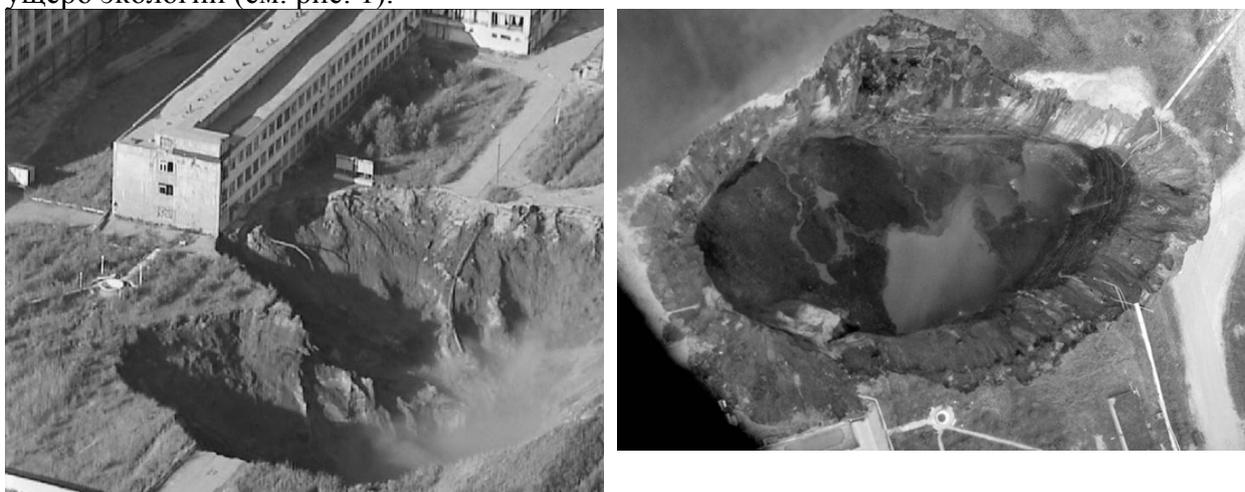
*Бакуменко С.В., студент, Прокопенко К.Д., студент, Масленников С.А., канд. техн. наук, доцент каф. «Строительство», Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия*

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОМБИНИРОВАННОЙ КРЕПИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ**

*Рассмотрен вопрос проектирования комбинированной крепи с использованием полимерных материалов в качестве гидроизолирующего слоя*

*The question of design combined with the use of polymer lining materials as waterproofing layer*

Россия является одним из мировых лидеров по производству удобрений. При подземной разработке калийных месторождений в целях обеспечения безопасной эксплуатации рудников необходима надежная изоляция горных выработок от проникновения в них подземных вод. В связи с легкой растворимостью солей движение проникающих вод по трещинам, контактам соленосных отложений и вмещающих пород, по скважинам и горным выработкам способствует образованию новых и расширению уже имеющихся трещин, что в конечном итоге может явиться причиной значительных осложнений при разработке соляных залежей подземным способом. За последние 100 лет в мире (Германия, Канада, Россия и др.) затоплено более 80 калийных рудников, в том числе в России - рудники БКРУ-3 (1986 г.) и БКРУ-1 (2006 г.) Верхнекамского месторождения [1]. Каждая подобная авария наносит огромный ущерб экологии (см. рис. 1).



**Рис. 1. Провалы на поверхности, возникшие вследствие затопления рудника БКРУ-1**

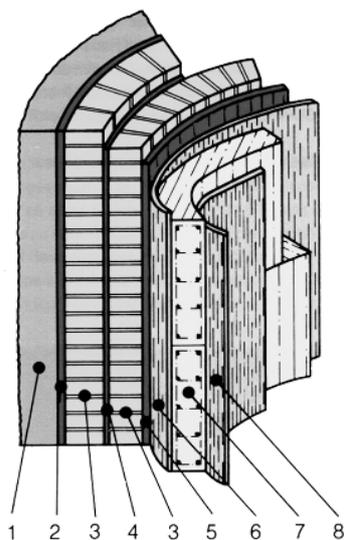
На шахтные стволы, пересекающие водоносные горизонты, приходится около 70 % случаев аварийных водопроявлений [1]. Одними из основных причин являются: разгерметизация кейлькранцев; ненадежность методов закрепного тампонажа; прорывы вод в шахтный ствол через тубинговую колонну; проницаемость бетонной рубашки за тубинговой крепью; нарушение вмещающих пород системой водопроводящих трещин, образованных при буровзрывных работах.

В [1] автор делает вывод об исчерпании возможности совершенствования тубинговой крепи для калийных рудников, что обуславливает необходимость перехода на сплошные (бесшовные) крепи. По его мнению, наиболее перспективными являются сталебетонные крепи, состоящие из двух сварных стальных цилиндров с «промежуточным» бетоном. Подобные крепи не имеют стыков и, как следствие, водонепроницаемы. Их высокая стоимость должна компенсироваться снижением затрат на обслуживание и ремонт в период эксплуатации.

Показателен в этом плане опыт строительства шахтных стволов в сложных условиях за рубежом. Так в Германии в первой-третьей четвертях XX в. применение чугунных тубингов для крепления стволов имело широкое распространение. Например, в Рурском каменноугольном бассейне до 10%, а в калийной промышленности до трети всех стволов (по протяженности) закреплены чугунными тубингами [2]. Долгое время крепь из чугунных тубингов рассматривалась вообще как единственный возможный вариант при проведении стволов по искусственно замороженным породам. Такое мнение обосновывалось высокой, по сравнению с другими типами крепи распространенными в те годы, степенью водонепроницаемости, значительной несущей способностью, исключением необходимости применения временной крепи и т. д. На новейшем этапе развития горного дела в Германии данный тип крепи потерял своё былое значение и применяется редко, а за последние 20-25 лет - примеров использования вообще не отмечено. По мнению зарубежных специалистов это обусловлено повышением требований к водонепроницаемости. Большое количество швов затрудняет их качественную гидроизоляцию и имеет следствием наличие остаточного водопритока, а, например, в воздухоподающих стволах к постепенному ухудшению гидроизолирующих свойств крепи приводят периодические колебания температуры, имеющие следствием «раскрытие» швов [3].

В Германии на смену тубингам пришли многослойные сталебетонные крепи. При строительстве новых стволов это преимущественно крепь со слоем скольжения (см. рис. 2). Опыт сооружения и эксплуатации более 20 стволов с подобной крепью, описанный в литературе, подтверждает ее высокую несущую способность, возможность обеспечения полной водонепроницаемости, надежность, долговечность. При реконструкции стволов для усиления нарушенной крепи нашла применение сталебетонная крепь из металлической обечайки и укладываемого за нее слоя бетона. Такой подход позволяет решать нестандартные задачи – восстановление нормального функционирования стволов с нарушенным сечением, искривленной осью, значительное увеличение несущей способности крепи без чрезмерного сокращения площади сечения ствола, обеспечение полной гидроизоляции.

**Рис. 2. Сталебетонная крепь со слоем скольжения ствола Voerde [4]**



1 – порода; внешняя крепь: 2 – цементно-песчаное заполнение закрепного пространства, 3 – бетонные блоки с прокладками из древесины, 4 – цементно-песчаный раствор; 5 – асфальт; внутренняя крепь: 6 – внешняя водонепроницаемая стальная обечайка, 7 – железобетон, 8 – внутренняя стальная обечайка.

Главными недостатками крепи со слоем скольжения являются, ограниченность максимальной высоты става крепи (до 300 м), высокая стоимость, значительное увеличение диаметра ствола,

трудоемкость и длительность возведения. Все это привело к её использованию в достаточно узком диапазоне условий.

Таким образом, отказ от применения чугуно-бетонных крепей является общим трендом. Если не принимать в расчет крепь со слоем скольжения, как чрезмерно дорогостоящую и имеющую ограниченную область применения, то оставшийся вариант - трехслойная сталебетонная крепь не находит широкого применения в силу ряда недостатков:

- сталь корродирует под воздействием шахтной воды со скоростью 0,02-0,2 мм в год. В агрессивной среде этот процесс происходит еще интенсивнее;

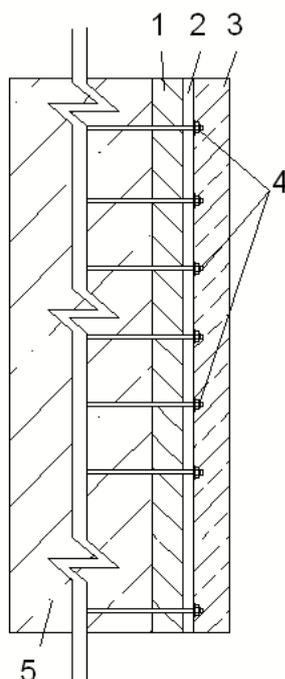
- долговечность крепи со слоем стали напрямую зависит от условий эксплуатации. В кислой среде срок службы стальных элементов, может снижаться до 4-5 лет, в насыщенной солями - до 7 лет;

- под воздействием агрессивной среды, внешняя оболочка, контроль за состоянием которой не возможен, может нарушить цельность, что приведет к передаче всего гидростатического давления на внутреннюю стальную оболочку, ее отрыву от бетона. выпучиванию и разрушению;

- сталь является самым дорогим компонентом крепи и в отдельных случаях ее стоимость может составлять более половины всех затрат на строительство.

Широкое применение сталебетонных крепей осложняет и то, что в России они до сих пор использовались исключительно при сооружении стволов методом бурения, соответственно технология их возведения при обычном способе проходки не разработана.

Авторами разработано альтернативное решение (см. рис. 3). Крепь предложенной конструкции включает внешний слой набрызгбетона (1), водонепроницаемую оболочку из стеклопластика (2), основную грузонесущую конструкцию из монолитного бетона или железобетона (3), слой затампированных пород (5). На отдельных участках в особо сложных условиях могут устанавливаться дополнительные связи – анкеры (4), или в виде внутреннего слоя возводиться усиливающая конструкция из тубингов.



Внешний слой набрызгбетона наносится на породные стенки ствола для выравнивания их поверхности, передачи давления от породного массива на внутренние слои крепи, а также для выравнивания гидростатического давления на водонепроницаемую оболочку.

**Рис. 3. Конструкция предлагаемой крепи**

Водонепроницаемая оболочка из стеклопластика предназначена для восприятия давления подземных вод и передачи его на основную грузонесущую конструкцию, а также для защиты последней от вредного влияния внешней среды. Гарантируемый производителем срок эксплуатации стеклопластика в кислой, щелочной и других агрессивных средах - не менее 80 лет. Отсутствие коррозии и одинаково высокая прочность, как при сжатии, так и при растяжении (в четыре раза выше, чем у стали) позволяют повысить гибкость водонепроницаемой оболочки, существенно снизить ее толщину и стоимость крепи в целом.

Основная грузонесущая конструкция из монолитного бетона или железобетона эксплуатируется в благоприятных условиях, без доступа агрессивной внешней среды.

Отсутствие связей между водонепроницаемой оболочкой и основной грузонесущей конструкцией позволяет слоям незначительно перемещаться друг относительно друга при деформациях изгиба ствола, снимая напряжения и препятствуя разрушению крепи. В случае необходимости внутренняя поверхность стеклопластика может быть дополнительно обработана составами уменьшающими трение и адгезию.

Увеличение несущей способности крепи предложенной конструкции может осуществляться использованием при изготовлении основного грузонесущего слоя высокопрочных бетонов или железобетона.

Для оценки применимости предложенной конструкции было проведено ее сравнение с чугуно-бетонной крепью. Расчет выполнялся для следующих условий: глубина участка 500 м, породы - слабые аргиллиты, величина давления подземных вод 1,7 МПа, отступ крепи от забоя – 1 м. Параметры сравниваемых крепей приняты следующими:

- Базовый вариант. Чугунные тубинги из серого чугуна марки Сч 21-40, с толщиной стенки 20 мм, бетон В20, толщина слоя 500 мм.

- Предлагаемая крепь. Бетон – высокопрочный, класса В60, толщина слоя - 400 мм. Стеклопластик – прочность 700 МПа, модуль упругости 50 ГПа, толщина 10 мм. Набрызгбетон – В20, толщина 90 мм.

Анализ выполнен аналитическим методом по методике разработанной проф. Булычевым Н.С. [5,6]. Принималось, что гидростатическое давление полностью восстанавливается на гидроизолирующем слое. В соответствии с принятой методикой, в качестве разрушающих рассматривались нормальные тангенциальные напряжения  $\sigma_{\theta}^{in(i)}$ , возникающие на внутренней поверхности слоя.

Как показали результаты расчета, предложенная конструкция в рассматриваемых условиях может служить заменой чугуно-бетонной крепи (см. табл. 1).

Таблица 1

Наименование слоя	Нормальные тангенциальные напряжения	Предлагаемая крепь		Базовый вариант	
		3	4	5	6
1	2	3	4	5	6
Слой затампони- рованных пород / затюбинговый бетон	$\sigma_{\theta}^{in(4)}$ , МПа	7,0	-	11,0	-
	$\sigma_{\theta}^{ex(4)}$ , МПа	5,6	-	10,0	-
Набрызгбетон / затюбинговый бетон	$\sigma_{\theta}^{in(3)}$ , МПа	7,5	-	66,9	-
	$\sigma_{\theta}^{ex(3)}$ , МПа	7,4	-	66,2	-
Слой стеклопластика / стенки тубингов	$\sigma_{\theta}^{in(2)}$ , МПа	19,5	42,6	43,3	164,6
	$\sigma_{\theta}^{ex(2)}$ , МПа	19,4	42,5	43,0	163,8
Высокопрочный бетон / внутренние ребра тубингов	$\sigma_{\theta}^{in(1)}$ , МПа	16,1	35,1	45,2	171,8
	$\sigma_{\theta}^{ex(1)}$ , МПа	14,7	32,0	43,7	166,3

В столбцах 3 и 5 приведены данные о нормальных тангенциальных напряжениях при давлении только со стороны породного массива, в столбцах 4 и 6 данные о напряжениях в основных грузонесущих слоях при гидростатическом давлении 1,7 МПа, приложенном к гидроизолирующему слою.

Уровень напряжений в наиболее напряженном слое тубинговой крепи – внутренних ребрах тубингов составил 93% от их прочности, для предлагаемой конструкции – в грузонесущем слое бетона - 98%. Таким образом, предлагаемая крепь может служить для крепления неглубоких стволов на всю глубину, либо для крепления

отдельных участков ствола при пересечении им водоносных горизонтов, с величиной гидростатического давления до 2 МПа.

### **Библиографический список**

1. Швецов Г.И. Проблемы защиты калийных рудников от затопления // Горный журнал. – 2007 - №8, с. 71 – 74.
2. Reuther E.U. Lehrbuch der Bergbaukunde. - Essen: Verlag Glückauf GmbH, 1989. - S. 812.
3. Gußeiserner Schachttübbingsäulenausbau – Historie, Schadensarten und Reparaturvarianten // Report. – 1999. - S. 12-16.
4. O. Langefeld, E. Clausen. Vorlesungsunterlagen: Herstellung und Betrieb seigerer Grubenräume. - TU Clausthal. S. 478.
5. Булычёв Н. С. Механика подземных сооружений. М: Недра, 1994. – 382 с.
6. Булычёв Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учебное пособие для вузов. М.: Недра, 1989. – 270 с.

УДК 504.55.054:662 (470.6)

*Кавнеристов Д.В., Лазарь А.Н., Прокопенко К.Д. студенты, Голик В.И., проф., д-р техн. наук, Масленников С.А., доц., канд. техн. наук ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты*

### **ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ОТХОДОВ ГОРНОРУДНОГО ПРОИЗВОДСТВА В ГОРНОМ ДЕЛЕ**

*Рассмотрены вопросы извлечение металлов из отходов горнорудного производства методами механохимической активации*

В отвалах, хранилищах шламов и хвостов горно-металлургических комплексов России хранится до 100 млрд. тонн твёрдых отходов. Ежегодно к ним добавляется около 15 млн. тонн, а утилизируется из этого количества не более 10%. Хранение недоступного для переработки традиционными технологиями минерального сырья грозит экологической катастрофой, поэтому единственно возможной мерой снижения опасности является радикальная утилизация хвостов технологическими средствами.

В странах Северной Америки, западной Европы в течение многих десятков лет ведутся работы по снижению вредного влияния отходов горной промышленности на окружающую среду. На проведение технической, биологической рекультивации, разработку способов долговременной изоляции отходов на поверхности или под землей, их переработку, снижение активности затрачены огромные средства, что позволило достигнуть в указанных областях значительного прогресса и получить конкурентные преимущества на рынках как развитых горнодобывающих, так и развивающихся стран. Но захоронение металлосодержащих хвостов на небольших глубинах, в том числе, путем биологической рекультивации без извлечения опасных компонентов является опасным паллиативом.

Реализованный с участием авторов исследовательский проект основан на принципиально новом подходе к утилизации отходов горной промышленности. Вместо долговременного хранения отходов с применением дорогостоящих мер по снижению их вредного влияния на окружающую среду предлагается технология полной утилизации, включающая извлечение из отходов опасных компонентов до безопасного

уровня с полным вовлечением вторичных продуктов переработки в хозяйственный оборот. Есть опыт применения отходов горного производства в качестве инертных заполнителей. Такое решение ведет к созданию постоянно действующих реакторов химического загрязнения, так как содержащиеся в отходах металлы под действием естественного выщелачивания мигрируют в гидро- и атмосферу, приводя к тяжелым последствиям. Есть опыт извлечения металлов из отходов горного производства путем механической активации и последующего выщелачивания. Такое решение приведет к накоплению мелкодисперсных вторичных продуктов переработки. Их хранение представляет значительные трудности, предотвратить снос вещества с размером частиц в несколько микрон почти невозможно.

Проблема накопления отходов обостряется и тем, что постоянно растет добыча подземным способом, уменьшается содержание металлов и усложняются горно-геологические условия, что ведет к повышению разубоживания руд с ростом образования хвостов первичной переработки, содержащих тяжелые металлы и представляющих при хранении на поверхности опасность для окружающей среды. Так, например, среднее содержание меди в руде с 1987 по 2013 г. упало с 0,95% до 0,7, что при равном объеме товарного продукта ведет к увеличению отходов на 30-40%. Средние показатели образования отходов на этапе добычи и переработки приведены в таблице 1.

Отвечая вызовам времени на кафедре «Строительство» ЮРГТУ(НПИ) в рамках федеральной целевой программы «Исследования и разработки по приоритетным направлениям развития научно-технологического комплекса России на 2007-2013 годы» был выполнен научно-исследовательский проект, имевший целью разработать технологию извлечения металлов из отходов горнорудного производства. Задачами проекта было получение дополнительной товарной продукции в виде цинка и свинца, а также полное использование отходов производства после доведение содержания в них металлов до норм ПДК.

Таблица 1

**Средние показатели образования отходов\***

Полезный продукт (1 тонна)	Отходы	
	в процессе добычи	в процессе обогащения
Сталь	5-6 тонн	0,5-0,7 тонн
Цветные металлы	100-150 тонн	30-60 тонн
Редкие, благородные и радиоактивные металлы	5-10 тыс. тонн	10-100 тыс. тонн

\*Данные Академии горных наук

Реализованный проект основан на принципиально новом подходе к глубокой переработке твердых полезных ископаемых с полной утилизацией отходов. Предлагаемая технология, включает извлечение из отходов опасных компонентов до безопасного уровня с полным вовлечением вторичных продуктов переработки в хозяйственный оборот. Увеличение полноты извлечения металлов основано на том, что при обработке по дезинтеграторной технологии со скоростью удара св. 250 м/с вещество приобретает новые технологические свойства, а выщелачивающий раствор запрессовывается в возникающие при активации микротрещины. Вовлечение вторичных отходов в хозяйственный оборот использует свойства, проявляющиеся при диспергации твердых тел. При этом процессы в активированном веществе протекают тем быстрее и полнее, чем больше поверхность участвующего в процессе вещества, т.е. чем меньше размер частиц получаемого продукта.

Разработанная технология прошла экспериментальную проверку. Опыты включали в себя, в том числе:

1. Агитационное выщелачивание металлов реагентами.
2. Выщелачивание металлов реагентами в сочетании с активацией в дезинтеграторе.

По первому пункту эксперимента переменные факторы, варьировались по следующим уровням.

1. Содержание серной кислоты и хлорида натрия,  $X_1$ ,  $X_2$  (менялось соответственно по уровням:  $X_1$  - 1 - 2, 0 – 7 и 1 – 12 г/л,  $X_2$  - 1 – 20, 0 – 100 и 1 – 180 г/л).
2. Соотношение Ж:Т,  $X_3$  (менялось по уровням:  $X_3$  - 1- 4, 0 – 7 и 1 - 10).
3. Время агитационного выщелачивания,  $X_4$  (менялось по уровням:  $X_4$  - 1 - 0,25, 0 - 0,625, 1 - 1 час).

По второму пункту эксперимента:

1. Содержание серной кислоты и хлорида натрия,  $X_1$ ,  $X_2$  и соотношение Ж:Т,  $X_3$  менялись по тем же уровням, что и в предыдущей серии опытов.
2. Скорость вращения роторов дезинтегратора,  $X_5$  (менялась по уровням:  $X_5$  - 1 - 50, 0 - 125, 1 – 200 Гц).

Эксперименты проводились с использованием методов планирования эксперимента по  $3^{(k-p)}$  факторному плану, с 27 опытами и 3 центральными точками [1]. В каждой точке плана ставилось по 5 экспериментов. Найденные значения осреднялись для исследуемых партий, что позволило уменьшить ошибку.

Математическая обработка результатов экспериментов проводилась с помощью программы Statistica 6.1. Модель находилась в виде регрессионной зависимости с учетом линейных, квадратичных эффектов и их взаимодействий в виде уравнения:

$$\varepsilon_{Zn, Pb} = a + a_1 \times X_1 - a_2 \times X_2 + a_3 \times X_3 + a_4 \times X_4 + a_5 \times X_1^2 + a_6 \times X_2^2 + a_7 \times X_3^2 + a_8 \times X_4^2 + a_9 \times X_1 X_2 + a_{10} \times X_1 X_3 - a_{11} \times X_1 X_4 + a_{12} \times X_2 X_3 + a_{13} \times X_2 X_4 + a_{14} \times X_3 X_4$$

где  $X_1$  – содержание  $H_2SO_4$ , г/л;

$X_2$  – содержание NaCl, г/л;

$X_3$  - соотношение Ж:Т;

$X_4$  – время агитационного выщелачивания, ч;

для опытов второй серии  $X_4$  заменяем на  $X_5$ ;

$X_5$  - частота вращения роторов дезинтегратора, Гц.

Значения найденных регрессионных коэффициентов приведены в таблице 2.

Таблица 2

### Регрессионные коэффициенты

	Для уравнения регрессии ( $\varepsilon_{Zn}$ )			Для уравнения регрессии ( $\varepsilon_{Pb}$ )		
	Регрес. коэффициент	Доверительный предел		Регрес. коэффициент	Доверительный предел	
		-95,%	+95,%		-95,%	+95,%
a	69,11	62,4	75,8	-37,9	-56,1	-19,8
a <sub>1</sub>	7,57	6,93	8,2	7,13	5,42	8,85
a <sub>2</sub>	-0,239	-0,273	-0,205	-0,395	-0,487	-0,304
a <sub>3</sub>	-0,851	-0,889	-0,813	0,956	0,855	1,06
a <sub>4</sub>	0,0023	0,00217	0,00243	-0,0035	-0,0038	-0,0031
a <sub>5</sub>	-2,19	-3,62	-0,762	3,28	-0,602	7,16
a <sub>6</sub>	0,0343	-0,0594	0,128	-0,0823	-0,336	0,172
a <sub>7</sub>	-0,117	-0,163	-0,0709	-0,0522	-0,177	0,0729
a <sub>8</sub>	-0,00048	-0,00063	-0,00033	0,0001	-0,0003	0,0005
a <sub>9</sub>	-0,00319	-0,00482	-0,00156	-0,0032	-0,0077	0,0012
a <sub>10</sub>	-0,207	-0,25	-0,163	-0,275	-0,393	-0,156

a <sub>11</sub>	0,00499	0,00325	0,00673	-0,0013	-0,0061	0,0034
a <sub>12</sub>	0,00915	0,00643	0,0119	-0,0039	-0,0113	0,0034
a <sub>13</sub>	0,00111	0,00100	0,00122	-0,0001	-0,0004	0,0002
a <sub>14</sub>	0,0187	0,0158	0,0216	0,0034	-0,0045	0,0112

Среднеквадратичные отклонения для первого и второго уравнений составляют, соответственно, 0,837 и 0,811.

Значимость влияющих факторов наглядно представлена на карте Парето для стандартизованных эффектов (рис. 1), значком (L) обозначены линейные эффекты, (Q) квадратичные, 1L на 2L и т.д. – сочетания соответствующих факторов.

Наглядно регрессионная зависимость извлечения цинка от двух наиболее значимых факторов представлена с помощью объемного графика на рис. 1. Процент извлечения цинка достигает максимальных значений в рассматриваемом диапазоне независимых факторов при максимальном содержании в растворе H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> и минимальном NaCl. Частота вращения рабочего органа дезинтегратора существенно увеличивает выход цинка, давая максимум при X<sub>5</sub>=200 Гц. Выход свинца достигает наибольших значений при содержании H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>=3,94 г/л и NaCl=127 г/л.

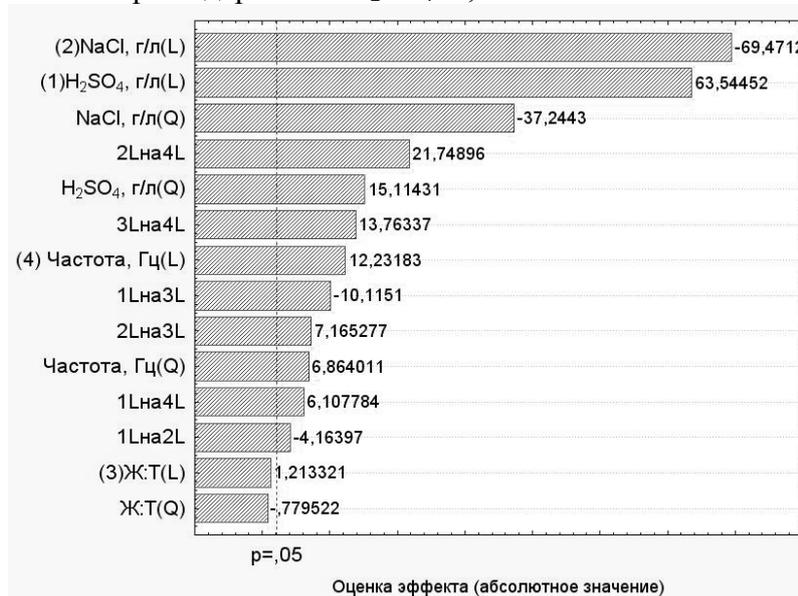


Рис. 1. Влияние основных факторов на целевую функцию

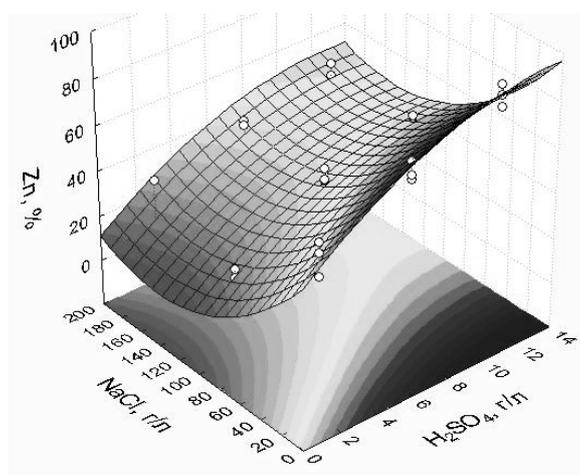


Рис. 1. График зависимости выщелачивания цинка из хвостов одновременно с активацией от основных влияющих факторов

## Выводы

Экспериментальные исследования подтвердили, что совмещение механического и химического воздействий на металлосодержащие минералы существенно увеличивает процент извлечения металлов (до 1,22 раза). При этом большее извлечение в раствор металлов обеспечивается в дезинтеграторе за время, на 2 порядка меньшее, чем при выщелачивании без активации.

Показатели комбинированного механо-химико-активационного процесса извлечения металлов могут быть улучшены за счет увеличения времени активации путем многократного пропускания пульпы через дезинтегратор.

## Библиографический список

1. Хартман К., Лецкий Э., Шеффер В. Планирование эксперимента в исследовании технологических процессов. М.: Мир. – 1977. – 552 с.

УДК 622.25(06)

*Шинкарь Д.И., аспирант, Прокопенко К.Д., студент, Масленников С.А., канд. техн. наук, доцент каф. «Строительство», Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия*

## ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ЭФФЕКТ ОТ ПРИМЕНЕНИЯ КРЕПИ С УПРАВЛЯЕМЫМ РЕЖИМОМ РАБОТЫ

*Приведены результаты анализа экономического эффекта от применения крепи с управляемым режимом работы в сложных условиях*

*The results of the analysis of the economic effect of the lining with a controlled mode of operation in difficult conditions*

В последние 10-15 лет шахтное строительство в условиях роста глубины отработки полезных ископаемых и усложнения гидрогеологической обстановки на реконструируемых и строящихся горных предприятиях столкнулось с отсутствием надежных в эксплуатации, ресурсосберегающих и экономически приемлемых типов крепей для поддержания основных вскрывающих выработок [1]. В качестве возможного выхода из создавшегося положения авторами была разработана и запатентована конструкция сталебетонной крепи с управляемым режимом работы [2,3], включающая внутреннюю металлическую обечайку, слой высокопрочного бетона с искусственно улучшенными водопроводящими свойствами, внешний слой из бетона повышенной плотности, контрольно-регулирующие элементы, а также систему отвода воды. В современных реалиях рыночной экономики важнейшим критерием оценки разработки и условием, определяющим перспективы внедрения, является получение экономической выгоды от ее применения.

Для крепи с регулируемым режимом работы конкурентами в сходных условиях – достаточно устойчивых породах при наличии высоконапорных подземных вод являются:

- трехслойная сталебетонная крепь;
- чугунно-бетонная крепь.

При замене перечисленных конструкций на предлагаемую, изменение затрат происходит за счет:

- снижения материалоемкости, и, соответственно, затрат на материалы;
- снижения трудозатрат на возведение крепи;
- дополнительных затрат на откачку воды.

Для оценки изменения затрат за счет ресурсосбережения были выполнены расчеты для следующих условия:

- глубина рассматриваемого участка – 400 м.;
- статический напор подземных вод – 4 МПа;
- значение давления сброса – 2 МПа;
- используемая во всех рассматриваемых случаях сталь – В Ст3 сп5;
- толщина слоя бетона в крепи с регулируемым режимом работы – 0,1+0,5 м;
- толщина слоя бетона в трехслойной крепи – 0,6 м;
- зона затампированных пород – 6 м.;
- условный радиус питания – 300 м.

В соответствии с результатами исследований Булычева Н.С. [4] толщина внешней стальной оболочки принималась значительно меньше толщины внутренней оболочки и изменялась в пределах от 10 до 20 мм. Расчет был выполнен для диаметров стволов в свету 6, 6,5, 7, 7,5, 8 м. В рассматриваемом диапазоне условий сокращение расхода стали по сравнению с трехслойной сталебетонной крепью составляет от 4 до 8 т на 1 м готового ствола, или от 18 до 85% (см. рис. 1). При средней стоимости стали В Ст3 сп5 33 тыс. руб. за тонну (данные на 15.05.2012) экономический эффект составляет от 130 до 270 тыс. рублей на метр ствола.

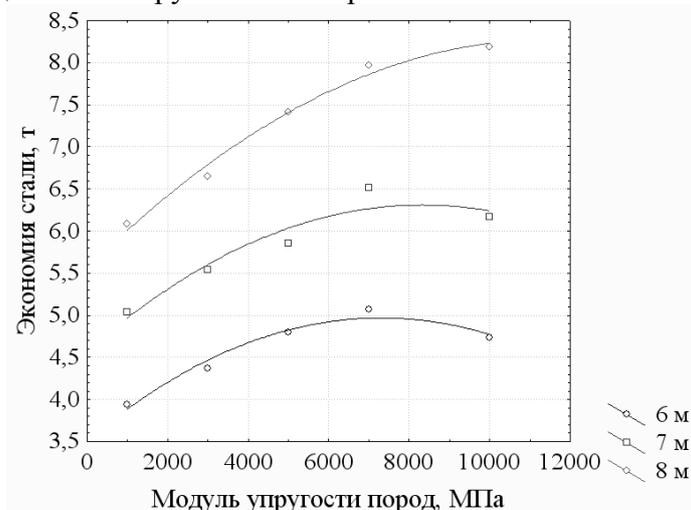


Рис. 1. Экономия стали в зависимости от диаметра ствола и деформационных характеристик пород в абсолютных величинах

При замене чугуно-бетонной крепи, тубинги конструкции шахтспецстроя из высокопрочного чугуна с шаровидным графитом Вч 50-2, высотой 1,5 м, с толщиной стенки от 20 до 120 мм, экономия металла составляет от 2 до 9 т. на метр ствола (см. рис. 2). Экономический эффект растет с увеличением деформационных характеристик пород, т.е. тубинговая крепь лучше работает при давлении со стороны пород, крепь с управляемым режимом при значительном гидростатическом давлении в достаточно прочных породах. Анализ эффекта от применения крепи с управляемым режимом даже в наиболее неблагоприятных условиях слабых пород показывает обоснованность ее применения при величине давления подземных вод свыше 2,35 МПа.

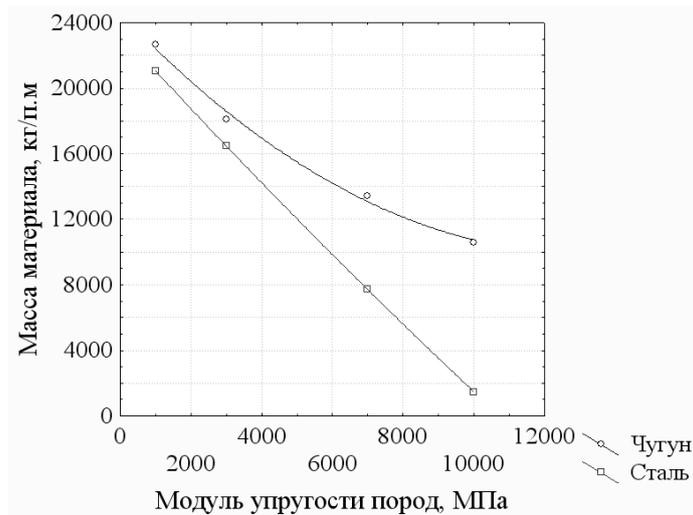


Рис. 2. Масса металлического материала крепи (сталь, чугун) в зависимости от деформационных характеристик пород

Анализ трудозатрат показал, что наиболее трудоемким является процесс возведения трехслойной сталебетонной крепи. Это определяется тем, что работы по установке секций крепи в проектное положение и их сварке выполняются дважды, для внешней и внутренней стальных оболочек. В связи с большей трудоемкостью, по сравнению с навеской тубингов, но меньшей стоимостью сварочных работ (определялись по ЕНиР Сборник Е5 и Е22) затраты на заработную плату забойной группе при использовании сталебетонных крепей существенно ниже (см. рис. 3).

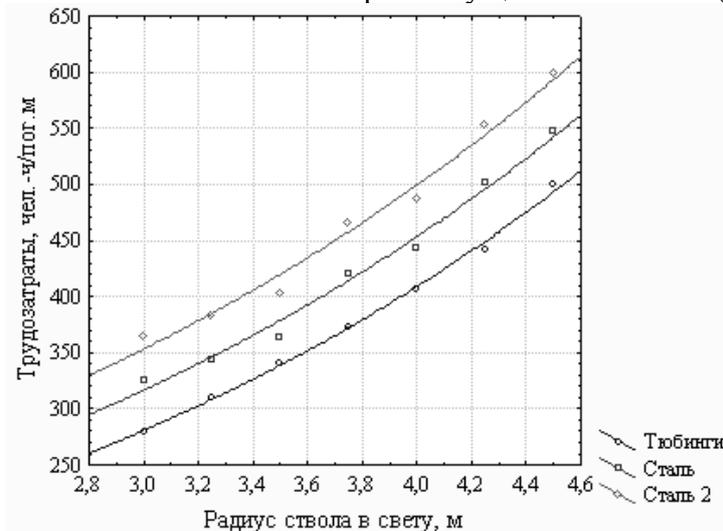


Рис. 3. Сравнение трудозатрат при креплении стволов чугунно-бетонной, сталебетонной и трехслойной сталебетонной крепью

Дополнительное сокращение трудозатрат при переходе от чугунно-бетонной крепи к сталебетонной достигается тем, что даже при той же толщине слоя бетона, диаметр ствола в черне сокращается. Тубинг имеет внутренние ребра, и при толщине стенки 30 мм общее увеличение радиуса ствола достигает 230 мм. Уменьшение площади ствола в проходке ведет к снижению объемов бурения шпуров, погрузки и выдачи на поверхность породы, объемов крепления.

Расчетное снижение трудоемкости работ и затрат на заработную плату, приведенных к погонному метру готового ствола показаны на рис. 4.

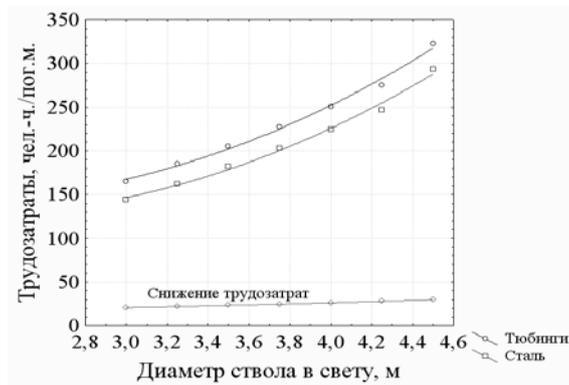


Рис. 4. Снижение затрат труда за счет уменьшения сечения ствола при переходе от крепления стволов чугунно-бетонной на сталебетонную крепь

Одним из важнейших показателей эффективности на этапе строительства ствола является скорость его сооружения, с увеличением которой, существенно сокращаются затраты. С точки зрения возведения крепи с регулируемым режимом работы наиболее благоприятна параллельная технология. Она достаточно широко применялась в России при проходке вертикальных стволов до 60-х годов XX в., при использовании тюбинговых, блочных, кирпичных и др. штучных крепей, т.е. тогда, когда возведение постоянной крепи требовало значительных затрат времени. Крепь с регулируемым режимом работы относится именно к таким. Заводка в проектное положение сегментов стальной обечайки, их временное крепление, сварочные работы, укладка и уплотнение бетона - достаточно трудоемкие и длительные процессы, поэтому для повышения скоростей проходки в качестве основной следует рекомендовать параллельную технологию.

В этом случае ствол оборудуется двумя полками: проходческим и вспомогательным. Проходческий полок служит для размещения на нем проходческого оборудования, подвески бурильной и погрузочной машин, предохранения проходчиков работающих в забое от возможного падения сверху кусков породы или других предметов. Вспомогательный полок предназначен для ведения работ по возведению постоянной крепи. Он располагается на высоте 12-15 метров от проходческого полка (см. рис. 5).

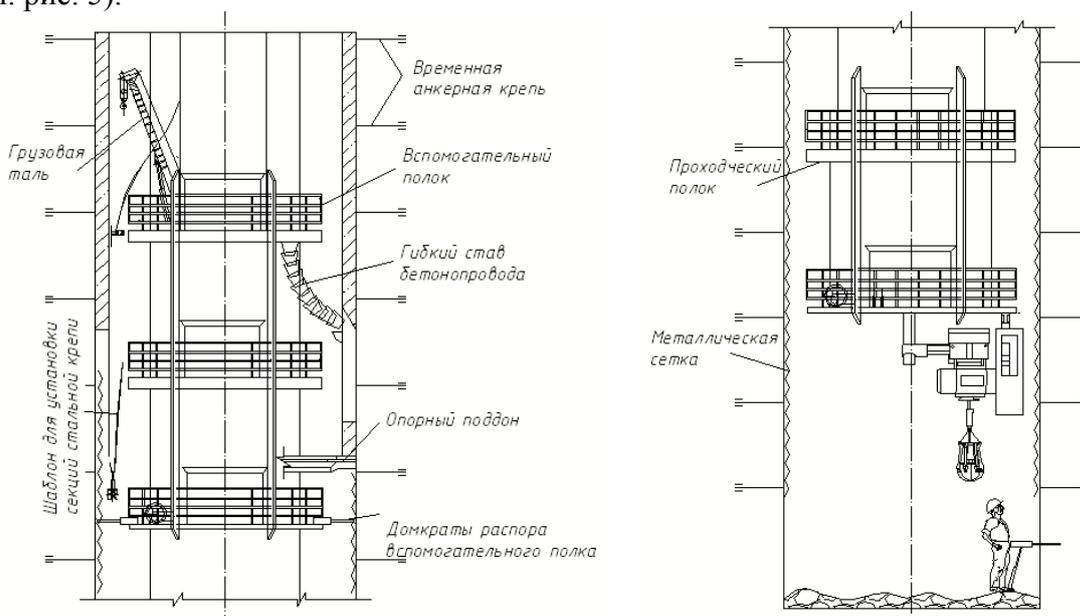


Рис. 5. Работы в стволе при креплении по параллельной технологии

Выполненные расчеты показали, что использование параллельной технологии по сравнению с совмещенной позволяет на треть увеличить скорость строительства (с 60 м/мес. до 80 м/мес.), интенсифицировать проходческие процессы за счет разнесения работ на две площадки и возможности увеличить количество рабочих без потери эффективности их труда.

Расчет объемов поступающей в ствол воды выполнялся по методике СНиП 2-94-80 [5] для тех же условий, которые перечислены выше. Общий водоприток на 1 п.м. ствола рассчитывался по формуле:

$$Q_{\text{ост}} = W * m$$

где  $m$  – длина рассматриваемого участка, м;

$W$  - фильтрационный расход воды на единицу длины ствола, м<sup>2</sup>/сут.

$$W = \frac{2,7H_e}{\frac{1}{k_o^1} \cdot \lg \frac{r_1}{r_0} + \frac{1}{k_o^2} \cdot \lg \frac{r_2}{r_1} + \frac{1}{k_o^3} \cdot \lg \frac{r_3}{r_2} + \frac{1}{k_o^4} \cdot \lg \frac{r_4}{r_3} + \frac{1}{k_o^5} \cdot \lg \frac{r_5}{r_4}}$$

где  $H_e$ - гидростатический напор воды, м;

$k_o^i$  - коэффициент фильтрации воды  $i$ -го слоя, м/сут;

$r_i$  - радиус слоя.

На рис. 6 представлены результаты расчета при изменении коэффициента фильтрации слоя бетона от 0,000001 до 0,00005 м/сут.

Затраты на откачку воды варьируются в пределах от 2 до 32 тыс. руб. на 1 метр готового ствола за 20 лет, что на 1-2 порядка меньше экономии средств от уменьшения количества используемого материала.

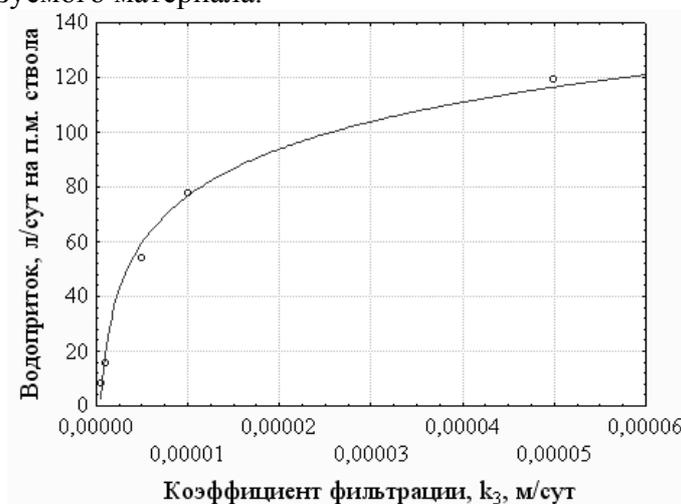


Рис. 6. Зависимость величины притока воды на 1 п.м. ствола от коэффициента фильтрации слоя бетона

К тому же, как показывает опыт эксплуатации стволов закрепленных чугунными тубингами, добиться полной водоизоляции не удастся и остаточный водоприток существенно превышает нормативные значения, а значит и затраты на выдачу воды по базовому варианту не являются нулевыми.

### Библиографический список

1. Масленников С.А., Шинкарь Д.И. Крепление вертикальных стволов в сложных горно-геологических условиях на современном этапе развития шахтного

строительства // Перспективи освоєння підземного простору: Матеріали 4-ї Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених, аспірантів і студентів. – Д.: Національний гірничий університет, 2010. – С. 36-40.

2. Масленников С.А., Страданченко С.Г., Шинкарь Д.И. Конструкция гидроизолирующей сталебетонной крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. - № 2. - 2010 - С. 29 – 32.

3. Пат. 2433269 РФ, МПК E21 D Конструкция крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы / Страданченко С.Г., Масленников С.А., Шинкарь Д.И. – Оpubл. 10.11.2011.

4. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учебное пособие для вузов. – М.: Недра, 1989. - 270 с.

5. СНиП 2.94-80. Подземные горные выработки / Государственный комитет СССР по делам строительства. – М.: Стройиздат. 1982. – 30 с.

*В.В. Швед студент, руководитель магистр т.н. А.В. Леонов, Белорусский Национальный Технический Университет*

## **ОПОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ ДЛИННЫХ ОЧИСТНЫХ ЗАБОЕВ КАЛИЙНЫХ РУДНИКОВ СТАРОБИНСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ**

*В статье рассмотрены факторы, влияющие на формирование опорного давления длинных очистных забоев для условий отработки Старобинского месторождения калийных солей.*

*The article considers the factors influencing the formation of the reference pressure long longwall faces for the conditions of working off of the Starobin Deposit of potassium salts.*

Как известно, в нетронутом массиве породы находятся в состоянии напряженного равновесия. При проведении горных работ происходит перераспределение сил в массиве. Появляются зоны, в которых увеличивается значение давления, т.е. породы находят новую точку опоры и пытаются опять прийти в состояние равновесия. Так, впереди и с боков длинных очистных забоев появляется опорное давление, величина которого зависит от различных горно-геологических и горнотехнических факторов [1].

Рассмотрим влияние некоторых факторов на величину опорного давления вокруг длинного очистного забоя для условий отработки Старобинского месторождения калийных солей.

*а) Глубина разработки.*

Установлено, что с увеличением глубины  $H$  разработки происходит увеличение опорного давления на целики. При рассмотрении опорного давления длинных очистных забоев на Старобинском месторождении видно, что оно прямо пропорционально глубине разработки согласно формуле

$$L = -38,6 + 0,29 \cdot H - 0,000079 \cdot H^2, \text{ м}$$

*б) Длина лавы.*

Увеличение длины лавы приводит к увеличению опорного давления впереди и с боков очистного забоя [2].

в) *Состояние массива соседних панелей.*

Исследования, проведенные В.А. Губановым [2], показали, что состояние массива соседних панелей также повлияло на распределение нагрузки по длине лавы. Так, со стороны отработанной панели происходит увеличение нагрузки на крепь лавы.

г) *Реологические свойства пород.*

Согласно выводам В.П. Дудукалова [3], чем больше выражены реологические свойства пород, тем больше рост опорного давления.

Данное обстоятельство характерно и для Старобинского месторождения, поскольку здесь с увеличением глубины начинают проявляться реологические свойства пород.

д) *Сопротивление крепи*

Сопротивление крепей, как показано на рис.1, также оказывает влияние на величину опорного давления впереди очистного забоя [4].

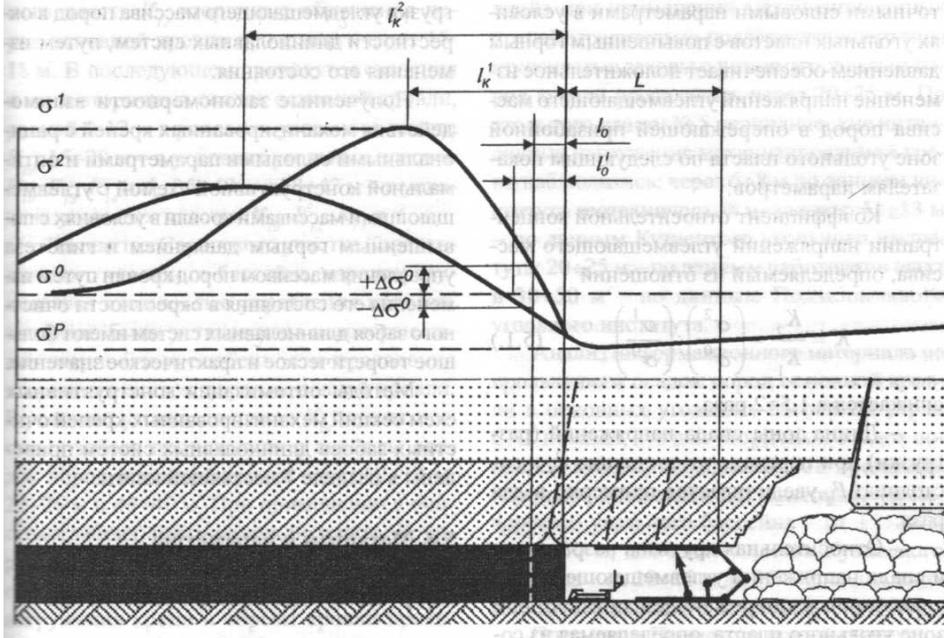


Рис. 1. Схема изменения параметров напряжений в опережающей нагруженной призабойной зоне и отстающей разгруженной зоне пласта с трудноуправляемым массивом кровли  $\sigma^1$  и  $l_k^1$  - соответственно максимальное напряжение и расстояние от поверхности забоя вглубь пласта до плоскости напряжений при применении механизированной крепи с умеренным недостаточным сопротивлением;  $\sigma^2$  и  $l_k^2$  - то же при применении механизированной крепи с высоким достаточным сопротивлением;  $\sigma^0$  - первоначальное напряжение;  $\sigma^p$  - напряжение разгрузки;  $L$  - ширина поддерживаемого и охраняемого механизированной крепью призабойного пространства;  $l^0$  - ширина захвата выемочной толщины.

Как видим из рис. 1, применение крепей с высоким сопротивлением позволяет сместить максимум опорного давления вглубь массива.

е) *Скорость подвигания забоя*

Различные исследования показывают, что опорное давление прямо пропорционально изменению скорости подвигания забоя [5, 6].

Это можно проследить по рис. 2, где отображены данные по лаве 9 рудника 4 РУ.

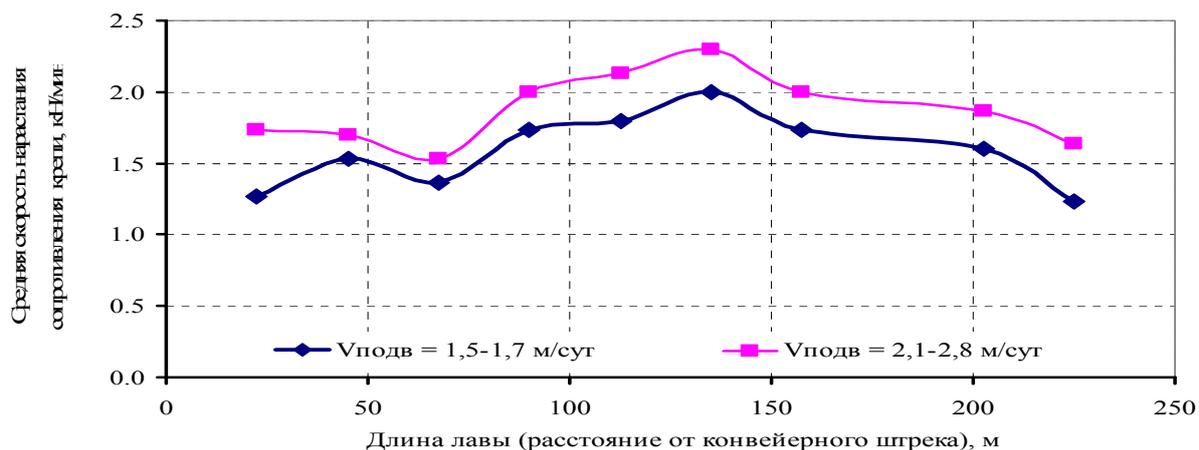


Рис. 2. Изменение средней скорости нарастания сопротивления крепи по длине лавы в зависимости от скорости ее подвигания

*ж) Мероприятия по разупрочнению пород кровли*

Согласно рис.3 можем утверждать, что мероприятия по разупрочнению пород кровли снижают нагрузку на крепь лавы, т.е. снижают величину опорного давления.

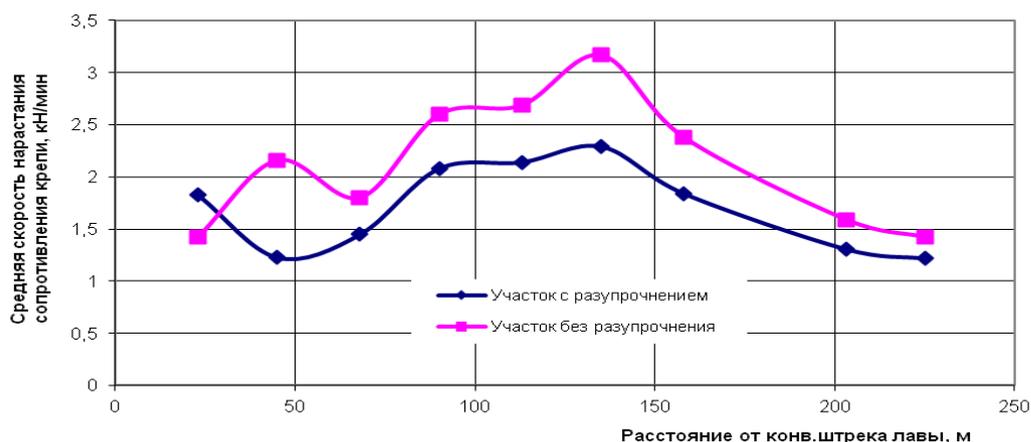


Рис. 3. Изменение по длине лавы средней скорости нарастания сопротивления крепи в очистных циклах  $V$  на участках с разупрочнением и без разупрочнения кровли

Как видим, на величину опорного давления влияют различные факторы, многие из которых можно учесть перед отработкой панели, что позволит лучше управлять горным давлением, избегая негативных явлений.

### Библиографический список

1. Борисов А.А. Механика горных пород и массивов. М., Недра, 1980. – 360 с.
2. Динамические и газодинамические явления в калийных рудниках: Сб. статей горного информационно-аналитического бюллетеня / М., 2004. – № 5. – 105 с.
3. Дудукалов В.П. Реологическое деформирование наработанной толщи как фактор увеличения опорного давления в краевой части пласта // Известия ВУЗов, Г. Ж., 2005. – № 6.

4. Коровкин Ю.А. и др. Теория и практика длиннолавных систем. – М.: Техгормаш, 2004. – 600 с.

5. Дудукалов В.П. Механизмы влияния скорости периодического подвигания лавы на проявления опорного давления и пучения почвы// Уголь. – 2008. – № 10. – С. 3-5.

6. Леонов А.В., Мисников В.А. Механизмы формирования опорного давления лав калийных рудников // Процессы и средства добычи и переработки полезных ископаемых: Сб. труд. – Минск: БНТУ, 2012.

*К.А. Гришков студент, руководитель магистр т.н. А.В. Леонов, Белорусский Национальный Технический Университет*

### **СПОСОБЫ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ОПАСНЫХ ОБРУШЕНИЙ КРОВЛИ В НИЖНИХ СЛОЕВЫХ ЛАВАХ КАЛИЙНЫХ РУДНИКОВ СТАРОБИНСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ**

*В статье рассмотрены причины обрушений кровли в очистное пространство, способы предотвращения этих обрушений и предлагается новый способ, путем управления скоростью подвигания лавы.*

*The article considers the reasons for the collapse of the roof in the space, ways of preventing the collapse.*

При отработке Третьего калийного пласта Старобинского месторождения имеют место внезапные обрушения кровли в длинных очистных забоях. Причина этих явлений кроется в системе отработки Третьего пласта (рис. 1). При такой технологической схеме происходит зависание кровли на межпанельных целиках. При отработке нижних слоев Третьего пласта происходят обрушения зависшей кровли, которые могут иметь негативные последствия в виде вывалов породы и посадки крепи нижней лавы «нажестко»[1].

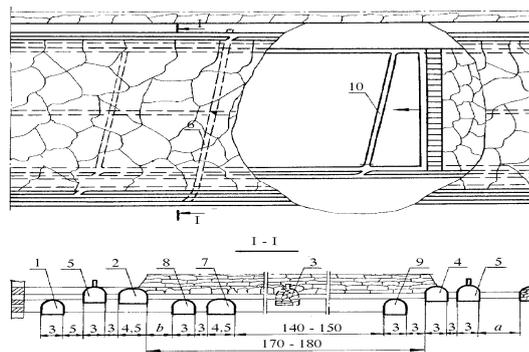


Рис. 1. Принципиальная технологическая схема слоевой выемки третьего пласта с последовательной отработкой слоев:

1 - панельный конвейерный штрек; 2, 3, 4 - конвейерный, вентиляционный и транспортный штреки верхней лавы; 5, 6, 10 - разгружающие и вспомогательные выработки для верхней и нижней лав; 7, 8, 9 - конвейерный, транспортный и вентиляционный штреки нижней лавы

Для устранения динамических проявлений горного давления в нижних слоевых лавах необходимо стремиться к равномерному распределению нагрузки на пласт по

длине лавы путем ликвидации пустот на участках, примыкающих к бортовым штрекам верхней лавы.

При отработке Старобинского месторождения калийных солей все способы предотвращения динамических проявлений в длинных очистных забоях можно условно разделить на две группы.

К первой группе относятся те варианты, которые применяются без изменения существующей технологии слоевой выемки и схемы подготовки шахтного поля, это:

- предварительное разупрочнение либо дообрушение налегающей толщи пород при помощи буровзрывных работ (БВР);
- создание по контуру выемочного столба зон дополнительного извлечения полезного ископаемого (зон «смягчения») после выемки верхнего продуктивного слоя.

Ко второй группе относятся варианты отработки продуктивных сильвинитовых слоев с применением другой технологии. Для предотвращения динамических проявлений горного давления при слоевой выемке Третьего пласта можно рекомендовать следующие технологические схемы:

- комбинированная система разработки, когда верхний слой вынимается лавой, а на нижнем слое применяется камерная система разработки;
- одновременная селективная выемка всех продуктивных слоев (II, III, IV) Третьего пласта на полную мощность, без разделения на слои с закладкой выработанного пространства пустой породой;
- бесцеликовая схема подготовки и отработки шахтного поля, когда отработка верхнего слоя Третьего пласта ведется вприсечку к выработанному пространству;
- схема выемки слоев Третьего пласта с подработкой межстолбового целика нижней лавой;
- схема слоевой выемки Третьего пласта оставлением под центром верхней лавы жесткого целика между нижними лавами;
- схема слоевой выемки Третьего пласта лавами с переменной мощностью;
- отработка запасов полезного ископаемого длинными столбами с оставлением минимально возможных целиков между ними.

Существует также способ предотвращения динамических явлений путем управления скоростью подвигания лавы. Данный способ не применялся на Старобинском месторождении, однако его можно рекомендовать при любой технологической схеме отработки Третьего пласта. В основу данного способа положена прямая зависимость скорости нарастания сопротивления крепи от скорости подвигания лавы [2].

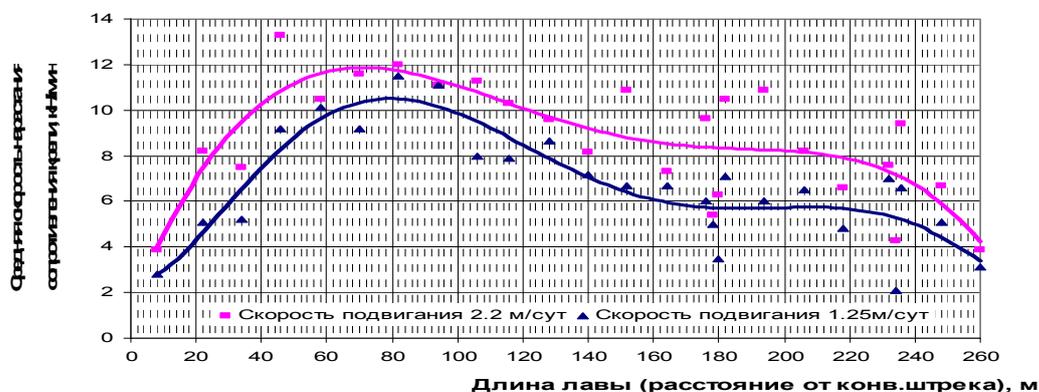


Рис. 2. – Изменение средней скорости нарастания сопротивления крепи по длине лавы 9а-1 рудника 4 РУ

Согласно рисунку 2 мы можем снижать нагрузку на крепь лавы путем снижения скорости подвигания забоя. Такое же снижение происходит и при разупрочнении пород кровли (рис. 3).

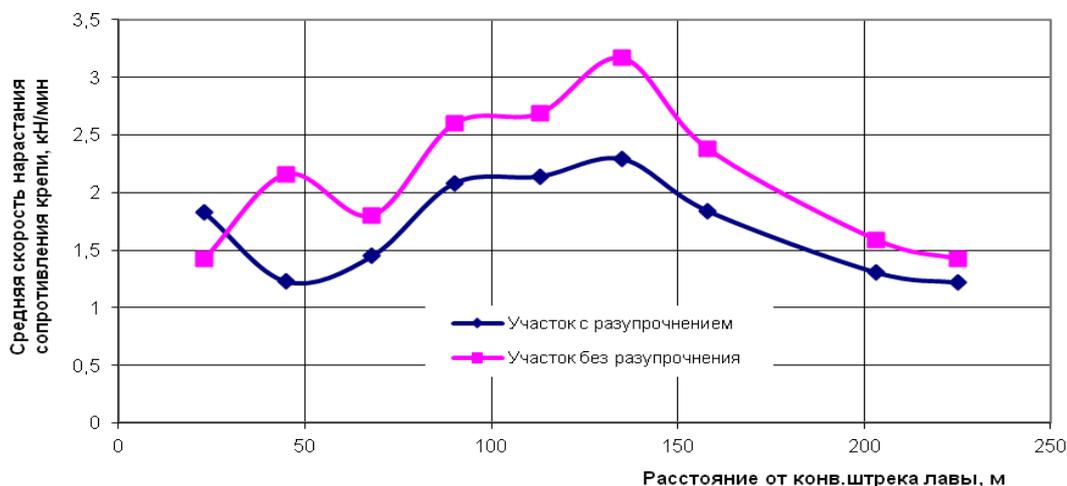


Рис. 3. Изменение по длине лавы средней скорости нарастания сопротивления крепи в очистных циклах V на участках с разупрочнением и без разупрочнения кровли

Для реализации данного способа предотвращения динамических явлений необходимо модернизировать систему прогноза обрушений кровли путем увеличения числа датчиков давления и совершенствования алгоритма прогноза. Осуществив данную модернизацию, мы сможем заблаговременно получать сигналы-предвестники обрушений и, управляя скоростью подвигания лавы, избегать динамических обрушений кровли.

### Библиографический список

1. Губанов В.А., Шерба В.Я., Поляков А.Л. О механизме обрушения пород кровли при слоевой выемке Третьего калийного пласта // Горный журнал. – 2003.
2. Леонов А.В., Мисников В.А. Механизмы формирования опорного давления лав калийных рудников // Процессы и средства добычи и переработки полезных ископаемых: Сб. труд. – Минск: БНТУ, 2012.

УДК 622.271

*Коновал С.В. асп., ас. кафедры промышленного и гражданского строительства Черкасский государственный технологический университет, Донченко П.А. к.т.н., проф., заведующий кафедрой промышленного и гражданского строительства Черкасский государственный технологический университет*

### ПРЕИМУЩЕСТВА ОТКРЫТОЙ РАЗРАБОТКИ МЕСТОРОЖДЕНИЙ ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ

*Открытая разработка месторождений – способ добычи полезных ископаемых, при котором процессы выемки осуществляются в открытых горных выработках, производимых на земной поверхности. Таким образом добывают нерудные породы, руды*

*и различные ценные минералы. Открытая разработка месторождений полезных ископаемых является относительно дешевой и не требует строительства шахт, прокладки галерей или подземных работ.*

*Open pit mining is mining method, in which the processes of excavation carried out in open-pit mines produced at the Earth's surface. Thus non-ore mined rocks, ores, and various precious minerals. Open pit mining of minerals is relatively cheap and does not require the construction of mines, laying of underground galleries or work.*

Открытая разработка месторождений благодаря высокой степени извлечения полезных ископаемых из недр, возможности достижения большой производительной мощности предприятий, повышению производительности труда в 5-8 раз, снижения себестоимости добычи в 2-4 раза, улучшению условий труда получила преимущества по сравнению с добычей полезных ископаемых в шахтах. Открытая разработка месторождений обеспечивает более 75% производства минерального сырья и удельный вес ее неизменно растет с каждым годом. Открытая разработка месторождений позволяет создавать мощные комплексы по добыче, переработке и потреблению минерального сырья с высокой концентрацией производства, развитыми транспортными коммуникациями, минимальными расстояниями перевозок и низкими затратами на производство [3].

За рубежом открытая разработка месторождений широко используется в США, Австралии, Канаде, Китае, а также в ряде стран Европы (Германия, Польша, Чехия).

В зависимости от формы и расположения залежей полезных ископаемых относительно земной поверхности, выделяются (по Ржевскому) 5 основных видов открытых разработок месторождений.

Основные технологические процессы, которые проводятся на открытых горных разработках месторождений, включают: подготовку горных пород к выемке – отделение горных пород от массива с одновременным механическим или взрывным разрушением и дроблением; погрузки горной массы на средства транспорта, транспортировка горной массы из забоев на промышленную площадку железнодорожным транспортом, автомобилями, конвейерами, гидротранспортом, подвесными канатными дорогами, расположение пустых пород в отвалах, планирование отвалов. При этом существует определенная специфика различий открытых разработок месторождений средствами гидромеханизации и добычи искусственного камня. Кроме основных технологических процессов на карьерах выполняются вспомогательные работы. Все основные производственные процессы объединяют в одну технологическую схему открытых разработок месторождений [1].

Безопасная, экономическая и полная выемка всех видов полезных ископаемых при разработке месторождений открытым способом с соблюдением правил охраны окружающей среды принятого режима горных работ обеспечиваются правильно выбранной системой разработки месторождения, под которой понимают определенный порядок выполнения вскрышных, добычных и подготовительных работ. Широко распространенной является классификация систем открытых разработок месторождений по способу выполнения вскрышных работ и технологии перемещения горных пород в отвал, разработанной М.В. Мельниковым. Качественно по-новому классифицируются системы разработки в зависимости от расположения рабочей зоны, направления развития и перемещения фронта работ.

Ведущие признаки этой системы открытых разработок месторождений – направление выемки в профиле и плане карьерного поля, а также местоположение отвалов. Все системы разработки по этой классификации разделены на 2 группы. К первой отнесены системы с постоянным расположением рабочей зоны, которая

остается неизменной на весь период эксплуатации месторождения. Эти системы разработки характерны для горизонтальных и падающих залежей. Подготовительные работы на них заканчиваются созданием первичного фронта вскрышных и добычных работ. Системы разработки горизонтальных и падающих залежей характеризуются порядком выполнения вскрышных и добычных работ, изменением длины фронта работ или высоты отдельных уступов.

Во всех вариантах систем разработки важное значение имеет местоположение отвалов, то есть направление перемещения вскрышных пород. Принятая система разработки определяет необходимые объемы и порядок выполнения комплекса горных работ. Элементами систем разработки являются: высота уступа, угол откоса уступа и бортов, ширина рабочей площадки, длина и число блоков, длина фронта работ на уступе и общая длина фронта работ карьера, а также скорость продвижения фронта работ, скорость углубления карьеру. Высота уступа избирается с учетом безопасности горных работ и определяется мощностью, углом падения и геологическим строением залежей, прочностью пород, рабочими размерами бурового и выемочного оборудования, способами выемки полезных ископаемых.

К важнейшим показателям системы разработки относятся характеристики фронта горных работ – части уступа по длине, что подготовлены к проведению работ. Фронт работ характеризуется расположением, порядком перемещения, структурой. Ширина рабочей области в скальных породах зависит от ширины развала.

При открытых разработках месторождений нарушаются значительные площади земель. Восстановление этих участков и возвращение их для полезного использования является важнейшей задачей. Поэтому заключительный этап эксплуатации месторождений – планирование отвалов, нанесения на них плодородного слоя почвы, восстановление и благоустройство отработанного пространства карьера. При разработке поверхностного вида горно-техническая рекультивация может выполняться в процессе эксплуатации.

Эффективность открытых разработок месторождений оценивается системой технико-экономических показателей – общего (прибыль, рентабельность, качество продукции) и специфических (коэффициент вскрытия пород, себестоимость полезных ископаемых, эксплуатационные расходы, капитальные затраты, производительность труда и использование транспортного оборудования).

Себестоимость продукции открытых разработок месторождений полезных ископаемых определяется процессами выполнения и по элементам затрат. На основе этого получают стоимостные показатели по отдельным процессам или отдельным механизмам, выполняют весь процесс или его часть. Расходы на машино-смену определяется по элементам затрат: амортизационные отчисления, заработная плата, энергия, ремонт, материалы и другие расходы. Размер годовых амортизационных отчислений определяется по установленным нормам. Структура эксплуатационных затрат состоит из стоимости основных технологических процессов: буровых и взрывных работ (10-15%), транспортировки (40-60%), устройство отвала (15-20%). Капитальные затраты составляют расходы на строительство карьера, поддержание и увеличение производственных мощностей существующих предприятий, совершенствование техники и технологии. В общих затратах на строительство карьера на горно-капитальные работы расходуется до 30-40%, а на оборудование 20-30%. Срок окупаемости капитальных затрат при открытых разработках месторождений 7-10 лет. Производительность труда рабочих на открытых разработках месторождений зависит от уровня механизации и организации труда [2].

Одно из главных преимуществ открытых разработок месторождений по сравнению с шахтной – высшая степень безопасности проведения работ. Одно из

главных положений обеспечения безопасности труда – устройства условий, при которых она гарантируется. Так, например, во время проведения взрывных работ устанавливается период времени после взрыва, по истечении которого подход к месту их выполнения безопасен. Устанавливается опасная зона, за пределами которой нахождение людей безопасно. Вторым основным направлением повышения безопасности является механизация и автоматизация производственных процессов. Это обеспечивается надежностью горных машин и механизмов, безопасностью их труда.

Благодаря применению механизации уменьшается число работающих на предприятии и в результате, как правило, резко снижается производственный травматизм. На открытых разработках используются общие средства техники безопасности, а также особые меры, разработанные для специфических условий открытых горных работ (предупреждающие знаки и надписи, сигнализация, ограждения, предохранительные устройства, блокировки машин и механизмов. Дистанционное и автоматическое управление, индивидуальные средства защиты).

Перспективы открытых разработок месторождений связаны с оптимизацией параметров горных работ и оборудования, применением техники непрерывного действия, комплексным использованием добытой горной массы, переходом на другие глубины, широким применением автоматизированных систем и методов управления, внедрение безотходных и ресурсосберегающих технологий.

### **Библиографический список**

1. Антощенко Н.И., Попов А.Я. Разрушение горных пород взрывом: Учебное пособие. – Алчевск, 2005.
2. Васючков Ю.Ф. Горное дело: Учебное пособие. – Недра, 1990.
3. Шевцов М.Р., Таранов П.Я., Левит В.В., Гудзь О.Г. Руйнування гірських порід вибухом: Підручник для вузів. – 4-е видання перероб. і доп. – Донецьк, 2003.

УДК 624.195

*К.т.н., доцент М.А. Карасев, к.т.н., доцент, Д.А. Потемкин. Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия*

### **СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВЫХ СРЕД ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГЛУБОКОГО КОТЛОВАНА, ОПИСЫВАЕМЫХ РАЗЛИЧНЫМИ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ МОДЕЛЯМИ**

*В работе представлен краткий анализ причин деформирования грунтового массива в окрестности полузаглубленных сооружений. Выполнено численное моделирование строительства типового полузаглубленного сооружения под защитой ограждающей конструкции. Выполнено краткое сравнение результатов численного моделирования. Сделаны выводы о применимости типовых геомеханических моделей грунта для описания процессов в окрестности полузаглубленного сооружения.*

*The main reasons of soil deformation during deep excavation construction are presented. Numerical modeling of deep excavation construction with an account of support system is conducted. A short description of the result of numerical modeling is shown. Conclusions on the application area of typical soils models is made.*

Сооружение глубоких котлованов в слабых грунтах невозможно без применения специальных способов строительства. Технология возведения несущих стен по технологии стена в грунте получила наибольшее распространение при сооружении полузаглубленных сооружений. Это подтверждает, как мировой опыт, так и практика строительства глубоких котлованов условиях города Санкт-Петербург. Несущие стены, выполненные по данной технологии, обладают значительной жесткостью, и вступают в работу до момента разработки грунта в котловане, что позволяет их эффективно использовать в условиях плотной городской застройки. Рационально подобранные параметры ограждающей конструкции (несущих стен) и поддерживающих элементов (расстрелов, распорок, анкерного крепления) позволяют обеспечить деформации грунтового массива в допустимых пределах. Однако, параметры системы крепления зависят от инженерно-геологических условий строительства, принятой последовательности разработки грунта в котловане и установки ограждающих и поддерживающих элементов, наличия зданий и сооружений расположенных на поверхности, а также подземных коммуникаций.

Полузаглубленные сооружения должны быть запроектированы таким образом, чтобы обеспечить его устойчивость, а также снизить деформации грунтового массива до допустимого уровня. Полузаглубленное сооружение считается устойчивым, если его стены остаются в устойчивом состоянии, а деформации грунта (подъем) на уровне его днища поддаются контролю. Деформации грунтового массива в окрестности полузаглубленного сооружения могут вызвать повреждения зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния.

Устойчивость полузаглубленного сооружения и деформации грунтового массива в его окрестности взаимосвязаны. Чем выше коэффициент устойчивости, тем менее значительные деформации развиваются в грунтовом массиве. По мере снижения коэффициента запаса по устойчивости стен полузаглубленного сооружения, деформации в грунтовом массиве нарастают вплоть до неконтролируемой величины.

Причинами деформаций грунтового массива при сооружении полузаглубленного сооружения являются два фактора. В первую очередь, разработка грунта в котловане, приводит к перераспределению напряжений в слоях грунта расположенных ниже участка его разработки, происходит снижение напряжений, сопровождающееся подъемом дна котлована. Во вторых, разработка грунта в котловане приводит к снижению до нулевого значения бокового отпора по всей поверхности стен полузаглубленного сооружения. Если прочность грунта недостаточна, чтобы обеспечить устойчивость стен, происходит неконтролируемое смещение массы грунта в сторону котлована (смещение призмы по поверхности сдвига). Ограждающие конструкции (стена в грунте выполненная траншейным способом, стена из буросекущихся или буронабивных свай, шпунтовое ограждение в сплошном и интервальном исполнении, стена, выполненная по технологии струйной цементации и др.) и поддерживающие конструкции (анкерное крепление, расстрелы, распорки и др.) образуют единую несущую систему, задачей которой является создать такой боковой отпор грунту в окрестности полузаглубленного сооружения, который позволит снизить рост деформаций в грунтовом массиве и обеспечить его общую устойчивость.

Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве может быть выполнен на основании полуэмпирических методов, на основании сравнения с объектом построенным в аналогичных условиях, воспользовавшись аналитическими зависимостями, на основании физического или численного моделирования.

Полуэмпирические методы анализа деформаций грунтового массива в окрестности подземного сооружений на настоящий момент не сильно развиты. Это связано с тем, что данные методы развивались на основании обобщения результатов

натурных наблюдений за смещениями стен глубоких котлованов и оседанием земной поверхности. Недостатком такого подхода является, сложность обобщения данных полученных по результатам геотехнического мониторинга. В основном эти данные применимы для данной конкретной площадки, а незначительное изменение одного из параметров может оказать колоссальное влияние на общее поведение системы “грунтовый массив – полузаглубленное сооружение”. Таким образом, представленные выше методики прогноза оседания земной поверхности и горизонтальных смещений стен котлована можно использовать для предварительной оценки, а также для оценки корректности результатов полученных на основании более сложных, математически строгих расчетов.

Важнейшими факторами, оказывающими влияние на деформации в окрестности полузаглубленных сооружений являются: тип грунта и его механическое поведение; способ строительства; последовательность ведения строительных работ; начальное напряженное состояние грунтового массива; гидрогеологические условия; конструкция ограждающей стены; количество и расстановка поддерживающих элементов; качество ведения строительных работ; температурный режим; размеры полузаглубленного сооружения. Роль каждого из приведенных выше факторов и степень их влияния на поведение полузаглубленного сооружения достаточно сложно оценить заранее. Существующие аналитические решения зачастую сильно упрощают геомеханические процессы происходящие в грунтовом массиве. Численные методы анализа позволяют избежать упрощения при прогнозе деформаций в окрестности полузаглубленного сооружения. Роль численных методов при выполнении оценки устойчивости стен и днища полузаглубленных сооружений, а также при выполнении прогноза грунтового массива в окрестности полузаглубленных сооружений возрастает. Численные методы позволяют не только решать конкретные практические задачи в области строительства полузаглубленных сооружений, но и получать новые знания о процессах которые происходят в системе “грунтовый массив – полузаглубленное сооружения” на различных стадиях его возведения.

Не принижая важность других аспектов численного моделирования строительства полузаглубленных сооружений, таких как последовательность разработки грунта в котловане, взаимодействие ограждающей конструкции с грунтовым массивом, адекватное представление расстрелов, распорок и анкерного крепления в численной модели, в данной работе сделан упор на оценку влияния геомеханических моделей поведения грунта на напряженно-деформированное состояние грунтового массива в окрестности полузаглубленного сооружения. По нашему мнению, именно корректный выбор модели грунтового массива играет решающую роль в достоверности результатов численного моделирования.

В разделе рассмотрены закономерности поведения грунтового массива, вмещающего котлован и элементы защитных конструкций, при поэтапной выемке грунта в процессе строительства котлована. Сооружение глубокого котлована осуществляется в песках. Размеры котлована в рассматриваемой плоскости  $18 \times 10$  м (рис. 1). Общая глубина "стены в грунте"  $H_{ст}$  – 20 м, толщина ограждения  $d_{ст}$  изменялась от 0,8 до 1,2 м с шагом 0,2 м; класс бетона В30. Выработанное пространство защищено только "стеной", вспомогательные элементы (расстрелы, анкеры и т.п.) - отсутствуют. Выемка грунта производится на глубину  $H_k$  10 м за 10 этапов (по 1 м за этап).

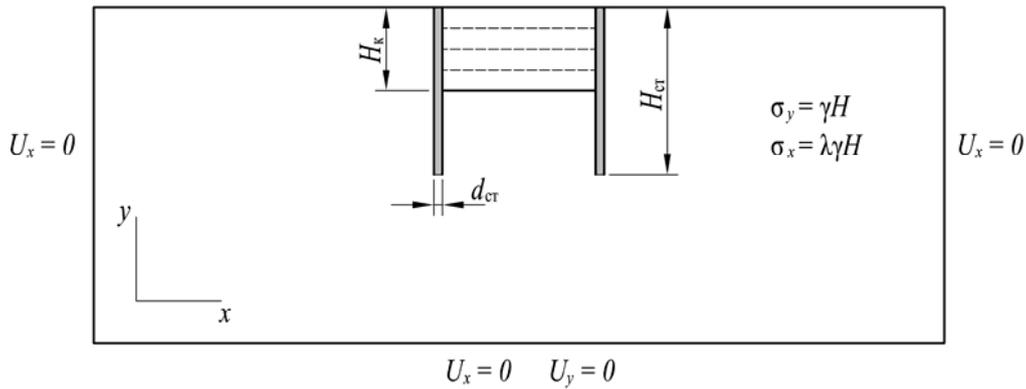


Рис. 1 - Схема к прогнозу деформаций в окрестности полузаглубленного сооружения (этапы и размеры показаны условно)

Поведение грунтового массива описываются одной из четырех геомеханических моделей: модель линейно-деформируемого тела (ЛМ), упруго-идеально-пластическая модель Кулона-Мора (КМ), упруго-пластическая модель упрочняющегося грунта (УП) и упруго-пластическая модель упрочняющегося грунта с учетом малых деформаций (УПМ). Предложенные к рассмотрению геомеханические модели получили широкое распространение в практике численного моделирования строительства подземных сооружений в грунтах, а их реализация представлена практически во всех коммерческих программных комплексах геомеханического анализа (Plaxis, Abaqus, Flac, Z-Soil, TNO DIANA и др.). Выше приведенные доводы и легли в основу выбора представленных 4 моделей геоматериалов. Физические аспекты положенные в разработку рассматриваемых моделей грунтов и математическая реализация детально представлена в документациях к выше приведенным программным комплексам и в статье не приводятся. Параметры моделей материалов сведены в таблицу 1.

**Таблица 1** - Параметры моделей материалов, характеризующие физико-механические свойства грунтового массива

Наименование модели грунта	$\gamma_{unsat}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	$E_{50}^{ref}$ , МПа	$E_{ur}^{ref}$ , МПа	$E_{oed}^{ref}$ , МПа	$G_0^{ref}$ , МПа	$\gamma_{0.7}$	$c$ , кПа	$\phi$	$\psi$	$\nu_{ur}$	$m$	$p_b$ , кПа	$R_f$
Упругая	19	20	45	-	-	-	-	-	-	-	0.35	-	-	-
Кулона-Мора	19	20	45	-	-	-	-	1	35	5	-	-	-	-
Модель упрочнявшегося грунта	19	20	45	45	180	-	-	1	35	5	0.2	0.55	0	0.9
Модель упрочнявшегося грунта в малых деформациях	19	20	45	45	180	168.75	$2 \cdot 10^{-4}$	1	35	5	0.2	0.55	0	0.9

Примечание:  $\gamma_{unsat}$  – объемный вес грунта в ненасыщенном водой состоянии;  $\gamma_{sat}$  – объемный вес грунта в насыщенном водой состоянии;  $E_{50}^{ref}$  – модуль деформации грунта соответствующий 50% его предела прочности;  $E_{ur}^{ref}$  – модуль упругости грунта;  $E_{oed}^{ref}$  – одометрический модуль деформации грунта;  $G_0^{ref}$  – начальное значение модуля сдвига

при малых деформациях ( $1 \cdot 10^{-6}$ );  $\gamma_{0.7}$  – значение сдвиговых деформаций, при которых начальное значение модуля сдвига  $G_0^{ref}$  уменьшается на 70%;  $c$  – сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $\psi$  – угол дилатансии;  $\nu_{ur}$  – коэффициент Пуассона;  $m$  – параметр определяющий зависимость жесткости грунта от уровня напряженного состояния;  $p_t$  – прочность грунта растяжению;  $R_f$  – коэффициент, характеризующий отношение действительного значения девиатора напряжений на пределе прочности  $q_f$  к асимптотическому значению девиатора напряжений  $q_a$ .

Целью выполнения численного моделирования является оценка корректности деформирования грунтового массива в окрестности глубокого котлована, полученного по одной из 4 геомеханических моделей, а также определить область эффективного применения каждой из представленных геомеханических моделей.

На рисунках (рис. 2 – рис. 4) представлены эпюры деформаций в виде подъема почвы котлована, горизонтальных перемещений участка "стены", а также приведены эпюры распределения изгибающего момента вдоль элемента "стены" при последовательной выемке грунта из котлована для четырех моделей, которые дают представление о характере работы системы "грунт - инженерное сооружение".

Рассматривая результаты подъема почвы котлована (рис. 2), видно, что величина подъема полученная по линейно-деформируемой модели и модели Кулона-Мора значительно выше, чем при применении упругопластических моделей грунта учитывающих упрочнение. Данный эффект легко объясним. В моделях грунта, которые учитывают его упрочнение, деформационные характеристики при нагружении и разгрузке отличаются, при этом величина эквивалентного показателя жесткости при разгрузке много больше чем при нагружении. В отличие от более продвинутых моделей грунтов, в моделях линейно-деформируемого грунта и Кулона-Мора значение показателя, характеризующего деформационную способность грунта постоянно и чаще всего подбирается для условия нагружения, чем разгрузки. В то же время можно отметить, что значение подъема почвы котлована, полученное по модели упрочняющегося грунта с учетом малых деформаций, меньше чем у модели упрочняющегося грунта примерно на 30-40%. Такой эффект получен за счет внедрения функции зависимости деформационной способности от величины деформаций сдвига, который можно наблюдать при испытаниях грунтов в диапазоне сдвиговых деформаций  $1 \cdot 10^{-6}$  -  $1 \cdot 10^{-2}$ .

Горизонтальные смещения, полученные на основании линейно-деформируемой модели грунта не отвечают характеру смещений наблюдаемых на практике. Минимальное значение горизонтальных смещений получено у поверхности земли, в то время как максимальное на нижней отметки ограждающей конструкции.

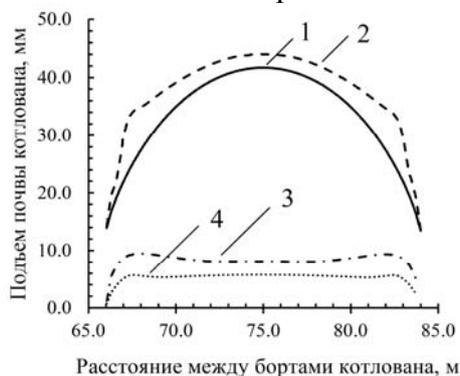


Рис. 2 - Подъем почвы котлована для разных моделей грунта:

- 1 – упругая модель; 2 – модель Кулона-Мора; 3 – модель упрочняющегося грунта; 4 – модель упрочняющегося грунта в малых деформациях.

При строительстве полузаглубленного сооружения в идеально упругом теле такой характер деформирования был бы возможен, однако в реальных условиях, даже небольшие деформации сдвига приводят к образованию пластических деформаций и началу образованию поверхности скольжения. Таким образом, прогноз горизонтальных смещений стенки котлована на основании линейно-деформируемой модели не возможен, если строительство ведется в слабых и плотных грунтах. Характер смещений стенки котлована, полученный на основании упругопластических моделей поведения грунта в достаточной мере согласуется. Однако горизонтальные смещения, полученные по модели Кулона-Мора ниже уровня дна котлована, выше, чем наблюдаемые по моделям упрочняющегося грунта. Это может быть связано с некорректным поведением данной модели при разгрузке грунта, когда за подъемом почвы на уровне дна котлована, происходит накопление дополнительных горизонтальных смещений.

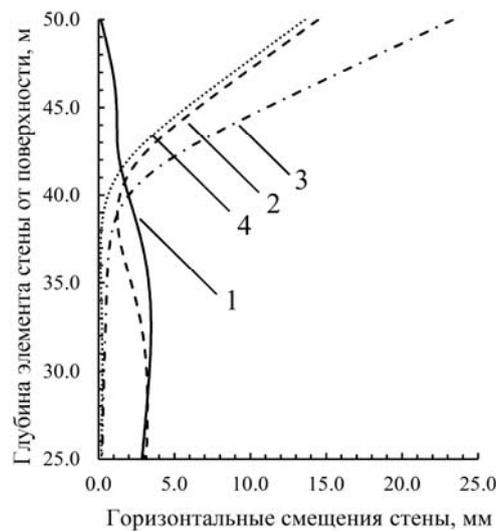


Рис. 3 - Схема горизонтальных перемещений "стены" для разных моделей грунта - показано отклонение стены от вертикального положения с глубиной: 1 – упругая модель; 2 – модель Кулона-Мора; 3 – модель упрочняющегося грунта; 4 – модель упрочняющегося грунта в малых деформациях.

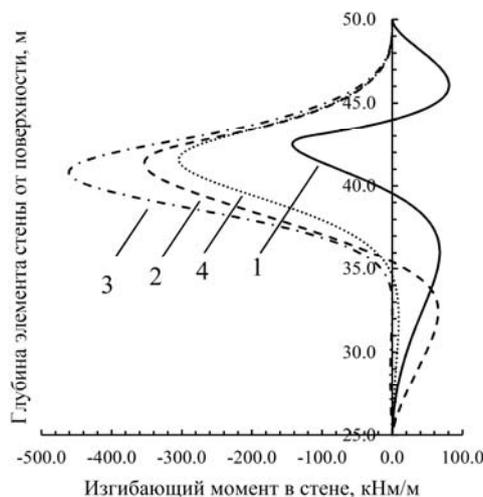


Рис. 4 – Эпюры распределения изгибающего момента вдоль элемента стены:

1 – упругая модель; 2 – модель Кулона-Мора; 3 – модель упрочняющегося грунта; 4 – модель упрочняющегося грунта в малых деформациях.

С учетом полученной выше картины деформирования грунтового массива в окрестности полузаглубленного сооружения для каждой из рассматриваемых геомеханических моделей грунта, очевидно, что и усилия, возникающие в ограждающей конструкции, также будут отличаться, так являются функцией от деформаций ограждения. Эпюры изгибающих моментов представлены на рисунке 4. Как видно, качественно, характер эпюр, полученных на основании упругопластических моделей имеет согласия, в то время как эпюра, полученная на основании линейно-деформируемой модели грунта, значительно отличается.

В целом, численное моделирование поведения взаимодействия грунтового массива и ограждающей конструкции позволяет сделать следующие предварительные выводы:

1. Упругая модель затрачивает минимальное количество времени на получение результатов, но позволяет оценить только масштабы и степень влияния на грунтовый массив строящегося сооружения. Приемлемую качественную и количественную оценку ситуации упругая модель сделать не позволяет и не рекомендуется для проведения расчетов деформаций в окрестности полузаглубленного сооружения.

2. Упруго-идеально-пластическая модель Кулона-Мора в значительной степени повторяет поведение упругой модели при малых деформациях, когда нагрузки невелики и элементы защитных сооружений справляются с горным давлением без существенных смещений. Более достоверные результаты эта модель может показывать на конечной стадии моделирования, когда большая часть нагрузок и вызванных ими смещений уже реализовалась. Модель Кулона-Мора можно использовать для предварительной качественной и количественной инженерной оценки работы вмещающего сооружение массива и при недостаточном количестве (или достоверности) физико-механических характеристик грунтов.

3. Упруго-пластические модели с упрочнением грунта (Hardening-Soil и Hardening-Soil small strain) позволяют получить наиболее достоверные результаты деформирования грунтов к окрестности полузаглубленного сооружения, что положительно сказывается на корректности прогноза усилий в элементах ограждающих и поддерживающих конструкций.

УДК 624.15

*К.т.н., доцент Потёмкин Д.А. Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия*

## **ОСОБЕННОСТИ ПОВЕДЕНИЯ КОМБИНИРОВАННОГО ФУНДАМЕНТА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ В СЛАБЫХ ГРУНТАХ**

*В работе рассмотрены результаты моделирования работы двух вариантов многофункционального подземного комплекса, являющегося фундаментом многоэтажного высотного здания. Комплекс играет роль комбинированного фундамента. Моделирование выполнено с учетом поэтапного строительства подземной и наземной части здания.*

*In work results of modeling of work of two options of the multipurpose underground*

*complex being the base of the multystoried high-rise building are considered. The complex plays a role of the combined foundation. Modeling is executed taking into account stage-by-stage construction of underground and land part of the building.*

В настоящее время проблема нехватки пространства при интенсивной застройке городских территорий достаточно эффективно решается путем развития "вглубь". Все большее внимание уделяется проектам городских зданий и сооружений с развитой подземной частью, когда типовые фундаменты заменяются многофункциональными комплексами, имеющими различное назначение.

Современная тенденция увеличения габаритов строящихся заглубленных или подземных частей сооружений, возводимых в котлованах, позволяет сделать вывод о том, что дальнейшее освоение подземного пространства "вглубь" будет развиваться. Особенностью инженерно-геологических условий строительства в С.-Петербурге является наличие мощной толщи четвертичных отложений слабых дисперсных грунтов. При этом мощность грунтовой толщи, не пригодной для использования в качестве основания для наземных объектов может составлять порядка 20-35 м.

В настоящем разделе рассматривается два варианта многофункционального комплекса, являющегося частью многоэтажного высотного здания. Комплекс располагается в подземной части здания и играет роль фундамента, заменяя типовой плитно-свайный фундамент.

Исходные данные к моделированию напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего коробчатый фундамент типового высотного здания:

Высота здания – 75 м, размеры в плане – 48×56 м, высота этажа – 3,5 м, подземная часть здания 4 м (до отм. подошвы фундамента); здание каркасное, из монолитного железобетона, стены здания самонесущие сетка колонн 6,8×6,8 м. Нагрузка от колонн при размерах поперечного сечения 0,6×0,6 м составит: нормативная – 490 кН, расчетная – 585 кН. Нагрузка от стен: нормативная – 312 кН/м, расчетная – 370 кН/м.

Глубина подземной части составляет 30 м при размерах в плане равных размерам здания - 48×56 м, высота подземного этажа составляет 6 м при общем их количестве 5 шт.; внутренние стены являются несущими.

На начальном этапе строительства предусмотрено сооружение стены в грунте по периметру будущего многофункционального комплекса, с последующим использованием её в качестве внешней несущей стены, при этом имеются некоторые конструктивные особенности фундамента в виде рядов свай.

Конструктивные особенности комбинированного фундамента первого типа: общие размеры фундамента в плане – 48×56 м; размеры в плане коробчатой части фундамента - 34×41 м; высота этажа коробчатой части – 6,0 м; свайное поле по двум перпендикулярным сторонам "коробки" расположено по сетке 2,7×2,7 м – 5 рядов с каждой стороны, сваи имеют диаметр 0,63 м и длину, равную высоте коробчатой части – 30 м.

Конструктивные особенности комбинированного фундамента второго типа: общие размеры фундамента в плане – 48×56 м; размеры в плане коробчатой части фундамента - 27×48 м; высота этажа коробчатой части – 6,0 м; свайное поле по двум параллельным сторонам "коробки" расположено по сетке 2,7×2,7 м – 5 рядов с каждой стороны, сваи имеют диаметр 0,63 м и длину, равную высоте коробчатой части – 30 м.

Для обоих типов комбинированного фундамента приняты следующие толщины стен и перекрытий: толщина "стены в грунте" - 1,0 м; толщина внутренних несущих стен - 0,5 м; толщина перекрытий - 0,3 м. Общий вид пространственной модели внутренних конструкций комплекса и объемной модели грунтового массива представлены на рисунке 1.

Общие размеры вмещающего вышеуказанные объекты грунтового массива составляют: 170×170 м в плане (по осям X и Y) и 100 м в глубину (по оси Z). Грунтовый массив в районе строительства представлен пятью разнотипными слоями: насыпным грунтом, суглинками текучими, текучепластичными и пластичными, а также полутвердыми и твердыми глинами. Мощность грунтовых слоев составляет соответственно: первый слой – 2 м, второй слой – 7 м, третий слой – 11 м, четвертый слой – 8 м, пятый слой – 72 м. Некоторые расчетные физико-механические характеристики грунтов основания приведены в таблице 1.

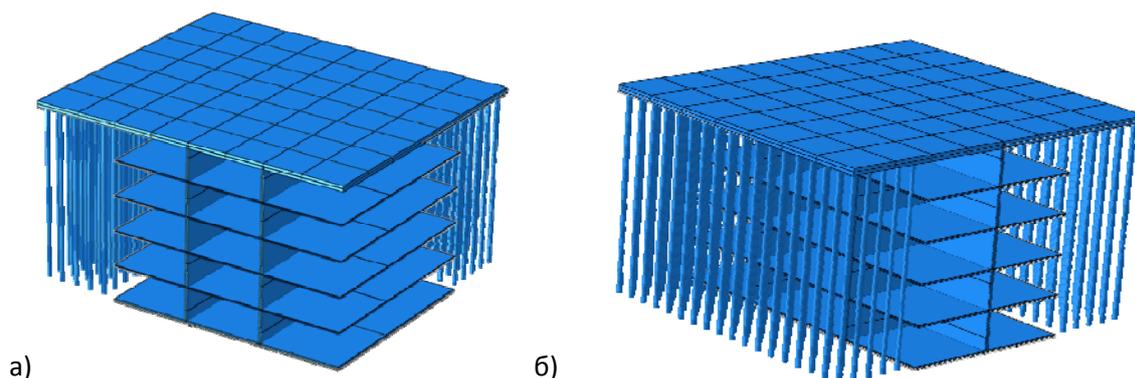


Рис. - 1 Общий вид конструкций комбинированного фундамента тип 1(а) и тип 2 (б)

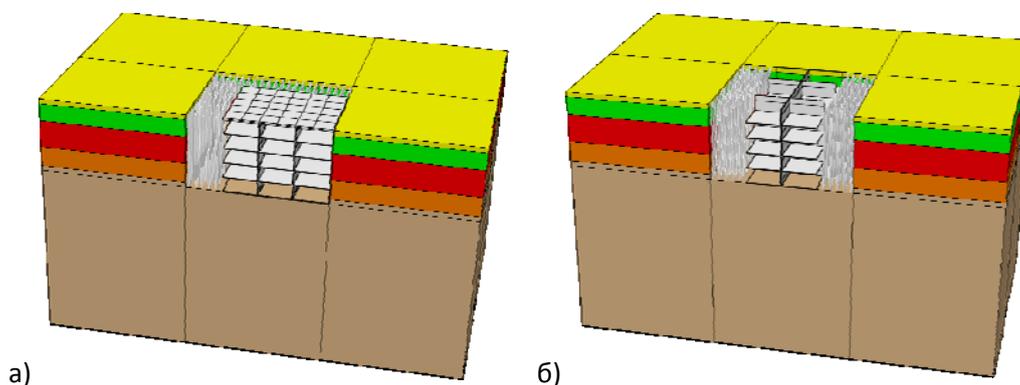


Рис. - 2 Фрагменты моделей с подземной частью многофункционального комплекса (а - тип 1, б - тип 2)

**Таблица 1** - Расчетные характеристики материалов/грунтов

№ п/п	Название материала/грунта	Расчетные значения физико-механических характеристик		
		Модуль общей деформации, МПа	Коэффициент Пуассона	Плотность, кг/м <sup>3</sup>
1	Бетон подготовки фундамента (B7,5)	16000	0,20	2400
2	Бетон фундамента (B30)	30000	0,20	2500
3	Грунт 1 (насыпной грунт)	5	0,49	1600
4	Грунт 2 (суглинки легкие текучие)	7,2	0,33	1920
5	Грунт 3 (суглинки легкие текучепластичные)	9,4	0,32	1940
6	Грунт 4 (супеси пылеватые пластичные)	13,9	0,31	2160

7	Грунт 5 (глины легкие полутвердые, твердые)	28,0	0,31	2020
---	---	------	------	------

В расчетах напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего элементы подземного многофункционального комплекса и являющегося фундаментом высотного здания предусмотрена последовательность ведения земляных и строительно-монтажных работ согласно технологии "топ-даун" (top-down).

Численные модели непосредственно реализует расчет следующих укрупненных технологических этапов: начальное напряженно-деформированного состояния грунтового массива до начала ведения работ, напряженно-деформированного состояния грунтового массива с появлением стены в грунте по контуру комплекса, откопка котлована на глубину 6 м и монтаж конструкций (перекрытия и несущих стен) первого от поверхности подземного этажа комплекса, последовательная откопка котлована по 6м (до 30м) и монтаж конструкций второго, третьего, четвертого и пятого от поверхности подземных этажей комплекса, устройство свайной части фундамента и монтаж перекрытия-плиты в верхней части комплекса, являющейся непосредственным основанием для высотной части здания, возведение конструкций четырех этажей по всей площади фундамента, поэтапное возведение конструкций остальных 18 этажей (до 22 этажей) - еще 4 этапа.

Нагрузка на фундамент растет постепенно по мере возведения конструкций здания. В расчетах напряженно-деформированного состояния грунтового массива, включающего элементы комплекса, рассмотрены пять укрупненных технологических этапов строительства высотной части. Этапы отражают последовательность возведения конструкций с постепенным неравномерным нагружением фундамента.

Моделирование поэтапного строительство высотного здания, опирающегося на комбинированный многоэтажный фундамент показало следующие результаты.

Комбинированный фундамент первого типа. Максимальные смещения в грунтовом массиве после завершения монтажа конструкций подземной части здания (завершения последовательности работ по технологии "топ-даун") и возведения первых четырех этажей высотного здания могут составить 0,40м. Размеры мульды оседания в плане могут достигать 140-150м, то есть по одному размеру здания в плане в каждую сторону. При этом зона интенсивных смещений (от 0,20 до 0,40м) простирается на 5-7м от конструкций коробчатого фундамента. Следует отметить, что коробчатая часть фундамента вызывает ощутимые оседания, обусловленные уплотнением грунта под днищем, при этом общая зона влияния невелика.

На этом этапе смещения в грунтовом массиве обусловлены, в основном, собственным весом конструкций подземной части здания; последовательность земляных и строительно-монтажных работ, предусмотренная технологией "топ-даун" не позволяет развиваться большим смещениям в массиве, несмотря на значительные объемы выемки грунта. Эпюра смещений для данного этапа дана на рисунке 3а.

На рисунке 3б представлена эпюра распределения смещений в грунтовом массиве после завершения возведения двадцати двух этажей здания (заключительный этап строительства). Оседание коробчатой части фундамента могут составить 0,46м, а оседание свайной части фундамента может возрасти до 0,12-0,15м.

В целом можно отметить, что по мере строительства многофункционального комплекса основная часть вертикальных смещений реализуется на этапе сооружения подземной части, прирост оседаний от возведения высотной части может составить до 15%, размеры зоны влияния комплекса почти не меняются - до 5-7% и являются весьма "компактными", заметный прирост смещений дает свайная часть фундамента - от 0,04 до 0,15м.

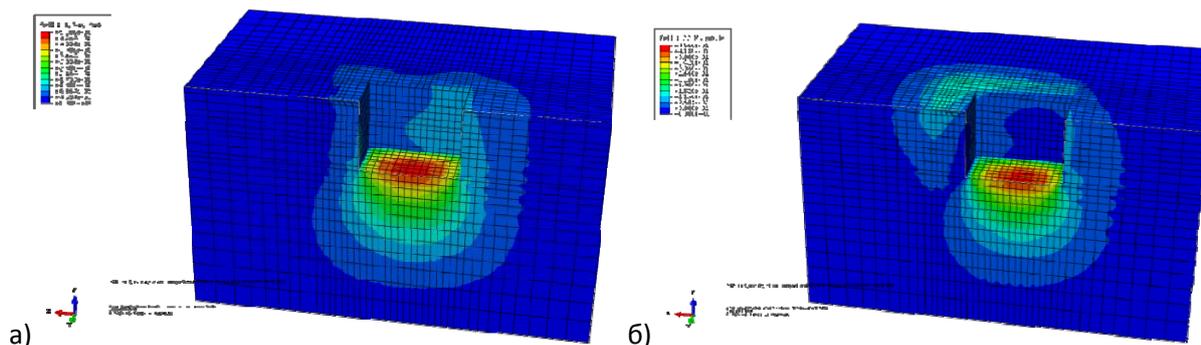


Рис. - 3 Смещения в грунтовом массиве после возведения 4-х этажей здания с фундаментом 1-го типа после строительства подземной части и первых четырех этажей высотной части (а) и после окончания строительства (б)

Комбинированный фундамент второго типа. Максимальные смещения в грунтовом массиве после завершения монтажа конструкций подземной части здания (завершения последовательности работ по технологии "топ-даун") и возведения первых четырех этажей высотного здания могут составить 0,37м. Размеры мульды оседания в плане могут составить 60-70м. При этом зона интенсивных смещений (от 0,22 до 0,37м) реализуется практически под нижней плитой коробчатой части фундамента, что, по всей видимости, объясняется интенсивным уплотнением грунта под "коробкой". Здесь стоит отметить хорошую работу защитной конструкции "стена в грунте", не позволяющей реализоваться интенсивным осадкам в непосредственной близости от конструкций. Эпюра смещений для данного этапа дана на рисунке 4а.

На конечном этапе (22 этажа) возведения высотной части здания, зона влияния приобретает очертания, показанные на рисунке 4б. Максимальные оседания в грунтовом массиве могут достигать значения 0,47м под коробчатой частью и значения 0,12-0,13м в районе двух участков свайных полей. Следует отметить, что на оседания поверхности оказывает влияние практически только работа свайных полей, смещения в грунтовом массиве от сооружения коробчатой части комбинированного фундамента реализуются в нижней части "коробки". Таким образом можно отметить три области интенсивных смещений: в районе нижней части коробчатой части фундамента и в районе свайных полей по обе стороны от "коробки".

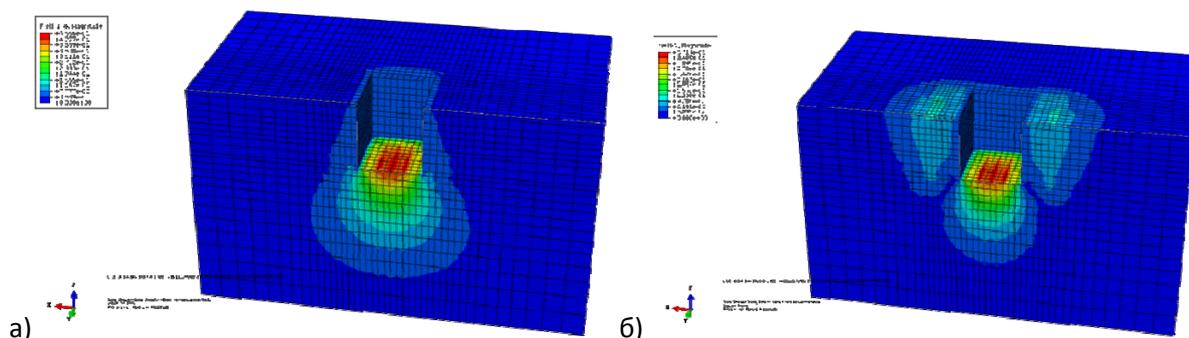


Рис. – 4. Смещения в грунтовом массиве после возведения 4-х этажей здания с фундаментом 2-го типа после строительства подземной части и первых четырех этажей высотной части (а) и после окончания строительства (б)

## Библиографический список

1. Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и комплексов. ФГУП НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» МДС 50-1, 2007.

2. Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов, Москва, 2004.

УДК 624.15

*К.т.н., доцент Потёмкин Д.А. Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия*

### **АНАЛИЗ ПОВЕДЕНИЯ ВМЕЩАЮЩЕГО ГЛУБОКИЙ КОТЛОВАН ГРУНТОВОГО МАССИВА, ПРИ ИЗМЕНЕНИЯХ В ЭЛЕМЕНТАХ ЗАЩИТНОЙ КОНСТРУКЦИИ**

*Комплексное расчетное обоснование проектов строительства, эксплуатации, реконструкции сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, в том числе в стесненной городской застройке, стало невозможным без использования современных компьютерных программ. В работе рассмотрены общие подходы и результаты моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива при поэтапном сооружении котлована для строительства одного из гидротехнических сооружений С.-Петербурга под защитой конструкции "стена в грунте".*

*Complex settlement justification of construction projects, operation, reconstruction of constructions in difficult engineering-geological conditions, including in the constrained city building, became impossible without use of modern computer programs. In work the general approaches and results of modeling stressedly-deformed condition of the soil massif are considered at a postadiyny construction of a ditch for construction of one of hydraulic engineering constructions of St.-Petersburg under protection of a design "wall in soil".*

Комплексное расчетное обоснование проектов строительства, эксплуатации, реконструкции сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, в том числе в стесненной городской застройке, стало невозможным без использования современных компьютерных программ. В работе рассмотрены общие подходы и результаты моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива при поэтапном сооружении котлована для строительства одного из гидротехнических сооружений С.-Петербурга под защитой конструкции "стена в грунте".

Строительство заглубленных сооружений, фундаментов высотных зданий, а также подземных сооружений мелкого заложения связано с образованием открытых выработок больших размеров - котлованов. Инженерно-геологические условия строительства в С.-Петербурге характеризуются наличием мощной толщи четвертичных отложений мелкодисперсных обводненных грунтов. Поддержание выработанного пространства большого размера в таких условиях является сложной инженерной задачей.

Одним из эффективных способов сохранения устойчивости котлована является известный способ "стена в грунте". Сущность способа заключается в создании по

контуру будущего котлована железобетонного ограждения-стены, например, с помощью буросекущих свай, до начала земляных работ, с последующей разработкой грунта в котловане под защитой ограждения.

Параметры стены рассчитываются таким образом, чтобы частично или полностью исключить нежелательные смещения в грунтовом массиве. При этом результирующая картина смещений во вмещающем массиве зависит от множества влияющих факторов: материал конструктивных элементов крепи их геометрические размеры; сопротивление сдвигу контакта "грунт-конструкция"; глубина заделки стены в устойчивые грунты (ниже отметки днища котлована); наличие и местоположение в конструкции вспомогательных элементов (расстрелы, анкеры и т.п.); наличие в грунтовом массиве и положение уровня грунтовых вод при сооружении котлована с подтоплением или искусственным понижением уровня грунтовых вод.

В работе представлены общие подходы и результаты моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива при поэтапном сооружении котлована для строительства одного из гидротехнических сооружений С.-Петербурга под защитой конструкции "стена в грунте".

Размеры котлована в плане - 39×18м, диаметр составляющих элементов ограждающей стены (буросекущих свай) - 1,5м при эффективной толщине стены - 0,9м, глубина стены - 30м. Материал ограждающей стены - бетон класса В25. Первая очередь сооружения котлована предусматривает поэтапную откопку грунта на 7,5м - по 1,5м на каждой стадии. На рисунке 1 представлен общий вид сечения котлована (модель).

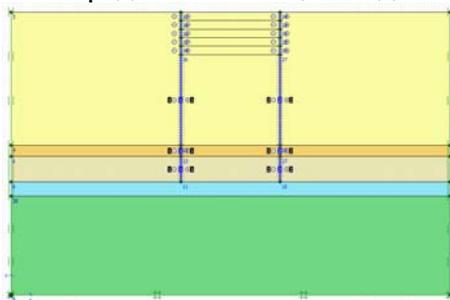


Рис. - 1 – Общий вид модели глубокого котлована

В расчетах грунтовый массив рассматривается как упруго-пластичная среда, прочность которой задается известным критерием прочности Кулона-Мора:

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 (1 + \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi},$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  – максимальные и минимальные главные напряжения в массиве;  $c$  – сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

Расчеты произведены на двумерных моделях в программном комплексе PLAXIS. Размеры модели (рисунок 1) составили 80м в длину и 50 м в ширину. Дискретизация пространства грунтового массива выполнена треугольными 15-узловыми элементами. Элементы защитной конструкции (участки стены, расстрелы, анкеры) моделировались элементами-балками, характеризуемыми продольной жесткостью EA, изгибной жесткостью EI, весом w (E - модуль упругости материала, I - момент инерции сечения элемента, A - площадь поперечного сечения элемента, w - вес условного элемента стены длиной и высотой 1м и шириной, равной проектной ширине стены).

Сопротивление сдвигу контакта "грунт-конструкция": возможность

проскальзывания грунта относительно ограждающей стены может существенно повлиять на работу сооружения. Грунтовый массив в районе строительства представлен пятью разновидностями грунтов, некоторые расчетные физико-механические свойства которых представлены в таблице 1.

**Таблица 1** - Расчетные характеристики грунтов

Наименование грунта	h, м	$\epsilon$	$\gamma_{unsat}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	$E_0$ , МПа	$\nu$	$\varphi$	$c$ , кПа
Пески мелкие и средней крупности	23.5	0.7	15.4	19.5	20	0.3	25	1
Пески пылеватые	2	0.55	16.65	20.2	18	0.3	33	1
Супеси пылеватые тугопластичные	4.5	0.43	21.45	21.5	10	0.2	16	22
Супеси пылеватые, с гравием, галькой, пластичные, полутвердые.	2.5	0.42	18.8	21.8	15	0.2	20	13
Супеси очень пылеватые (алевритовые), пластичные, полутвердые.	-	0.59	16.7	20.4	12	0.2	17	17

Примечание:  $h$  - мощность слоя грунта;  $\epsilon$  - коэффициент пористости;  $\gamma_{sat}$  - объемный вес грунта в полностью насыщенном водой состоянии;  $\gamma_{unsat}$  - объемный вес грунта в ненасыщенном водой состоянии;  $E_0$  - модуль деформации грунта;  $\nu$  - коэффициент поперечной деформации грунта;  $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта;  $c$  - сцепление грунта.

В качестве контрольных фиксировались следующие расчетные величины смещений: подъем днища котлована, максимальные результирующие смещения в конструкции стены, максимальные горизонтальные и максимальные вертикальные смещения стены. В таблице 2 даны расчетные значения контрольных величин смещений.

**Таблица 2** - Значения контрольных величин смещений

№ п/п	Оцениваемый параметр	Значения смещений (мм) при различной прочности контакта грунта с материалом конструкции (%)				
		прочность грунта	реальная прочность (100%)	80%	60%	40%
1	Подъем днища котлована	103,3	113,14	127,3 2	153,5	191,7
2	Максимальные (результатирующие) смещения стены	54,11	61,88	67,09	75,65	92,44
3	Максимальные горизонтальные смещения	47,55	57,39	64,23	74,85	92,23
4	Максимальные вертикальные смещения	25,89	23,24	19,52	11,18	-6,23

Полученные результаты позволяют сделать следующие выводы. При значении прочности контакта, равном прочности грунта слои грунта непосредственно контактирующие с бетоном стены могут не переходить в пластическое состояние и перемещение элемента стены повторяет перемещение грунтовых частиц - грунт "стремится" вытолкнуть стену в сторону котлована и вверх. При ослабленной прочности контакта (40% от реальной прочности грунта) элемент стены ведет себя иначе - перемещение происходит в сторону котлована и вниз (стена "тонет").

Таким образом, расчеты показали, что движение грунтовых масс, вовлеченных в процесс сдвижения, имеет общую закономерность - перемещение грунтовых частиц в сторону выработанного пространства, а работа конструктивных элементов ограждения ощутимо зависит от прочности контакта грунта с материалом ограждающей конструкции.

Изменение глубины заделки стены в грунт: последовательность земляных работ принята такой же как и в предыдущем разделе: 5 этапов по 1,5 м каждый, мощность

стены при этом составляет 0,8м. Смоделированы 4 варианта заделки стены в грунт ниже днища котлована: 5м, 10м, 15м, 22,5м.

При глубине заделки 5м происходит опрокидывание стены грунтом в выработанное пространство. Перемещающийся в котлован грунт увлекает за собой стену, сопротивления которой не достаточно для предотвращения критических смещений призмы сползания. После отработки четырех этапов земляных работ горизонтальные смещения стены могут достигать 0,14м. Грунт вынуждает участок стены поворачиваться вокруг точки, находящейся недалеко от нижнего торца стены - происходит опрокидывание в котлован; в зону пластических деформаций попадает практически вся стена, поэтому перемещения стены следуют за перемещениями грунта. В данных инженерно-геологических условиях 5-ти метровой заделки стены ниже уровня днища для обеспечения устойчивости бортов котлована явно не достаточно. После отработки пятого этапа земляных работ смещения в бортах котлована достигают 0,17м и они теряют устойчивость, при этом подъем грунта в днище котлована может достигать 0,14м. Численные значения контрольных величин смещений сведены в таблицу 3.

**Таблица 3** - Значения величин смещений при изменении величины заделки стены в грунт

№	Контрольный параметр	Значения смещений (м) при величине заделки стены в грунт			
		5 м	10 м	15 м	22,5 м
1	Подъем днища котлована	0,140	0,129	0,122	0,113
2	Максимальные смещения стены	0,146	0,086	0,068	0,063
3	Максимальные горизонтальные смещения стены	0,141	0,074	0,057	0,057
4	Максимальные смещения в бортах котлована	0,170	0,080	0,070	0,070

Дальнейшее увеличение глубины заделки стены в грунт ведет к значительному уменьшению подвижек в грунтовом массиве. Смещения в бортах котлована резко уменьшаются с 0,17 м до 0,070 м при величине заделки 22,5 м. Перемещения самой стены также резко снижаются с 0,146 м до 0,063 м – полные смещения и с 0,141 м до 0,057 м – горизонтальные (в сторону выработанного пространства). Устойчивость котлована обеспечивается при величине заделки равной 10 м, в дальнейшем снижаются величины смещений в целом. Размеры зоны пластических деформаций в этом случае свидетельствует о том, что основная часть стены (ниже отметки днища) расположена в устойчивой части массива. Глубина заделки ограждающей конструкции в грунт ниже отметки днища котлована является важным фактором, влияющим на устойчивость выработанного пространства.

*Изменение мощности ограждающей конструкции:* толщины стены последовательно принималась равной 0,8 м; 0,9 м; 1,0 м; 1,1 м и 1,2 м. Глубина заделки стены в грунт ниже днища котлована принята равной 15 м, последовательность отработки оставлена прежней: 5 этапов по 1,5 м каждый. Численные значения контрольных параметров смещений в контрольных точках сведены в таблицу 4.

**Таблица 4** - Значения величин смещений при изменении толщины защитной конструкции

№	Контрольный параметр	Значения смещений (м) при толщине стены				
		0,8 м	0,9 м	1,0 м	1,1 м	1,2 м
1	Подъем днища котлована	0,126	0,123	0,119	0,115	0,112
2	Максимальные смещения в бортах котлована	0,060	0,050	0,045	0,040	0,040
3	Максимальные смещения стены	0,079	0,068	0,060	0,054	0,049
4	Максимальные горизонтальные	0,067	0,057	0,051	0,047	0,044

смещения стены					
----------------	--	--	--	--	--

Расчеты показывают, что с увеличением толщины стены происходит уменьшение зоны влияния котлована, а также уменьшение подвижек элементов защитной конструкции. При увеличении толщины стены на 50% (от 0,8м до 1,2м) происходит снижение перемещения участков стены также на ~50% (таблица 4); резко уменьшаются подвижки в бортах котлована (~50%), хотя подъем днища котлована снижается на ~10%. Характер перемещений элементов стены остается неизменным.

Следует отметить некоторое уменьшение размеров зоны пластических деформаций, изменение ее формы - она становится менее концентрированной у стен и вытянутой в сторону бортов котлована, при этом увеличение мощности ограждающей конструкции происходит заметное перераспределение смещений в грунтовом массиве в плане абсолютных значений при неизменном характере смещений.

Наличие вспомогательных расстрелов: наличие в составе ограждающей конструкции вспомогательных расстрелов, препятствующих свободному перемещению стен в выработанное пространство под давлением грунтовых масс, может быть принципиально смоделировано двумя способами: путем введения в модель элемента-балки (непосредственно представляющей горизонтальный расстрел) и путем введения в модель ограничителей перемещений, устанавливаемых в местах соединения расстрелов и стен в реальной конструкции.

Толщина стен составляет 0,8м, глубина заделки стен ниже уровня днища котлована - 15 м, грунт разрабатывается в 5 этапов по 1,5м каждый. Расстрел располагается в верхней части котлована на расстоянии 1,5м от поверхности и вводится в работу после первого этапа земляных работ. Численные значения контрольных величин смещений сведены в таблицу 5.

**Таблица 5** - Значения величин смещений при наличии и отсутствии вспомогательных расстрелов

№	Контрольный параметр	Значения смещений (м)		
		при отсутствии- наличии расстрелов		
		без расстрелов	расстрелы-балки	расстрелы-закрепления
1	Подъем днища котлована	0,126	0,128	0,128
2	Максимальные смещения в бортах котлована	0,060	0,030	0,030
3	Максимальные смещения стены	0,079	0,045	0,045
4	Максимальные горизонтальные смещения стены	0,067	0,010	0,010

Наличие расстрелов в ограждающей конструкции влияет на общую картину смещений в грунтовом массиве следующим образом. Происходит резкое снижение горизонтальных (в 6-7 раз) и общих (в ~2 раза) максимальных смещений стен, а также максимальных смещений в бортах котлована (в ~2 раза), то есть жесткие расстрелы препятствуют перемещению стен в сторону котлована при незначительном увеличении вертикальных перемещений (грунт «выталкивает» стены вверх). Величина подъема днища котлована практически не изменяется. Важным обстоятельством является факт уменьшения формы и размеров зоны пластических деформаций в бортах и днище котлована.

Наличие анкерного крепления стен: для предотвращения перемещения стен ограждающей конструкции в сторону выработанного пространства, когда нежелательно перекрывать котлован элементами вспомогательных конструкций, строители применяют глубокие анкера. Анкерное крепление стен представляет собой стальные стержни, одним концом закрепляемые в стенах, а другим закрепляемые в

грунте с помощью грунтоцементных замков, располагающихся вне зоны влияния котлована и работающих на трение. Стержни, будучи закрепленными в обоих концах, располагаются в грунте и работают на растяжение, препятствуя встречному перемещению стен. Для усиления эффекта сопротивления смещениям в анкерных стержнях часто создают натяжение. Длина анкеров составляет ~ 12м, длина замков ~ 1,5м, угол наклона к горизонту ~35°, предварительное усиление в анкерах, создаваемое натяжением стержней – 120кН. Стержень анкера моделируется элементом – балкой, анкерный замок – элементом, увеличивающим жесткость грунтового массива в месте своего расположения и работающим на растяжение. Величины смещений в контрольных точках приведены в таблице 6.

**Таблица 6** - Значения величин смещений при наличии и отсутствии анкерного крепления стен

№	Контрольный параметр	Значение смещений (м) при наличии-отсутствии анкеров	
		без анкеров	с анкерами
1	Подъем днища котлована	0,126	0,126
2	Максимальные смещения в бортах котлована	0,060	0,030
3	Максимальные смещения стены	0,079	0,042
4	Максимальные горизонтальные смещения стены	0,067	0,011

Результаты моделирования показывают, что наличие анкерного крепления влияет на характер работы стены и смещения в грунтовом массиве в непосредственной близости от стен, при этом зона влияния котлована остается неизменной. Картина перемещений участков стены схожа с вариантом усиления стен горизонтальными расстрелами. Сильное влияние ввод в работу анкеров оказал на формирование зоны пластических деформаций. При наличии анкерного крепления зона образуется в районе расположения грунтоцементных замков, работающих на выдергивание, а также в районе днища котлована. Это, по-видимому, объясняется принципиальным характером работы анкерного крепления: нагрузка от стен приходится на стержни и от них передается на замки, непосредственно работающие с грунтовым массивом.

УДК 622.831

*Д.Н. Петров, к.т.н., доцент Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия*

## **ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ФИБРОБЕТОНОВ**

*Приведены результаты определения прочности на одноосное сжатие и предела пропорциональности для образцов бетона с различным содержанием и типа полимерной фибры.*

*The results determine the uniaxial compressive strength and the proportional limit for concrete samples with different content and type of polymer fibers.*

В настоящее время в подземном строительстве получают большое распространение применение различных видов добавок, позволяющих регулировать физико-механические свойства бетонов и строительных растворов. Одной из таких

является фибра – материал в виде волокон для дисперсного армирования бетонных конструкций.

Целью работы было установление характера разрушения и определение прочностных показателей образцов бетона с различным содержанием полимерных фибры двух типов. Технические характеристики материала фибры приведены в таблице 1. Образцы фибробетона изготавливались в форме кубиков для испытания на одноосное сжатие и призм-балок (прямоугольных параллелепипедов) для испытания методом изгиба. Концентрация фиброволокон составляла 3, 5 и 7 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона.

Таблица 1 - Технические характеристики материала фибры.

Параметр	Тип А	Тип Б
Основной полимер	модифицированный олефин	натуральный полипропилен
Длина фибры, мм	54	50
Предел прочности при растяжении, МПа	580	1004
Удельный вес, кг/м <sup>3</sup>	910	900
Модуль упругости, МПа	10000	1550
Точка плавления, °С	160	165

Предел прочности бетона при одноосном сжатии  $\sigma_{сж}$  определялось в соответствии с [1]. Образцы подвергались разрушению путем сжатия в испытательной установке со скоростью нагружения, обеспечивающей повышение расчетного напряжения в образце до его полного разрушения, равной 0,5 МПа/с. В качестве испытательной установки применялся пресс MTS 816 (рисунок 1, а).

Предел прочности при одноосном сжатии вычисляли по формуле:

$$\sigma_{сж} = \alpha \frac{F}{A} k_{\omega}, \quad (1)$$

где  $F$  – разрушающая образец нагрузка, кН;  $A$  – площадь поперечного сечения образца, м<sup>2</sup>;  $\alpha$  – масштабный коэффициент для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы [1];  $k_{\omega}$  – поправочный коэффициент для ячеистого бетона, учитывающий влажность образцов в момент испытания, принимался равным 1.

Определение прочности на растяжение при изгибе определялся в соответствии с [2]. Перед проведением испытания при помощи масштабной линейки определялась средняя длина пролета образца, исходя из двух замеров расстояния между осями опорных роликами, установленных по обе стороны образца. При помощи штангенциркуля определялась средняя ширина образца и расстояние между вершиной надреза и верхней частью образца.

Для проведения испытаний использовалась испытательная машина MTS Insight 200 кН (рисунок 1, б).



Рис. 1 - Вид прессовой установки MTS 816 (а) и испытательной машины MTS Insight 200 кН (б).

Устройство для передачи нагрузки от испытательной машины MTS Insight 200 кН к образцам, состояло из двух опорных и одного нагружающего ролика (рисунок 2). Расстояние между центрами опорных роликов принималась равным 350 мм, с погрешностью  $\pm 2,0$  мм. Для измерения ширины раскрытия устья надреза (CMOD) в процессе испытания с обеих сторон от надреза на образец наклеивались специальные крепежи, на которые устанавливался датчик перемещения.

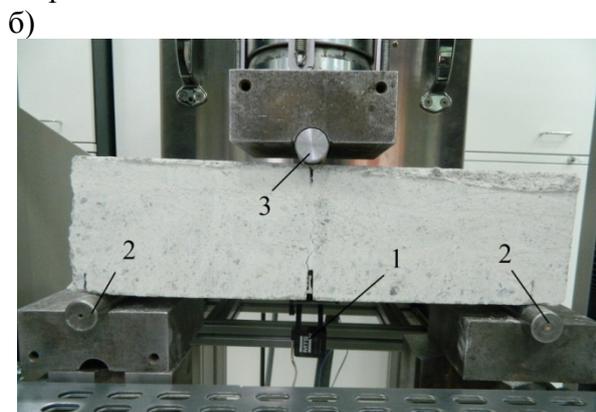
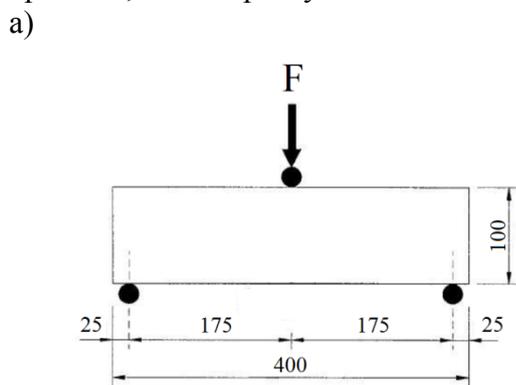


Рис. 2 – Схема (а) и общий вид (б) устройства для передачи нагрузки: 1- датчик перемещения, 2 – опорные ролики, 3 - нагружающий ролик.

Процесс испытания образцов и запись результатов испытаний производились в полностью автоматическом режиме. Управление процессом испытания осуществлялось по скорости раскрытия устья надреза. При ширине раскрытия устья надреза (CMOD) до 0,1 мм скорость раскрытия устья надреза назначалась 0,05 мм/мин, а далее увеличивалась до 0,2 мм/мин. Испытание продолжалось до достижения ширины раскрытия устья надреза (CMOD) не менее 4 мм.

Предел пропорциональности (LOP) определялся по следующей зависимости:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_l l}{2bh_{sp}^2}, \quad (2)$$

где  $f_{ct,L}^f$  - предел пропорциональности (LOP), Н/мм<sup>2</sup>;  $F_l$  - нагрузка, относящаяся к пределу пропорциональности (LOP), Н;  $l$  - длина пролета (расстояние между центрами опорных роликов), мм;  $b$  - ширина образца, мм;  $h_{sp}$  - расстояние между вершиной надреза и верхней частью образца, мм.

Значение  $F_l$  определялось как максимальное значение нагрузки при раскрытии устья надреза (CMOD) от 0 до 0,05 мм.

Для качественного анализа результатов испытаний, также были определены аналогичные показатели для образцов бетона без добавок и с добавками металлической фибры.

На рисунках 3-5 приведены результаты испытания образцов фибробетона с различным содержанием фибры на растяжение изгибом. При величинах раскрытия устья надреза до 0,2÷0,3 мм наличие фибры, практически, не влияет на характер деформирования образцов. Интенсивность нарастания, а затем падения нагрузок, практически, одинакова. Это объясняется тем, что несущим материалом является только бетонная матрица образца. При дальнейшем деформировании, в образцах с фиброй, наблюдается прекращение падения и стабилизация величин нагрузок, в образцах из обычного бетона падение происходит до нулевых значений. Для образцов с фиброй падение значений нагрузки происходит на 40-70 % от максимальной, после чего падение прекращается. При дальнейшем раскрытии устья надреза до 4 мм наблюдается 5-20% рост нагрузок.

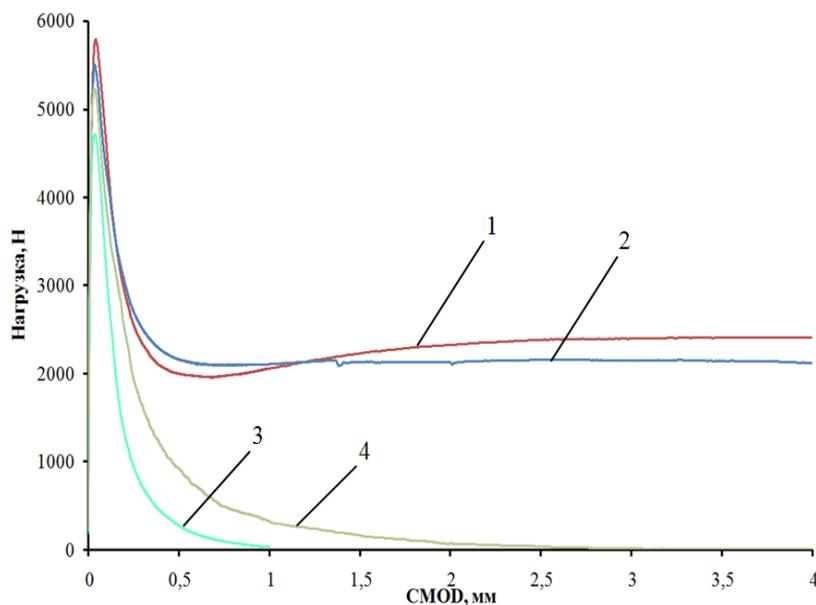


Рис. 3 - График зависимости CMOD от нагрузки для образцов с содержанием фибры 3 кг/м<sup>3</sup>: 1 - с фиброй тип А, 2 - с фиброй тип Б, 3 - без фибры, 4 - с металлической фиброй.

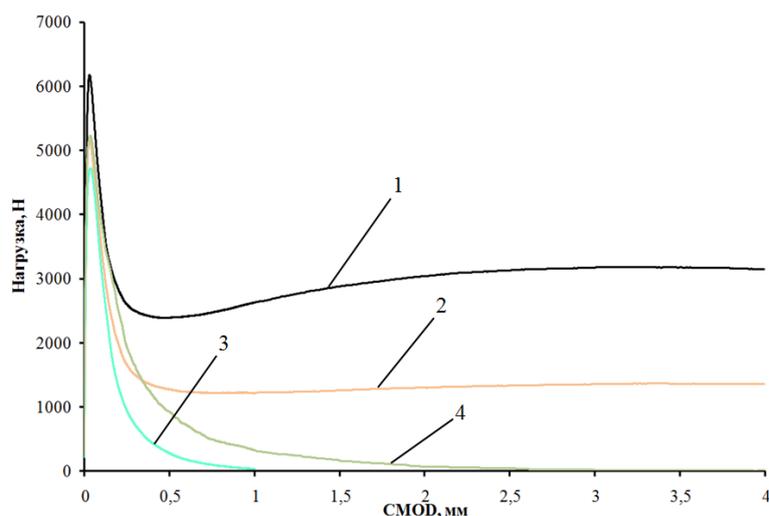


Рис. 4 - График зависимости СМОД от нагрузки для образцов с содержанием фибры 5 кг/м<sup>3</sup>: 1 - с фиброй тип А, 2 - с фиброй тип В, 3 - без фибры, 4 - с металлической фиброй.

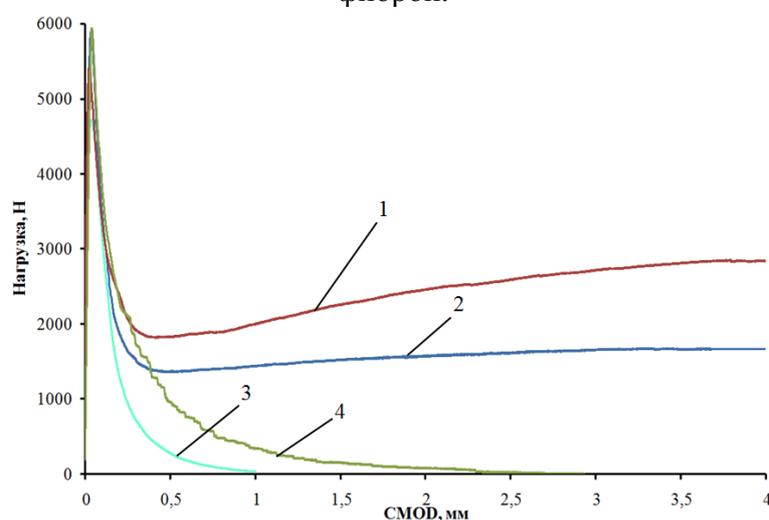


Рис. 5 - График зависимости СМОД от нагрузки для образцов с содержанием фибры 7 кг/м<sup>3</sup>: 1 - с фиброй тип А, 2 - с фиброй тип В, 3 - без фибры, 4 - с металлической фиброй.

Средняя прочность на одноосное сжатие образцов бетона, в зависимости от количества фибры, варьируется в пределах 27,0-28,7 МПа (таблица 2). Наличие фибры в составе бетона не приводит к существенному росту прочности на сжатие. Так, например, для бетона без добавок прочность на одноосное сжатие составила 25,7 МПа, для группы образцов с фиброй типа А (3 кг) – 28,7 МПа, для бетона с фиброй типа В (7 кг) – 27,7 МПа.

При испытаниях на изгиб прочность на растяжение (предел пропорциональности) увеличивается на 18%, 29% и 32%, соответственно, для образцов с содержанием фибры типа А 3 кг, 5 кг и 7 кг по сравнению с бетоном без добавок. Для образцов с фиброй В эти показатели составили 11%, 13% и 21%. Наличие в образцах металлической фибры, также приводит к увеличению предела пропорциональности на 10-25%.

Таблица 2 - Результаты определения прочности на сжатие и предела пропорциональности образцов бетона

№	Прочность на одноосное сжатие, МПа, при содержании фибры, кг/м <sup>3</sup>			Предел пропорциональности (LOP), МПа, при содержании фибры, кг/м <sup>3</sup>		
	3	5	7	3	5	7
Образцы с фиброй тип А						
1	28,7	27,6	28,3	4,5	4,9	5,0
Образцы с фиброй тип Б						
2	26,8	27,6	27,7	4,2	4,3	4,6
Металлическая фибра						
3	27,1	27,5	27,0	4,1	4,3	4,8
Без добавок						
4	25,7			3,8		

### Библиографический список

1 - ГОСТ 10180-90 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам».

2 - EN 14651:2005 «Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)».

УДК: 621.316.9

*Кузнецов П.А., студент ДонНТУ, Борщевский С.В., д.т.н., профессор каф. СШиПС ДонНТУ, Масло С.В., ассистент кафедры ВТ ДонНТУ, Донецкий национальный технический университет, г. Донецк, Украина*

### КОМПЛЕКСНАЯ ЭЛЕКТРИЧЕСКАЯ ЗАЩИТА ЭЛЕКТРОПРИВОДА ГОРНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

*В данной статье рассмотрены современные методы защиты людей на производстве от поражения электрическим током при пробое изоляции или при нарушении техники безопасности. Одним из таких методов является использование УЗО – устройства защитного отключения.*

*In this article new methods of people's protection from current shock from isolation destruction or safety instructions breaking in production are described. One of these modern methods is installation of PCDs – protection cutout devises.*

Сегодня мы не представляем свою жизнь без электричества. Однако, помимо комфорта и удобств электричество таит в себе угрозу. Опасность, в первую очередь, связана с возможностью поражения людей током и, во вторую - с пожарами, возникающими из-за неисправности электрооборудования и повреждения электропроводки. Горное производство является зоной повышенного риска. И если в быту или других отраслях народного хозяйства искрение проводки или аварии, связанные с коротким замыкание сетей, приводят зачастую лишь к выходу оборудования из строя, то любая искра в шахте может привести ко взрыву и множеству

человеческих жертв. На рис.1 приведена схема влияния воздействия тока на организм человека.

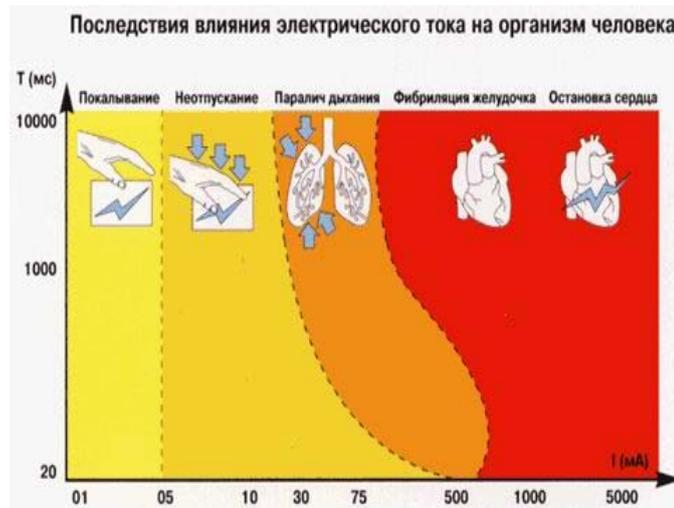
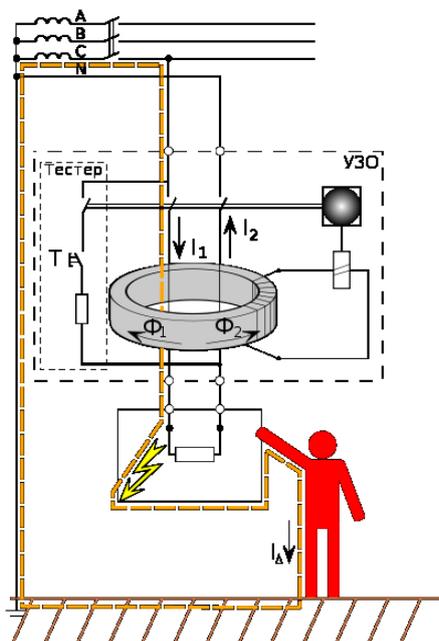


Рис. 1. График воздействия тока на организм человека.

**T** - длительность воздействия в миллисекундах (ms)

**I** - величина тока в миллиамперах (mA)

Защита людей от поражения электрическим током, работающего оборудования от короткого замыкания, согласно последним изданиям ПУЭ, а также от пожаров, к которым может привести нарушение изоляции электропроводки, обеспечивается применением устройства защитного отключения (УЗО). Степень опасности зависит от многих параметров: напряжения, величины и времени воздействия тока на организм, окружающие условия и т.д. УЗО выбирается по двум параметрам: чувствительность (номинальный отключающий дифференциальный ток) и номинальный ток. Любое современное помещение должен быть оборудован устройствами, тщательно следящими за состоянием электрической сети. Во-первых, нужна защита от короткого замыкания - частой причины пожаров. Во-вторых, следует тщательно выявлять все случаи "утечки" электрического тока. Бесконтрольный ток может течь или через поврежденную изоляцию, что также чревато пожаром, или через тело, что недопустимо[1].



Электропроводка в цехах часто не рассчитана на одновременное включение большого количества электроприборов. При увеличении нагрузки возможны следующие неблагоприятные явления: перегрузки электрической сети (большая мощность нагрузки по сравнению с расчетной для проводников и силового оборудования); короткие замыкания в электрической сети (прямой контакт проводников, находящихся под различными потенциалами). В первом случае происходит нагрев проводника, что может повлечь за собой выход из строя электропроводки всего участка или предприятия. Во втором случае высок риск возникновения пожара и возгорания электромеханической части привода, так как величина тока может достигать величины тока

Рис. 2. Принцип действия УЗО

короткого замыкания. Перегрузка возможна и при плохом контакте в местах соединения нулевых проводников или при ветхой электропроводке внутридомовой сети. А в результате – пожары, взрывы, простой производства.

Рассмотрим принцип действия и возможности применения УЗО в быту.

УЗО - устройства защитного отключения, которое включается в цепь питания объекта и отключает цепь при возникновении тока утечки, большего, чем ток установки устройства (10, 30, 100, 300 мА). Действие основано на измерение тока на входе и выходе устройства. Как только разница превышает установку устройства, УЗО срабатывает. Принцип работы показан на рис. 2.

При нормальной работе системы электроснабжения и, следовательно, отсутствии утечки, рабочий ток, протекая через включенные встречно первичные обмотки трансформатора (которые соединены с прямым и обратным проводниками, ведущими к нагрузке), наводит встречно направленные магнитные потоки, одинаковые по величине. Их взаимодействие приводит к тому, что ток вторичной обмотки практически равен нулю и пороговый элемент не срабатывает. При возникновении внештатной ситуации – появлении утечки тока или при прикосновении человека к токоведущим частям во время утечки тока (по сути, возникновение той же утечки через тело человека) баланс токов в первичных обмотках трансформатора будет нарушен, что вызовет появление тока во вторичной обмотке. В свою очередь, наведенный во вторичной обмотке ток приведет к срабатыванию порогового элемента и приведению в действие исполнительного механизма. Этот механизм вызывает обесточивание контролируемой цепи. При касании телом оголённого проводника часть тока будет замыкаться через человека, соответственно при превышении тока установки, УЗО отключит цепь питания, где происходит утечка.

Однако, УЗО предназначены лишь для защиты человеческой жизни. Во избежание материальных потерь в линиях, где работает дорогостоящее оборудование, необходимо предусмотреть защиту и электромеханической части. Защита проводится по двум параметрам: напряжению и току. Одним из таких вариантов является защита горного электромеханического комплекса с помощью тепловых реле или реле напряжения [2]. Тепловое реле создано для защиты двигателя от токовых перегрузок. Номинальный ток теплового реле выбирают исходя из номинальной нагрузки электродвигателя. Выбранный ток теплового реле составляет (1,2 - 1,3) номинального значения тока электродвигателя (тока нагрузки), т. е. тепловое реле срабатывает при 20-30% перегрузке в течении 20 минут.

Биметаллическая пластина теплового реле ТРП имеет комбинированную систему нагрева. Пластина нагревается как за счет нагревателя, так и за счет прохождения тока через саму пластину. При прогибе конец биметаллической пластины воздействует на прыгающий контактный мостик. Тепловое реле ТРП позволяет иметь плавную регулировку тока срабатывания в пределах ( $\pm 25\%$  номинального тока уставки). Эта регулировка осуществляется ручкой, меняющей первоначальную деформацию пластины. Такая регулировка позволяет резко снизить число потребных вариантов нагревателя. Возврат реле в исходное положение после срабатывания производится кнопкой. Возможно исполнение и с самовозвратом после остывания биметалла. Высокая температура срабатывания (выше  $200^{\circ}\text{C}$ ) уменьшает зависимость работы реле от температуры окружающей среды. Уставка теплового реле ТРП меняется на 5% при изменении температуры окружающей среды. Высокая ударо- и вибростойкость теплового реле ТРП позволяют использовать его в самых тяжелых условиях [3].

Постоянная времени нагрева электродвигателя зависит от длительности токовой перегрузки. При кратковременной перегрузке в нагреве участвует только обмотка электродвигателя и постоянная нагрева 5 - 10 минут. При длительной перегрузке в нагреве участвует вся масса электродвигателя и постоянная нагрева 40-60 минут. Поэтому применение тепловых реле целесообразно лишь тогда, когда длительность включения больше 30 минут. Возможно применение для двигателей с режимом работы S1, например для защиты привода вентиляторов центральной системы проветривания.

Реле напряжения применяются исключительно для защиты оборудования от скачков напряжения. Реле напряжения контролирует величину напряжения в электросети и в случае выхода его за установленные пределы, отключает защищаемое оборудование от сети электропитания. Верхний и нижний пределы напряжения устанавливает наладчик.

Значит, используя все 3 ступени защиты, любой производственный комплекс будет полностью защищён. И в случае аварии либо перегрузки сети ни оборудование, ни люди не пострадают.

### Библиографический список

1. Правила устройства электроустановок (ПУЭ). Издание седьмое;
2. С. Л. Корякин-Черняк, О. Н. Партала «Справочник электрика для профи и не только» Наука и Техника, Санкт-Петербург 2008;
3. Merlin Gerin каталог продукции 2010 – 2011.

УДК 624.15.001

*Б.В. Моркляник, к.т.н., доцент; Львовская политехника (г. Львов)*

*А.С. Фартушный, аспирант, В.Г. Шаповал, д.т.н., профессор, профессор кафедры строительства и геомеханики, Государственное ВУЗ «Национальный горный университет» (г. Днепрпетровск)*

### ТЕПЛОВЫЕ ПОЛЯ В ГРУНТОВОМ ОСНОВАНИИ, ОБРАЗОВАННЫЕ В ХОДЕ ТЕПЛООБМЕНА МЕЖДУ ОСНОВАНИЕМ И ЧЕТЫРЬМЯ U-ОБРАЗНЫМИ КОЛЛЕКТОРАМИ ТЕПЛООВОГО НАСОСА НЕОГРАНИЧЕННОЙ ДЛИНЫ

*Разработана методика расчета температурных полей, обусловленных теплообменом между U-образными коллекторами тепловых насосов и грунтовыми основаниями. С помощью расчета температурного поля определено влияние работы теплового насоса на грунтовое основание.*

*The method of calculation of temperature fields due to heat exchange between the U-shaped collectors heat pumps and ground bases. With this calculation determined the effect of the heat pump on the foundation soil.*

**Введение.** Тепловые насосы получили широкое распространение в экономически развитых странах [1].

Эта технология позволяет в 2,5...5 раз и более сократить потребление энергии для нужд отопления и кондиционирования. При этом, из-за изменения теплового режима оснований и их циклического замерзания-оттаивания, в ходе работы грунтовых тепловых насосов возникают новые, неучтенные в действующих в настоящее время на территории Украины нормативных документах нагрузки и воздействия.

**Анализ литературных источников.** U-образные зонды грунтовых тепловых насосов являются одним из основных типов теплообменников [2]. В этой связи в литературе имеется большое число публикаций [3, 4]. При этом не уделялось внимание разработке методики расчета температурных полей, обусловленных теплообменом между U-образными коллекторами тепловых насосов и грунтовыми основаниями на значительной глубине.

**Цель работы.** При написании данной работы преследовалась цель определить с помощью расчета температурного поля влияние работы теплового насоса на грунтовое основание.

**Материалы и результаты исследования.** Рассмотрим конкретную задачу о распределении температурных полей в основании четырех U-образных коллекторов, длина которых равна 25 метров. Рассмотрим такие режимы работы теплового насоса: кондиционирование, отопление, а также в реверсный режим (рис. 1).

В качестве исходных данных примем теплофизические характеристики грунта, представленные в таблице 1.

Таблица 1

Значения теплофизических свойств основания

№ п/п.	Удельный вес $\gamma$ , $\frac{кН}{м^3}$	Удельная теплоемкость $c_p$ , $\frac{кДж}{кг \cdot град}$	Коэфф. теплопроводности $\lambda$ , $\frac{вт}{м \cdot град}$
1	15,50...20,00	0,50...2,00	0,50...2,00

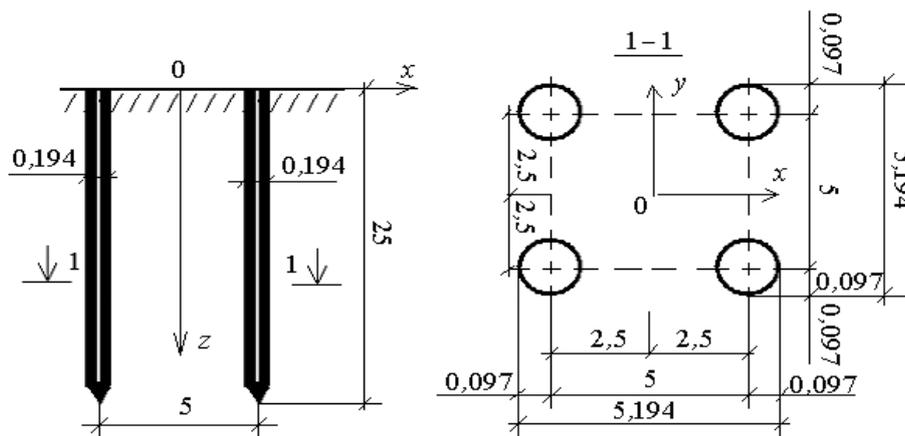


Рис. 1. К расчету теплового поля в основании четырех U-образных зондов  
Примечание. Размеры даны в метрах.

В качестве фундаментального используем полученное нами решение (формула (64) в работе [5]).

Далее с использованием формулы (39) (в работе [5]) и принципа суперпозиции найдем температурное поле от распределенного источника теплоты в слое грунта единичной толщины. Имеем:

$$T(r, t) = \frac{2 \cdot \pi}{4 \cdot \pi \cdot \rho \cdot c_p} \cdot \int_0^t \frac{q_w(\tau)}{a \cdot (t - \tau)} \cdot \left\{ \int_0^R \exp \left[ -\frac{(r - \xi)^2}{4 \cdot a \cdot (t - \tau)} \right] \cdot \xi \cdot d\xi \right\} \cdot d\tau,$$

откуда

$$\left. \begin{aligned}
T(r, t) &= \int_0^t \frac{q_w(\tau)}{\rho \cdot c_\rho} \cdot (f_1 + f_2 + f_3 - f_4) \cdot d\tau; \\
f_1 &= \frac{r \cdot \sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{\operatorname{erf}(z_1)}{\sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
f_2 &= \frac{r \cdot \sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{\operatorname{erf}(z_2)}{\sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
f_3 &= \exp(-z_3); \\
f_4 &= \exp(-z_4); \\
z_1 &= \frac{R - r}{2 \cdot \sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
z_2 &= \frac{r}{2 \cdot \sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
z_3 &= \frac{r^2}{4 \cdot a \cdot (t - \tau)}; \\
z_4 &= \frac{(R - r)^2}{4 \cdot a \cdot (t - \tau)}; \\
R &= \frac{d_{\text{экв}}}{2}
\end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Далее с использованием подстановки  $r = \sqrt{x^2 + y^2}$  перейдем в (1) к декартовой системе координат. Имеем:

$$\left. \begin{aligned}
T(r, t) &= \int_0^t \frac{q_w(\tau)}{\rho \cdot c_\rho} \cdot (f_1 + f_2 + f_3 - f_4) \cdot d\tau; \\
f_1 &= \frac{\sqrt{\pi \cdot (x^2 + y^2)}}{2} \cdot \frac{\operatorname{erf}(z_1)}{\sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
f_2 &= \frac{\sqrt{\pi \cdot (x^2 + y^2)}}{2} \cdot \frac{\operatorname{erf}(z_2)}{\sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
f_3 &= \exp(-z_3); \\
f_4 &= \exp(-z_4); \\
z_1 &= \frac{R - \sqrt{x^2 + y^2}}{2 \cdot \sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
z_2 &= \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{2 \cdot \sqrt{a \cdot (t - \tau)}}; \\
z_3 &= \frac{x^2 + y^2}{4 \cdot a \cdot (t - \tau)}; \\
z_4 &= \frac{(R - \sqrt{x^2 + y^2})^2}{4 \cdot a \cdot (t - \tau)}; \\
R &= \frac{d_{\text{экв}}}{2}
\end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Далее найдем температурное поле в точке основания с координатами  $(x, y)$ , причиной

возникновения которого являются  $n$  источников тепла  $q_{wi}(t)$ , центры которых

находятся в точках с координатами  $(x_i, y_i)$  (формула (2) и рис. 1). Имеем:

$$T(x, y, t) = T_{очн}(x, y, t) + \sum_{i=1}^n T[q_{wi}, (x - x_i), (y - y_i), t], \quad (3)$$

где температуру  $T[q_{wi}, (x - x_i), (y - y_i), t]$  следует определять по формуле (2).

На основе полученных таким образом данных нами были построены изополя температур в грунтовом основании для таких вариантов использования тепловых насосов:

–тепловой насос работает только лишь в режиме кондиционирования три месяца с начала июня по конец августа (рис. 2а);

–тепловой насос работает только лишь в режиме отопления шесть месяцев с начала ноября по конец марта (рис. 2б);

–тепловой насос работает в реверсном режиме (т.е. в режиме кондиционирования три месяца с начала июня по конец августа и в режиме отопления – шесть месяцев с начала ноября по конец марта (рис. 2в).

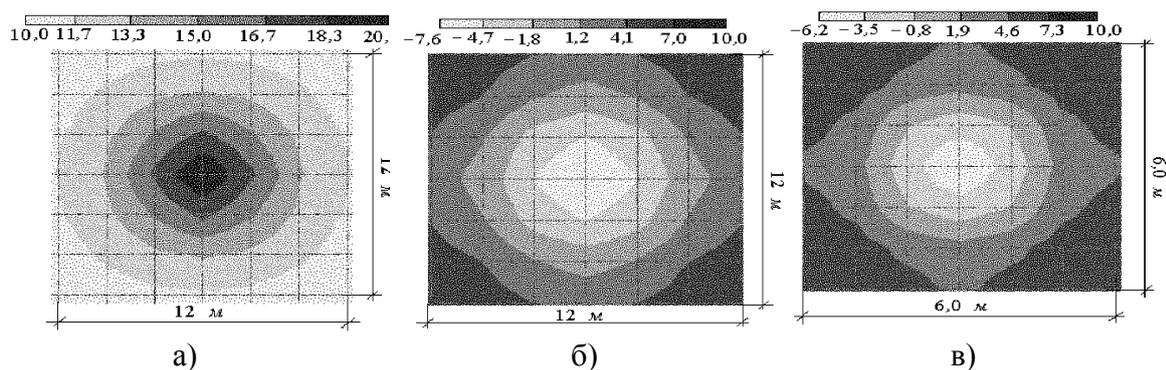


Рис. 2. Температурное поле в грунтовом основании на глубине 10 метров после работы теплового насоса в режиме: а) кондиционирования в течение 3 месяцев; б) отопления в течение 6 месяцев; в) кондиционирования в течение 3 месяца и в режиме отопления в течение 6 месяцев

### Выводы

Разработана методика расчета температурных полей, обусловленных теплообменом между U-образными коллекторами тепловых насосов и грунтовыми

основаниями на значительной глубине (этот случай соответствует условиям плоской задачи).

Показано, что при работе теплового насоса в режиме кондиционирования температура основания может значительно превышать ее природные значения в 1,1...2 раза (рис. 2).

Установлено, что при работе теплового насоса в режиме отопления температура основания может быть ниже температуры замерзания воды (рис. 2). Этот факт имеет важное значение в связи с явлением морозного пучения грунта [6].

Выявлено, что при функционировании теплового насоса в реверсном режиме имеет менее резкое изменение температурного поля основания, чем это имеет место при его работе только лишь в режиме кондиционирования или только лишь в режиме отопления.

### Библиографический список

1. Популярная механика, №8 (70). - М., 2008. - с. 78...81.
2. Brandl, H. Energy foundation and other thermo- active ground structures. Geotechnique 56.-2006.- pp. 81-122.
3. Branl, H. Energy piles and diaphragm walls for heat transfer form and into the ground. Procssding of the 3-h international Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles. Ghent. Technical University, Vienna, Austria-1998-pp. 38-60.
4. Пономарев А. Б., Атаманов А. А. Энергетические фундаменты // Строительная наука и техника.- 2008. -№4, с. 57-61.
5. Шаповал В.Г., Моркляник Б. В. Температурные поля в основаниях тепловых насосов: Монография.- Дніпропетровск: Пороги, 2011.- 123 с.
6. Шаповал В.Г., Седин В.Л., Шаповал А.В., Моркляник Б. В., Андреев В.С. Механика грунтов: Учебник.– Днепропетровск: Пороги, 2010.-168 с.

УДК 624.15.001

*Б.В. Моркляник, к.т.н., доцент; Львовская политехника (г. Львов)*

*А.С. Фартушный, аспиран, В.Г. Шаповал, д.т.н., профессор, профессор кафедры строительства и геомеханики, Государственное ВУЗ «Национальный горный университет» (г. Днепропетровск)*

### ТЕМПЕРАТУРНОЕ ПОЛЕ В ОСНОВАНИИ ПЛОСКОГО КОЛЛЕКТОРА ТЕПЛООВОГО НАСОСА КОНЕЧНЫХ РАЗМЕРОВ

*Определено с помощью расчета температурного поля влияние работы теплового насоса с плоским коллектором на грунтовое основание.*

*Determined by calculating the temperature field of the impact of the heat pump with a flat collector on the foundation soil.*

**Введение.** В последнее время в промышленно-развитых странах происходит бурное развитие технологии отопления зданий и сооружений с использованием т.н. грунтовых тепловых насосов, коллекторы которых размещают либо в основаниях, либо в фундаментах.

При написании настоящей статьи преследовалась цель установить закономерности распределения тепловых полей в грунтовом основании плоского коллектора теплового насоса.

**Анализ литературных источников.** Плоские коллекторы грунтовых тепловых насосов по сравнению с аналогичными отопительными системами такие преимущества:

- низкие эксплуатационные затраты;
- высокие годовые коэффициенты эффективности эксплуатации теплового насоса.

По этой тематике в литературе имеется много публикаций[1,...,5]. При этом не уделялось внимание разработке методики расчета температурных полей, обусловленных теплообменом между плоскими коллекторами тепловых насосов конечных размеров и грунтовыми основаниями на значительной глубине.

**Цель работы.** При написании данной работы преследовалась цель определить с помощью расчета температурного поля влияние работы теплового насоса с плоским коллектором на грунтовое основание.

**Материалы и результаты исследования.** Рассмотрим конкретную задачу о распределении температурных полей в основании плоского коллектора, работающего в режимах кондиционирования, отопления, а также в реверсном режиме теплового насоса (рис.1).

В качестве исходных данных примем теплофизические характеристики грунта, представленные в таблице 1.

Таблица 1

Значения теплофизических свойств основания

№ п/п.	Удельный вес $\gamma \frac{кН}{м^3}$	Удельная теплоемкость $c_p, \frac{кДж}{кг \cdot град}$	Кoeff. теплопроводности $\lambda, \frac{вт}{м \cdot град}$
1	15,50...20,00	0,50...2,00	0,50...2,00

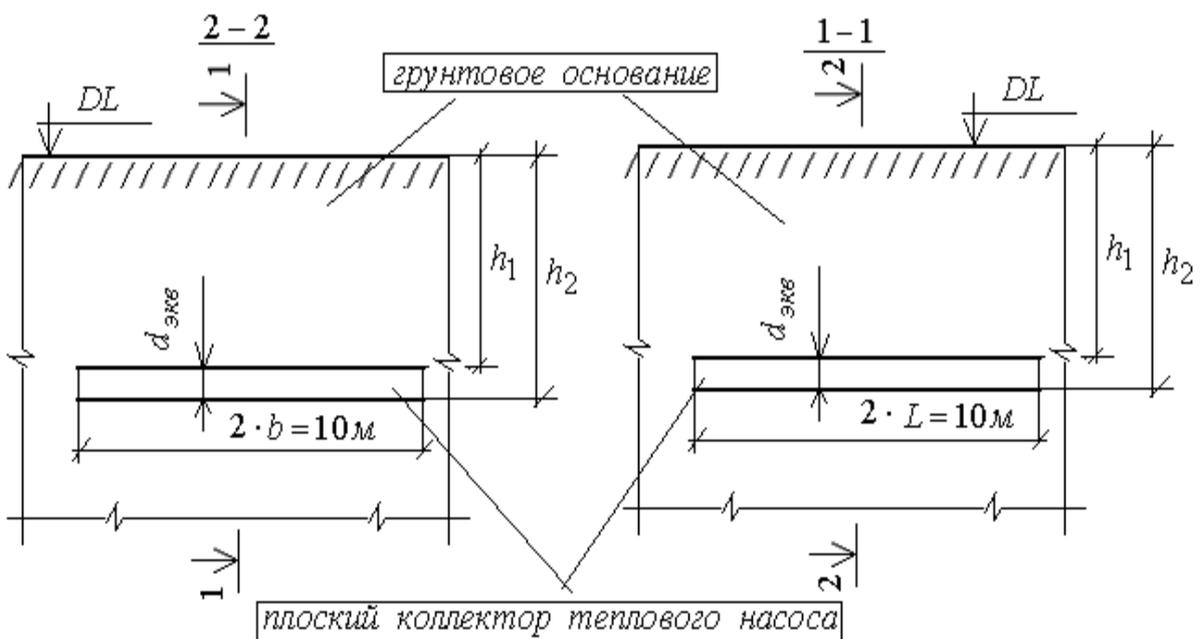


Рис. 1. К расчету температурного поля в основании плоского коллектора теплового насоса (схема).

Вначале рассмотрим общий случай - рассчитаем тепловое поле в грунтовом основании плоского коллектора с размерами  $2 \cdot b \times 2 \cdot L$  толщиной  $\Delta = h_1 - h_2$ . Для этого найдем дифференциал (65) в работе [6] и полученное таким образом выражение проинтегрируем в пределах  $x \in (-b, b)$ ,  $y \in (-L, L)$ ,  $z \in (h_1, h_2)$ . Имеем:

$$\left. \begin{aligned}
 dT(r, z, t) &= \int_{-b}^b \int_{-L}^L \left\langle \int_0^t k(t, \tau) \cdot f_0 \cdot [f_1 - f_2] \cdot d\tau \right\rangle dx_1 \cdot dy_1 \cdot d\xi; \\
 f_0 &= \exp \left[ -\frac{(x-x_1)^2 + (y-y_1)^2}{4 \cdot a \cdot (t-\tau)} \right]; \\
 f_1 &= \exp \left[ -\frac{(z-\xi)^2}{4 \cdot a \cdot (t-\tau)} \right]; \\
 f_2 &= \exp \left[ -\frac{(z+\xi)^2}{4 \cdot a \cdot (t-\tau)} \right]; \\
 k(t, \tau) &= \frac{q_w(\tau)}{8 \cdot \rho \cdot c_p \sqrt{[\pi \cdot a(t-\tau)]^3}}
 \end{aligned} \right\} ,$$

откуда

$$\left. \begin{aligned}
 T(r, t) &= \int_0^t k(\tau) \cdot (f_1 + f_2 + f_3 + f_4) \cdot (f_5 + f_6 + f_7 + f_8) d\tau; \\
 f_1 &= \operatorname{erf} \left( \frac{-b+x}{a_1} \right) \cdot \operatorname{erf} \left( \frac{-L+y}{a_1} \right); \\
 f_2 &= -\operatorname{erf} \left( \frac{-b+x}{a_1} \right) \cdot \operatorname{erf} \left( \frac{L+y}{a_1} \right); \\
 f_3 &= \operatorname{erf} \left( \frac{b+x}{a_1} \right) \cdot \operatorname{erf} \left( \frac{-L+y}{a_1} \right); \\
 f_4 &= \operatorname{erf} \left( \frac{b+x}{a_1} \right) \cdot \operatorname{erf} \left( \frac{L+y}{a_1} \right); \\
 f_5 &= \operatorname{erf} \left( \frac{-h_2+z}{a_1} \right); \\
 f_6 &= \operatorname{erf} \left( \frac{h_2+z}{a_1} \right); \\
 f_7 &= -\operatorname{erf} \left( \frac{-h_1+z}{a_1} \right); \\
 f_8 &= \operatorname{erf} \left( \frac{h_1+z}{a_1} \right); \\
 a_1 &= 2 \cdot \sqrt{a \cdot (t-\tau)}; \\
 k(\tau) &= \frac{q_w(\tau)}{\rho \cdot c_p}
 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

На основе полученных таким образом данных при  $h_1=1$  м,  $h_2=1,2$  м,  $y=0$  нами были построены изополя температур в грунтовом основании:

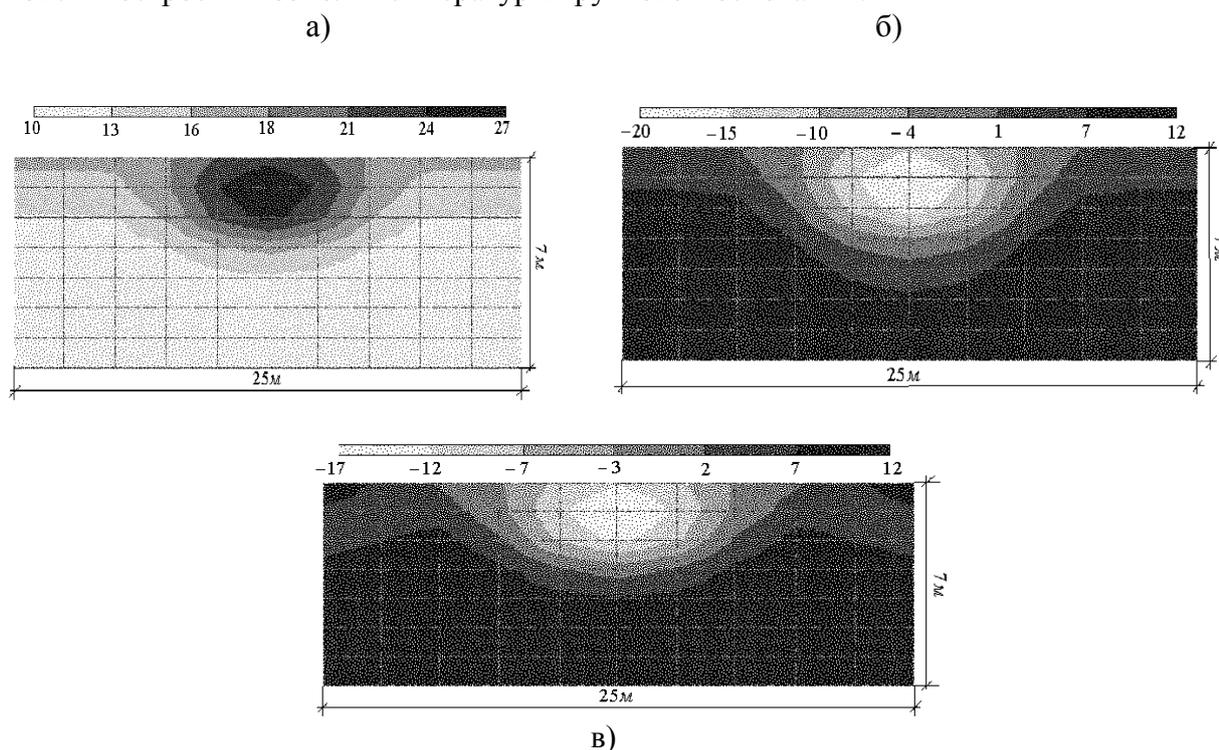


Рис. 2. Температурное поле в грунтовом основании на глубине 1,1 метра после работы теплового насоса в режиме: а) кондиционирования в течение 3 месяцев; б) отопления в течение 6 месяцев; в) кондиционирования 3 месяца и в режиме отопления в течение 6 месяцев

Температура в основании определялась как сумма рассчитанных по формулам (13) и (72) в работе [6] температур.

### Выводы

Разработана методика расчета температурных полей, обусловленных теплообменом между плоскими коллекторами тепловых насосов и грунтовыми основаниями (этот случай соответствует условиям пространственной задачи).

Показано, что при работе теплового насоса в режиме кондиционирования температура основания может существенно отличаться от ее природных значений в (рис. 2а).

Установлено, что при работе теплового насоса в режиме отопления температура основания может быть ниже температуры замерзания воды (рис. 2б). Этот факт имеет важное значение в связи с явлением морозного пучения грунта [7].

Выявлено, что при функционировании теплового насоса в реверсном режиме имеет менее резкое изменение температурного поля основания, чем это имеет место при его работе только лишь в режиме кондиционирования или только лишь в режиме отопления (рис. 2в).

Показано, что при использовании в качестве теплообменника плоского коллектора теплообмен происходит в верхней, приповерхностной части основания (рис. 2а, б, в). При этом в теплообмен включается находящаяся за пределами плоского коллектора часть основания (рис. 2а, б, в). Этот факт обязательно следует учитывать при проектировании фундаментов зданий и сооружений.

## Библиографический список

1. Популярная механика, №8 (70). - М., 2008. - с. 78...81.
2. Популярная механика, №7 (45). - М., 2006. - с. 28-30.
3. Популярная механика, №5 (67). - М., 2008. - с. 89-91.
4. Черная К. В. Использование конструкций фундаментов глубокого заложения при извлечении геотермальной энергии // Світ геотехніки. №1, 2006, с. 27...31.
5. Brandl, H. Energy foundation and other thermo- active ground structures. Geotechnique 56.-2006.- pp. 81-122.
6. Шаповал В.Г., Моркляник Б. В. Температурные поля в основаниях тепловых насосов: Монография.- Дніпропетровск: Пороги, 2011. - 123 с.
7. Шаповал В.Г., Седин В.Л., Шаповал А.В., Моркляник Б. В., Андреев В.С. Механика грунтов: Учебник.– Днепропетровск: Пороги, 2010. - 168 с.

УДК 622.281

*И.Б. КОСИТСКИЙ\**, магистр ГВУЗ «Донецкий Национальный технический университет», научный руководитель, д.т.н., проф. А.О. НОВИКОВ ГВУЗ «Донецкий Национальный технический университет»

### **АНАЛИЗ СПОСОБОВ ОХРАНЫ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК, НАПРАВЛЕННЫХ НА ПОВЫШЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ КРЕПИ**

*В статье выполнен анализ известных отечественных и зарубежных технических решений, направленных на повышение устойчивости рамных крепей в подготовительных выработках и путей их совершенствования*

*Ключевые слова: подготовительная выработка, способ охраны, конструкция крепи, тампонаж, шпур*

**Введение.** Основными причинами потери устойчивости выработок, поддерживаемых вне зон влияния очистных работ, являются: несоответствие параметров применяемых крепей горно-геологическим и техническим условиям поддержания; отсутствие контакта крепи с породным массивом после ее возведения, а также последующие нарушения устанавливающегося в массиве равновесного состояния горными работами.

Проведенный анализ литературных источников, посвященных повышению устойчивости выработок, свидетельствует о наличии большого количества методик, характеризующих предлагаемые пути решения этой сложной проблемы. Так, в ряде работ авторы отмечают тот факт, что более благоприятные условия поддержания обеспечиваются в выработках, проводимых комбайнами. Однако, по утверждениям других авторов, влияние способа проведения на устойчивость выработки зафиксировано лишь первые 8-12 месяцев после ее проведения. В то же время, производственный опыт показывает, что область применения большей части парка проходческих комбайнов ограничена прочностью вмещающих выработки пород редко превышает 40 МПа.

При буро-взрывной технологии проведения выработок, устойчивость

---

\* Научный руководитель, д.т.н., проф. Новиков А.О.

приконтурного массива в значительной мере повышают путем применения контурного взрывания. Этот способ значительно снижает интенсивность трещинообразования во вмещающих породах по сравнению с обычным взрыванием. В этом случае обеспечивается более точное оконтуривание поперечного сечения, уменьшается амплитуда неравномерностей породных обнажений, а в следствии этого, и концентрация действующих напряжений. Значительным недостатком данного способа является бурильное оборудование, которое не позволяет бурить оконтуривающие шпурсы вплотную к проектному контуру, параллельно оси выработки.

Еще одной ветвью повышения устойчивости металлических арочных крепей в выработках являются многочисленные попытки создать систему «крепь-массив» с учетом вектора преобладающих смещений в породной толще («подогнать» крепь под массив) и времени возникновения плотного контакта между крепью и массивом. Для этого отечественными и зарубежными разработчиками крепей предложено большое количество конструкций, призванных решить эти проблемы.

Для повышения устойчивости выработок с длительным сроком службы применяется тампонаж закрепного пространства. Ряд ученых неоднозначно оценивают влияние жесткости материала создаваемой тампонажной оболочки на работу податливой крепи. Недостатком данного способа является необходимость в специальном оборудовании и выполнении работ по герметизации (изоляции) выработок, что в свою очередь делает этот способ дорогим и трудоемким

Для сложных горно-геологических условий были разработаны комбинированные конструкции крепи, которые получили широкое распространение (объем применения до 5 %): анкер-металлическая, АНТ (арка, набрызг, тампонаж), ШСНГ (штанга, сетка, набрызг, тампонаж) и другие, в которых поддерживающие элементы тем или иным способом связываются для обеспечения совместной работы с приконтурным массивом. Недостатками данных конструкций являются их технологические недоработки и неполная изученность их работы с точки зрения геомеханики.

Так как в настоящее время преобладающим видом крепи остается арочная податливая, то в целом ряде работ для повышения ее устойчивости предлагается применять различные способы усиления крепи, увеличения ее жесткости в направлении преобладающих смещений без существенных конструктивных изменений. В одном из примеров предлагается использовать напрягающую стяжку на уровне замков податливости, устанавливаемую при помощи винтовых домкратов. По замыслу авторов это создает в верхняке крепи крутящий момент, направленный в противоположную сторону моменту от внешней косо направленной нагрузки.

За последние 20 лет в ДонНТУ и ДонГТУ были разработаны способы охраны, направленные на устранение переборов пород в технологии проведения выработок. Их основой является использование идеи взрывной забутовки закрепного пространства путем взрывания зарядов рыхления, одновременно выполняющих функцию локальной разгрузки пород от повышенных напряжений. широкого применения на шахтах эти способы не нашли из-за необходимости точно соблюдать технологию и параметры работ при общей высокой культуре производства.

В ходе многочисленных исследований большим количеством ученых было доказано, что предварительный распор способствует быстрому вводу податливой крепи в работу. Для этого при установке крепи она принудительно вдавливаются в породное обнажение, при этом за счет смятия и уплотнения пород обеспечивается их лучший контакт с крепью.

В КГМИ и ДПИ на основе способов локальной разгрузки и укрепления, были разработаны способы охраны АРПУ и взрыво-укрепления. Сущность первого

заключается в перераспределении напряжений вокруг выработки путем их разгрузки, с отделением части пород от массива и последующим использованием их в качестве естественного строительного материала для создания в почве выработки грузонесущего обратного свода из укрепленных пород. Разгрузка осуществляется взрыванием в шпурах камуфлетных зарядов ВВ. После этого бурят тампонажные шпуры, в которые нагнетают скрепляющий раствор. Образованная в почве разгруженная зона меняет соотношение высоты и ширины выработки. Она приобретает эллиптическую форму, благодаря чему концентрация напряжений в массиве уменьшается, что увеличивает устойчивость выработки в целом.

Способ взрыво-укрепления предусматривает одновременное выполнение работ по укреплению и разгрузке породного массива. Он основан на бурении шпуров в приконтурный массив с размещением ампул со скрепляющим составом и зарядов ВВ. При взрывании происходит рыхление пород по длине шпура, разрушение оболочек ампул и проникновение скрепляющего раствора (пенополиуретана, эпоксидной смолы с отвердителем) в образовавшиеся трещины.

Существенными недостатками данных способов являются высокая трудоемкость и материалоемкость, а также необходимость наличия дополнительного оборудования.

**Выводы.** Проведенный анализ показывает, что перспективным направлением будущих лет является разработка комбинированных способов охраны, которые позволяют изменять направление преобладающих смещений пород в выработку обеспечивая необходимые условия работы крепи а так же максимально вовлекать приконтурный массив в совместную работу с крепью и использовать при этом природную прочность вмещающих пород. Так же не стоит забывать о том, что все эти предлагаемые способы должны быть включены в технологический процесс проведения и крепления выработки.

УДК 622.281

*Д.Г. ЛОВКОВ\* (магистр) ГВУЗ «Донецкий Национальный технический университет»  
Научный руководитель д.н.т. проф. А.О. НОВИКОВ ГВУЗ «Донецкий Национальный  
технический университет»*

## **О ПОДДЕРЖАНИИ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК РАМНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ КРЕПИ И ЕГО ПЕРСПЕКТИВЫ**

*В статье проанализирован опыт поддержания подготовительных выработок различными рамными конструкциями крепи и тенденции её развития, в том числе на ближайший период.*

В связи с усложняющимися горно-геологическими условиями отработки месторождений и интенсификацией проявлений горного давления в последние десятилетия поставило задачу перед угольными шахтами к необходимости увеличить прочность и надёжность применяемых конструкций крепи.

В 40-е годы 19 века начали широко применяться стальные рамные крепи в практике подземного строительства шахт Германии и Чехии. Изначально в горных выработках использовали жесткие рамы из стального двутаврового профиля или рельса, соединяемых при помощи планок и болтов. Однако, значительные смещения породного контура приводили к недопустимым деформациям крепи и необходимости ее ремонта, поскольку жесткая конструкция может приспособливаться к смещению

пород только ценой остаточной деформации с последующим разрушением элементов рамы. В этой связи к началу XX века жесткие металлические конструкции считались непригодными для крепления горных выработок. Поэтому в дальнейшем совершенствование стальных рамных крепей шло по пути увеличения их работоспособности и приспособления (адаптации) к формоизменению сечения выработки. Для этого на первом этапе (до 1924 г.) в конструкцию стальной арочной крепи были введены дополнительные шарниры, позволившие снизить неравномерность распределения внешних нагрузок за счет их передачи на окружающие крепь породы. Особая заслуга по внедрению шарнирных арок принадлежит фирме «Ф.В. Моль и сыновья», благодаря которой в 30-40-е годы 20 века стальная рамная крепь находит массовое применение на угольных шахтах Рура. На втором этапе, в 1932 году фирма «Тиссен-Хайнцман» (Германия) разрабатывает парные желобчатые профили различных типоразмеров и удачную конструкцию их соединений (прототип нынешних замков податливости). Благодаря этому рамная крепь стала податливой и, сохранив свои функции, получила возможность «уходить» от горного давления без разрушения, приспособляясь к смещениям породного контура. После второй мировой войны металлические податливые крепи получают широкое распространение в большинстве промышленно-развитых стран. К концу 50-х годов 20 века стальной рамной крепью поддерживалось: в Германии – до 50 % горных выработок, во Франции – более 60 %, в Англии – более 70 %, в Бельгии – до 90 %. С 50-х годов 20 века началось широкое использование стальных рамных крепей на шахтах бывшего СССР. Большой вклад в разработку стальной рамной крепи внесли отечественные научные школы, возникшие на базе горных вузов и отраслевых институтов. В разработку конструкций равно-радиусных крепей, обеспечивающих поддержание подготовительных выработок в условиях наклонного и крутого падения на шахтах ЦРД, внесли проф. С.Я. Липкович и С.В. Краснов. Нормативные материалы по расчету и применению крепи в горных выработках были разработаны во ВНИМИ (г. С.-Петербург) и НИИОМШС (г. Харьков) под руководством проф. И.Г. Коскова и проф. В.П. Дружко. Большой вклад в решение проблемы управления усилиями в рамных крепях, разработку способов и средств повышения работоспособности конструкций, разработку методов оценки и прогноза взаимодействия крепи и вмещающего массива внесли ученые ДонГТУ (г. Алчевск): проф. Г.Г. Литвинский и Г.И. Гайко.

Проведенные многочисленные экспериментальные исследования и опыт поддержания выработок показывают, что обеспечить их нормальное эксплуатационное состояние в течение всего срока службы можно лишь путем использования несущей способности породного массива, вмещающего выработку. Поэтому, одним из перспективных направлений совершенствования рамных конструкций в последние годы стало применение анкерно-рамных и рамно-анкерных конструкций крепи.

Крайне негативным следствием применения типовых металлокрепей в сложных горно-геологических условиях, кроме роста стоимости поддержания выработок, является невозможность увеличить нагрузку на очистной забой и интенсивность отработки запасов. Так, на шахтах им. А.А. Скочинского, им. Челюскинцев, ш/у «Октябрьская», им. А.Ф. Засядько, «Щегловская-Глубокая», им. А.Г. Стаханова и др., где глубина ведения работ превышает 900 м, стоимость перекрепления 1 п.м выработки на 30 % и более превышает стоимость ее крепления при сооружении. В условиях выше перечисленных шахт все подготовительные выработки при столбовой системе разработки обязательно 1 раз перекрепляются, а при комбинированной или сплошной системе разработки – 2-3 раза. При этом, из-за плохого состояния подготовительных выработок суточная нагрузка на лаву не превышала 700-800 т.

Развитие и совершенствование конструкций рамных крепей в последние

десятилетия развивалось по следующим направлениям:

- уменьшение металлоемкости крепи;
- максимальное упрощение конструктивных элементов;
- упрощение технологии изготовления крепи.

При отработке угольных пластов на больших глубинах в последние десятилетия неуклонно происходит изменение геомеханической ситуации. Возрастают не только смещения вмещающих выработки пород, изменяется характер и интенсивность протекающих во вмещающем выработки массиве деформационных процессов. Это приводит не только к резкому увеличению затрат на поддержание выработок, но и практически сводит на нет одно из основных преимуществ наиболее перспективных столбовой и комбинированной систем разработки, обеспечивающих при нагрузке на лаву 3,0-3,5 тыс. тонн в сутки необходимую экономичность отработки запасов. Вместе с тем, объем их применения на шахтах Украины в 2012 году составил более 80 %, а объем добываемого там угля – более 90 % с использованием современных механизированных комплексов.

Анализируя объемы и области применения стальных арочных крепей, количество выпускаемых конструкций, а также изобретения, продлевающие срок эксплуатации рамных конструкций, проф. Г.Г. Литвинский делает вывод об их S-образном характере развития во времени, как любой технической системы. Так как система уже прошла исходный этап быстрого совершенствования и последующий этап стабильного роста, то темпы ее развития начинают спадать, хотя объемы применения еще достаточно высоки. В дальнейшем, в соответствии с «законом жизни технических систем», стальная рамная крепь скорее всего вытеснится принципиально иной системой крепления (анкерные, породонесущие конструкции и др.). Однако, в ближайшие 10-20 лет это маловероятно из-за высокой инерционности развития горной промышленности. Более вероятно, что рамная крепь перейдет на существенно более высокий уровень своего технического развития.

Наиболее перспективными направлениями совершенствования металлического рамного крепления для подготовительных выработок является изменение формы поперечного сечения и конструкции крепи, а также использование комбинированных конструкций на основе анкерных систем, позволяющих за счет вовлечения вмещающих пород в совместную работу с крепью существенно увеличить ее несущую способность.

*М.Н. Синельник студент, руководитель магистр т.н. А.В. Леонов, Белорусский Национальный Технический Университет*

## **К МЕХАНИЗМУ ФОРМИРОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА МЕХАНИЗИРОВАННУЮ КРЕПЬ ДЛИННЫХ ОЧИСТНЫХ ЗАБОЕВ**

*В статье рассматривается механизм формирования динамических нагрузок на механизированную крепь требующий нового подхода к алгоритму прогноза этих явлений.*

*The article considers the mechanism of formation of dynamic loads on mechanical lining requires a new approach to the algorithm of forecasting of these phenomena.*

При отработке пластовых месторождений, в кровле которых залегают мощные прочные слои труднообрушающихся кровель типа песчаника, происходит их зависание за механизированной крепью в виде консолей, а при достижении критических пролетов — обрушение с образованием заколов. Такие обрушение кровли происходят

интенсивно и сопровождаются шумовым эффектом, связанным с обломом прочных пород, ударами их друг о друга. Механизированный комплекс проседает одновременно на значительных площадях, действие обрушения на него воспринимается как импульсная динамическая нагрузка. Происходящие при этом раздутие и разрушение гидроцилиндров, разрыв манжетных уплотнений и поломка предохранительных клапанов, потеря добычи, затраты на восстановление механизированного комплекса, повышение опасности работ в таких лавах далеко не полностью исчерпывают все вредные влияния динамического воздействия.

Появились идеи, выдвигающие гипотезу о главенствующих силах, которые могут замедлить или ускорить движение кровли, таких, как упругое восстановление ранее сжатых пород, вызывающих в массиве волновые процессы, или, например, существенное влияние вибрации

В последнее время в некоторых работах говорится о волновой гипотезе распространения горного давления [1]. В пользу этой гипотезы говорит колебание пригрузок забойной крепи в очистных циклах, как вдоль забоя лавы, так и при ее движении вдоль выемочного столба.

Нами в течении 3-х месяцев проводились исследования характера взаимодействия боковых пород с гидрокрепью нижней слоевой лавы № 9а-2 горизонта – 670 м рудника 4 РУ, результаты которых приведены ниже.

Из рисунка 1 видно, что тренды скоростей нарастания сопротивления одной из секций забойной крепи при подвигании лавы в двух соседних циклах имеют как возрастающий, так и ниспадающий характер, аналогичный характер имеет средняя величина скорости для группы из 7 – 15 циклов. Эти колебания как в единичных циклах, так и средние имеют волнообразный вид. Считается, что максимумы единичных колебаний связаны с моментами, предшествующими обрушению непосредственной кровли, а максимумы средних колебаний соответствуют моментам вторичных осадок основной кровли. Однако ожидаемого резкого спада пригрузок после вторичных осадок не происходит, что очевидно вызвано взаимодействием непосредственной и основной кровли: в момент максимального нарастания консоли основной кровли непосредственная кровля может обрушаться быстрее, и наоборот. Есть очистные циклы, в которых обрушение основной и непосредственной кровли происходит одновременно, в таких случаях пригрузка на крепь – максимальна.

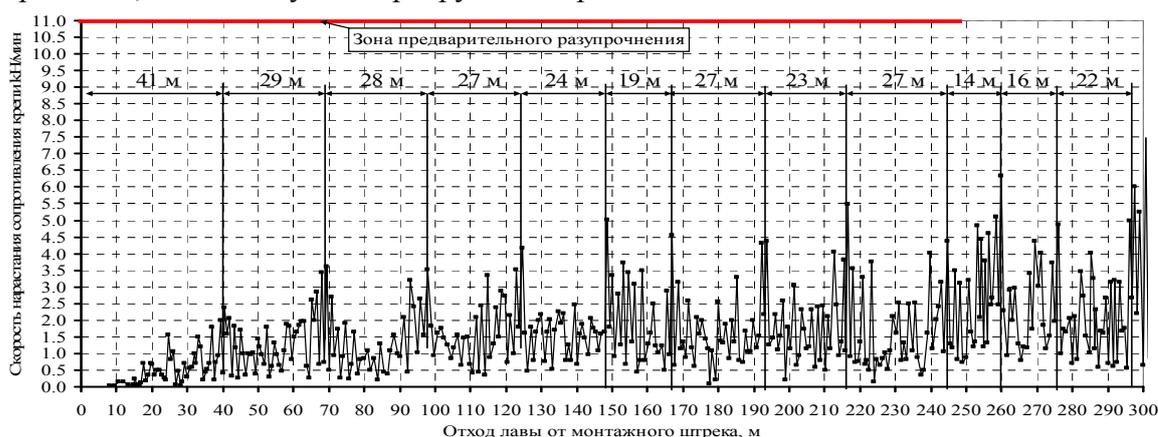


Рис. 1 – Изменение средней скорости нарастания сопротивления крепи по длине столба

Учитывая волновой характер формирования нагрузок на крепь лавы, а также анализируя литературу [2] по взаимодействию механизированной крепи с боковыми

породами механизм формирования динамических нагрузок на механизированную крепь можно представить следующим образом (смотри рис.2). При передвижке крепи в массиве образуются как сжимающие (в районе контакта массива с механизированной крепью), так и растягивающие напряжения в отслаивающемся блоке. При критических растягивающих напряжениях от действия веса зависших пород происходит отрыв блока от основного массива в наиболее слабом месте, т. е. разрыв растянутой "пружины", соединяющей блок с массивом. В момент разрыва связи происходят потеря сил сцепления с образованием зазоров и мгновенное упругое восстановление "порванных пружин" как в блоке, так и в массиве. Упругое восстановление в элементах приводит к перераспределению усилий и дополнительной пригрузке соседних стоящих впереди "пружин", которые, погасив импульс от частичного отрыва "пружин", восстанавливаются в свое исходное положение, как бы сокращаясь и подтягивая блок к массиву. Это вызывает колебательное движение жидкости в гидростойке крепи и в опорной зоне пласта впереди очистного забоя, где происходят приращение нагрузки от порыва связей и последующая разгрузка от восстановления соседних "пружин" в исходное положение. При обрыве и упругом восстановлении "пружин" в массиве колебания будут, большей частью, передаваться непосредственно вглубь массива и часть из них воздействует на крепь и пласт.

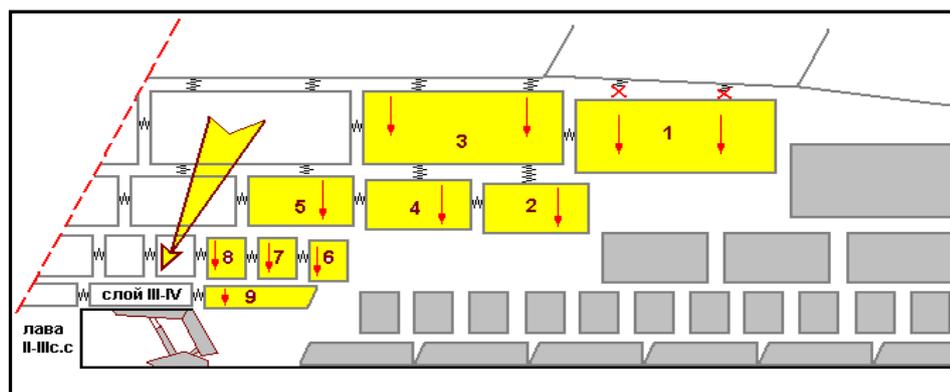


Рис. 2 – Адаптированная схема вероятного взаимодействия механизированной крепи с труднообрушаемой основной кровлей при ее блочно-иерархическом строении для условий отработки Третьего калийного горизонта на Старобинском месторождении.

При частичном обрыве связей силы инерции, возникающие в движущемся значительном объеме блока, направлены в сторону, обратную действию сил тяжести. Однако в стадии замедления движения блока, его торможения и упругого восстановления впереди стоящих "пружин" в исходное положение силы инерции совпадают с действием сил тяжести. Пригрузка от сил тяжести и сил инерции может привести к порыву последующих "пружин", преодолению сил сцепления на большей площади, что приводит к вышеописанному процессу. Причем максимальная величина последующего импульса пригрузки может быть значительно выше предыдущего. Естественно, что при обрушении кровли природа формирования динамических нагрузок усложняется различными влияющими факторами, например трением в кровле, пригрузкой от вышележащих слоев и т. п.

Такое объяснение механизма формирования динамических нагрузок на механизированную крепь требует нового подхода к алгоритму прогноза этих явлений, подразумевающего необходимость применения нелинейной геомеханики, а также применение волновой гипотезы распределения полей напряжений и деформаций.

## Библиографический список

1. Ройтер М., Курфюрст В., Майрхофер К., Векслер Ю. Волнообразное распределение горного давления вдоль забоя лавы // ФТПРПИ. -2009. - № 2. -С.38-44.
2. Клишин В.И. Адаптация механизированных крепей к условиям динамического нагружения. – Новосибирск: Наука, 2002. – 200с.

УДК 624.15.001

*Нестерова Е.В., инж., Шаповал А.В., к.т.н., Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры,  
Шаповал В.Г., д.т.н., проф., проф., Легенченко В.А., асп., Государственный ВУЗ "НГУ"  
Андреев В.С, к.т.н., Днепропетровский национальный университет инженеров железнодорожного транспорта, г. Днепропетровск, Украина*

### К УЧЕТУ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ФУНДАМЕНТОВ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ГРУНТОВОМ СЛОЕ КОНЕЧНОЙ ТОЛЩИНЫ

*В работе изложены методики учета взаимного влияние фундаментов на осадки друг друга. Рассмотрены схемы совместного и раздельного расчета. Сделан вывод о возможности использования методик для выполнения практических расчетов осадок фундаментов.*

*The techniques accounting foundations influence on the settlements of each other are described. The schemes of joint and separate calculations are considered. Conclusion is drawn about the use of the techniques for performance of practical settlements calculations.*

**Введение.** При реконструкции (например, при увеличении зданий и сооружений) и новом строительстве в условиях тесной городской застройки имеет место проблема учета фундаментов друг на друга. В настоящей работе изложена методика учета взаимного влияния фундаментов, расположенных на грунтовом слое конечной толщины [1, 2].

**Анализ литературных источников.** Определению напряженно-деформированного состояния грунтового слоя конечной толщины посвящены работы авторов [2,...,6], анализ которых позволил нам сделать вывод о том, что толщина грунтового слоя оказывает существенное влияние на его напряженно – деформированное состояние и напряженно – деформированное состояние расположенных на нем зданий и сооружений. При этом вопрос количественной оценки влияния его толщины и деформационных свойств, слагающего основание грунта на осадки расположенных вблизи друг от друга фундаментов остается открытым.

Кроме того, в действующих в настоящее время на территории Украины нормативных документах нет никаких указаний по учету влияния друг на друга фундаментов, расположенных на грунтовом слое конечной толщины.

При этом также не существует никаких указаний по учету влияния протекающих в грунтовом основании реологических процессов на осадки расположенных вблизи друг от друга фундаментов.

**Цель работы** – изложение рекомендуемых нами методик, предназначенных для учета влияния расположенных на грунтовом слое конечной толщины фундаментов друг на друга.

**Материалы и результаты исследований.** В ходе прогноза взаимного влияния фундаментов на осадки друг друга следует различать схемы отдельного и совместного расчета.

### I. Схема отдельного расчета

1. В качестве расчетной схемы основания следует использовать слой конечной толщины, который характеризуется толщиной  $H$

2. Деформационными характеристиками основания являются модуль общей деформации  $E$ , модуль упругости  $E_y$  и коэффициент Пуассона  $\nu$ .

3. Реологическими характеристиками основания являются его коэффициент консолидации  $C_k$  и ядро ползучести  $K(t, \tau)$ .

4. Если основание имеет слоистую текстуру (т.е. его свойства неоднородны по глубине), то необходимо:

4.1. вместо фактических значений модулей общей деформации  $E_i$ , модулей упругости  $E_y^i$  и коэффициентов Пуассона  $\nu_i$  следует принимать их средневзвешенные значения, рассчитанные по формулам

$$E = (\sum_{i=1}^n h_i \cdot E_i) / H, E_y = (\sum_{i=1}^n h_i \cdot E_y^i) / H, \nu = (\sum_{i=1}^n h_i \cdot \nu_i) / H$$

Здесь  $n$  – число грунтовых слоев в пределах грунтового слоя конечной толщины

$H = \sum_{i=1}^n h_i$ ;  $h_i$  – толщина  $i$  – того элементарного слоя;  $E_i$ ,  $E_y^i$  и  $\nu_i$  – соответственно модуль общей деформации, модуль упругости и коэффициент Пуассона  $i$  – того элементарного слоя.

4.2. вместо фактических значений коэффициентов консолидации отдельных грунтовых слоев  $C_{k,i}$  следует принимать их средневзвешенное значение  $C_k$ , рассчитанное по формуле:

$$C_k = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C_{k,i}}} \quad (2)$$

4.3. Вместо фактических значений ядер ползучести отдельных грунтовых слоев  $K_i(t, \tau)$  следует принимать их средневзвешенное значение  $K(t, \tau)$ , рассчитанное по формуле:

$$K(t, \tau) = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot K_i(t, \tau)}{H} \quad (3)$$

5. Фундаменты характеризуется размерами в плане – шириной подошвы  $b$  и длиной подошвы  $L$ .

6. Влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1.

6.1. Стабилизированные (конечные) осадки для центров фундаментов следует рассчитывать по формуле:

$$S = \frac{q \cdot b \cdot K_c}{K_m} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} \quad (4)$$

а осадки края фундаментов – по формуле:

$$S^* = \frac{q \cdot b \cdot K_c}{K_m} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{K_i^* - K_{i-1}^*}{E_i} \quad (5)$$

Здесь  $S$  – осадка центра фундамента;  $S^*$  – то же, его края;  $q$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $b$  ширина его подошвы;  $K_c$  и  $K_m$  – табличные коэффициенты, зависящие от толщины грунтового слоя, ширины фундамента и модуля общей деформации грунта [1];  $n$  – число элементарных слоев грунта, на которые разбито основание;  $E_i$  – модуль общей деформации основания (если рассчитываются конечные осадки фундамента) или модуль упругости основания (если расчет осадок фундамента выполняется во времени);  $K_i$  – табличный коэффициент, предназначенный для расчета осадок центров фундаментов;  $K_i^*$  – табличный коэффициент, предназначенный для расчета осадок угловых точек.

7. В рамках модели упругого водонасыщенного основания влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1 в такой последовательности:

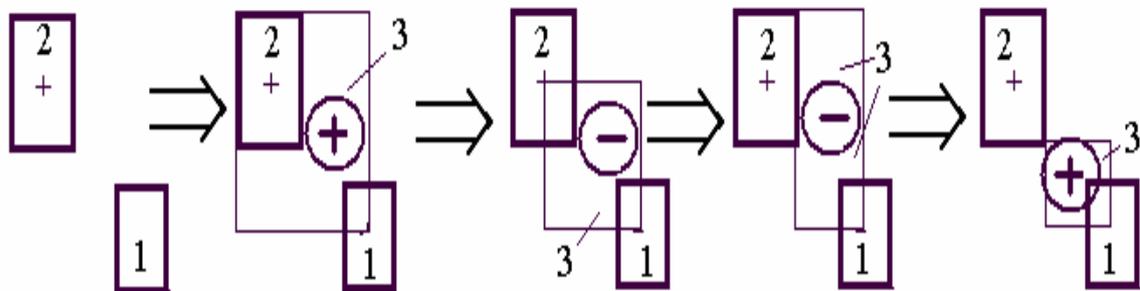


Рис. 1. К учету влияния соседних фундаментов друг на друга методом угловых точек.

1 – рассчитываемый фундамент; 2 – то же, влияющий; 3 – то же, фиктивный

7.1. Вначале следует определить упругие осадки центра фундамента  $S^y(t)$  и его края  $S^{*y}(t)$  как функции времени. При этом в качестве деформационных характеристик следует использовать коэффициент Пуассона  $\nu$  и модуль упругости основания  $E^y$ .

$$S^{\Phi}(t) = S^y(t) \cdot \sum_{i=1}^n b_i - \int_0^t S^y(\tau) \cdot \sum_{i=2}^n b_i \cdot N_i \cdot \exp[-N_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau \quad (6.1)$$

$$S^{*\Phi}(t) = S^{*y}(t) \cdot \sum_{i=1}^n b_i^* - \int_0^t S^{*y}(\tau) \cdot \sum_{i=2}^n b_i^* \cdot N_i \cdot \exp[-N_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau \quad (6.2)$$

Здесь  $b_i$  и  $b_i^*$  - коэффициенты аппроксимации зависимостей обусловленных фильтрационной консолидацией осадок фундаментов от времени [8].

7.2. Далее с использованием формул (6) следует рассчитать обусловленные фильтрационной консолидацией осадки центров фундаментов  $S^{\Phi}(t)$  (формула (6.1)) и их угловых точек  $S^{*\Phi}(t)$  (формула (6.2)).

$$S(t) = S^{\Phi}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^{\Phi}(\tau) \cdot d\tau \quad (6.3)$$

$$S^*(t) = S^{*\Phi}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^{*\Phi}(\tau) \cdot d\tau; N_t = k \cdot \frac{t-1}{b^2} \cdot c_k \quad (6.4)$$

(8)

8. В рамках модели обладающего свойством ползучести неводонасыщенного основания влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1 в такой последовательности:

8.1. Вначале следует определить упругие осадки основания как функции времени. При этом в качестве деформационных характеристик следует использовать коэффициент Пуассона  $\nu$  и модуль упругости основания  $E^y$ .

8.2. Далее с использованием формул следует рассчитать ползучестью грунта центров фундаментов (формула (7.1)) и их угловых точек (формула (7.2)).

$$S(t) = S^y(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^y(\tau) \cdot d\tau \quad (7.1)$$

$$S^*(t) = S^{*y}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^{*y}(\tau) \cdot d\tau. \quad (7.2)$$

(7)

9. В рамках модели упругого водонасыщенного обладающего свойством ползучести основания влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1 в такой последовательности:

9.1. Вначале с использованием п. 7 настоящей методики следует определить обусловленные фильтрационной консолидацией осадки основания как функции времени.

9.2. Далее с использованием формул (6) следует рассчитать обусловленные совместным влиянием фильтрационной консолидации и ползучести грунтового скелета осадки центров фундаментов (формула (6.3)) и их угловых точек (формула (6.4)).

## II. Схема совместного расчета

1. В качестве расчетной схемы основания следует использовать слой конечной толщины, который характеризуется толщиной  $H$ .

2. Упругими характеристиками основания являются модуль общей деформации  $E$  и коэффициент Пуассона  $\nu$ .

3. Реологическими характеристиками основания являются его коэффициент консолидации  $C_k$  и ядро ползучести  $K(t, \tau)$ .

4. Если основание имеет слоистую текстуру (т.е. его свойства неоднородны по глубине), то их приведенные фильтрационные и реологические свойства следует определять по формулам (2) и (3).

5. Основание следует представить в виде конечно – элементной модели из объемных элементов.

6. При определении конечных осадок основания следует использовать модуль общей деформации грунта и коэффициент Пуассона. При этом вначале следует собрать схему уже существующего здания и определить осадки его фундаментов. После этого следует собрать схему пристраиваемого здания и определить приращения осадок уже существующего.

7. При определении совместного влияния фундаментов зданий на осадки друг на друга во времени, вначале следует определить изменение во времени упругих осадок, а затем использовать формулы (6).

### **Выводы.**

1. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета.

2. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета.

3. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета.

4. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета.

5. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета.

6. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы совместного расчета.

7. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы совместного расчета.

8. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы совместного расчета.

### **Библиографический список**

1. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений.
2. Горбунов-Посадов М.И. Осадки фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. - М.: Госстройиздат, 1946. - 60 с.
3. Бабич П.В. Особливості розвитку крена прямокутних фундаментів на водонасиченій основі для шару кінцевої товщини. Автореферат на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Дніпропетровськ. ПГАСиА 2006. 21 с.
4. Титякова К. С. Напружено-деформований стан системи «грунтовий шар кінцевої товщини – фундамент – надфундаментна будівля». Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Дніпропетровськ 2010 – 24 с.

5. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. – Запорожье, 2008 – 496 с.
6. Егоров К. Е. К расчету деформаций оснований (сборник статей). – М.: ФГУП «ВНИИИТПИ», 2002 – 400 с.
7. ДБН В.2.1-10-2009. Основы та фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2009-104 с.
8. Шаповал А.В., Шаповал В.Г. Теория взаимосвязанной фильтрационной консолидации: Монография. - Днепропетровск: Пороги, 2009-311 с.

УДК 622.831

*Бабиюк Г.В., д.т.н., проф., Хименец Д.В., асп., кафедра строительных геотехнологий ДонГТУ, г. Алчевск, Украина*

## **ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД ВОКРУГ ВЫРАБОТКИ**

*Приведены результаты испытаний мелкомасштабных моделей породного массива, ослабленного выработками круглой и эллиптической форм, при одноосном сжатии.*

*The results of testing of small-scale models of the massif, weakened workings round and elliptical shapes, under uniaxial compression.*

**Постановка задачи.** Образование зоны разрушения пород вокруг горных выработок является одной из основных задач горной геомеханики, от правильности решения которой во многом зависит выбор рациональных параметров крепи горных выработок. Для решения этой задачи используются различные методы, а в последнее время – компьютерное моделирование методом конечных элементов [1]. Однако при компьютерном моделировании всегда остается открытым вопрос об адекватности полученных результатов, то есть насколько они отражают истинную сущность геомеханических явлений. В этом случае критерием истины может быть физическое моделирование.

**Цель работы** заключалась в установлении закономерности разрушения пород вокруг выработки на упрощенных физических моделях при одноосном сжатии для подтверждения адекватности результатов компьютерного моделирования.

**Материалы и результаты исследований.** Для подтверждения установленных форм разрушения пород вокруг выработки, полученных МКЭ, выполнены опыты на моделях малого размера при одноосном сжатии, то есть при коэффициенте бокового распора  $\lambda=0$ . В центре моделей, которые изготавливали из эквивалентного материала состава гипс-мел-вода ( $G:M:B$ ), устраивали круглые или эллиптические отверстия, что позволяло за счет варьирования соотношения компонентов подобрать материал с достаточно стабильными свойствами и высоким показателем хрупкости  $\sigma_c/\sigma_p=5\dots7$ , а путем регулирования конфигурации и размеров отверстия обеспечить необходимые прочностные условия на контуре выработки.

Модели изготавливались в сборно-разборной форме размером 200×200×50 мм. При геометрическом масштабе моделирования 1:200 отверстие, имитирующее выработку, составляло 15-20 мм. Небольшой размер модели позволил при достаточной степени соблюдения граничных условий испытать с малыми затратами труда и

минимальном расходе материалов большое количество моделей с различными прочностными показателями, режимами загрузки и формой отверстия.

При варьировании прочности материала соотношение связующего и наполнителя принималось постоянным  $\Gamma:M=0,2:0,8$ , а отношение вода – твердые составляющие изменялось от  $V/T=0,8$  до  $V/T=0,4$ . Лучшими качествами с точки зрения удобоукладываемости обладал материал состава  $V/T=0,4$ . Одновременно с изготовлением модели заливались балочки для определения прочности материала на сжатие  $\sigma_c$  и растяжение  $\sigma_r$ .

Модели испытывались в режиме нагрузки-разгрузки на прессе МС-1000 с регистрацией усилия  $P$  и продольных перемещений между плитами пресса индикаторами часового типа. Нагрузка к модели прикладывалась постепенно равными ступенями до полного разрушения. На каждой ступени определялась продольная деформация  $\varepsilon$ . Разгружалась модель в каждом цикле до уровня, составляющего 5-15% от предельной нагрузки, чем обеспечивалась стабильность условий на контакте модели с прессом. По относительной деформации восстановления, замеренной при разгрузке модели, вычислялся модуль упругости материала. Результаты испытаний представлялись в виде диаграмм  $\sigma-\varepsilon$  (рис. 1). О форме потери породного контура выработки судили по трещинам, которые фиксировались визуально и фотографировались. Характеристика некоторых моделей, отражающих последовательность эксперимента, приведена в табл. 1.

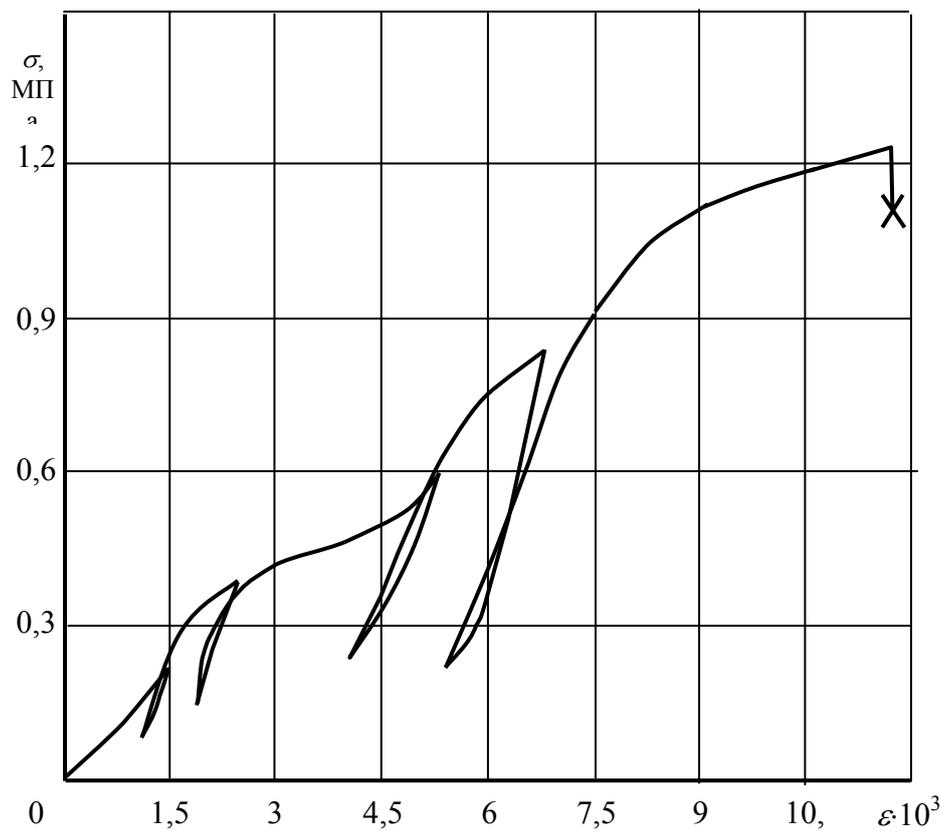


Рис. 1 – Диаграмма деформирования модели с эллиптическим отверстием:  $a/b=2$

Таблица 1 – Характеристика мелкомасштабных моделей

Форма и размер отверстия	Прочность, МПа		Коэффициент концентрации напряжений в		Разрушающая нагрузка, кН	Характер разрушения моделей
	$\sigma_c$	$\sigma_p$	кровле	боках		
1. Круг: $2r=15\text{мм}$	0,56	0,15	-1	3	6,25	Трещина в своде выработки. Потеря устойчивости модели.
2. Круг: $2r=15\text{мм}$	1,92	0,29	-1	3	6,67	Трещина отрыва вдоль оси выработки. Выколы и потеря устойчивости.
3. Круг: $2r=40\text{мм}$	1,58	0,29	-1	3	5,0	Трещина отрыва. Потеря устойчивости модели.
4. Эллипс: $a=22\text{мм}$ , $2b=45\text{мм}$ , $a/b=0,5$	1,44	0,26	-1	2	4,6	Трещина отрыва. Потеря устойчивости модели.
5. Эллипс: $2a=45\text{мм}$ , $2b=22\text{мм}$ , $a/b=2$	1,73	0,27	-1	5	5,2	Трещина отрыва. Потеря устойчивости модели.
6. Эллипс: $2a=45\text{мм}$ , $2b=22\text{мм}$ , $a/b=2$	2,15	0,3	-1	5	12,6	Трещина отрыва вдоль вертикальной оси и сколы в боках выработки. Трещина за счет продольных деформаций.
7. Эллипс: $2a=40\text{мм}$ , $2b=26\text{мм}$ , $a/b=1,5$	2,09	0,28	-1	4	10,0	Вертикальная трещина по центру и зоны разрушения в боках выработки.

Вначале лицевая и задняя поверхность моделей оставались открытыми, что соответствует условию плоского напряжённого состояния. Первой была испытана модель с круглым отверстием ( $2r=15\text{ мм}$ ) и произвольной прочностью материала. Она разрушилась в результате образования вертикальной продольной трещины отрыва от растягивающих напряжений в своде и вертикальной поперечной трещины от растягивающих деформаций, действующих параллельно оси выработки. С увеличением прочности модели в 3,4 раза форма потери устойчивости модели не изменилась, а разрушающая нагрузка осталась почти на том же уровне. Разрушения сдвигом от сжимающих напряжений в боках выработки не наблюдалось, хотя максимальные тангенциальные напряжения должны были превышать прочность материала модели на сжатие. Попытка увеличить деформации в боках выработки за счет диаметра отверстия вызвала лишь некоторое снижение разрушающей нагрузки за счет большего ослабления модели. Аналогично разрушается и модель с эллиптическим отверстием при уменьшении соотношения полуосей от  $a/b=5$  до  $a/b=2$ , хотя напряжения при этом возросли в 2,5 раза.

Для снижения продольных деформаций и приближения условий испытаний к случаю плоской деформации по лицевым поверхностям моделей были установлены стяжки с коэффициентом перекрытия  $k_p=0,6$ , что превышает рекомендуемые ВНИМИ [2] значения при  $\gamma H/\sigma_c=0,5$ . При этом центральная часть модели оставалась открытой для визуального наблюдения. В ходе эксперимента регулирование напряжений в боках выработки определялись по формулам:

$$\sigma^a = \gamma H (1 - \lambda + 2a/b), \quad \sigma^b = \gamma H (\lambda - 1 + 2\lambda b/a),$$

где  $\sigma^a$  и  $\sigma^b$  – напряжения в точках пересечения соответственно горизонтальной  $a$  и вертикальной  $b$  полуосей эллипса с контуром. Величина напряжений  $\sigma^a$  и  $\sigma^b$

использовалась для корректирования условия прочности при изменении соотношения полуосей эллипса от  $a/b=0,5$  до  $a/b=4$  и постоянной площади поперечного сечения. По результатам этой серии опытов можно отметить следующее. За счёт стяжек модель не теряла устойчивости от продольных деформаций, а разрушающая нагрузка возросла более чем в 2 раза. Модель разрушалась путём формирования вертикальной трещины отрыва, разделяющей ее на две части, и образования сдвиговых зон в боках, где за счёт разрыва внутренних связей материал терял свою несущую способность в ограниченном объёме и после окончания испытания рассыпался при малейшем механическом воздействии.

Характер деформирования моделей иллюстрируется диаграммой (рис. 1). Её внешний вид свидетельствует о протекании двух процессов: квазиупругого деформирования с уплотнением материала модели и разрушения с локальными местными пластическими деформациями. Особенностью диаграммы является наличие нескольких критических уровней, отвечающим моментам разрушения различного масштаба: микроразрушения в окрестности концентратора напряжений (отверстия) и макроразрушения всей модели, требующего накопления дополнительной энергии.

Начальный вогнутый участок диаграммы (рис. 1) характеризует процесс уплотнения материала модели и прокладки, используемой для компенсации неровностей контактных поверхностей, а также устранения трения. Далее следует квазиупругий участок, где вогнутость кривой постепенно переходит в выпуклость с незначительными отклонениями от линейности. С ростом отношения  $a/b$  длина этого участка на диаграмме снижается. Особенность квазиупругого деформирования модели состоит в том, что при уровне нагрузки  $0,3...0,35$  МПа мгновенно образуется вертикальная трещина отрыва от растягивающих напряжений. Однако её образование не вызывает заметных изменений в характере деформирования модели, а трещина остаётся закрытой вплоть до момента, когда начинаются микроразрушения от сжатия. На кривых  $\sigma-\epsilon$  с этим процессом связаны значительные отклонения от линейности и переход к площадке текучести, где наблюдается резкий прирост деформаций без существенного возрастания нагрузки. Этот момент для различных моделей наступал при разных уровнях нагрузки, однако с учётом коэффициента концентрации напряжений микроразрушения и площадки текучести наблюдались всегда при отношении  $\gamma_H/\sigma_c \geq 1$ .

Установленная закономерность подтверждается зависимостью критических нагрузок от коэффициента концентрации напряжений в боках эллиптического отверстия  $k_\sigma$  или соотношения его размеров,  $a/b$ , приведенной на рис. 2. Экспериментальные точки на графике соответствуют моментам начала очередного цикла разрушений в боках выработки эллиптической формы при различном соотношении её размеров,  $a/b$ . По мере увеличения  $k_\sigma$  величина критических нагрузок, соответствующих первому энергетическому уровню (микроразрушений), снижается по гиперболической зависимости, однако для всех точек приблизительно соблюдается равенство  $\sigma_c \approx \sigma_I \cdot k_\sigma$ . Некоторое отклонение теоретической кривой (1) от экспериментальной (2) объясняется воздействием стяжки.

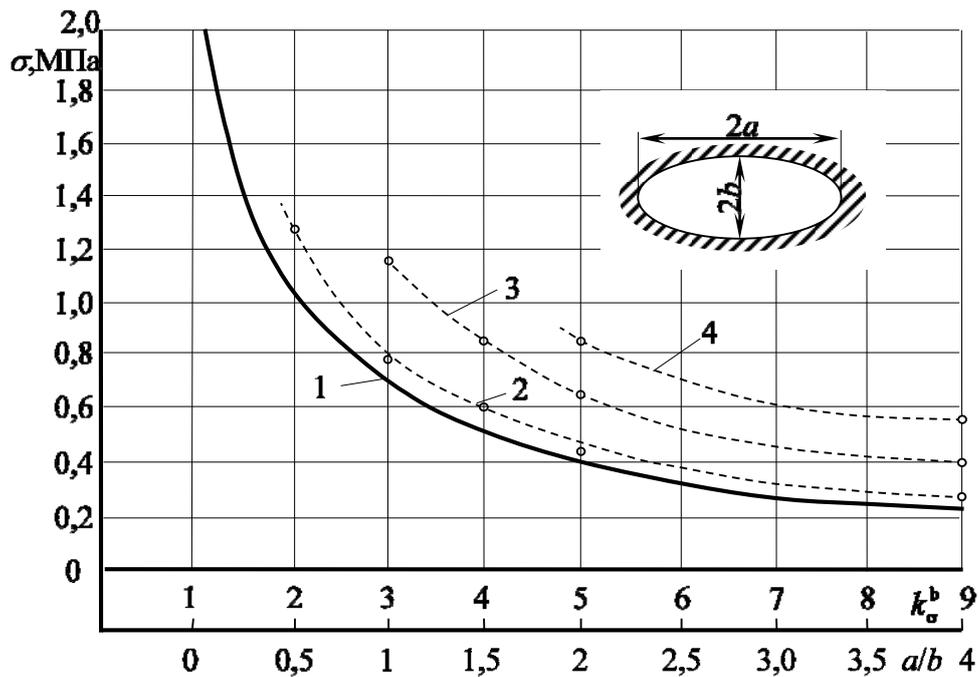


Рис. 2 – Зависимость критической нагрузки от соотношения размеров эллиптического отверстия: 1- теоретическая кривая первого энергетического уровня; 2,3,4 – экспериментальные кривые соответственно первой, второй и третьей стадий

По мере дальнейшего нагружения трещина отрыва начала раскрываться. Если достигнутой уровень нагрузки был не достаточен для макроразрушения всей модели, то зона разрушения от сжимающих напряжений росла дальше. Для этого, учитывая сопротивление перешедшего в пластику материала, требуется накопление дополнительной энергии. С ростом нагрузки (рис. 1) порода в новой области концентрации напряжений проходит на более высоком энергетическом уровне те же этапы деформирования и микроразрушений, что и на первом, т. е. квазиупругого деформирования, разрыва внутренних связей и пластического течения. Отличие состоит лишь в том, что существенное влияние на параметры разрушения оказывает подпор на фронте разрушения, величина которого зависит от остаточной несущей способности пород в зоне пластических деформаций и возрастает с увеличением зоны разрушения. Зависимость критической нагрузки от коэффициента концентрации напряжений для второго энергетического уровня (кривая 3 на рис. 2.) имеет тот же вид, что для первого. Однако по сравнению с теоретической кривой (1) среднее значение относительной нагрузки в этом случае составило  $k\sigma_{II}/\sigma_c=1,69$ . Если предположить,  $k\sigma=\text{const}$ , тогда  $k\sigma(\sigma_{II}-\sigma_I)/\sigma_c=0,7$  составляет величину относительного отпора пород на втором энергетическом уровне разрушения. Такое предположение является грубым, так как максимальные напряжения в этой области не постоянны и зависят от многих факторов. Абстрагируясь от них, можно отметить, что пассивный отпор ранее разрушенных пород приводит к уменьшению напряжений с удалением от контура выработки и стабилизации процесса разрушения. Следовательно, изменяя свойства пород в зоне разрушения, можно управлять геомеханическими процессами и явлениями вокруг выработки.

Дальнейшее увеличение нагрузки вызвало полное разрушение моделей с соотношением полуосей  $a/b$ , равным 0,5, 1,0 и 1,5, при уровне разрушающей нагрузки соответственно 13,2 кН, 12,1 кН и 10,0 кН, тогда как в моделях с большим

соотношением полуосей  $a/b$  (2,0 и 4,0) до наступления макроразрушения соответственно при 12,4 кН и 11,7 кН зафиксированы еще микроразрушения третьего энергетического уровня со средним значением параметра  $k\sigma_{III}/\sigma_c=2,1$ .

Подобный многостадийный характер деформирования массива в окрестности выработки зафиксирован и другими авторами [2, 3] как на моделях незакрепленных, так и закрепленных выработок. При этом действие крепи на формирование зоны разрушения от сжатия аналогично отпору пород.

**Выводы.** Таким образом, исследованиями на моделях при коэффициенте бокового распора  $\lambda=0$  установлено, что потеря устойчивости контура выработки от растягивающих напряжений при  $\sigma_\theta < -\sigma_p$  происходит в виде вертикальных трещин отрыва, а также от сжимающих напряжений при  $\sigma_\theta > \sigma_c$  в боках в виде образования пластических зон. При этом породы вокруг выработки разрушаются не мгновенно, а входе многоэтапного процесса при постоянно изменяющихся условиях. Поэтому для более точного воспроизведения многостадийного процесса образования зоны неупругих деформаций вокруг выработки необходимо на каждой последующей стадии учитывать изменение начальных и граничных условий.

### Библиографический список

1. Бабиюк Г.В. Моделирование процесса разрушения пород вокруг выработки от растяжения / Г.В. Бабиюк, Д.В. Хименец // Перспективи розвитку будівельних технологій: матеріали 7-ї міжнародної науково-практичної конференції молодих учених, аспірантів і студентів, 18–19 квітня 2013 р. [присвячена 50-річчю Західного Донбасу] / редкол.: О.М. Шашенко [та ін.] – Д.: Національний гірничий університет, 2013. – С. 138-141.

2. Моделирование в геомеханике / Ф.П. Глушихин, Г.Н. Кузнецов, М.Ф. Шклярский и др. – М.: Недра, 1991. – 240 с.

3. Шашенко А.Н. Методы теории вероятностей в геомеханике / А.Н. Шашенко, Н.С. Сургай, Л.Я. Парчевский. – К.: Техніка, 1994. – 214 с.

УДК 622.253.(06)

*Деркачев Виталий Александрович, студент, научный руководитель Дмитриенко Владимир Александрович, канд. техн. наук, доцент, Шахтинский институт (филиал) ФГБОУ ВПО Южно-Российский государственный технический университет (НПИ)*

### АСПЕКТЫ ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОДОРОЖНОГО ТОННЕЛЯ

*В статье приведен анализ влияния технологии строительства автодорожных тоннелей в г. Сочи на экологическую безопасность. Моделированием напряженного состояния породного массива показана вероятность деформирования поверхности и определены технические решения уменьшения смещений пород, а также возможность сокращения засорения грунта цементным камнем.*

*The article is an analysis of the influence of technology in the construction of road tunnels in Sochi on environmental safety. Modeling of the stress state of the rock mass shows the probability of deforming the surface and determine the technical solutions to reduce the displacement of rocks, as well as the possibility of reducing contamination of soil cement stone.*

Растущие масштабы хозяйственной деятельности человека ведут к резкому увеличению нагрузки на экосистему регионов. Современное строительство оказывает многостороннее негативное воздействие на экологию. В первую очередь это изменение сложившегося ландшафта и разрушение поверхностного слоя на площадках строительства, что приводит к интенсификации эрозионных процессов и соответственно существенному воздействию как на подземную и поверхностную гидросферу.

Примером негативного воздействия на природную среду являются стройки на побережье Черного моря (рис. 1). Своеобразие и уникальность природы Черноморского побережья определяет высокие требования к экологической безопасности объектов. В проектах строительства вопросам сохранения природной среды уделяется особое внимание, для чего осуществляется разработка мероприятий для безопасной эксплуатации объектов. Однако из-за специфики строительного производства в большинстве случаев реализация этих мероприятий возможна только на завершающих стадиях строительства.



Рис. 1. Нарушение ландшафта при производстве строительных работ

Наибольший вред экосистеме наносится в период производства земляных работ, поскольку изменение ландшафта и разрушение растительного слоя на больших площадях приводит к нарушению сложившегося водостока и усилению процессов размыва грунта. В горных районах из-за больших продольных уклонов и высокой скорости потока многократно усиливает эрозионные процессы не только на площадках строительства, но и способствует разрушению поверхностного растительного слоя на близлежащих участках из-за изменения направления потоков ливневых вод.

Негативное влияние земляных работ не ограничивается загрязнением поверхностных вод. Нарушение сплошности грунта приводит к фильтрации воды в массив и соответственно изменению гидрологических характеристик водных потоков, переносу и аккумуляции веществ, развитию карстово-суффозионных и других ущербообразующих геологических процессов.

Таким образом, любое строительство будет сопровождаться нарушением экологического состояния уникального региона. Поэтому основной задачей проектировщиков и строителей должна стать минимизация негативного воздействия на природную среду.

При проектировании объектов совершенствования транспортной инфраструктуры г. Сочи эта проблема отчасти решалась прокладкой ряда участков дорог подземным способом, что позволило значительно сократить нарушения природного ландшафта. Однако в этом случае огромные объемы выемки пород требуют решения вопросов их утилизации, кроме этого, технология прохождения выработок должна обеспечивать минимальные деформации поверхности.

Решение этих вопросов в горной курортной зоне сопряжено с рядом осложнений. Во первых, утилизация грунта наиболее простым и распространенным способом, засыпкой впадин, в горных районах неприемлема, поскольку ущелья и долины сформированы водными потоками и при неблагоприятном стечении обстоятельств едва заметный ручеек может превратиться в бурлящий поток, что уже не раз приводило к катастрофическим последствиям.

Во вторых. Большая часть трассы тоннелей проходит в грунтовом массиве с множеством нарушений, что требует специальных мероприятий по предотвращению обрушения забоя, поскольку его высота может достигать 14 м. В этом случае даже незначительные смещения контура выработки могут приводить к деформации поверхности, а в условиях городской застройки это недопустимо.

В третьих. Различная мощность напластования пород выше свода тоннелей, наличие зданий и сооружений на поверхности и различная ориентация зон тектонических нарушений, могут приводить к появлению зон концентрации напряжений и соответственно неравномерным напряжениям на контуре выработок, что негативно сказывается на несущей способности крепи и устойчивости породных обнажений.

Таким образом, вопросы экологической безопасности в проектах строительства автодорожных тоннелей в г. Сочи должны прорабатываться с особой тщательностью. Поэтому проведен анализ эффективности технологических решений проекта «Строительство центральной автомагистрали г.Сочи "Дублер Курортного проспекта" федеральной дороги М-27 Джубга – Сочи, на примере проходки тоннелей №8 и 8а. Они являются наиболее протяженными и проходятся в сложных условиях. При длине тоннеля № 8 1502 метра 1043 проходится в суглинках и зонах тектонических нарушений.

Проект, разработанный ООО «РосИталДор», предусматривает обеспечение устойчивости забоя в слабых породах, опережающим анкерованием. При строительстве вентиляционной штольни упрочнение пород свода осуществляется формированием защитного экрана из 33 стальных труб диаметром 106 мм, замоноличенных цементным раствором в скважинах диаметром 130 мм и длиной 15 м. После прохождения штольни анкера защитного экрана вместе с временной крепью замоноличиваются бетоном постоянной крепи.

С целью предотвращения смещений забой выработки упрочняется нанесением на поверхность набрызг-бетона толщиной 5 см и нагнетанием в массив через стекловолоконные трубки диаметром 60 мм и длиной 12 м цементного раствора под давлением 0,2 МПа. Восемьдесят скважин диаметром 100 мм бурятся параллельно оси выработки, а после набора требуемой прочности инъекционным раствором, разрушаются ковшом экскаватора при выемке породы.

Анализируя параметры защитного экрана в своде выработки, можно отметить, что несущая способность такой конструкции анкеров будет определяться только моментом сопротивления стальной трубы заполненной цементным раствором, поскольку тонкий внешний слой раствора выполняет лишь изолирующие функции. То есть эффективность его работы невелика, что будет оказывать существенное влияние на смещения пород не только в забое, но и на поверхности.

Это обстоятельство определило цель исследований – установить схему работы анкеров защитного экрана и определить рациональные параметры упрочнения приконтурного породного массива.

Оценка напряженно-деформированного состояния (НДС) массива выполнена моделированием методом конечных элементов (МКЭ). В результате установлено, что при выемке грунта и установке рам временной крепи из двутавра в зоне забоя, под действием собственного веса, формируется призма сползания (рис. 2), при этом устьевая часть анкеров свода опирается на крепь, а забойная часть на деформируемый грунтовый массив.

В зависимости от размеров тоннеля (диаметр описанной окружности почти 12 м) и угла внутреннего трения пород, плоскость скольжения призмы, в верхней части выработки, может быть удалена от забоя на 12 – 15 м. В результате большинство полимербетонных анкеров, предназначенных для упрочнения лба забоя, после прохождения 6 – 7 м девятиметровой заходки, (рис. 3) не участвует в предотвращении смещений, поскольку не выходят за пределы призмы сползания.

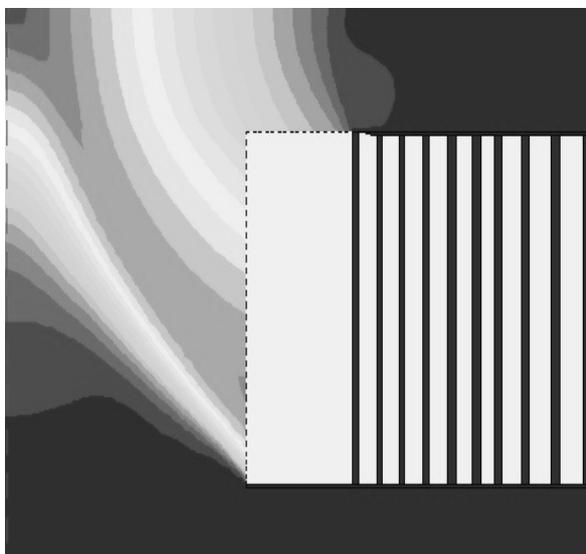


Рис. 2. Формирование призмы сползания в забое выработки, без защитного экрана, максимальные смещения – 167 мм

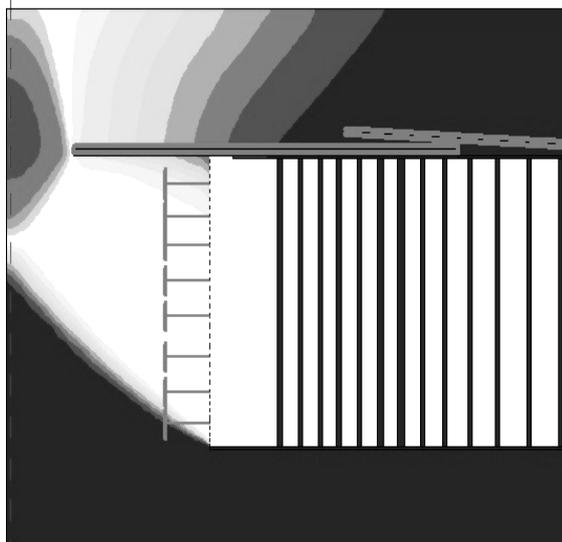


Рис. 3. Формирование призмы сползания в забое выработки, с защитным экраном, максимальные смещения – 131 мм

Рассматривая схему работы анкеров защитного экрана, можно отметить, что их концы будут представлять собой консоль. В этом случае максимальный изгибающий момент многопролетной неразрезной балки с консолью имеет место на последней опоре, то есть раме временной крепи (рис. 4). По результатам расчетов, установлено, что при глубине заложения выработки всего 5 м, изгибающий момент превысит момент сопротивления трубы анкера при длине консоли немногим более двух метров. Следовательно, анкеры защитного экрана имеют недостаточный момент сопротивления и не препятствуют передаче давления от вышележащих пород на забой.

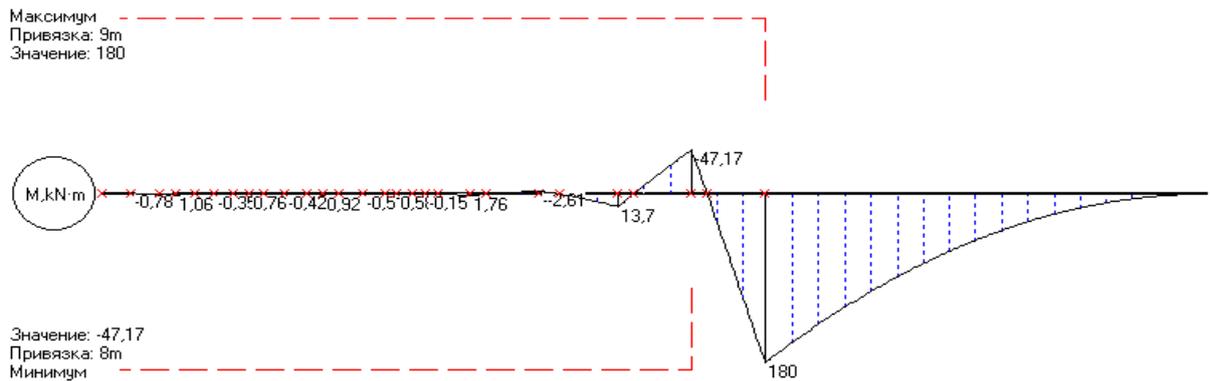


Рис. 4. Эпюра изгибающих моментов анкера защитного экрана (длина консоли 6 м)

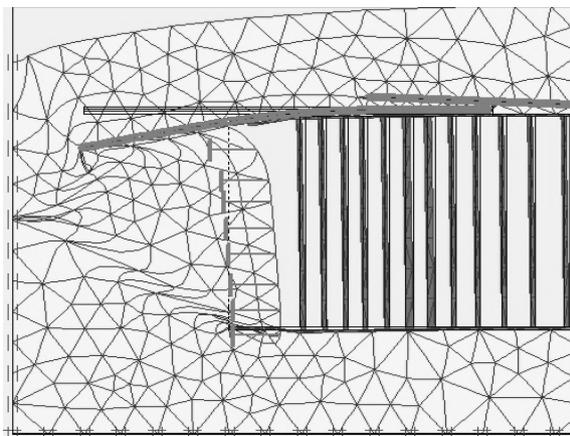


Рис. 5. Схема смещений пород забоя и анкеров защитного экрана

Деформационная схема, приведенная на рисунке 5, свидетельствует не только о смещениях забоя, но и о деформации поверхности, которые достигают 7,2 мм.

Снизить опорный момент в анкерах свода можно изменением схемы их работы при увеличении длины. В этом случае забойная часть анкеров будет опираться на грунт за пределами призмы сползания, что позволяет даже при пролете 9 м снизить максимальный изгибающий момент вдвое (рис. 6).

Деформация анкера, представленная на схеме (рис. 7) также подтверждает правильность принятого решения.

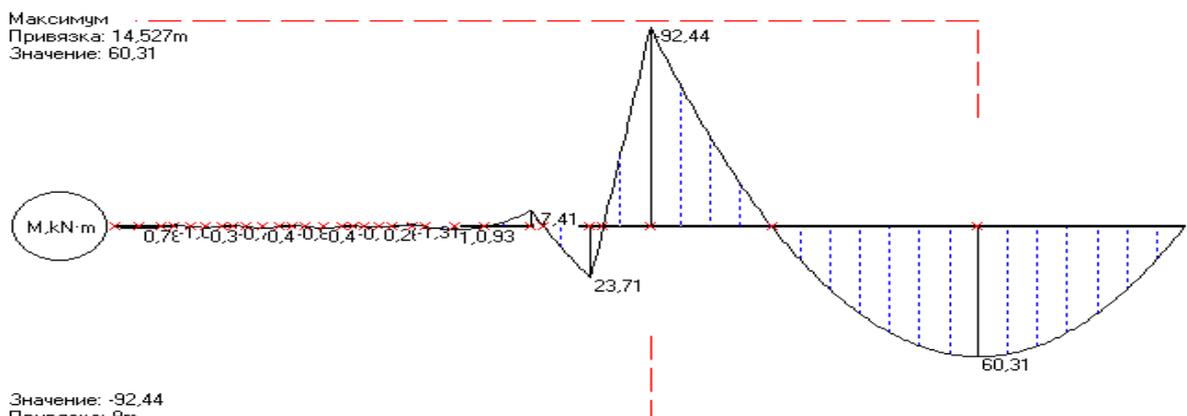


Рис. 6. Эпюра изгибающих моментов анкера защитного экрана (длина консоли 9 м)

Таким образом, увеличение длины анкеров экрана в своде выработки до 18 метров позволит расположить их в два слоя и практически полностью исключить передачу давления от вышележащих пород на забой. Максимальные смещения забоя при этом уменьшаются в 1,5 раза.

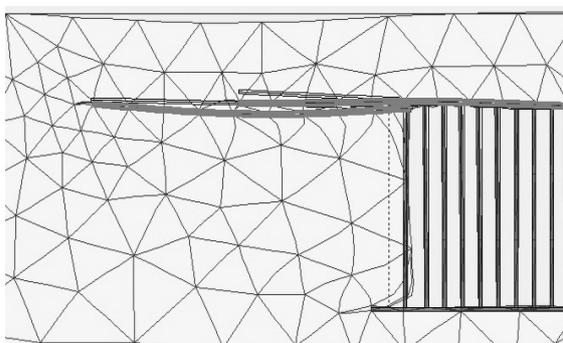


Рис. 7. Деформационная схема забоя закрепленного железобетонными анкерами длиной 18 м.

Моделированием НДС массива пород установлены зоны концентрации напряжений и определены параметры оптимального расположения анкеров для закрепления свода и забоя. Увеличение длины анкеров экрана, устанавливаемых по новой технологии, до 18 метров и расположение их в два слоя, позволяет практически полностью исключить передачу давления от вышележащих пород на забой. В этом случае, для предотвращения смещений забоя, в сечении выработки достаточно установки пяти полимерцементных анкеров со съёмными опорными элементами, разработанными специально для этих целей (рис. 8). Устанавливаются анкера в нижней наиболее нагруженной зоне забоя под углом  $15 - 20^\circ$  к продольной оси тоннеля.

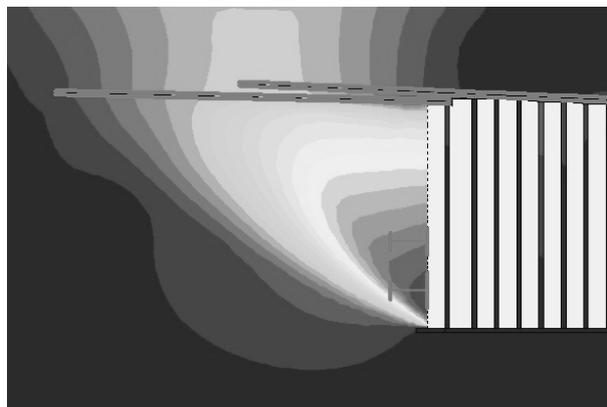


Рис. 8. Изополю перемещений пород забоя закрепленного полимербетонными анкерами по предлагаемой технологии

Для увеличения несущей способности защитного экрана в своде выработки, рассматривается возможность устройства анкеров по технологии «Титан», которая предусматривает одновременное бурение, введение анкерного стержня и нагнетание цементного раствора под давлением более 1,0 МПа. Кроме этого забивка в верхнюю зону «впрессованного тела» анкеров пластиковых арматурных стержней позволит увеличить момент сопротивления консольной части защитного экрана и соответственно снизить напряжения на забой выработки.

Устанавливаются анкера в нижней наиболее нагруженной зоне забоя под углом  $15 - 20^\circ$  к продольной оси тоннеля. Это позволит увеличить сжимающее усилие между слоями пород и уменьшить величину деформаций забоя в зоне концентрации напряжений со 117 до 39 мм, а на поверхности с 7,2 до 1,6 мм.

На одну заходку длиной 9 м для упрочнения забоя проектом предусматривается  $38 \text{ м}^3$  бетона и цементного раствора, что составляет 3% от извлекаемого грунта. На первый взгляд это весьма малая величина, однако, для проходки всего тоннеля потребуется  $4400 \text{ м}^3$  цементного раствора.

Указанные выше решения позволяют сократить объем засорения извлекаемого грунта цементным камнем до  $464 \text{ м}^3$ , то есть почти на порядок, и тем самым существенно снизить негативное влияние стройки на экологию района проведения выработок. Не менее важное значение имеет и уменьшение смещений пород, поскольку чрезмерные деформации по плоскостям смещений могут привести к нарушению естественного сложения грунта и увеличению скорости фильтрации воды. Это в свою очередь ведет к увеличению влажности массива и изменению структурно-механических свойств грунтов.

*Студ. Бодня Б.А., д.т.н., проф. Борщевский С.В., к.т.н., доц. Хоменчук О.В., ДонНТУ, Донецк, Украина, bodnyaus@mail.ru*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ АДГЕЗИОННОЙ ПРОЧНОСТИ НАБРЫЗГ-БЕТОННОЙ КРЕПИ**

Адгезия (от лат. adhaesio - прилипание) в физике - сцепление поверхностей разнородных твёрдых и/или жидких тел. Адгезия обусловлена межмолекулярным взаимодействием (вандерваальсовым, полярным, иногда — образованием химических связей или взаимной диффузией) в поверхностном слое и характеризуется удельной работой, необходимой для разделения поверхностей. В некоторых случаях адгезия может оказаться сильнее, чем когезия, т. е. сцепление внутри однородного материала, в таких случаях при приложении разрывающего усилия происходит когезионный разрыв, т. е. разрыв в объёме менее прочного из соприкасающихся материалов.

Прочность адгезии характеризуется усилием отрыва одного материала от другого. Мерой прочности адгезии или когезии является работа, которую надо совершить, чтобы два слипшихся друг с другом тела разделить по поверхности единичной площади, причем силу надо прикладывать перпендикулярно к этой площади.



Рис. 1 - Лабораторная установка для нанесения набрызг-бетона

Для определения адгезионной прочности набрызг-бетона была создана установка, состоящая из пневматического пистолета для нанесения набрызг-бетона и компрессора AIRTECH - EURO 2200-1, при помощи которой имитировалось нанесение набрызг-бетона (рис.1) на обнаженную поверхность вмещающего ствол массива. Также были изготовлены отрывные пластины квадратного сечения площадью 1 см<sup>2</sup>.

Исследование проводилось по следующей методике. Сначала к обнаженной поверхности прикреплялись отрывные пластины, затем в соответствии с определенным ранее составом изготавливалась сухая смесь набрызг-бетона, затем она затворялась водой, в которую предварительно была введена добавка Sika-4a в концентрации 6% от массы цемента. Далее смесь с помощью пневматического пистолета наносилась на обнаженную поверхность в два слоя (рисунок 1). После того как набрызг-бетон был нанесен на обнаженную поверхность, проводилось определение адгезионной прочности набрызг-бетона. Для этого с интервалом в 15 минут от набрызг-бетона отрывались пластины при помощи

динамометра. Показания на динамометре фиксировались в момент отрыва пластины от обнаженной поверхности.



Рис. 2. – Обнаженная поверхность после нанесения набрызг-бетона и характер отрыва пластин

Также проводился контрольный отрыв пластины через 1 сутки. В результате этого было получено значение  $17 \text{ кгс/см}^2$ .

Анализируя, можно сделать вывод, что с течением времени адгезионная прочность набрызг-бетона повышается. Так через 4 часа она составила  $34,50 \text{ кН/см}^2$ . Этого достаточно для того, чтобы набрызг-бетонная крепь вступила в работу с массивом и взяла на себя.

УДК 622.258

*Д.т.н., проф. Борщевский С.В., студ. Галечко А.Ю., Донецкий национальный технический университет, Украина [borshevskiy@mail.ru](mailto:borshevskiy@mail.ru)*

## **ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСЛОВИЙ РАВНОВЕСИЯ “МОНОЛИТНАЯ БЕТОННАЯ КРЕПЬ – ЗАМОРОЖЕННЫЙ ПОРОДНЫЙ МАССИВ”**

Для правильной организации работ по креплению монолитным бетоном при проходке вертикальных стволов способом замораживания с помощью передвижных опалубок необходимо знать распалубочную прочность быстротвердеющего бетона.

Условия на контакте бетонной крепи и пород при проходке замораживанием отличаются от условий при обычном способе проходки.

Основной вопрос, который приходится решать при бетонной крепи стволов в замороженной зоне, - это обеспечение нормальных условий для твердения цемента. Как известно, нормальный процесс твердения портланд-цемента происходит при

температуре  $+15...+30$  °С. При более низких температурах процесс твердения замедляется, а при  $\pm 0$  °С прекращается совсем [1]. Процесс твердения цемента возобновляется только при положительных температурах. Колебания температуры в начальный период твердения цемента оказывают неблагоприятное влияние на его прочность. Исключением является глиноземистый цемент, процесс твердения которого при низких температурах не нарушается.

В стволе шахты положительные температуры воздуха могут возникнуть только при оттаивании ледогрунтовой стены. Но в это время бетон должен уже полностью воспринимать на себя давление горных пород и воды. Отсюда вытекает условие: бетоны, применяемые для крепления шахтных стволов в замороженной зоне, должны

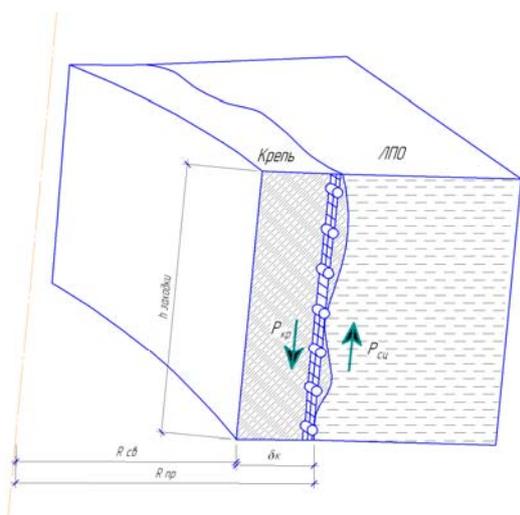


Рис. 1. Принципиальная схема взаимодействия заходки крепи и замороженного породного массива.

иметь минимальные сроки твердения. Необходимо учитывать еще один фактор. Оттаивание замороженных пород, особенно естественное, иногда может протекать неравномерно вследствие переменных водосодержания, теплоемкости и теплопроводности даже одних и тех же горных пород. В результате неравномерного оттаивания отдельные части крепи ствола будут испытывать неодинаковые давления, что вызовет в крепи не только сжимающие но и растягивающие напряжения.

Так же огромную роль на взаимодействие бетонной крепи и породного массива играет такой фактор как оттаивание ледопородного ограждения, изменяя физико-механические свойства вмещающих пород с нарушением контакта между крепью и массивом за счет тепла составляющих бетонной смеси и экзотермического тепла, выделяемого при твердении бетона. При оттаивании породного массива на контакте с бетонной крепью происходит таяние воды, которая уменьшает прочность пород и выполняет роль смазки контакта крепи и породы, что приводит к снижению коэффициентов трения между бетоном и породой.

После окончания выделения тепла при гидратации бетонной смеси начинает происходить последующее снижение температуры пород и бетона, что приводит к промерзанию контакта и восстановлению первоначальных характеристик замороженного породного массива.

На рис. 1. приведена схема взаимодействия заходки монолитной бетонной крепи с замороженным породным массивом.

Уравнение равновесия системы «монолитная бетонная крепь – замороженный породный массив» можно представить [2] в следующем виде:

$$h_3 \cdot \lambda_6 \cdot (\pi \cdot R_{np}^2 - \pi \cdot R_{св}^2) = 2 \cdot \pi \cdot R_{np} \cdot h_3 \cdot \tau_{св}$$

$$H_3 \cdot \lambda_6 \cdot (R_{np}^2 - R_{св}^2) = 2 \cdot \pi \cdot R_{np} \cdot h_3 \cdot \tau_{св}$$

$$(R_{np}^2 - R_{св}^2) \cdot \lambda_{\sigma} = 2 \cdot R_{np} \cdot \tau_{сц}$$

$$\tau_{сц} = \frac{1}{2} \cdot \lambda_{\sigma} \left( R_{np} - \frac{R_{св}^2}{R_{np}} \right)$$

где  $\lambda_{\sigma}$  – объемный вес бетона, Н/м<sup>3</sup>;  $\tau_{сц}$  – сцепление бетона с замороженной породой на контакте, Па;  $h_3$  – высота заходки крепи; ЛПО – Ледопородное ограждение;  $R_{св}$  – радиус ствола в свету;  $R_{np}$  – радиус ствола в проходке;  $\delta_k$  – толщина крепи;  $R_{кр}$  – вес заходки крепи;  $P_{сц}$  – сила сцепления крепи с замороженным породным массивом

Из полученного уравнения следует, что устойчивость заходки крепи не зависит от высоты заходки, а зависит от толщины крепи ( $\delta_k$ ), и силы сцепления на контакте бетона с замороженной породой ( $\tau_{сц}$ ) и как было сказано ранее практически не зависит от радиуса ствола в проходке ( $R_{np}$ ).

Значения толщины крепи ( $\delta_k$ ) и радиуса ствола в проходке ( $R_{np}$ ) задаются в ППРе, а величина ( $\tau_{сц}$ ) зависит от литологического состава, весовой влажности и механических свойств горных пород, а также температурой на контакте пород и бетонной крепи.

Как было сказано выше, бетонной крепи не дают сползать на забой такие факторы как сопротивление сдвигу всех выступов и силы сцепления и трения между бетоном и породным массивом. Так же можно отметить такой фактор как “приклеивание” крепи к породе.

Учитывая значительную высоту неровностей породного контура, заполняемых бетоном, и исходя из положения, что прочность бетона в момент отрыва опалубки значительно превышает прочность замороженных пород, принимаем, что разрушение замороженных пород под воздействием веса крепи будет происходить не непосредственно на неровном контакте с ней, а в некоторой плоскости, которую условно можно провести через среднюю величину выступов бетонной крепи ствола [3].

Исходя из вышеизложенного можно отметить, что величина  $\tau_{сц}$  будет соответствовать величине сдвига замороженных пород. Изменение величины сдвига замороженных пород исследовалось рядом авторов, однако не были исследованы физико-механические свойства мерзлых грунтов Донбасса, поэтому дальнейшие исследования будут вестись в этом направлении.

### Библиографический список

1. Трупак Н.Г. Специальные способы проведения горных выработок. – М.: Недра, 1964, 496 с.
2. Павлинов П.А, Совершенствование технологии крепления бетоном при проходке вертикальных стволов замораживанием: Дис. канд. техн. наук. Новочеркасск. – Южно-Российский государственный технический университет, 2002. - 94 с.
3. Ягодкин Ф.И., Павлинов П.А. Особенности крепления вертикальных стволов, проходимых способом замораживания, при замене чугунных тубингов на бетон в условиях Восточного Донбасса. Совершенствование проектирования и строительства

УДК 622.258

Д.т.н., проф. Борщевский С.В., к.т.н., доц. Формос В.Ф., студ. Глебо В.В., Донецкий национальный технический университет, Украина [borshevskiy@mail.ru](mailto:borshevskiy@mail.ru)

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУММАРНОГО ВРЕМЕНИ ОБРАЗОВАНИЯ ОРЕОЛА ОТТАИВАНИЯ ЛЕДОПОРОДНОГО ОГРАЖДЕНИЯ И ЕГО ВОССТАНОВЛЕНИЯ В ТЕХНОЛОГИЧЕСКОМ ЦИКЛЕ КРЕПЛЕНИЯ СТВОЛА МОНОЛИТНЫМ БЕТОНОМ

При креплении вертикальных стволов монолитным бетоном за счет гидратации цемента и за счет выделения тепла составляющих бетонной смеси происходит оттаивание ледопородного ограждения на контакте с крепью. Что бы восстановить равновесие системы “монолитная бетонная крепь – замороженный породный массив” [1], существует потребность в охлаждении оттаявших пород. Это необходимо выполнять для восстановления необходимого сцепления между крепью и породным массивом.

На рис. 1 представлена схема взаимодействия (теплообмена) свежееуложенной бетонной смеси с ледопородным ограждением.

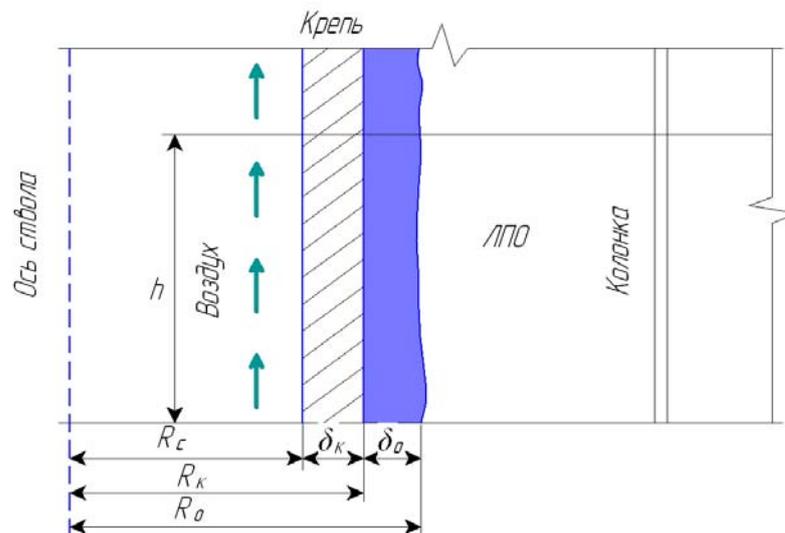


Рис. 1. - Схема теплообмена бетонной смеси и ледопородного ограждения.

На основе этой схемы составим уравнение теплового баланса для крепи и ледопородного ограждения на момент наибольшего ореола оттаивания. Уравнение примет следующий вид:

$$Q_B = Q_{нт} + Q_{пл} + Q_K + Q_B \quad (1)$$

где  $Q_{нт}$  – количество тепла, необходимое для нагревания пород до  $0^{\circ}\text{C}$ , кДж.

$$Q_{пл} = c_n \cdot \rho_n \cdot \pi \cdot h_3 \cdot (R_o^2 - R_{np}^2) \cdot (t_n - t_k) \quad (2)$$

где  $c_n$  – удельная теплоемкость породы, Дж/кг град;

$\rho_n$  – плотность пород, кг/м<sup>3</sup>.

$t_n, t_k$  – соответственно первоначальная температура пород и конечная, равная 0 °С.

$Q_{пл}$  – количество тепла, необходимое для плавления пород, ограниченных радиусом оттаивания, кДж:

$$Q_{пл} = q_n \cdot V_\phi \quad (3)$$

$q_n$  – удельное теплосодержание замороженных горных пород, кДж/м<sup>3</sup>.

$V_\phi$  – объем породы, перешедшей в талое состояние, между крепью и частью массива с отрицательной температурой, м<sup>3</sup>;

$$V_\phi = \pi \cdot h \cdot (R_o^2 - R_{np}^2) \quad (4)$$

$h$  – высота заходки бетонирования, м;

$Q_k$  – теплопоглощение замораживающих колонок, кДж;

$$Q_k = N \cdot h \cdot k_e \cdot \tau_o \quad (5)$$

где  $N$  – количество замораживающих колонок;

$k_e$  – удельное теплопоглощение;

$h$  – высота заходки;

$Q_B$  – количество поглощаемое вентиляционной струей;

$$Q_B = 7,2 \cdot a \cdot \pi \cdot h \cdot R_c \cdot (t_\phi - t_B) \cdot \tau_o \quad (6)$$

где:  $a$  – коэффициент теплопередачи воздуха к бетону, Вт/м<sup>2</sup> град;

$t_\phi, t_B$  – температура бетона при его укладке, а так же вентиляционного воздуха, град;

$Q_B$  – количество тепла, выделяемое бетоном за время оттаивания, кДж;

$$Q_\phi = q_\phi \cdot V_\phi = \pi \cdot h \cdot q_\phi \cdot (R_{np}^2 - R_c^2) \quad (7)$$

где:  $q_\phi$  – удельная теплота, выделяемая на 1 м<sup>3</sup> бетона при его твердении;

$R$  – радиус ствола в свету, м.

Подставив 2-6 в 1 получим:

$$\begin{aligned} \pi \cdot h \cdot q_\phi \cdot (R_{np}^2 - R_c^2) &= c_n \cdot \rho_n \cdot \pi \cdot h \cdot (R_o^2 - R_{np}^2) \cdot (t_n - t_k) + \\ \pi \cdot q_n \cdot h \cdot (R_o^2 - R_{np}^2) &+ N \cdot h \cdot k_e \cdot \tau_o + 7,2 \cdot a \cdot \pi \cdot h \cdot R_c \cdot (t_\phi - t_B) \cdot \tau_o \end{aligned} \quad (8)$$

Преобразуем (8) относительно  $\tau_o$ :

$$\tau_o = \frac{N \cdot k_e + 7,2 \cdot a \cdot R_c \cdot (t_\phi - t_B)}{q_\phi \cdot (R_{np}^2 - R_c^2) - (R_o^2 - R_{np}^2) \cdot (c_n \cdot \rho_n \cdot t_n + q_n)} \quad (9)$$

При расчете времени требуемого для восстановления ЛПО исходим из того, что на момент начала промораживания ореола оттаивания бетон полностью отдаст собственную теплоту на его образование, и не окажет существенного влияния на

процесс заморозки [2]. Поэтому используем формулу, определяющую время, затрачиваемое на образование ледогрунтового цилиндра при замораживании горных пород группой скважин.

$$t_{з.о.} = \frac{1,32 \cdot \rho \cdot l^2}{2 \cdot 4 \cdot 24 \cdot (T_0 - T_1) \cdot \lambda_1} \operatorname{Ln} \frac{d_2}{d_1}, \text{ сутки}$$

где:  $T_0$  – температура на которую необходимо заморозить грунт, °С;

$T_1$  – температура охлаждающего рассола, °С;

$\lambda_1$  – теплопроводность замороженного грунта, кДж/(м ч °С);

$\rho$  – теплосодержание грунта, кДж/м<sup>3</sup>;

$d_2$  – диаметр ледогрунтового цилиндра, м;

$d_1$  – внутренний диаметр замораживающей колонки, м;

$l$  – расстояние между замораживающими колонками;

Найдем время необходимое для промораживания ореола оттаивания:

$$\tau_3 = t_{з.о.} - t_{з.1} \quad (10)$$

где:  $t_{з.1}$  – время необходимое на заморозку пород на расстояние равное разности радиуса ледопородного ограждения и мощности ореола оттаивания, м:

$$t_{з.1} = \frac{1,32 \cdot \rho \cdot l^2}{2 \cdot 4 \cdot 24 \cdot (T_0 - T_1) \cdot \lambda_1} \operatorname{Ln} \frac{d_2 - R_o}{d_1} \quad (11)$$

Подставим 11 и 9 в 10 и получим:

$$t_{з.1} = \frac{1,32 \cdot \rho \cdot l^2}{2 \cdot 4 \cdot 24 \cdot (T_0 - T_1) \cdot \lambda_1} \cdot \left( \operatorname{Ln} \frac{d_2}{d_1} \cdot \operatorname{Ln} \frac{d_2 - R_o}{d_1} \right) \quad (12)$$

Общее время восстановления ледопородного ограждения:

$$\tau_{оо} = t_o + t_3 \quad (13)$$

Из этого следует:

$$t_{оо} = \frac{\frac{N \cdot k_e}{\pi} + 7,2 \cdot a \cdot R \cdot (t_o - t_e)}{q \cdot (R - R) - (R - R) \cdot (c \cdot \rho \cdot t + q)} + \frac{1,32 \cdot \rho \cdot l}{2 \cdot 4 \cdot 24 \cdot (T_0 - T_1) \cdot \lambda_1} \cdot \left( \operatorname{Ln} \frac{d_2}{d_1} - \operatorname{Ln} \frac{d_2 - R_o}{d_1} \right) \quad (14)$$

Используя вышеприведенные формулы, в дальнейшем можно построить графики зависимости времени на образование и восстановление ореола оттаивания ЛПО.

### Библиографический список

1. Ягодкин Ф.И., Павлинов П.А. Исследование зависимости для анализа условий на контакте ледопородного ограждения и монолитной бетонной крепи. Совершенствование проектирования и строительства угольных шахт: Сб. науч. тр./ Шахтинский институт ЮРГТУ. Новочеркасск: ЮРГТУ. 2001 с. 38-45.

2. Павлинов П.А. Исследование условий равновесия системы “монолитная бетонная крепь – замороженный породный массив” // Горный информационно-аналитический бюллетень, №7 2002.

*К.т.н., доц. Прокопенко Е.В., д.т.н., проф. Борщевский С.В., студ. Михеева А.А.,  
ДонНТУ, Донецк, Украина, borshevskiy@gmail.com*

## **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОГРАММНОГО ПАКЕТА SURFER ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ МОДЕЛИ УЧАСТКОВ ЯРУСОВ ПОРОДНОГО ОТВАЛА**

Анализ современного уровня и тенденций развития технологии отвалообразования позволяет сделать вывод о зависимости решения проблемы от разработки комплекса технических мероприятий, направленных на формирование породных отвалов. На угольных шахтах предусмотрены проектные решения по формированию породных отвалов. Порода, выдаваемая из шахты скиповым стволом, аккумулируется в приемных бункерах скипового ствола емкостью 100т. После загрузки в автосамосвалы вывозится на породный отвал к месту складирования и формируется ярусами. Данная технология формирования породного отвала предусматривает проектное наращивание отдельного яруса в случае, если предусмотрены все технологические мероприятия. Но при отсыпке пород на отвал не всегда эти условия выполняются. Это связано с тем, что породы в отвал отсыпались в различных соотношениях литологических разностей, которые определить или прогнозировать достаточно сложно [1].

При исследовании и моделировании отдельного участка породного отвала важной задачей является построение пространственной модели отвала, которая позволит решать многие задачи, например количество вмещающих пород, химический состав пород и т.д. [2].

Авторами предложена методика построения отдельного яруса породного отвала для каждого периода времени, когда происходила отсыпка пород на отвал, с использованием программного обеспечения Surfer [3].

Для построения пространственной модели отдельного участка яруса породного отвала достаточно иметь набор точек, находящихся на поверхности отвала с определенными координатами X, Y, Z.

Поверхность каждого яруса в определенный период времени можно графически представить в двух видах: карты изолиний или трехмерного изображения поверхности.

Исходные данные для построения данных поверхностей получают в результате выполнения маркшейдерской съемки породных отвалов, которая выполняется в определенный период времени.

На рис. 1 приведены графики построения трехмерного изображения одного и того породного отвала ш. Щегловская-Глубокая (ш/у Донбасс) в течение 2005-2006 годов работы шахты.

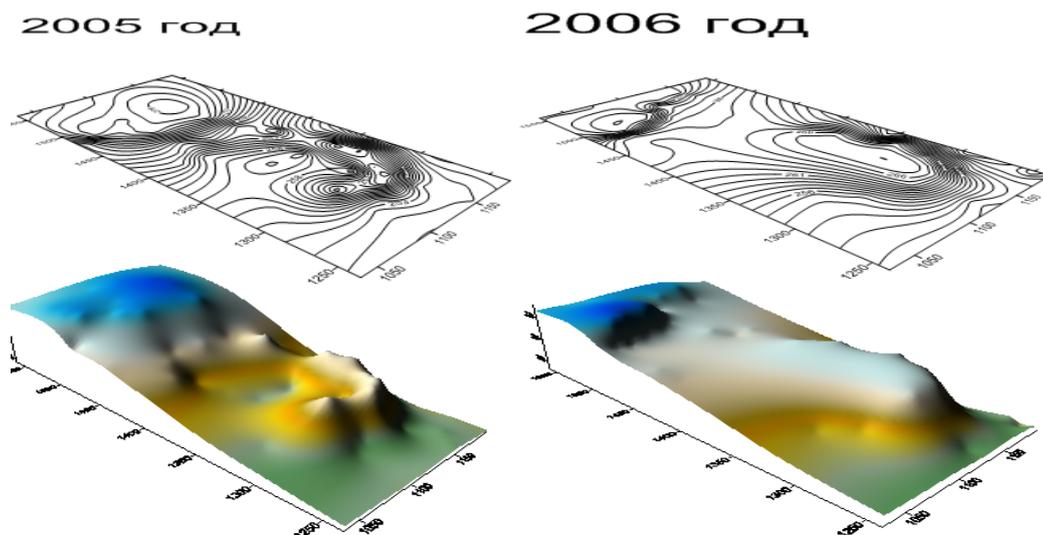


Рис. 1. - Изменение формы участков породного отвала за определенный период времени

При построении различных участков ярусов можно вычислить разность площадей между отдельными слоями ярусов. Выше приведенные рисунки показывают применение программного обеспечения SURFER для построения трехмерного пространства отдельных ярусов породного отвала. Кроме трехмерного изображения, используя различные методы интерполяции, можно проводить исследования по управлению отсыпки отвала на отдельном участке каждого яруса [4]. На рис. 2 показано применение различных методов интерполяции для построения одного и того же участка яруса. Для уточнения полученного результата, т.е., для оценки точности построения авторами разработана методика определения погрешности в построении данной модели.

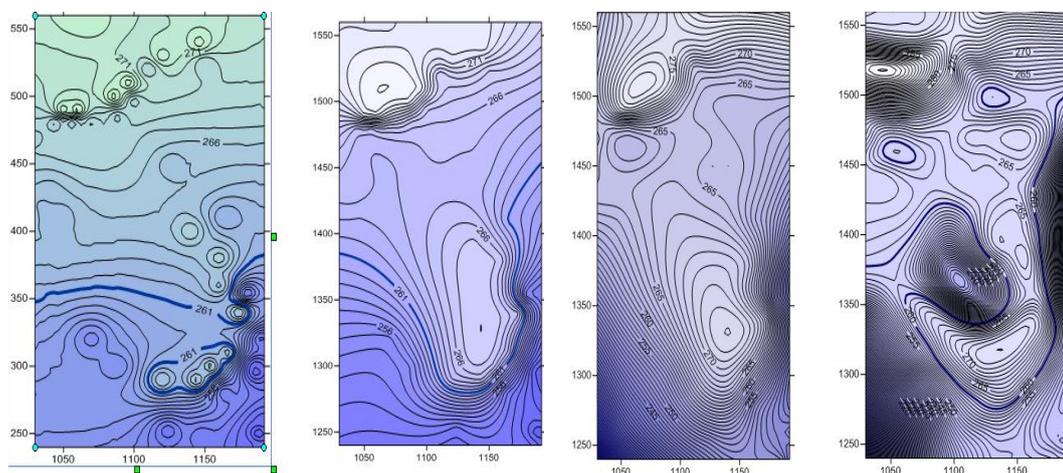


Рис. 2. Изменение карты изолиний одной поверхности с использованием различных методов интерполяции

При построении трехмерной модели отдельного яруса, используя поперечные разрезы поверхности этих ярусов, можно осуществлять прогноз отсыпки породы на отвал.

Таким образом, в результате построения трехмерной и двумерной модели ярусов породного отвала за определенный период времени можно получить пространственную модель данного отвала. На основе данной модели можно решить следующие задачи:

1. Произвести прогнозную оценку отсыпки отвала на отдельном участке яруса.
2. Сделать анализ отсыпки пород с учетом построения продольных и поперечных профилей.
3. Разработать методику насыпки пород с учетом погрешности построения с использованием программного обеспечения SURFER.

### **Библиографический список**

1. Прокопенко Е.В., Живогляд А.В. Разработка геоинформационной системы формирования породных отвалов // Сучасні технології маркшейдерського забезпечення раціонального і безпечного ведення гірничих робіт. Збірник наукових праць. - Донецьк: ДонНТУ, 2002.
2. Прокопенко Е.В., Борщевский С.В. Разработка динамической модели породных отвалов, УКРНИМИ, 2009
3. А. Колесов, О. Павлова. Пакет Surfer-обработка и визуализация двумерных функций // "КомпьютерПресс" №2, 1999 (компакт-диск).
4. Штагер О. А. Проблеми раціонального використання земельних ресурсів Донецької області / Штагер О. А. // Вісті Донецького гірничого інституту. - № 1, 2009.

УДК 621.316.9

*Кузнецов П. А., студент ДонНТУ, Борщевский С. В., д.т.н., профессор каф. СШуПС  
Донецкий национальный технический Университет, г. Донецк, Украина*

### **РАЗВИТИЕ ЗАЩИТ ШАХТНЫХ ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ СЕТЕЙ**

*В статье рассмотрена новая методика защиты шахтных и промышленных сетей от возникновения короткого замыкания, благодаря использованию дополнительно экранированного кабеля. Это позволяет снизить риск возникновения искры, которая приводит к пожару. Также повышается степень защиты оборудования.*

*In this paper are described the new method of mining and industrial networks protecting from a short circuit through the use of additional shielded cable. This action reduces the risk of sparks, leading to fire. Also the degree of equipment's protection is increased.*

Горная промышленность имеет большое количество электрооборудования. Но, кроме повышения работоспособности и удобств данные виды устройств несут в себе скрытую опасность - электрический ток. Неисправности электрооборудования и производственной техники, а также повреждения низковольтных электрических сетей (НЭС) шахт могут приводить к поражению пользователей электрическим током и пожарам, причиняющим многочисленные убытки и надолго останавливающим производство, добычу и транспортировку угля.

За последние десять лет в Украине по электротехническим причинам произошло около 124 тыс. пожаров в объектах, связанных с жизнедеятельностью человека, в результате погибло около 11 тыс. человек, а убытки составили около 2,5 млрд. грн. [1].



Рис. 1 – Последствия пожаров в шахтах из-за неисправности электросетей

Любой современный объект, связанный с жизнедеятельностью человека, должен быть оборудован устройствами, отслеживания состояния НЭС. Во-первых, требуется защита от коротких замыканий (КЗ) - автоматические выключатели (АВ). Во-вторых, следует тщательно выявлять все случаи утечек электрического тока на землю - устройства защитного отключения (УЗО).

Любое производство (особенно горное) - это всегда повышенный уровень риска. Если в обычных жилых домах опасность возникновения пожара зависит от короткого замыкания и перегорания проводников, то на производстве изоляция двигателей из-за внезапного скачка тока может не выдержать, и тогда не только сеть, но и машины становятся источником открытого огня.

Согласно правилам устройства электроустановок (ПУЭ) [2] рекомендуется защищать однофазные распределительные НЭС промышленных сетей одновременно АВ и УЗО и делать продольное резервирование защиты - это позволяет снизить вероятность появления вышерассмотренных аварийных ситуаций работы НЭС. Также кабель должен быть заложен в желоб, изготовленный из негорючего материала (рис. 2).

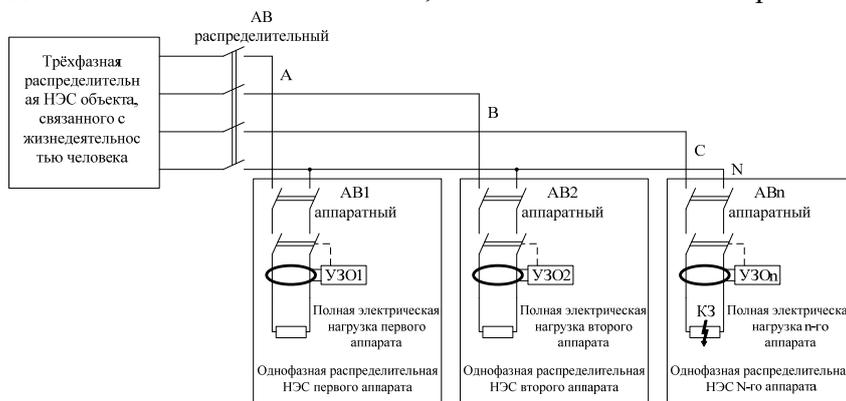


Рис. 2 – Классическая распределительная НЭС объекта, связанного с жизнедеятельностью человека

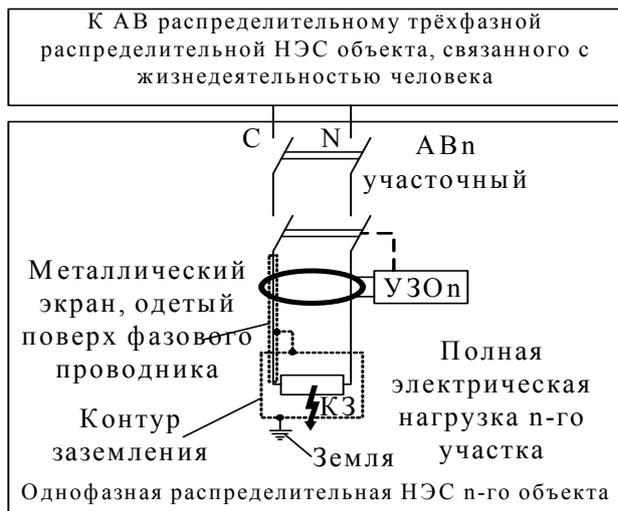


Рис. 3 – Вдосконалена однофазна розподільча НЕМ п-ї квартири

Однако пожары все равно случаются и происходит это по следующей схеме (рис. 2) - возникает КЗ в однофазной распределительной НЭС п-го участка и одновременно отказывает в срабатывании ближайший к месту КЗ защитный АВп участочный, также на КЗ не реагирует УЗОп. Поврежденный участок однофазной распределительной НЭС п-го участка отключается с выдержкой времени резервным защитным АВ распределительным трехфазной распределительной НЭС объекта связанного с жизнедеятельностью человека или если резервный защитный

АВ распределительный не успевает произвести отключение происходит перегорание ее проводников. При этом наблюдается прогорание защитного желоба и стены на глубину заложения однофазной распределительной НЭС п-го участка, из отверстия, образующегося, происходит разбрызгивание расплавленного металла, из которого она изготовлена в окружающую среду. Возникает дополнительный риск взрыва газа. В большинстве случаев, возникает возгорание установленных вблизи машин, а также изоляции самой однофазной распределительной НЭС п-го участка.

В работе [3] предложен подход, предлагающий решить указанную проблему следующим путем (рис. 3) - все электрооборудование п-го участка заземляется на контур заземления однофазной распределительной НЭС п-го участка, а по всей длине фазного провода надевается металлический экран (поверх изоляции) он также присоединен к контуру заземления. Таким образом, при возникновении КЗ в однофазной распределительной НЭС п-го участка при отказе по неизвестным причинам АВп участочного, сработает УЗОп и отключит поврежденный участок. Это возможно потому что, снижение сопротивления изоляции фазного проводника (т.е. КЗ) приводит к появлению в цепи фазы С металлический экран тока достаточного для срабатывания УЗОп, также этот ток не успеет образовать электрическую дугу (т.е. будет безопасным с точки зрения разрушения изоляции НЭС и окружающей техники ) потому что его размер равен дифференциальному току срабатывания УЗОп, который составляет от 30 до 300 мА.

Внедрение рассматриваемого подхода построения защиты распределительной НЭС объекта, связанного с жизнедеятельностью человека, позволит снизить риск поражения пользователей электрооборудования и бытовой техники электрическим током, а также снизить вероятность возникновения пожаров по электротехническим причинам. Внедрение этих мероприятий на шахтных предприятиях (особенно в средах с повышенным уровнем утечки метана) снижает риск взрывов и повышает безопасность рабочих условий.

### Библиографический список

1. Хом'як Я.І., Скоробагатько Т.М., Климась Р.В., Матвійчук Д.Я. Стан із пожежами в містах та селищах міського типу України у 2009 році // Науковий вісник УкрНДПБ: Науковий журнал. – К., 2010. – № 1 (21). – с. 6-11.

2. Правила устройства электроустановок. – Х.: Издательство «Форт», Харьков, 2009. – 704 с.

3. Патент України на Винахід № 48839, МПК H02H 3/16. Пристрій для захисного відключення електричної мережі з глухозаземленою нейтраллю / Ковальов О.П., Васін О.О., Муха В.П., Чурсінов В.І., Ярмоленко В.І., Шевченко О.А., Якімішина В.В., Міц О.В.; власники Ковальов О.П., Васін О.О., Муха В.П., Чурсінов В.І., Ярмоленко В.І., Шевченко О.А., Якімішина В.В., Міц О.В. – № u2001128844; заявлено 20.12.01; опубліковано 15.08.02, Бюл. № 8.

УДК 622.333.012

*Сердюк Александр Сергеевич, аспирант Донецкий национальный технический университет*

### **АНАЛИЗ И СТРУКТУРИРОВАНИЕ ДЕЙСТВУЮЩИХ МОДЕЛЕЙ РЕСТРУКТУРИЗАЦИИ УГОЛЬНОЙ ОТРАСЛИ**

*В статье рассмотрены и проанализированы существующие модели реструктуризации угольной отрасли, подробно рассмотрены формы реструктуризации входящих в состав каждой модели, учтен опыт использования представленных моделей.*

*The article reviewed and analyzed existing models of coal sector restructuring, detail the forms of restructuring are included in each model, the experience using the presented models.*

На сегодняшний день, одной из наиболее специфических и проблемных отраслей Украины, является угольная промышленность. Большинство украинских шахт убыточны и нуждаются в переоснащении. Себестоимость добычи украинского угля является большой, и ложится тяжелым бременем на государственный бюджет страны. Но отказаться от добычи собственного угля правительство страны не может, потому что собственный уголь является залогом энергетической независимости Украины, и помимо этого угольная промышленность обеспечивает рабочими местами около 200 тыс. человек.

Добыча угля на территории современной Украины проводится уже почти 120 лет. За это время средняя глубина ведения работ увеличилась, и как следствие увеличилась себестоимость добычи. В Советские времена угольная промышленность Украины финансировалась из государственного бюджета СССР. Большие финансовые ресурсы Советского Союза позволяли удерживать убыточную угольную отрасль, которая обеспечивала углем один из крупнейших промышленных регионов СССР, то есть промышленные регионы Советской Украины. После распада Советского Союза, Украинскому государству пришлось опираться на собственные силы в финансировании убыточной угольной отрасли. Как следствие в 1996 году была начата реструктуризация угольной промышленности.

Особенностью реструктуризации угольной отрасли во всем мире является то, что в большинстве случаев этот процесс носит отраслевой характер. Это связано с тем, что угольная промышленность относится к отраслям, реструктуризация которых направлена, прежде всего, на эффективность и целесообразность их деятельности. Потому что угольная отрасль является сырьевой базой для существования энергетики, металлургии и машиностроения [1].

Основной целью реструктуризации угольной промышленности являются: создание благоприятных условий для работы угледобывающих предприятий, уменьшение дотационных выплат угольным шахтам, обеспечение энергетической безопасности страны, улучшение условий труда. Но в процессе реструктуризации угольной отрасли Украины, эти проблемы почти не были решены.

Итак, рассмотрим существующую (базовая), концептуальную и теоретически экспериментальную так называемую инновационную модели реструктуризации (рис.). В большинстве развитых стран мира используется базовая модель реструктуризации угольной отрасли. Сущность данной модели состоит в том, что государственные нерентабельные, убыточные и неперспективные предприятия ликвидируются, а другие шахты приватизируются. Концептуальная модель реструктуризации базируется на перепрофилировании угледобывающих производств. Широкого использования данная модель не имеет, но случаи внедрения некоторых форм имеют место. Следующая инновационная модель реструктуризации основывается на государственно-частном партнерстве в угольной отрасли. На данный момент эта модель находится в стадии доработки и совершенствования, но уже имеется некоторый опыт использования, в частности и в Украине.



Модели реструктуризации угольной отрасли

Итак, базовая модель реструктуризации угольной отрасли является наиболее распространенной и имеет большой опыт применения. Обычно данная модель используется во время переходного периода от административно-командной (плановой) к рыночной экономике, или во время кардинальных изменений на рынке угля. Основная идея базовой модели заключается в ликвидации наиболее слабых структурных звеньев в отрасли (убыточные предприятия) и развития за счет

инвестиций наиболее перспективных шахт. Такие действия способствуют снижению общей себестоимости добычи угля в отрасли. Базовая модель основана на совокупном использовании четырех форм реструктуризации, а именно: закрытие шахт, приватизация, консервация, концентрация производства. Рассмотрим эти четыре основные формы базовой модели реструктуризации угольной отрасли.

*Закрытие шахт.* Закрытие нерентабельных шахт в большинстве стран, значительно улучшило состояние экономики страны и повысило конкурентоспособность собственного угля на мировом рынке. Но процесс закрытия шахт требует значительных финансовых вложений и приводит к негативным социальным последствиям, поэтому в большинстве стран мира шахты закрывали постепенно. Постепенное закрытие шахт замедляло рост высвобождаемой рабочей силы на рынке труда, это давало время для создания новых рабочих мест для бывших шахтеров.

*Приватизация.* Приватизация является неотъемлемой составной частью рыночной экономики, благодаря приватизации исчезает проблема финансирования отрасли из бюджета страны. Приватизировав предприятие, частный предприниматель возлагает на себя обязательство обеспечить безопасные условия труда, своевременную выплату заработной платы, страхование рабочих, соблюдение условий трудового законодательства. Сбоку государства осуществляется постоянный контроль за соблюдением этих условий. Наиболее приватизационно-привлекательными являются шахты которые имеют небольшую глубину ведения горных работ, большие запасы угля, большую мощность пластов, благоприятные горно-геологические условия. Мировой опыт показывает, что большинство частных угольных предприятий получают большую прибыль чем государственные предприятия. Как следствие частные предприятия предоставляют большую долю налоговых отчислений в государственный бюджет страны. Именно поэтому в странах с развитой рыночной экономикой, в большинстве случаев, угольная промышленность находится в частной собственности.

*Концентрация работ на более перспективных шахтах.* Сущность этого метода заключается в увеличении добычи, на угольных шахтах которые имеют наибольшие запасы угля, и имеют наиболее благоприятные условия ведения работ. В процессе реструктуризации отрасли, в первую очередь закрываются наименее перспективные шахты, то есть шахты отработавших большую часть угля на собственном шахтном поле. В это же время власти страны или частные предприниматели инвестируют средства в развитие перспективных шахт. За счет инвестиций создаются новые производственные мощности, которые позволяют увеличить объем добычи и соответственно уменьшить себестоимость добытого угля. Создание новых производственных мощностей обуславливает потребность в новой рабочей силе, которая поступает из шахт которые были закрыты на первом этапе реструктуризации.

*Консервация шахт.* Консервация угольных шахт используется в случае, когда шахта имеет большие запасы угля, но нет достаточно средств для ведения работ. Кроме этого консервация используется в случае, когда государство пытается сохранить свои полезные ископаемые, с целью использования их в будущем. При консервации на шахте останавливается добыча угля, уменьшается количество рабочего персонала, проводится ликвидация вспомогательных выработок. В течение периода когда шахта

считается законсервированной на шахте остается минимальное количество рабочих, которая обеспечивает поддержку шахты в рабочем состоянии.

Основная сущность концептуальной модели реструктуризации кардинально отличается от базовой. Цель концептуальной модели заключается в изменении типа производства на предприятиях угольной отрасли за счет перепрофилирования шахтных комплексов. В связи с тем что, добыча угля на шахтах с низким промышленным потенциалом требует больших затрат а следовательно является нецелесообразной, возникает вопрос: как извлечь пользу из существующих шахтных фондов. Основываясь на этом, концептуальная модель реструктуризации предусматривает использование двух основных форм, а именно: создание на территории недействующей шахты нового предприятия, добыча метана из выработанного пространства шахт.

*Создание на территории недействующей шахт новых предприятий.* Поверхностный комплекс шахты имеет много промышленных сооружений (цеха, склады), которые могут быть использованы в условиях нового предприятия. Также шахты имеют достаточно развитую транспортную инфраструктуру (дороги, рельсовые пути). Все эти факторы делают шахтные территории инвестиционно-привлекательными для частных предпринимателей. Но, несмотря на это, частные предприниматели мало заинтересованы в инвестировании средств в такие проекты. Причина этого заключается в сложных законодательных и налоговых условиях для приватизации или аренды данных территорий. Следовательно, основная задача - это стимулирование привлечения инвестиций именно на территории закрытых шахт.

*Добыча метана из выработанного пространства шахт.* На сегодняшний день, в условиях высокой цены на газ на мировом рынке, вопросы добычи метана из угольных пластов являются наиболее актуальными. Запасы метана в угольных пластах Украины составляют около 8 трлн. м<sup>3</sup> - это 3,3% мировых запасов. На сегодняшний день на украинских шахтах выделяется около 2,6 млрд. м<sup>3</sup> метана в год, и только 208 млн. м<sup>3</sup> из них используется как топливо.

Поскольку метан продолжает выделяться в значительных объемах после ликвидации шахты, существует возможность его использования. На данном этапе украинские ученые работают над созданием технологии извлечения метана из выработанного пространства закрытых шахт для использования его в качестве энергоносителя [2]. Большой опыт добычи метана из закрытых шахт имеет Великобритания, на данный момент добыча газа ведется из двух шахт в городах Ститлей и Мэнсфилд.

Сущность инновационной модели заключается в привлечении инвестиций в отрасль, путем использования модели государственно-частного партнерства. В основу этой модели положены четыре основные формы, это: концессия, аренда предприятия, аренда добычного участка, бесплатная приватизация.

*Концессия.* Концессия - это предоставление с целью удовлетворения общественных потребностей уполномоченным органом государственной власти или органом местного самоуправления на основании концессионного договора на платной и срочной основе отечественным или иностранным субъектам хозяйствования (концессионерам) права на создание (строительство) и / или управление (эксплуатацию) о объектом концессии при условии взятия концессионером на себя соответствующих обязательств, имущественной ответственности и предпринимательского риска [3].

Значительным преимуществом предоставления предприятий угольной отрасли в концессию является то, что концессионеру передается целостный имущественный комплекс, то есть вместе со своей социальной сферой - больницей, детским садом, клубом. А еще после подписания договора концессионер берет на себя все долги и

обязательства предприятия (уплата налогов, и расчеты с кредиторами, если таковые имеются) [4]. Главное отличие концессии от приватизации и аренды заключается в том, что имущество, предоставленное инвестору в концессию, остается в государственной собственности, и после завершения срока действия договора оно возвращается уполномоченному государственному органу. При этом все новое и модернизированное оборудование также передается государству, то есть договор концессии не является основанием для перехода имущества из государственной собственности в частную [4].

*Аренда предприятия.* Особенностью данной формы является то, что частному лицу (арендатору) предоставляется право пользования объектом топливно-энергетического комплекса, при этом объект остается в государственной собственности. Аренда, в отличие от концессии, предполагает более низкий уровень контроля за деятельностью предприятия со стороны государства. Поэтому аренду угледобывающего предприятия как целостного имущественного комплекса, целесообразно использовать на убыточных шахтах имеющих высокий промышленный потенциал (большие запасы угля, благоприятные условия ведения горных работ, качественный уголь). Именно высокий промышленный потенциал является залогом того, что предприятие будет развиваться в будущем.

*Аренда угледобывающих участков.* Передача в аренду добычных участков или участков шахтного поля, предусматривает создание на территории государственного предприятия отдельной, независимой структурной единицы. Деятельность которой корректируется согласно закону об аренде объектов топливно-энергетического комплекса. В случае если в аренду передается добычной участок, арендатору предоставляется в пользование определенная часть шахтного поля и имущественный комплекс необходим для добычи угля (очистные комбайны, проходческие комбайны, механизированные крепи). Если передается только участок шахтного поля, арендатор обязан за свой счет приобрести необходимое оборудование и организовать работу по добыче угля. Значительным преимуществом данной формы государственно-частного партнерства является то, что шахта начинает получать дополнительные средства в виде арендной платы и платы за услуги предоставленные арендованному участку. Учитывая это отметим что предоставление добывающих участков или участка шахтного поля в аренду способствует уменьшению себестоимости угля, а следовательно приводит к улучшению финансового состояния предприятия.

*Бесплатная приватизация.* Использование данной формы целесообразно проводить на предприятиях подлежащих ликвидации. Но учитывая тот факт, что процесс ликвидации требует значительного объема средств и обращая внимание на то, что предприятие приносит большую пользу региона где оно расположено, целесообразно подобные шахты передавать в бесплатную приватизацию.

**Заключение.** Итак, отметим, что на сегодняшний день, в нынешних условиях роста цен на газ и нефть, уголь становится перспективным видом топлива. Украина в отличие от европейских стран сохранила большую часть собственных угледобывающих предприятий. При профессиональном подходе к выбору модели реструктуризации угольной отрасли, Украина получит возможность обеспечить себя относительно дешевым видом топлива и уменьшить зависимость от иностранных энергоносителей. Это станет залогом энергетической независимости страны.

### **Библиографический список**

1. Гадецкий В.Г. Сущность и аспекты реструктуризации предприятия угольной промышленности Украины // Наукові праці Донецького національного технічного університету. – 2006. – С.195-201.

2. Белошицкий М. В. Использование шахтного метана в качестве энергоносителя / М. В. Белошицкий, А. А. Троицкий // Турбины и дизель. – 2006. – ноябрь – декабрь. – С. 2-9.
3. Хозяйственный кодекс Украины: Одиссей - 2008.
4. Тимошук Н. Концессия угольных предприятий как путь к инвесторам / Н. Тимошук // Голос Украины. – 2011. - №78. – С. 3

УДК 622.831.3:531.36

*М.С. Дубицкая аспирант каф. строительства и геомеханики  
Научный руководитель д.т.н., профессор Шашенко А.Н. Государственное высшее  
учебное заведение «Национальный горный университет»  
г. Днепрпетровск, Украина*

## **МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ГЕОЛОКАЦИОННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В УСЛОВИЯХ УГОЛЬНЫХ ШАХТ УКРАИНЫ**

*Представлена методика акустического зондирования угольного массива, которая позволяет качественно, оперативно и на высоком техническом уровне осуществить сканирование нетронутой части массива для идентификации невыявленных разведочными работами геологических нарушений.*

*The technique of acoustic sounding coal massif, which allows on high-quality, quickly and at a high technical level of scanning untouched part of the massif to identify undetected prospecting geological faults is presented*

**Введение.** Одним из важнейших факторов, который напрямую влияет на качество ведения современных средств выемки угля является мелко-амплитудные разрывные тектонические нарушения со стратиграфической амплитудой 0,1-10,0м, которые практически не улавливаются геологическими скважинами при проведении разведочных работ. Поскольку пространственное положение среднеамплитудных (10-100) м и крупноамплитудных (100-1000) м разрывных тектонических нарушений определяется с достаточной степенью достоверности разведочными работами, то они не оказывают решающего влияния на ведение горных работ, и их встречу горными выработками можно планировать. Внезапность же встречи мелкоамплитудных разрывных тектонических нарушений создает значительные трудности для механизированной выемки угля. Как результат, это приводит к полным или частичным перенарезкам лав, соответственно, связано с резким снижением добычи, влечет за собой потери запасов угля в недрах, ухудшение технико-экономических показателей и условий труда горных рабочих.

**Анализ литературных источников.** С временем глубина разработок месторождений угля в Донбассе увеличивается [1]. Анализ геологических показателей, приведенных в Прогнозном каталоге шахтопластов Донецкого угольного бассейна [2], показывает хоть и незначительное, но устойчивое увеличение числа нарушенных пластов с ростом глубины их расположения [3]. Поэтому решение проблемы прогнозирования малоамплитудных тектонических нарушений горных пород является актуальной задачей, от решения которой зависит эффективность ведения горных работ.

Достижение максимальной оперативности решения данной задачи возможно только за счёт привлечения методов неразрушающего контроля, к которым относится метод геолокации. Выбор методов обуславливается конкретными геологическими

особенностями объекта изучения.

Применяемые в настоящее время шахтные сейсмические исследования основаны на различных методах [4]: преломленных волн (МПВ), отраженных волн (МОВ), сейсмического просвечивания (МСП), общей глубинной точки (МОГТ). Средний уровень достоверности данных, полученных этими методами составляет около 60% [4]. Отсюда можно сделать вывод о том, что в настоящее время отсутствует надежные методики прогноза состояния породных массивов и их совершенствование приобретает исключительно важное значение.

**Цель работы.** Целью исследований является математическая модель распространения сигнала акустической эмиссии в сложноструктурированной углепородной среде, позволяющая параметрически идентифицировать границы геологических нарушений. Предметом исследования являются изменения параметров сигнала акустической эмиссии при распространении его через однородную среду и среду с геологическими нарушениями.

Объектом испытаний является система приема и хранения сигналов геотомографии, состоящая из:

- источника сигналов акустической эмиссии, представляющего собой результат взаимодействия металлического предмета с углепородным пластом (ударным методом и режущего инструмента угольного комбайна).
- линии связи источник-приёмник, представляющая собой сложноструктурированную породную среду с геологическими нарушениями.
- приемника сигнала акустической эмиссии, состоящего из датчика, соединительного кабеля и наземного блока, подключенного к ПК. Последний используется как источник хранения информации в цифровом виде.

**Материалы и результаты исследований.** Работы по проведению исследований разделены на два этапа: подготовительный и основной.

Исследования разделены на два цикла:

- прием сигналов акустической эмиссии ударов по крепи забоя;
- прием сигналов акустической эмиссии режущего инструмента угольного комбайна.

Для проведения исследований используется аппаратура передачи сейсмоакустического сигнала АПСС1. Она состоит из сейсмоприемника и переговорного устройства, которые используются в подземных выработках шахт, в том числе, опасных по внезапным выбросам угля, породы и/или газа и принимающего устройства, которое располагается на поверхности. Данная аппаратура обеспечивает:

- прием, преобразование упругих колебаний горного массива в сигнал звуковой частоты, регулировку усиления и передачу сейсмоакустического сигнала на поверхность;
- формирование управляющих сигналов;
- двухстороннюю речевую связь «забой-поверхность».

Подземные блоки аппаратуры сейсмоприемника и переговорного устройства имеют уровень взрывозащиты РО с видом взрывозащиты искробезопасная цепь уровня Иа.

Аппаратура имеет следующие характеристики:

- Передаваемая полоса частот 20...3500 Гц;
- Максимальный уровень входного сигнала 0,1 В;
- Динамический диапазон принимаемых сигналов не менее 60 дБ;
- Постоянный ток в линии связи не более 25 мА;

- Неравномерность амплитудно-частотной характеристики в передаваемой полосе частот не более 50%;
- Питание аппаратуры от сети переменного тока частотой 50 Гц напряжением 220В;
- Мощность потребляемой аппаратурой не более 25 ВА;
- Степень защиты от внешних воздействий: сейсмоприемник и переговорное устройство - IP 54, устройство приемное - IP 30;
- Длина линии связи не более 10 км;
- Непрерывный режим работы.

Аппаратура допускается к применению в горных выработках повышенной запылённости и влажности.

Подземный блок сейсмоприемника обеспечивает прием акустического сигнала, преобразование акустического сигнала в электрический, усиление и частотную модуляцию электрического сигнала.

Наземный блок аппаратуры приемного устройства является стационарным настольным изделием. Функциональным назначением блока приемного устройства является прием частотно-модулированного сигнала, его демодуляция, усиление, передача сигнала для регистрации и обработки в персональный компьютер, регулирование уровня усиления сигнала в блоке сейсмоприемника, передача речевой информации в забой, обеспечение контроля за состоянием линии связи, прослушивание поступающей информации, маркировка записи.

В основу аппаратуры заложен принцип передачи акустической информации по двухпроводной линии из забоя на поверхность посредством частотно-модулированного сигнала и речевой информации с поверхности в забой непосредственно на звуковой частоте. Передача речевой информации реализована в симплексном режиме. Исходный режим - передача сигнала от сейсмоприемника на поверхность. С помощью органов управления переговорного устройства устанавливаются режимы передачи речевой информации или управляющего сигнала одной из частот от забоя подземной выработки на поверхность, а с приемного устройства - речевой информации с поверхности в забой.

В качестве двухпроводной линии связи используются провода типа ТАШ. ТМШ. ТРШ и др. имеющие удельное сопротивление не более 75 Ом/км.

Приемные устройства (датчики) должны быть установлены на выбранных согласно геологической документации, пикетах симметрично оси массива, проходящей перпендикулярно штрекам и делящей массив на две равные части. Чувствительный элемент датчика должен находиться в цельной части массива и контактировать с ним без воздушных промежутков.

Кабельная часть датчиков должна обеспечивать оперативное и качественное подключение к линии связи и переговорному устройству.

Первый цикл исследований проводится один раз и включает в себя, при необходимости, четыре подцикла, в процессе которых проводится переключение датчиков. Для каждого подцикла проводится двадцать простукиваний. Последовательность записи датчиков 1-2-3-4.

Средством регистрации оцифровывания и хранения информации о сигналах акустической эмиссии является жесткий диск ПК.

Лабораторная подготовка прибора записи и хранения сигналов (ПК) заключается в установке программного обеспечения и проверке функционирования режима записи и хранения сигналов, режим - "моно", частота дискретизации - 44100 Гц

Лабораторная подготовка системы приема и передачи сигналов геолокации заключается в сборе системы с имитатором линии связи и проверке режимов переключения датчиков, записи сигналов на ПК и передачу речевых сигналов.

Подготовительные работы на шахте заключаются в анализе геологической информации о лаве и подготовке линии связи. На основе этого анализа определяются места бурения шпуров (бортовой или сборный штрек) и точки простукивания (сборный или бортовой штрек соответственно). Глубина бурения определяется исходя из информации о толщине зоны трещиноватости по бортам. Если глубина шпура больше, чем штанга-досылатель, то изготавливаются досылатели и удлиняются провода датчиков. Исходя из опыта, бурение шпуров необходимо производить непосредственно перед проведением исследований, поскольку возможно защемление шпуров, особенно тех, которые находятся ближе к отработке. В зависимости от толщины зоны трещиноватости определяется технология фиксации датчика в шпуре.

Предварительно проводится согласование возможности выделения телефонной пары (либо другой линии связи) на время испытаний технология перемещения конца пары по штреку и подключения её к датчикам. Также определяется технология подключения телефонной трубки к паре и схема, материалы подключения сигнальной пары к наземному оборудованию, подключения к сети 220 вольт и заземлению. На поверхности для размещения наземного блока и ПК выделяется рабочее место.

Процесс синхронизации записи методом простукивания заключается в сверке часов, далее начало простукивания в точке 1 :xx ч. xx мин., в точке 2 :xx ч. xx мин. и т.д. В каждой точке производится 5 ударов с интервалом 3 с.

Процесс синхронизации записи методом режущего инструмента угольного комбайна заключается в первую очередь в сверке часов согласно времени в системе УТАС, которая в настоящее время установлена на большинстве шахт Донбасса. УТАС (унифицированная телекоммуникационная система диспетчерского контроля и автоматизированного управления горными машинами и технологическими комплексами) предназначена для обеспечения комплексной безопасности, непрерывного контроля параметров воздуха горных выработок, горно-шахтного оборудования и технологических комплексов, управления машинами и технологическими комплексами, передачи информации на диспетчерский пункт, ее обработки и отображения, повышения оперативности управления персоналом. Соответственно, благодаря данным УТАС можно фиксировать положение комбайна в любую единицу времени, поскольку запись ведется непрерывно.

Для дальнейшей обработки полученного сигнала необходимо определить частоту вращения фрезы комбайна и количество режущих кромок.

Обслуживает наземный блок аппаратуры 1 человек - оператор. Оператор подключает компьютер к разъёму «ПК» на приемном устройстве, а приемное устройство - к питающей сети переменного тока. Включает питание. Расположенные на приемном устройстве индикаторы «КЗ» и «Обрыв» не должны гореть. В случае обрыва линии связи или отсутствия в цепи линии СП, загорится индикатор «Обрыв» и зазвучит сигнал обрыва линии связи. При коротком замыкании линии загорится индикатор «КЗ».

Установку и подключение сейсмоприемника и переговорного устройства к линии связи в горной выработке осуществляет горный мастер или слесарь. Подключение осуществляется путем подсоединения провода «ЛИНИЯ» к проводам линии связи. Если при подключении линии на приемном устройстве загорится красный светодиод, то поменять местами концы соединительных проводов.

Нажав кнопку «РАЗГ» и вызвав оператора на поверхности, запрашивает оператора о качестве связи, сообщает об обстановке в забое и времени начала работы,

предупреждает о нанесении проверочных ударов. Для получения ответа от оператора отпускает кнопку. Оператор нажимает кнопку «Мик» на приемном устройстве и после ответа горному мастеру отпускает кнопку.

Установив сейсмоприемник в шпуре в соответствии с требованиями, горный мастер (слесарь) подключает провод сейсмоприемника к проводу «СП» переговорного устройства, наносит серию контрольных ударов по забою и запрашивает оператора о качестве прохождения сигнала.

Оператор устанавливает кнопками «+» или «-» необходимый уровень усиления и в дальнейшем выполняет инструкции по методике.

Одним из важнейших пунктов настоящей методики является предварительная подготовка линии связи в шахте. Для того, что бы пара была свободна, необходимо на всем ее протяжении проверить не подключена ли она к каким либо трансформаторам, модулям и т.п. Этим занимается соответствующий специалист по связи в шахте. Также проверяются все места соединения частей линии и фиксируются контакторы для более качественного проведения сигнала и уменьшения удельного сопротивления, которое не должно превышать 75 Ом/км, иначе на приемном устройстве будет фиксироваться обрыв линии связи, поскольку сигнал не будет поступать.

**Выводы.** На основе ранее проведенных исследований по данной методике можно сделать вывод, что самыми важными факторами, влияющем на качество записанного сигнала, является плотный контакт чувствительного элемента датчика с массивом без воздушных промежутков и заранее налаженная линия связи, которая не должна быть заземлена и превышать 10 км и должна иметь удельное сопротивление не более 75 Ом/км. Также важную роль в успешной обработке полученного сигнала, по мнению авторов, играет наличие системы УТАС на шахтах и возможность синхронизации с ней, поскольку она обеспечивает точную и достоверную информацию о местоположении комбайна в любую точку времени. Таким образом, выполнив все подготовительные мероприятия, описанные в методике, обеспечивается качество полученной в процессе исследований акустической информации.

### Библиографический список

1. Шашенко О.М. Управління стійкістю протяжних виробок глибоких шахт: монографія / О.М. Шашенко, О.В. Солодянкін, А.В. Мартовицький. – Дніпропетровськ: ЛізуновПрес, 2012. – 400 с.
2. Прогнозный каталог шахтопластов Донецкого угольного бассейна с характеристикой горно-геологических факторов и явлений. – М.: ИГД им. А.А.Скочинского, 1982. – 267 с.
3. Солодянкин А.В. Актуальные задачи обеспечения устойчивости выработок при пересечении зон геологических нарушений / А.В. Солодянкин, В.В. Янко // Материалы международной конференции «Перспективы освоения подземного пространства». – Днепропетровск: РИК НГУ, 2008. – С. 43-46.
4. Анциферов А.В. Теория и практика шахтной сейсморазведки / Анциферов А.В. – Донецк: ООО «АЛАН», 2003. – 312с.

*Лещенко В.В., Тыняная Е.М., студенты, Прокопов А.Ю., д-р техн. наук, проф., Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону, Россия  
Клименко А.П., госинспектор, Северо-Кавказское управление Ростехнадзора, г. Сочи, Россия*

## **МОДЕЛИРОВАНИЕ И АНАЛИЗ ПРИЧИН АВАРИИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА №8 АВТОМАГИСТРАЛИ «ДУБЛЕР КУРОРТНОГО ПРОСПЕКТА» В Г. СОЧИ**

*Выполнен анализ причин аварии, произошедшей при проходке тоннеля №8-А в г. Сочи. Разработана математическая модель геомеханических процессов, предшествовавших возникновению аварии. На модели определены условия безопасной проходки тоннеля.*

*Accident happened during tunnel No. 8-A construction in the city of Sochi. The analysis of the reasons of this accident was made. The mathematical model of the geomechanical processes preceding emergence of accident is developed. On model conditions of a safe building of the tunnel are defined.*

Дублёр Курортного проспекта – современная внутригородская автострада, пролегающая по Хостинскому и Центральному районам города Сочи. Сокращает время движения по Центральной части Сочи, избавляя её от пробок. Он является одним из объектов подготовки города к Зимней Олимпиаде 2014 года. Строительство начато в 2010, пуск автомагистрали в эксплуатацию запланирован на 2013 г.

Основные характеристики проекта строительства Центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер Курортного проспекта»:

- расчетная скорость: 100 км/ч – на всем протяжении, 75 км/ч – в горной местности;
- полос движения: 2-4;
- общая протяженность – 16,21 км (в т.ч. 1-я очередь – 5,68 км, 2-я очередь – 5,20 км, 3-я очередь – 5,33 км);
- транспортных развязок – 8;
- мостов, эстакад (кол/км): 11 / 6,98 (из них 8 – парные);
- тоннелей: двухполосных – 8 / 7,01 км (6 из которых парные), однополосных – 1/0,30 (табл. 1).

Тоннельный комплекс №8 является наиболее сложным по горно-геологическим и горнотехническим условиям и состоит из 2 параллельных тоннелей №8 и №8а, соединенных 4 эвакуационными сбойками и имеющими уширения в районе северных порталов для вписывания требуемого радиуса автодороги, а также 3 уширения по длине тоннелей для аварийной остановки транспортных средств. Входит в состав работ 3-й очереди строительства магистрали «Дублер Курортного проспекта».

Генеральным подрядчиком строительства автомагистрали «Дублер Курортного проспекта» является ОАО «Мостотрест», работы по строительству тоннельного комплекса №8 по договору субподряда осуществляет ООО «Трансстройтоннель».

Для обеспечения проектных сроков строительства (завершение проходки – 1.09.2013, завершение чистовой отделки – 1.10.2013 г.) проходка тоннелей ведется 8 забоями: по 2 с северного и южного порталов и 4 – со стороны штольни дополнительного доступа, вскрывающей оси тоннелей в их средней части.

Таблица 1 – Характеристика тоннельных комплексов (тоннелей) на автомагистрали «Дублер Курортного проспекта» в г. Сочи

№ тоннеля по проекту	Наименование тоннельного комплекса	Тип	Длина, м	Организация движения, дополнительные выработки и уширения
1	Агурский	Одинарный	1472,5	Двухстороннее, по одной полосе в каждом направлении, в центральной части – уширение для аварийной остановки
2 2а		Парный	672 259,2	Одностороннее, по 2 полосы в каждом тоннеле
3 3а		– // –	660 684	Одностороннее, по 2 полосы в каждом тоннеле, соединение эвакуационной сбойкой
4 4а	Лысогорский	– // –	668 669	– // –
5 5а	Завокзальный	– // –	671 696	– // –
6 6а	Виноградный	– // –	601 580	– // –
7 7а	Санаторный	– // –	804 824	Одностороннее, по 2 полосы в каждом тоннеле, в центральной части – уширение для аварийной остановки, 4 эвакуационные сбойки
8 8а	Мамайский	– // –	1561 1538	Одностороннее, по 2 полосы в каждом тоннеле, 3 уширения для аварийной остановки, 8 эвакуационных сбоек, эвакуационная штольня, вентиляционный ствол

Сооружаемый тоннель №8 имеет двухскатный профиль. Проходка тоннеля ведется в грунтах от неустойчивых до относительно устойчивых. Коэффициент крепости грунтов вмещающих тоннель колеблется от 0,8 до 6,0 по Протоджяконову.

Со стороны Южного портала врезка тоннеля осуществлялась на глубину 20 м после устройства буронабивных свай под защитой двойного свода из труб длиной 30 м.

По мере доработки предпортальной выемки производится врезка нижней частью тоннеля и проходка его с отставанием забоя верхней части тоннеля 20 м. Врезка нижней частью тоннеля производится после доработки предпортальной выемки до проектной отметки. Со стороны Северного портала врезка производится по аналогичной схеме на глубину 20 м после устройства буронабивных свай на участке 8 м и двойного свода из труб длиной 30 м

Проектом предусматривается ведение проходки тоннеля на всю длину тоннеля, на полное сечение и по всему диапазону крепости грунтов. Высота тоннеля в проходке составляет – 9,30 м, лотковой части – 1,0 м. Применяется итальянская технология Adesco, предусматривающая проходку тоннеля сразу на полное сечение без разделения на уступы. Для повышения устойчивости забоя он предварительно армируется фибerglassовыми анкерами, которые затем разрушаются вместе с породой гидромолотом экскаватора или исполнительным органом комбайна. Возведение постоянной обделки производится сразу вслед за продвижением забоя с отставанием 40-50 м.

В результате мониторинга строительства тоннельных комплексов автомагистрали «Дублер Курортного проспекта», проведенного в феврале 2013 г. комиссией с участием сотрудников ФКУ «Росдортехнология» и ФГБОУ ВПО «РГСУ» [1], были установлены факты отставания проходки и возведения постоянной обделки относительно плановых сроков строительства на нескольких тоннелях.

К основным проблемам и нарушениям, выявленным при осмотре тоннельного комплекса №8, являются:

- существенные деформации буровых свай и распорных расстрелов после выемки грунта на припортальном участке вследствие активизации оползневых процессов;

- неудачно организованный водоотлив у портала штольни дополнительного доступа. Для отвода воды у портала разработана водоотливная канавка, перекрытая решеткой из арматурных прутьев. Однако, во время осадков канавка переполняется и дождевые воды поступают самотеком в штольню и по ней к тоннелям. В результате этого потребовались дополнительные затраты на водоотлив с использованием забойного насоса;

- отсутствие подачи свежего воздуха в южный забой тоннеля №8 со стороны штольни дополнительного доступа, в результате чего в рабочей зоне возможно образование недопустимых концентраций вредных и опасных газов и ухудшение самочувствия работников;

- отставание работ от календарного графика.

Проведенный анализ причин отставания строительства от плановых сроков позволил выявить основные проблемы сооружения тоннелей:

- необходимость проходки в слабоустойчивых породах при небольшой глубине заложения тоннелей;

- опасность активизации оползневых процессов при строительстве;

- возможность изменения физико-механических свойств пород (аргиллитов и др.) при намокании;

- необходимость строительства в условиях городской застройки в непосредственной близости от оси трассы;

- организационные и юридические проблемы, связанные со сносом зданий, попадающих в зону влияния тоннелей, и переселения жильцов;

- необходимость переноса части инженерных коммуникаций;

- необходимость соблюдения экологических и санитарных норм, особенно при проходке в непосредственной близости от заповедников, рекреационных территорий и

др.

Несмотря на предпринимаемые меры по упрочнению кровли тоннелей, укреплению предпортальных выемок и порталов, при строительстве неоднократно происходили аварии, связанные с обрушением пород кровли, при этом объемы вывалов достигали нескольких сот кубометров и в отдельных случаях распространялись до земной поверхности.

Одна из крупнейших аварий произошла 3 марта 2013 г. при сооружении тоннеля № 8а, при которой обрушилось около 200 м<sup>3</sup> пород свода на участке, проходимом со стороны южного портала. В результате обрушения произошло оседание участка земной поверхности и вертикальное смещение части фундамента недостроенного трехэтажного дома на величину около 2,5 м (рис. 1). Проведенный мониторинг состояния строительства тоннелей 8 и 8а позволил выявить ряд, как технологических, так и организационных недостатков. Главным из них является несогласованность между подрядчиками, выполнявшими строительство тоннеля и трехэтажного здания непосредственно над осью тоннеля. Вследствие аварии горнопроходческие работы были временно приостановлены, что еще больше увеличило отставание от плановых темпов строительства.

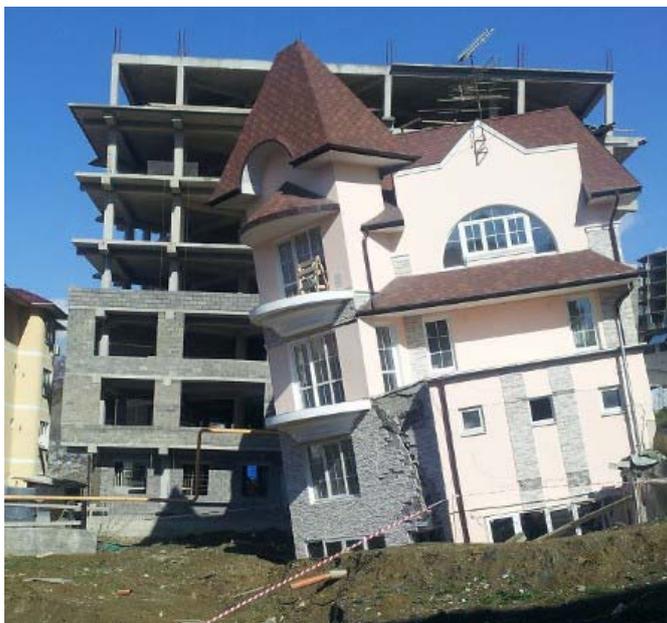


Рис. 1. Последствия обрушения 3.03.2013 г. в тоннеле №8а

Одной из возможных причин аварии являются неучтенные при проектировании тоннеля нагрузки на обделку от веса трехэтажного здания, передаваемого через свайные фундаменты и породы кровли тоннеля. И, наоборот, при проектировании свайных фундаментов здания не было учтено изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива вследствие выемки породы при проходке тоннеля.

Для изучения геомеханических процессов, происходящих в породном массиве, тоннельной обделке и свайном фундаменте здания, была разработана математическая модель в ПК «Ли́ра-Windows», реализующем метод конечных элементов (МКЭ). На модели исследовано НДС грунтов и тоннельной обделки (рис. 2) от нагрузки на свайные фундаменты здания.

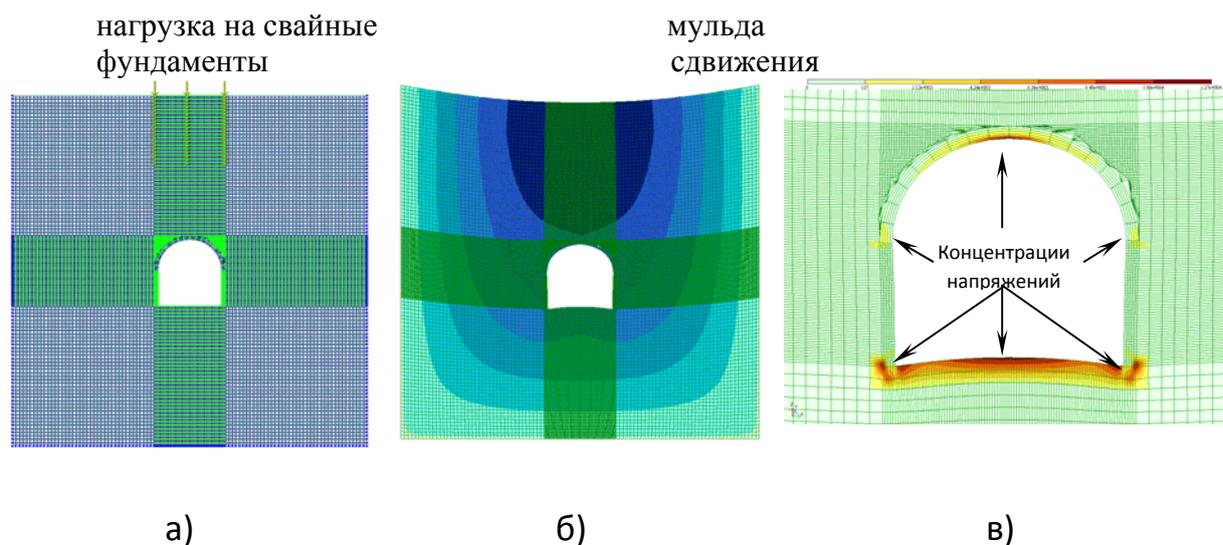


Рис. 2. Моделирование НДС грунта и тоннельной обделки: а – общий вид модели; б – изополя перемещений по оси Z (масштаб перемещений для наглядности увеличен); в – изополя эквивалентных растягивающих напряжений в тоннельной обделке.

Модель включает часть породного массива, содержащего отверстие в соответствии с формой и размерами поперечного сечения исследуемого тоннеля. Сетка конечных элементов сгущается в районе расположения тоннеля до 0,1 м при линейных размерах КЭ – 0,5 м в остальной части модели.

В качестве нагрузок принят собственный вес грунта и обделки, а также нагрузки на свайные фундаменты, передаваемые от веса строительных конструкций трехэтажного здания.

Для задания жесткостей горных пород, тоннельной обделки и свайных фундаментов здания использованы специальные конечные элементы грунта, позволяющие моделировать геомеханические процессы. В качестве теории прочности принята теория Кулона-Мора.

Результаты моделирования подтвердили высокую вероятность возникновения обрушений вследствие возникновения предельных растягивающих напряжений в сводовой и лотковой частях тоннельной обделки. Во избежание подобных аварий, необходимо строгое соблюдение следующих мероприятий:

- опережающее упрочнение пород кровли тоннеля, в том числе методами тампонажа и армирования анкерами-инъекторами по аналогии с проходкой горных выработок рудников в условиях неустойчивых пород непосредственной кровли [2];
- ограничение величины заходки с целью снижения площади обнажения пород и возведения временной анкерно-набрызгбетонной крепи, при необходимости – в сочетании с металлической рамной крепью;
- минимально возможное отставание постоянной обделки от забоя, включая бетонирование лотков и банкеток для образования замкнутого железобетонного контура, обладающего высокой несущей способностью;
- качественная система отведения поверхностных вод с участка строительства тоннеля, в том числе с использованием нагорных канав и лотков;
- постоянный мониторинг сдвижения точек земной поверхности непосредственно над тоннелем;

- постоянный маркшейдерский контроль над проектным контуром тоннеля на призабойном участке тоннеля до возведения постоянной обделки;
- мониторинг состояния подпорных стен на припортальных выемках и своевременное усиление несущих конструкций при возникновении предельных деформаций;
- организация дренажа вод из грунтов, слагающих откосы предпортальных выемок.

### **Библиографический список**

1. Протокол заседания комиссии по проведению внеплановой проверки ОАО «Корпорация «Трансстрой» по рассмотрению замечаний федерального дорожного агентства («Росавтодор») при строительстве тоннелей 2 и 3 очереди «Дублер Курортного проспекта» в г. Сочи от 13 февраля 2013 г.

2. Прокопов А.Ю., Прокопова М.В., Михалко И.В. Мониторинг состояния массива и опережающее крепление выработок на примере шахт Донского ГОКА ОАО «ТНК Казхром»// Перспективы развития горного дела и подземного строительства. Сб. научн. трудов. Вып 2. – Киев: Підприємство УВОІ «Допомога» УСІ, 2011. – С. 20 – 22.

УДК 622.253.(06)

*Хмара Николай Сергеевич, аспирант, научный руководитель Дмитриенко Владимир Александрович, канд. техн. наук, доцент, Шахтинский институт (филиал) ФГБОУ ВПО Южно Российский государственный технический университет (НПИ)*

### **ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА И КРЕПИ УСТЬЯ В ЗОНЕ ОПОРНОГО ВЕНЦА**

*Приведены результаты исследований напряжений в породном массиве и крепи устья ствола. Предложены решения по снижению смещений стенок ствола и повышению устойчивости обнажений грунтового массива.*

*The results of studies of stresses in rock mass and lining the mouth of the barrel. Proposed solutions to reduce the displacement of the walls of the trunk and improve the sustainability of the soil mass exposures.*

Совершенствование инженерной инфраструктуры крупных городов в условиях плотной застройки обуславливает необходимость освоения подземного пространства. Однако до настоящего времени проектами предусматриваются высокочрезвычайно дорогостоящие технологии, используемые не одно десятилетие в этой отрасли, требующие значительных финансовых вложений, что вносит существенные коррективы в развитие производства. Поэтому применение ресурсосберегающих технологических и проектных решений поможет стимулировать капитальные вложения в строительство подземных объектов.

Интенсивная застройка прибрежной зоны Черного моря в Краснодарском крае сопряжена с негативным воздействием на уникальную природу. В целях минимизации негативных последствий строительства, в последнее время на ряде строек в районе побережья предусмотрено возведение подземных объектов, представляющих собой коллекторы и камеры для их проходки и обслуживания.

Анализ четырех проектов строительства вертикальных подземных сооружений

показывает, что монтажные и технологические камеры запроектированы круглой и прямоугольной формы, с размерами в свету от 2,6 до 4,8 м, и глубиной заложения от 6,3 м до 16,5 м. Грунтовый массив в основном представлен делювиально-элювиальными глинами, реже суглинками от твердой и полутвердой до тугопластичной консистенции, с дресвой и щебнем аргиллитов, а также редкими обломками песчаников. Плотность отложений 2100-2150 кг/м<sup>3</sup>, влажность 19-26%, коэффициент пористости 0.54-0.68. Угол внутреннего трения 12-18°, сцепление 0.04-0.06 МПа. Модуль деформации 22-25 МПа. Расчетное сопротивление глин и суглинков 0.2-0.25 МПа. При замачивании они могут переходить в пластичное состояние. Мощность наносов колеблется от 3 - 4 до 10 - 12 м, на отдельных участках до 30 м.

Во всех проектах прохождение камер предусмотрено по последовательной технологической схеме, Временная кольцевая крепь из швеллера №20 - 24, возводится с шагом 0,5 – 1,0 м. Затяжка осуществляется сплошную деревянными брусками с расклинкой. Постоянная крепь запроектирована из монолитного бетона или железобетона толщиной 0,25 - 0,35 м.

Применение последовательной технологической схемы, несмотря на целый ряд ее недостатков, обусловлено свойствами грунтов и большими нагрузками на крепь через весьма короткий период времени после ее возведения. Это обстоятельство является определяющим при выборе технологической схемы, поскольку бетон, применяющийся для возведения крепи набирает требуемую прочность только через 2 – 7 суток, в зависимости от температурно-влажностного режима твердения.

В тоже время при строительстве объектов на поверхности наблюдается постоянное увеличение объемов применения монолитных конструкций из особопрочных и быстротвердеющих бетонов.

Учитывая недостатки последовательной технологической схемы, проведены исследования и разрабатываются мероприятия по повышению эффективности горностроительных работ при проходке вертикальных подземных сооружений в наносных породах. Суть предложений заключается в устройстве опорных венцов небольших размеров в каждой заходке (рис. 1) при креплении быстротвердеющим бетоном с использованием секционной подвесной опалубки и совмещенной технологической схемы.

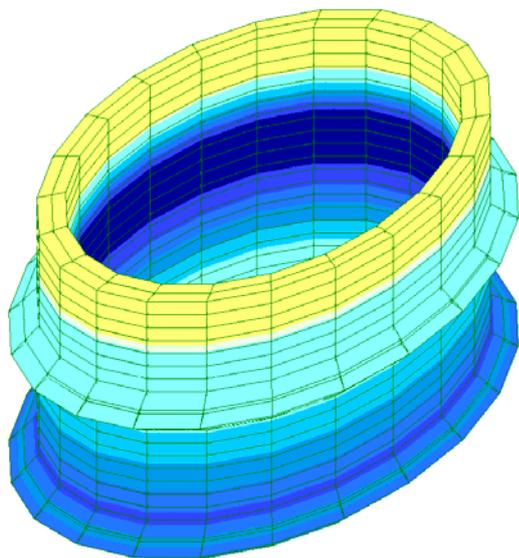


Рис. 1 Схема крепи устья

Быстротвердеющий бетон уже через 9 – 12 часов имеет прочность бетона на срез и на сжатие [1] превышающую напряжения в крепи с учетом концентрации в опорной зоне венца. То есть появляется возможность крепления устья ствола «сверху-вниз».

В этом случае стенки массива будут испытывать горное давление и дополнительные напряжения от возводимой бетонной крепи и опалубки. Для оценки критического напряженно-деформированного состояния массива и крепи разработана методика определения предельной глубины применения предлагаемой технологии [2].

Предельное состояние вертикальных стенок грунта характеризуется сложным напряженно-деформированным состоянием (НДС), поскольку обнаженная при выемке грунта поверхность зацементирована между забоем и возведенной крепью ствола. В первом приближении критические напряжения при сдвиге зависят от горизонтальной составляющей горного давления и прочности грунта по условию Кулона – Мора с учетом нормальных напряжений обусловленных вертикальной составляющей горного давления и напряжений от крепи и опалубки.

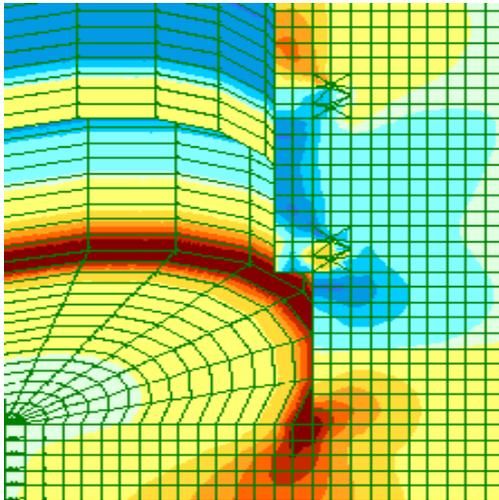


Рис. 2. Изополюса сдвигающих напряжений в крепи и массиве

Для исследования распределения напряжений в массиве и в крепи устья под опорным венцом выполнено моделирование методом конечных элементов (МКЭ) в программном комплексе «Лира» (рис.2). В результате установлено, что концентрация сдвигающих напряжений наблюдается в средней части яруса крепи и непосредственно под опорной плоскостью венца, и зависит от угла ее наклона, размеров, веса бетона, физико-механических свойств грунта. При определенных сочетаниях вышеуказанных факторов это может привести к чрезмерному росту смещений при выемке грунта следующей заходки, что прослеживается на деформационной схеме.

В тоже время отмечена, меньшая величина напряжений в закрепленной части массива грунта. Это позволило предположить, что смещение опорного венца в середину яруса, позволит перераспределить напряжения на крепь и уменьшить смещения вертикальных стенок ствола.

Для сравнения на рисунке 3 представлены схемы распределения напряжений в грунтовом массиве с формированием опорного венца в нижней (рис. 3а) и в середине яруса крепи (рис. 3б).

Анализ приведенных исследований, позволяет отметить, что интенсивность напряжений, как нормальных так и касательных, уменьшается при формировании полости под опорный венец в середине заходки крепи, что обеспечивает уменьшение смещений породных стенок в 1,6 раза.

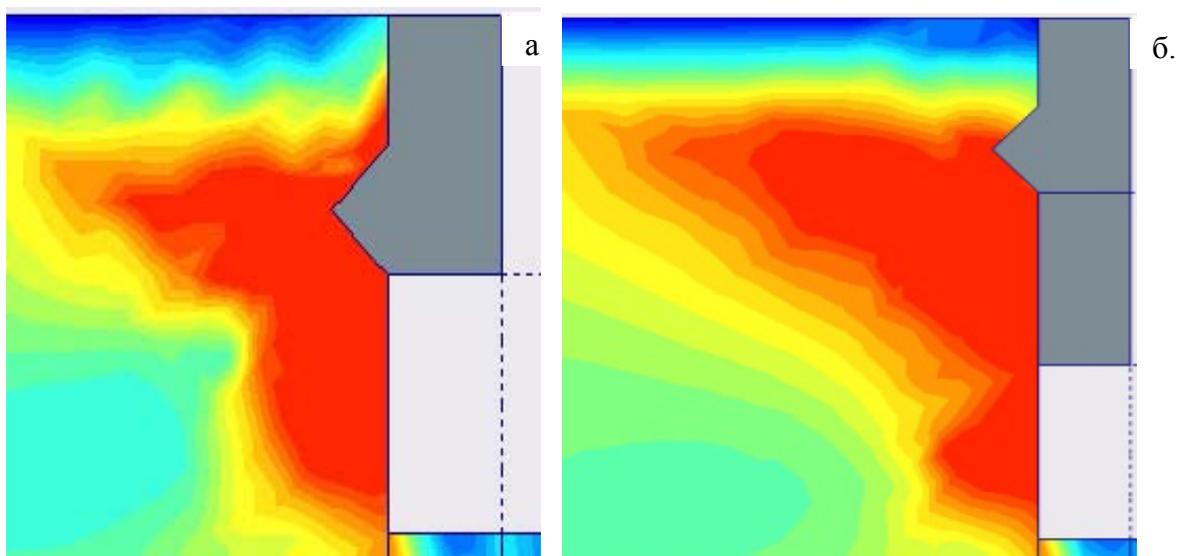


Рис. 3. Распределение напряжений в грунтовом массиве при устройстве опорного венца в нижней (а) и в средней части яруса крепи

## Библиографический список

1. Дмитриенко В.А., Бауэр М.А. Наука и техника: монография / отв. ред. Я.А. Максимов. – Красноярск: Научно-инновационный центр, 2011.- С. 66-104.
2. Дмитриенко В.А., Хмара Н.С. Оценка устойчивого состояния породных обнажений при проходке устьев стволов / Научный вестник Норильского индустриального института. – Норильск: ФГБОУ «НИИ», №10. 2012. – С. 44-47.

*О.В. Яременко, асистент кафедри геодезії та землеустроу ЖНАЕУ  
(науковий керівник Р.В. Соболевський, к.т.н., доц.) Житомирський державний  
технологічний університет*

## ОБГРУНТУВАННЯ РАЦІОНАЛЬНОГО ВИКОРИСТАННЯ МЕТОДУ ІНТЕРПОЛЯЦІЇ ГЕОПРОСТОРОВИХ ДАНИХ

*Наведена коротка характеристика найбільш поширених методів інтерполяції.  
Виконано порівняльний аналіз деяких методів інтерполяції для більш точної  
репрезентації цифрової моделі рельєфу.*

**Актуальність теми.** Головним джерелом даних про земну поверхню є карти, але в останні десять років інтенсивно впроваджуються методи, пов'язані з цифровим представленням земної поверхні та динаміки її змін. Тому закономірно, що сучасні методи комп'ютерного опрацювання інформації базуються на створенні цифрових моделей рельєфу (ЦМР), які слугують основою для ГІС і є пріоритетними для вирішення цілої низки наукових та народно-господарських завдань. ЦМР будь-якого географічного поля, у тому числі й рельєфу, розуміють певну форму подання вихідних даних і спосіб їх структурного опису. Це дозволяє обчислювати (відновлювати) значення поля в заданій області шляхом інтерполяції. Саме тому вибір методу інтерполяції є важливим етапом для створення більш точної цифрової моделі рельєфу.

**Мета статті.** Дослідження обґрунтування раціонального використання методу інтерполяції геопросторових даних на основі дослідження точності методів інтерполяції.

**Аналіз досліджень та публікацій.** Вивченням даного питання займалось багато вчених, серед яких Міхно О.Г., Сівков С.В., Корячко Є.І [1], Бут Б. [2], Ленков С.В., О.В. Кравчук[3], Світличний О.О., Плотницький С.В.[4] та багато інших, але жодним із них не було проведено дослідження точності методів інтерполяції.

**Викладення основного матеріалу статті.** Процедури просторового моделювання реалізовані в багатьох спеціалізованих пакетах, що досить широко використовуються на практиці. До них належать, наприклад, пакети Surfer (Golden Software), Gstat (Pebesma, Wesseling, 1998), GST (Мальцев, 1993), TECHBASE (Minesoft, USA), MICROMINE (Micromine Pty Ltd, AUSTRALIA). Просторова інтерполяція точкових даних ґрунтується на виборі аналітичної моделі топографічної поверхні. У загальному випадку топографічна поверхня являє собою функцію двох змінних  $Z = f(X, Y)$ , задану в деяких точках досліджуваної області простору, кількість і взаємне розміщення яких можуть бути, як відзначено вище, різними. Завдання інтерполяції полягає в побудові за цими даними функції для всієї області, тобто в формуванні алгоритму обчислення функції  $f(X, Y)$  у будь-якій точці з координатами  $X, Y$ . У зв'язку з неможливістю опису топографічної поверхні в межах усієї території

однією функцією для просторової інтерполяції поверхонь з регулярним розміщенням опорних точок звичайно використовують методи локальної (або часткової) інтерполяції.

Існує досить велика кількість методів інтерполяції. Найбільш поширені з них методи *обернено-вагових відстаней, природної околиці, сплайну, Кріге*. Незалежно від методу інтерполяції модель тим точніша, чим більше є значень вихідних точок і чим рівномірніше вони розподілені по поверхні.

*Метод обернено-вагових відстаней* передбачає спад впливу значення виміряної змінної в міру збільшення відстані від точки виміру. Цей метод, як правило, застосовується, коли вплив змінної зменшується зі збільшенням відстані від точки виміру. При цьому можна контролювати декілька параметрів інтерполяції методом обернено-вагових відстаней: *ступінь, тип радіуса та бар 'ери*. На характеристики інтерпольованої поверхні впливає також вибір радіуса (фіксованого або змінного), який обмежує кількість вихідних точок, що беруть участь в інтерполяції значення чарунки.

*Метод природної околиці*, як і метод обернено-вагових відстаней, ґрунтується на ваговому усередненні значень. Однак, замість обчислення значення по всіх точках з вагою оберненої відстані до них, при інтерполяції цим методом будується *триангуляція Делоне* по вхідних точках, тобто вибираються найближчі вузли, які формують опуклу оболонку навколо інтерпольованої точки, а потім їх значенням присвоюється вага, що пропорційна площі ділянок. Цей метод найбільш придатний, коли точки вимірювань розподілені нерівномірно.

*Метод сплайну* створює поверхню мінімальної кривизни через вхідні точки, яка будується підбором математичної функції поверхні до заданої кількості найближчих точок за умови проходження її через всі точки вимірів. Цей метод найбільш зручний для поверхонь, що повільно змінюються. Використовують два методи сплайну: *регуляризований сплайн і сплайн з натягом*.

Методи інтерполяції обернено-вагових відстаней, природної околиці і сплайну є детермінованими, оскільки вони безпосередньо ґрунтуються на вимірних значеннях в околиці точок або на заданих математичних формулах, що визначають згладженість утвореної поверхні. Інша група методів інтерполяції складається із геостатистичних методів, які ґрунтуються на статистичних моделях, що включають автокореляцію. Тому така технологія дозволяє не тільки обчислити поверхню, а і визначити точність та достовірність обчислень.

В основі *методу Кріге* (крігінгу) лежить припущення, що відстані або напрямки між точками вимірів відображають просторову кореляцію, яку можна використати для формування поверхні. Для визначення вихідного значення в кожній чарунці метод Кріге підбирає математичну функцію, що проходить через всі точки в межах заданого радіуса або через задану кількість точок. Цей метод застосовується, коли відомо, що в даних існує кореляція по відстані або напрямку. Загальна формула для обох інтерполяцій являє собою суму вимірних значень з урахуванням ваги

$$Z(S_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(S_i), \quad (3)$$

де  $Z(S_i)$  — вимірне значення в  $i$ -й чарунці;  $\lambda_i$  — вага виміряного значення  $i$ -ї чарунки;  $S_0$  — чарунка, що обчислюється;  $N$  — кількість вимірних значень.

В геоінформаційній системі можуть використовуватись дві модифікації методу Кріге: *ординарний та універсальний*. Відомі також простий крігінг, індикаторний крігінг, кокрігінг, ординарний крігінг з анізотропією, нелінійний крігінг і деякі інші

різновиди локально-стохастичної інтерполяції, хоча і менш поширені порівняно з описаними вище, проте такі, що мають свої сфери використання.

У зв'язку з можливістю, а в конкретних випадках і доцільністю, застосування різних варіантів просторової локально-стохастичної інтерполяції важливим етапом геостатистичного моделювання є аналіз наявних просторових даних. Аналіз, по-перше, повинен передбачати перевірку даних на нормальність, оскільки звичайний, простий і універсальний різновиди кригінга передбачають нормальний розподіл даних. У випадку, якщо вихідний просторовий розподіл емпіричних даних не підпорядковується нормальному закону розподілу, доцільно спробувати привести його до нормального закону шляхом перетворення. Виявлення тренда також є обов'язковою складовою частиною аналізу емпіричних даних. Після виключення тренда з наявних даних з використанням його аналітичної апроксимації і позитивного результату перевірки на нормальність до останніх може бути застосована процедура звичайного кригінга. У разі застосування процедури універсального кригінга виключення тренда може не проводитися, проте і в цьому випадку аналітичне рівняння тренда має бути задане.

Як впливає з характеристики методів просторової інтерполяції, кожний з них має свої достоїнства і недоліки, що мають бути враховані при виборі того чи іншого методу при розв'язанні конкретних завдань. Але вибір методу інтерполяції наявних даних залежить також від кількості вихідних точок даних і рівномірності їх розподілу в області інтерполяції. Крім того, навіть найточніша процедура інтерполяції дає досить умовну картину реального розподілу характеристики, що картографується, у просторі. Одним із методів контролю правильності інтерпольованих карт є обчислення й порівняння різниці розрахованих значень зі значеннями вихідних даних. Отримана вибірка значень підлягає статистичній обробці, при перевищенні визначеного дослідником рівня в параметри інтерполяції вносяться необхідні зміни. Інтерпольована карта може коригуватися з використанням спеціальних редакторів, що дозволяють вручну змінювати значення кожного вузла сітки. Готова інтерпольована карта репрезентує поверхню якого-небудь просторового явища (рельєфу суші або дна, атмосферного тиску, вологості, температури, концентрації різних речовин у різних середовищах і т.ін.). Карти поверхонь надалі використовуються як для самостійного аналізу, так і для накладення на них плоских цифрових карт інших взаємозалежних характеристик. Підтримка роботи з поверхнями (3D-картами) входить у функціональний набір багатьох сучасних програмних ПІС-пакетів.

### Библиографический список

1. Міхно О.Г. Особливості застосування географічних інформаційних систем військового призначення. Картографія та вища школа / Міхно О.Г., Сівков С.В., Корячко Є.І. — К.: Держ. картогр. фабрика, 2003. — Вип. 8. — С. 71 — 76.
2. Booth B. Using ArcGIS 3D Analyst / Environmental System Research Institute. — California. 2000. — 530 p.
3. Ленков С.В. Методика оперативного створення комп'ютерної тривимірної моделі місцевості / С.В. Ленков, О.Г. Міхно, О.В. Кравчук // Пр. Одес. політехн. ун-ту. — 2006. — Вип. 1. — С. 122-127. — Бібліогр.: 3 назв. — укр.
4. Світличний О.О., Плотницький С.В. Основи геоінформатики: Навч. посіб. / За заг. ред. О.О. Світличного. — Суми: ВТД «Університетська книга», 2006. — С 192 — 210.

*Недилько Л.С., аспирант кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т.,  
Кальчук С.В., научный руководитель, доц., к.т.н. кафедры геотехнологий  
им. проф. Бакки Н.Т., Житомирского государственного технологического  
университета, г. Житомир, Украина.*

## ИССЛЕДОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРРИК-КРАНОВ ПРИ РАЗНОЙ ШИРИНЕ РАБОЧЕЙ ЗОНЫ В КАРЬЕРЕ

*Рассмотрены вопросы эффективного использования деррик-кранов на карьерах  
блочного камня.*

*The questions of effective use of derricks on the block stone quarries.*

**Вступление.** В последнее время деррик-краны получают все большее распространение на карьерах блочного камня благодаря значительной грузоподъемности и значительному радиусу действия. Несмотря на бесспорные преимущества данного вида подъемно-транспортного оборудования в карьере в сравнении с другими машинами, эффективное и экономически целесообразное использование данного вида оборудования возможно лишь при научном обосновании взаимосвязи таких параметров, как эффективный радиус действия и грузоподъемность.

**Анализ литературных источников.** Вопросы эффективного использования деррик-кранов на карьерах облицовочного камня рассмотрены в трудах таких ученых как Н.Т. Бакка, А.Г. Смирнов, Ю.Г. Карасёв, О.Б. Синельников [1-4]. Обоснование рабочих параметров деррик-кранов для карьеров блочного камня впервые осуществлено в трудах Р.В. Кокунина [5]. При достаточном изучении вопросов применения деррик-кранов и освещении их в научной и технической литературе неисследованными остаются вопросы определения оптимальных параметров рабочей зоны деррик-крана, грузоподъемности и производительности.

**Целью работы** является определение оптимальных значений радиуса действия деррик-крана и его эффективной грузоподъемности с учетом шага перестановки.

**Материалы и результаты исследований.** Производительность выемочно-погрузочных работ в карьере при использовании деррик-крана значительно зависит от частоты перестановки оборудования. Перестановка его возможна, как вдоль фронта работ, так и в поперечном направлении. Поэтому целесообразно исследовать две схемы возможного перемещения аналитическим и графическим способами с последующим определением длины шага перестановки деррик-крана. Графический метод поперечной и продольной перестановки крана представлен на рис.1 и рис. 2. соответственно. Исходя из условий стойкости бортов уступов и проанализировав известные марки данного вида подъемного оборудования установлено, что при поперечной перестановке деррик-крана рациональной длиной шага перестановки будет:

$$Ш_{кн} = (0,7 \div 1)R_{\min}, м$$

Проведя графоаналитические исследования относительно рис. 2 была определена эффективная длина продольного шага перестановки деррик-крана:

$$L_{нк} = (0,7 \div 1)R_{max}, м$$

Сравнивая длины шага перестановки при продольной и поперечной перестановке деррик-крана следует отметить, что эффективнее является продольная перестановка.

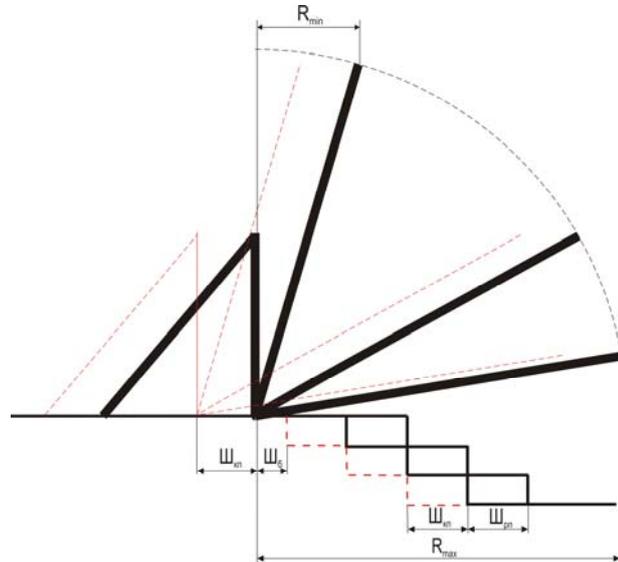


Рис. 1. Схема к расчету длины поперечного шага переустановки деррик-крана:  $Ш_{кп}$  – длина шага переустановки;  $Ш_{б}$  – ширина бермы безопасности;  $Ш_{пн}$  – ширина рабочей площадки;  $R_{max}$  – максимальный радиус зоны обслуживания;  $R_{min}$  – минимальный радиус зоны обслуживания.

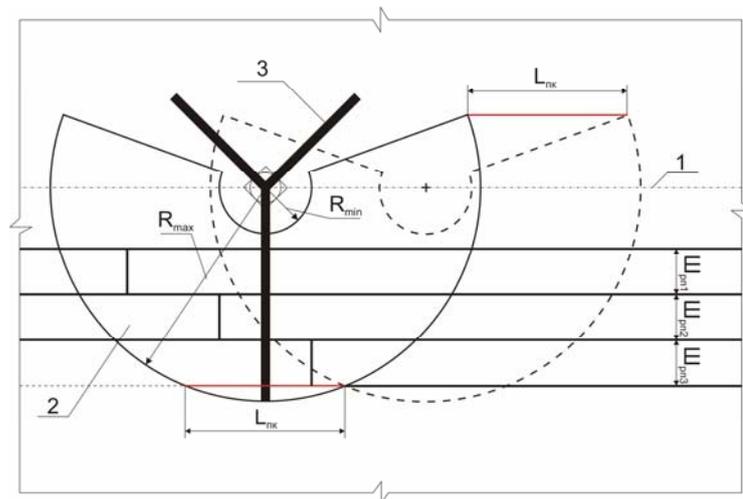


Рис. 2. Схема к расчету длины продольного шага переустановки деррик-крана:

1 – ось перемещения крана; 2 – зона обслуживания деррик-крана; 3 – деррик-кран;  $Ш_{пн}$  – ширина рабочей площадки;  $R_{max}$  – максимальный радиус зоны обслуживания;  $R_{min}$  – минимальный радиус зоны обслуживания;  $L_{нк}$  – длина шага переустановки крана.

Деррик-кран является стационарной машиной, потому необходимо рассчитывать площадь зоны обслуживания. Длина стрелы определяется, исходя из значения максимального радиуса зоны обслуживания, который в зависимости от типа крана может принимать значение от 19 до 63 м. При исследовании применения деррик-крана были введены понятие эффективный радиус обслуживания – это радиус, который

отвечает эффективной зоне обслуживания и является разницей между максимальным и минимальным радиусами (1).

$$R_e = R_{\max} - R_{\min}, \text{ м} \quad (1)$$

где:  $R_{\max}$  – максимальный радиус обслуживания краном, м;

$R_{\min}$  – минимальный радиус обслуживания краном, м.

Зона эффективного обслуживания определяется радиусом эффективного обслуживания и рассчитывается по формуле:

$$S_e = (R_{\max}^2 - R_{\min}^2) \cdot \pi \cdot \frac{360^\circ - \alpha}{360^\circ}, \text{ м}^2$$

обслуживания и рассчитывается по формуле:

где:  $\alpha$  - угол сектора не охватываемый зоной обслуживания крана, град.

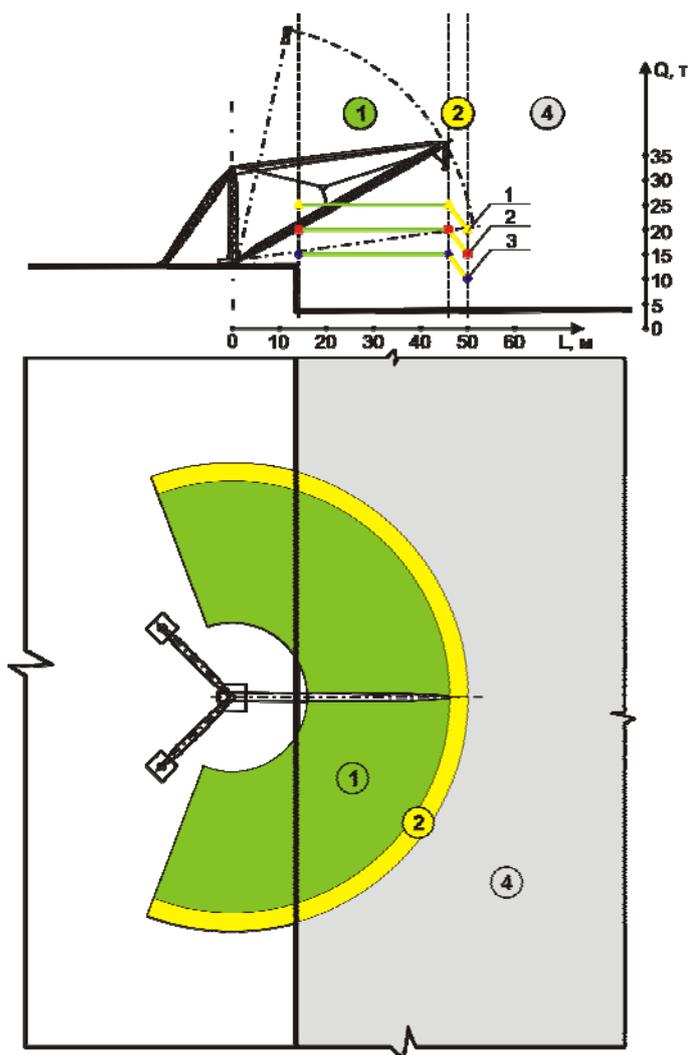


Рис. 3. Схема к определению эффективного использования деррик-крана по величине зоны обслуживания и погрузки: 1 – зона максимальной грузоподъемности деррик-крана; 2 – зона предельной грузоподъемности деррик-крана; 4 – нерабочая зона.

**Выводы.** Наиболее эффективной схемой использования деррик-крана является схема при которой осуществляется перестановка его вдоль фронта работ. Эффективность применения деррик-крана определяется таким показателем, как эффективный радиус обслуживания, от величины которого зависит эффективная зона обслуживания. В пределах этой зоны деррик-кран имеет номинальную или близкую к ней грузоподъемность.

## Библиографический список

1. Добыча и обработка природного камня: Справочник / Под общ. ред. А.Г. Смирнова – М.:Недра, 1990.-445с.
2. Синельников О.Б. Добыча природного облицовочного камня. – М.: Изд-во РАСХН, 2005. – 245 с.
3. Природный камень. Добыча блочного и стенового камня: Учебное пособие / Ю.Г. Карасев, Н.Т. Бакка; Санкт-Петербургский горный ин-т. СПб, 1997. 428с.
4. Бакка М.Г., Кузьменко О.Х., Сачков Л.С. Видобування природного каменю: Ч.2. Технологія та комплексна механізація видобування природного каменю: Навч. Посібник. – К.: ІСДО, 1994.- 448с.
5. Кокунин Р.В. Обоснование условий применения бестраншейного вскрытия на месторождениях природного камня. Автореф. дис...канд. техн. наук – Екатеринбург: ГОУ ВПО «УГГУ», 2006. – 17 с.

УДК 622.23

*Шлапак В.А., старший преподаватель кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т., Соболевский Р.В., научный руководитель, доц., к.т.н. кафедры маркишейдерии Житомирского государственного технологического университета, г. Житомир, Украина*

### **ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ОТКЛОНЕНИЯ БУРА ОТ ЗАДАННОЙ ПЛОСКОСТИ ПРИ СПЛОШНОМ ВЫБУРИВАНИИ БЛОЧНОГО КАМНЯ**

*Розглянуто закономірності формування відхилень бура при суцільному обурюванні на кар'єрах декоративного каменю.*

*Рассмотрены закономерности формирования отклонений бура при сплошном обуривании на карьерах декоративного камня.*

*The characteristics of the formation of deviations bit at a solid caught-on decorative stone quarries.*

Одним из прогрессивных механических методов подготовки горной массы к добыче есть метод сплошного бурения. Выбуривание щели применяется в том случае, когда нужно создать третью или четвертую плоскости обнажения в первичном монолите. Как правило, бурение выполняется по торцевым граням первичного монолита [1,2]. Кроме того, бурение щели часто используется при прохождении съездов и траншей. Технология бурения щели является особенно эффективной на блочных карьерах с низкой высотой уступа и однородным составом породы. Щель выполняется пневматическими и гидравлическими буровыми станками.

Опыт создания врубовых щелей на основе буровых станков и перфораторов показывает, что этот способ с точки зрения потерь является эффективным, но трудоемким [3]. Отклонение проекции оси скважины от заданной влияет на ее общую длину, которая может быть определена из выражения:

$$L_{св} = \sqrt{H^2 \cdot (1 + D^2)}, \text{ м}, \quad (1)$$

где H – проектная длина скважины равная высоте монолита, м;

$D$  – приблизительное значение отклонение бура от заданной плоскости на один погонный метр бурения может быть определен по предложенной эмпирической формуле [4]:

$$D = 0,5 \frac{\sigma_{cm}}{d_{св}}, \quad (2)$$

где  $d_{св}$  – диаметр скважины, м;

$\sigma_{ст}$  – прочность пород на сжатие, кг/см<sup>2</sup>.

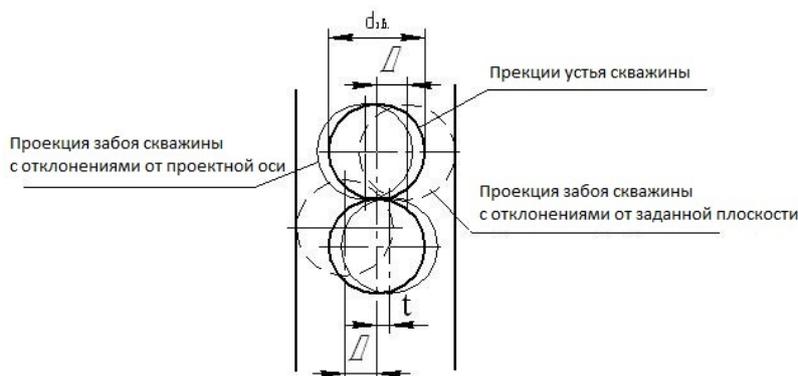


Рис. 1. Схематическое изображение зоны отклонений, образованных при сплошном бурении

За предложенной методикой было смоделировано влияние диаметра скважины на абсолютное значение отклонения бура от заданной плоскости на один погонный метр бурения  $D$  для Омеляновского месторождения гранита.

Результаты исследований показывают, что абсолютное значение отклонения бура от заданной плоскости на один погонный метр бурения  $D$  для гранитов Омеляновского месторождения объясняется отклонением бура (штанги) от заданной плоскости бурения в следствии большого сопротивления породы бурению и неточности установки бура (штанги) в заданной плоскости. Отклонение бура (штанги) от заданного направления не только обуславливает разубоживание камня, но и не позволяет получить сплошную щель, которая приводит к дополнительному раскалыванию неразбуренных участков, а соответственно к качественным потерям по причинам неравномерного откола.

Качественные потери возникают не только по причине отклонение бура от вертикальной плоскости бурения, но и вследствие его смещения в горизонтальной плоскости от проектной оси щели на величину  $t$ , значение которой колеблется в пределах 0,5–1,5 мм. Главным заданием при выполнении исследований отклонений бурового инструмента от проектного положения является обоснование оптимального диаметра бурового инструмента.

Оптимальное значение диаметра бурового инструмента находится в пределах от 80 до 90 мм, а для Омеляновского месторождения гранита составляет 84 мм. Кроме выбора оптимального значения диаметра скважин, необходимым является также соблюдение при бурении жесткой фиксации самого станка в заданной плоскости, для чего необходимо создавать специальные направляющие рамы, или агрегаты прохождения щелей, рабочим органом которых будут являться пневматические буровые станки и устройства для обеспечения их возвратно-поступательного движения.

## Библиографический список

1. Бакка М.Т., Кузьменко О.Х., Сачков Л.С. Видобування природного каменю: Ч.2. Технологія та комплексна механізація видобування природного каменю: Навч. Посібник. – К.: ІСДО, 1994.- 448с.
2. Синельников О.Б. Добыча природного облицовочного камня. – М.: Изд-во РАСХН, 2005. – 245 с.
3. Добыча и обработка природного камня: Справочник / Под общ. ред. А.Г. Смирнова – М.:Недра, 1990.-445с.
4. Природный камень. Добыча блочного и стенового камня: Учебное пособие / Ю.Г. Карасев, Н.Т. Бакка; Санкт-Петербургский горный ин-т. СПб, 1997. 428с.

УДК 622.35

*Дубченко Е.О., студент III курса*

*Камских А.В., научный руководитель, к.т.н., доцент кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т. Житомирский государственный технологический университет*

### **ВЛИЯНИЕ АГРЕССИВНОЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ И ХИМИЧЕСКОГО ВЫВЕТРИВАНИЯ НА ДЕКОРАТИВНОСТЬ ПРИРОДНОГО ОБЛИЦОВОЧНОГО КАМНЯ**

*Изложены результаты анализа химического выветривания высокопрочного декоративно-облицовочного камня в облицовке сооружений, коррозия камня в загрязнённой среде.*

*Предложено направление использования камня в агрессивных средах в зависимости от его состава и петрографии.*

*The results of the analysis of chemical weathering of high strength ornamental stones in the wall structures, the corrosion of stone in a contaminated environment. Is proposed the way of using of stone in aggressive environments in depending on its composition and petrography.*

**Введение.** Природный камень, как и раньше, привлекает внимание потребителей, не смотря на то что, рынок строительных материалов насыщен значительным количеством искусственных заменителей. Превосходство природного камня заключается в том, что геологические условия его формирования, обеспечивают ему ряд уникальных физико-химических и декоративных свойств. На территории Украины находятся значительные запасы природного декоративно-облицовочного камня, которые насчитывают более 500 млн. м<sup>3</sup>.

**Анализ литературных данных.** Проблемами добычи декоративного камня и изготовления из него облицовочной, декоративно-строительной, технической, дорожно-строительной продукции посвящено много исследовательских работ в разных странах мира. Исследователи определяли геолого-генетические факторы изменения декоративных свойств [2], критерии структурного повреждения в условиях экстремального термического влияния на каменные изделия [1], влияние распределения трещин в камне, структурных и петрографических особенностей облицовочного камня на скорость распиловки и качество каменных изделий [3], [4], влияние микротрещин на трудоёмкость распиловки камня [5], [6], закономерности и технологии полирования камня, влияние химического состава камня на производительность полирования,

увеличение срока службы камня [7], [8], [9], [10].

**Цель работы.** Не смотря на то, что изучению каменного строительно-декоративного сырья и готовой продукции приурочено много научных работ, отсутствуют работы по исследованию химического и механического выветривания высокопрочных декоративно-облицовочных пород в облицовке зданий и монументов, особенно это касается каменной продукции из гранитов, которые являются одной из наиболее декоративных пород. Изменения качества, долговечности каменных изделий из гранита следует рассматривать как переменный фактор, обусловленный влиянием агрессивной окружающей среды, уровень агрессивности которой прямопропорционален уровню загрязнения окружающей среды; повышение долговечности и декоративной стойкости гранита за счёт усовершенствования фактурной обработки камня.

**Материалы и результаты исследований.** В данный момент в нашем государстве разведано более 300 месторождений и проявлений природного камня, из которых около 170 эксплуатируются постоянно или временно. В общем объёме добываемых блоков природного камня в Украине, добыча блоков из высокопрочных пород занимает около 60-65%. Одними из ценных высокопрочных горных пород камня является гранит и его переходные разновидности. Месторождения гранита в большей части расположены на территории Украинского кристаллического щита. Треть их находится в Житомирской области (рис 1). Природный облицовочно-декоративный камень используется для облицовки зданий, изготовления памятников, обелисков, дорожно-строительной продукции, различных архитектурно-строительных деталей. Часто внешнюю облицовку фасадов делают из высокопрочных пород (граниты, лабрадориты, габбро, анортозиты, диориты, гранодиориты). Подобные изделия служат под открытым небом и не имеют защиты от атмосферно-метеорологических, химических и механических агрессивных воздействий. В последствии длительного воздействия агрессивной среды на природный камень, в нём начинают происходить процессы химического выветривания и другие, вредоносные для природного камня процессы, что снижает его декоративные качества и срок его возможной эксплуатации.

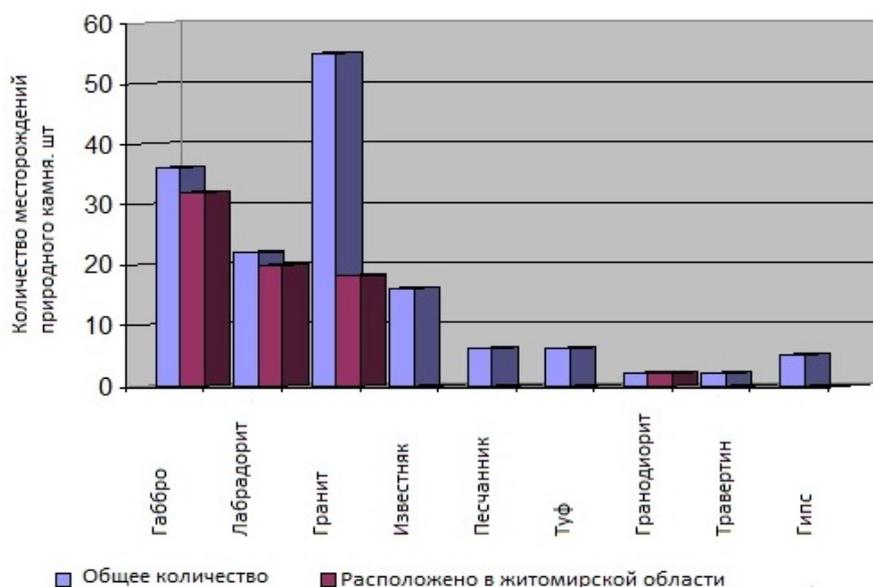


Рис. 1. Распределение месторождений природного декоративного камня Украины по типам пород.

В это же время к данным изделиям выдвигается ряд требований по долговечности. Для того что бы продлить срок службы камня используют механическую (шлифование, полирование) и химическую (покрытие различными защитными лаками, пропитками, мастиками) обработки. Химическая обработка может исправить недостатки уже готовых изделий и придать им дополнительной декоративной ценности. Так же, данный вид обработки продлевает срок службы камня, замедляя процессы коррозии, химического выветривания, разрушения от циклических перемен температуры с переходом 0 °С. Для изготовления таких изделий часто используют гранит. При помощи различных защитных покрытий можно добиться удовлетворительного уровня защиты камня от коррозии и биологических разрушителей, а так же подчеркнуть глубину цвета камня, его фактуру. На данный момент существует множество защитных покрытий для природного облицовочно-декоративного камня, как узких направлений, так и общего назначения. Для них существуют определённые требования, такие как безупречная адгезия, гидрофобность, не очень высокая вязкость. Немаловажным ограничением свойств покрытия является температура затвердевания. Известно что при температуре 105-110 °С испаряется химически связанная вода, а это приводит в свою очередь к разрушению породы.

Учитывая, что атмосфера и воды с каждым годом становятся всё агрессивнее, за счёт поступления оксидов серы, азота, углеродов и других химически активных соединений, каменные изделия подвергаются более сильной коррозии. Значительно страдают коррозией здания, в которых на облицовку попадает много атмосферной воды и солей, которые используются коммунальными службами в зимний период. Для определения причин коррозии было изучено более 150 образцов на зданиях возрастом более 10 лет в одинаковых климатических условиях.

Соль, которая выступает на поверхность облицовки, была проанализирована методом химического анализа, который показал, что значительная часть кристаллического вещества во всех пробах содержит мирабилит ( $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ), его содержание варьирует от 20% до 40%. Содержание прочих оксидов такое:  $\text{SiO}_2$  - 31%,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  - 12%,  $\text{CaO}$  - 6.8%,  $\text{MgO}$  - 4.3%. Многие исследователи камня уделяют большое внимание химическому выветриванию горных пород в облицовке строений, и считают этот вид коррозии одним из главных. Данные исследования проводились как методом сравнительных петрографических описаний, так и методом химического анализа. На основе таких исследований можно установить зависимость между степенью окисления камня и долговечностью камня, но для этого необходим огромный банк данных.

**Вывод.** Коррозия природного облицовочного камня ухудшает его декоративные свойства. Она зависит от содержания в окружающей среде техногенных агрессивных веществ, от петрографии камня, его химического состава, времени эксплуатации. Изучение закономерности химического выветривания даст возможность подбора камня для облицовочных работ в зависимости от свойств окружающей среды, свойств самого камня, уровня его обработки, рационального подбора соответствующих защитных покрытий.

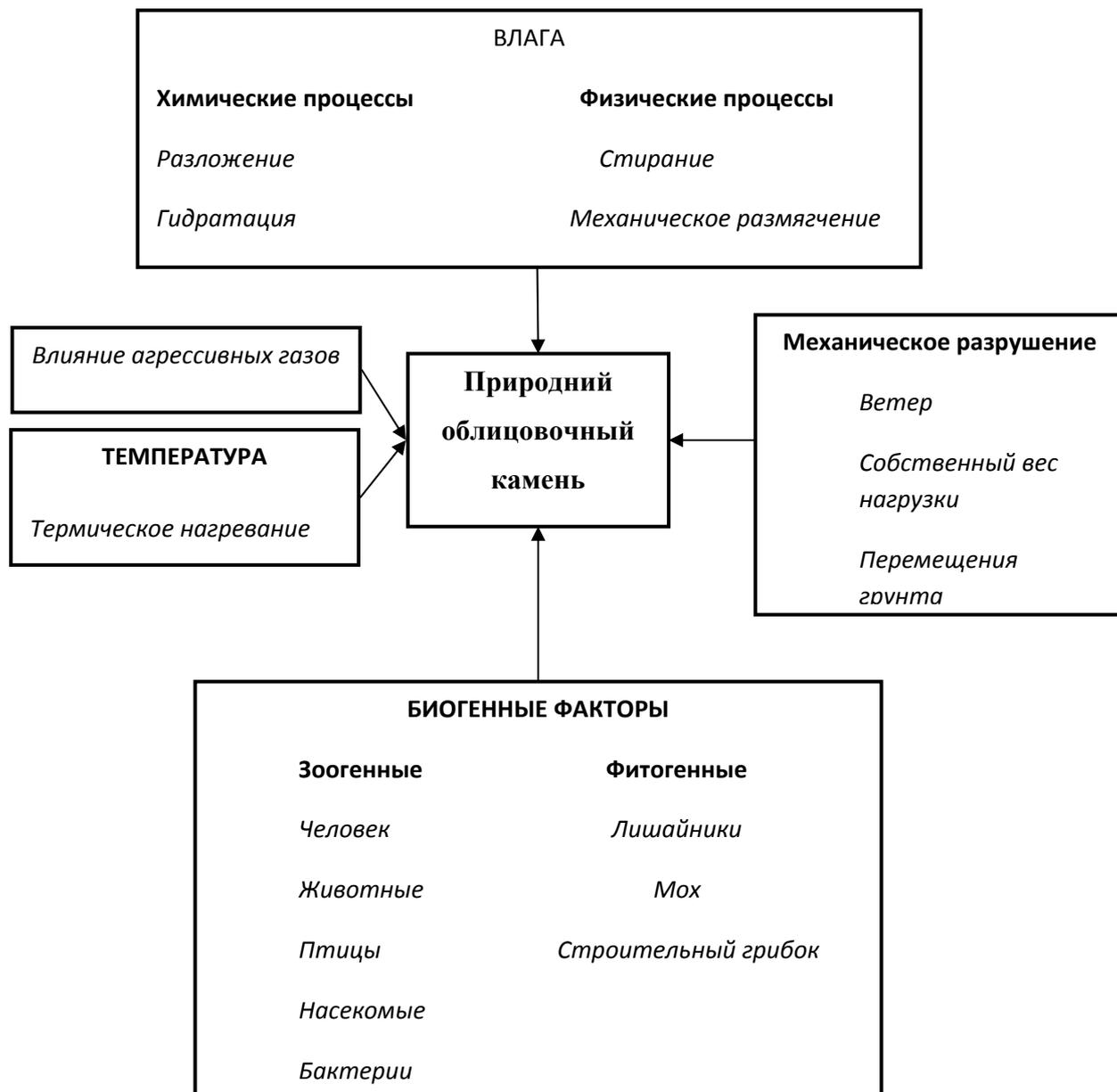


Рис. 2. Виды воздействий агрессивной окружающей среды на камень.

### Библиографический список:

1. Азиев Д.А. Критерии структурной поврежденности облицовочного камня в условиях экстремальных термических воздействий // Горный информационно-аналитический бюллетень. – М.: МГГУ. – Вып. 3. – 1997. – С. 96-101.
2. Антонио Ф.Г. Геолого-генетические факторы изменчивости декоративных свойств тектонитов Украинского щита // Науковий вісник НГУ. – 2003. - №5. – С. 32-34.
3. Карасев Ю.Г., Дивель В.В. Влияние распространения трещин массива на скорость распила гранита // Промышленность нерудных и неметаллорудных материалов. – Вып. 3. – Сер. 7. – 1989. – 9 с.
4. Карасев Ю.Г., Чиаев Т.И. Влияние структурных и петрографических особенностей облицовочного камня на эффективность его распиловки // Горный журнал. – 1991. - № 2. – 12 с.

5. Карасев Ю.Г. О трудоемкости распила блоков габбро и лабрадорита // Добыча и переработка сырья для промышленности строительных материалов. – М. – 1989. – Вып. 4. – Сер. 28. – С. 13-14.

6. Карасев Ю.Г. Взаимосвязь трещиноватости массива и трудности распила блоков. Экспресс-информ. // Промышленность нерудных и неметаллорудных материалов. – Сер. В. – М. – 1988. – Вып. 11. – Сер. 7. – С. 13-14.

7. Крамар В.Г. Закономірності полірування структурно-неоднорідних неметалевих матеріалів // Тези Міжнар. конф. студентів і молодих науковців «Еврика – 2001». – Львів – 2001. – С. 176-177.

8. Крамар В.Г., Філатов Ю.Д. Дослідження впливу хімічного складу природного і штучного каменю на продуктивність полірування // Сучасні процеси механічної обробки інструментами з НТМ та якість поверхні деталей машин. – Київ.: НАНУ, ІНМ ім. Бакуля / Сер. Г. – 2003. – С. 166-174.

9. Філатов Ю.Д., Крамар В.Г., Сидорко В.І., Ковальов С.В. Вплив хімічного складу природного і штучного каменю на продуктивність полірування // Матер. Междунар. научн.-техн. конф. «Новые процессы и их модели в ресурсо- и энергосберегающих технологиях». – Одесса-Киев: АТМ Украины. – 2003. С. 42-47.

10. Крамар В.Г., Сидорко В.І., Скрыбін В.В., Філатов Ю.Д. Особливості формоутворення поверхонь неметалевих матеріалів при декоративному поліруванні // Вісник Житомирського інженерно-технологічного інституту. – 2001. – С. 184-194.

УДК 622.35

*Новаковський І.І., студент 3 курсу*

*Коробийчук В.В., кандидат технічних наук, кафедри геотехнологій ім. проф. Бакка Н.Т. Житомирський державний технологічний університет*

## **СОЗДАНИЕ БАЗЫ ДАННЫХ ОБЛИЦОВОЧНОГО КАМНЯ НА ОСНОВАНИИ МЕТОДОВ ЦИФРОВОЙ ОБРАБОТКИ ИЗОБРАЖЕНИЙ**

*Данная статья рассматривает способы определения текстурных особенностей декоративного облицовочного камня с помощью информационно-компьютерной техники, методы расчёта собранных данных с использованием компьютерных цветовых схем и создания базы данных по рассматриваемым образцам декоративного камня.*

*This paper examines how to determine structural characteristics of decorative facing stone with the help of information and computer technology, the methods of calculating the data collected with the help of computer color schemes and create a database of the samples of decorative stone.*

**Введение.** На данном этапе развития камнеобрабатывающей промышленности немало важным фактором при выборе декоративного камня есть его внешний вид, который и определяет качество облицовочного камня как промышленного изделия. Показатели качества поверхности облицовочного камня включают:

- фактура лицевой поверхности;
- цвет лицевой поверхности;
- наличие различных дефектов поверхности;

Перечисленные показатели качества поверхности могут найти применение в различных автоматизированных системах, используемых в процессах обработки

природного облицовочного камня и изготовления продукции с природного облицовочного камня.

Внешний вид природного облицовочного камня определяется его кристаллической структурой и химического образования [1]. Таким образом, между показателями качества внешней поверхности и физико-механическими характеристиками камня должны существовать сильные автокорреляционные зависимости. Это указывает на принципиальную возможность оценки механических характеристик изделий из природного камня на основе измерения характеристик цвета и геометрических характеристик текстуры поверхности камня.

**Анализ литературных источников.** Над данной тематикой учёные начали работать ещё в 20 веке. Возникла проблема в том, что бы автоматизировать процесс контроля изделий из камня, расширить функциональные возможности средств измерений и уменьшить время, затрачиваемое на измерения. Таким образом в 1931 году международный комитет по освещению (МКО, CIE – Communication Internationale de l'Eclairage) утвердил систему, которая была названа стандартной системой RGB (или системой RGB). На той же сессии МКО в 1931г. была принята трихроматическая система основных цветов XYZ, которая есть производной от системы RGB. Её основные цвета – это абстрактные, а не реальные цвета [3]. В результате проведенных исследований установлено, что количественные показатели цвета поверхности камня в системе RGB не позволяют однозначно определить расхождения между образцами. Необходимо использовать цветовые схемы, в которых информация о яркости и цвете поверхности сохраняется отдельно. Этим условиям удовлетворяют цветовые схемы HSV и Lab. Для количественного определения цвета и выделения структурных элементов поверхности в программно-аппаратном комплексе использованы именно эти цветовые схемы. Пересчет информации из схемы RGB в схему HSV или Lab выполняется в процессе обработки видеоизображений.

**Цель работы.** Целью данной работы является создания каталога или базы данных, на основе фотоснимков выполненных при помощи различной информационно-компьютерной техники по различным видам декоративного облицовочного камня, в которых будут использоваться расчётные данные и гистограммы, выполненные при помощи систем RGB, LAB и HSV.

**Материалы и результаты исследования.** При высоком развитии информационно-компьютерных технологий мы имеем возможность довольно точно определять особенности внешнего вида исследуемых образцов облицовочного камня при помощи цифровых фотоаппаратов, сканеров. Для выделения текстурных и структурных элементов поверхности выполняется сегментация видеоизображения поверхности облицовочного камня. Для ахроматических поверхностей выполняется сегментация по яркости, для хроматических – сегментация на основе цветовых различий структурных элементов. Цвет структурных элементов также используется для определения характеристик цвета контролируемой поверхности. Определение характеристик цвета выполняется на основе основных теоретических положений колориметрии. После сканирования образцов камня, создают цифровые видеоизображения в цветовой схеме RGB. Цвет каждой дискретной точки видеоизображения – это сумма красной (R), зеленой (G) и синей (B) составляющих. Было определено, что количественные показатели цвета поверхности камня в системе RGB не позволяют однозначно определить расхождения между образцами. Необходимо использовать цветовые схемы, в которых информация о яркости и цвете поверхности сохраняется отдельно. Этим условиям удовлетворяют цветовые схемы HSV и Lab. Для количественного определения цвета и выделения структурных элементов поверхности в программно-аппаратном комплексе использованы именно эти

цветовые схемы. Пересчет информации из схемы RGB в схему HSV или Lab выполняется в процессе обработки видеоизображений.

Цветовая схема Lab состоит из следующих компонентов: светлота отражающей поверхности (L), красно-зеленая (a) и желто-синяя (b) составляющая цветовой информации. Перерасчет информации о контролируемой поверхности выполняется по формулам [2]:

$$L = 25 \left( 100 \frac{Y}{Y_0} \right)^{1/3} - 16,$$

$$a = 500 \left[ \left( \frac{X}{X_0} \right)^{1/3} - \left( \frac{Y}{Y_0} \right)^{1/3} \right],$$

$$b = 200 \left[ \left( \frac{Y}{Y_0} \right)^{1/3} - \left( \frac{Z}{Z_0} \right)^{1/3} \right],$$

где X, Y, Z – компоненты вспомогательной цветовой схемы XYZ,

X<sub>0</sub>, Y<sub>0</sub>, Z<sub>0</sub> – цветовые координаты в системе XYZ источника белого цвета, используемого для освещения поверхности.

Компоненты цветовой схемы XYZ определяются по формулам [2]:

$$\begin{cases} X = 0,49000R + 0,31000G + 0,20000B \\ Y = 0,17700R + 0,81238G + 0,01063B \\ Z = 0,00002R + 0,01002G + 0,98996B \end{cases}$$

Степень отличия между цветами различных структурных элементов одного образца или между двумя образцами определяется по формулам [2]:

$$\Delta_C = \sqrt{\Delta a^2 + \Delta b^2}, \quad \Delta = \sqrt{\Delta L^2 + \Delta a^2 + \Delta b^2},$$

где Δ<sub>C</sub> – отличие по насыщенности цвета,

Δ – полное отличие по трем компонентам,

ΔL, Δa, Δb – разности каждого из трех компонентов цветовой схемы для двух структурных элементов.

Формирование обобщенных геометрических характеристик и характеристик цвета для поверхности изделия в целом выполняется путем статистической обработки массива характеристик, рассчитанных для каждого структурного элемента поверхности. В результате получаем средние значения и гистограммы для измеряемых характеристик.

При проведении исследований так же будет создаваться макет программно-аппаратного комплекса для контроля качества поверхности изделий из природного облицовочного камня. В состав макета будут входить устройство формирования видеоизображений (сканер или цифровой фотоаппарат), цифровая ЭВМ. После выбора

программно-аппаратного комплекса осуществляется выбор характеристик цифровых видеоизображений поверхности камня: размер дискретных точек, глубина цвета (измеряется в битах) на дискретную точку.

Размер элементов будет составлять несколько миллиметров. Из этого следует, что погрешность в измерениях будет составлять приблизительно сотые миллиметра. Такая точность достаточна для определения геометрических характеристик структурных элементов текстуры и дефектов поверхности изделий из облицовочного камня.

**Выводы.** Результаты, которые будут получены вследствие обработки данных, при помощи программно-аппаратного комплекса, могут использоваться при классификации и контроля качества образцов природного камня, создания базы данных декоративного камня, которые найдут широкое применение в камнеобрабатывающей промышленности.

### Библиографический список

1. Бакка Н.Т., Ильченко И.В. Облицовочный камень. Геолого-промышленная и технологическая оценка месторождений: Справочник. – М.: Недра, 1992. – 304 с.
2. Купкін Є.С., Подчашинський Ю.О. Цифрова обробка зображень – шлях до визначення естетичних показників якості облицювального каменю. Вигляд лицьової поверхні // Вісник ЖДГУ / Технічні науки. – 2004. – № 1(28). – С. 133 – 137.
3. Петров М.Н., Молочков В.П. Компьютерная графика. Учебник. – СПб.: Питер, 2002. – 736 с.

УДК 622.271.4

*Палий О.В., студентка 4 курса группы РР-29,  
Шлапак В.А., старший преподаватель кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т.,  
Кальчук С.В., научный руководитель, доц., к.т.н. кафедры геотехнологий  
им. проф. Бакка Н.Т., Житомирского государственного технологического  
университета, Украина, Житомир*

### ОТВАЛООБРАЗОВАНИЕ ГОРНЫХ ПОРОД, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

*В результате проведенных исследований была установлена суть понятия отвалообразования. Рассмотрена классификация отвалов при открытой разработке. Предложены способы, последовательность и условия формирования отвалов при открытой разработке карьеров горных пород, используемых в строительстве.*

*As a result of the research has been established the definition of tailings. The classification of tailings at open-pit mining was considered. The methods of the sequence and conditions of tailings at open-cast mining rock used in constructing.*

**Введение.** В Украине годовая добыча полезных ископаемых открытым способом, которые используются как сырье для строительной, металлургической, химической и пищевой отраслей промышленности превышает 60 млн. т [3].

Глубина карьеров предусматривается проектами до 200 - 225 м. При этом вскрышные породы и отходы переработки сырья складировать во внешних отвалах и хранилищах без распределения по видам. В них также размещают попутные полезные

ископаемые. Обычно отвалы и хранилища отходов расположены на расстоянии 2 – 10 км от карьеров. Площадь плодородных земель, которые нарушены ими, составляет 48 - 50 тыс. га, что в 1,4 - 1,6 раза превышает площадь карьерных полей и полностью выводится из сельскохозяйственного использования. Наряду с экономическим ущербом при нарушении таких земель ухудшается экологическое состояние природной среды [3].

При большей глубине разработки и мощности залегания полезных ископаемых на удлинённых месторождениях путем их поэтапной отработки используется внутрикарьерное отвалообразование. В целом же для месторождений полезных ископаемых, которые используются в строительной промышленности, технология их разработки с отдельным складированием попутных полезных ископаемых и отходов производства в пределах карьерного поля, начиная с начала его отработки, без ущерба для других земельных площадей отвалами и шламохранилищами, не разработана и не обоснована.

**Анализ литературных источников.** В работах ученых Агошкова М.И., Бакки Н.Т., Бизова В.Ф., Ближнюкова В. Г., Гуменика И.Л., Дриженка А.Ю., Мельникова М.В., Новожилова М.Г., Ржевского В.В., Симоненка В.И., Томакова П.И., Храпка О.И., Шапара А.Г. и других, обоснованы общие проблемы открытой разработки полезных ископаемых и образования отвалов.

Изучив работы этих ученых установлено, что дальнейшего обоснования требуют технологии отвальных работ с минимальным нарушением земель при отдельном складировании разнотипных пород и отходов.

**Цель работы:** определение способов и видов отвалообразования, применяемых при открытой разработке карьеров горных пород, используемых в строительстве.

**Материалы и результаты исследований.** В Украине находится более 1735 месторождений скальных и полускальных нерудных полезных ископаемых. Из них для промышленного освоения выделено: 747 месторождений осадочных и метаморфизированных пород (известняков, доломитов, кварцитов, песчаников, мергеля); 628 - магматического происхождения (гранитов, диоритов, гранодиоритов, графита и др.). Мягкие нерудные полезные ископаемые (глины, известняки, гипс, мел и др.) разведаны более чем на 520 месторождениях [3].

В последние годы месторождения нерудных полезных ископаемых эксплуатируются с годовой добычей сырья в целом для производства: флюсов - 25 – 30 млн. т; цемента, извести и других вяжущих - 15 - 18 млн. т; строительного щебня - 16 – 20 млн. м<sup>3</sup>. Объемы добычи их постепенно растут. Запасы оцениваются в объеме более 5 млрд. м<sup>3</sup>. Они сосредоточены в 22 областях страны. Залегают на глубине до 200 – 225 м под толщей вскрышных пород до 30 – 50 м, а некоторые и глубже. Разрабатываются карьерами, которые интенсивно углубляются и увеличиваются в размерах по поверхности от 0,25 до 3 км [3].

По данным исследований В.И. Симоненка, более 85% осадочных и 100% магматических нерудных полезных ископаемых разрабатываются со складированием вскрышных пород и отходов переработки во внешних отвалах и хранилищах. Для них, а также под транспортные коммуникации отводится 22 - 50 % всех земельных площадей горнодобывающего предприятия. Отводы же под карьерными полями составляют менее 20 – 36 %. Поэтому на нерудных предприятиях около 48 - 50 тыс. га земель на 30-50 лет выводятся из сельскохозяйственного использования. После, земли, нарушенные внешними отвалами и хранилищами отходов, рекультивируются в основном под лесонасаждения. В отработанных же карьерах накапливается вода, свалки мусора и т.п. Это приводит к разбалансировке и нарушению состояния окружающей среды [3].

Отвалообразованием называется технологический процесс размещения вскрышных пород и отходов, удаляемых при разработке месторождений открытым способом, а насыпь на поверхности горного отвода, в которой размещаются пустые породы или некондиционное полезное ископаемое (удаляемое при разработке месторождений) называется отвалом.

При открытых разработках все отвалы принято рассматривать по предложенной классификации известного ученого Н.В. Мельникова [2] (табл. 1).

Таблица 1. Классификация отвалов при открытых разработках

Классификационный признак	Тип отвала
<i>1</i>	<i>2</i>
Расположение относительно карьера	- внешний (за контуром карьера) - внутренний (в отработанной части карьера)
Число рабочих горизонтов отвала	- одноярусные - многоярусные
Способы механизации отвальных работ	- плужный - экскаваторный - бульдозерный - конвейерный - автомобильный (разгрузка на откос)
Число обслуживаемых горизонтов в карьере	- общий (групповой) - отдельный
Рельеф местности, используемый под отвал	- равнинный - нагорный - нагорно-долинный
Деформационное состояние отвала	- устойчивые - подвижные - неустойчивые
Способ транспортирования вскрышной породы на отвал	- железнодорожный - автомобильный - конвейерный

Данную классификацию можно применить для определения типа отвалов при открытой разработке карьеров горных пород, используемых в строительстве.

Таким образом, способы отвалообразования выбираются в зависимости от условий залегания рудного тела, рельефа местности, характеристики пород, климатических особенностей местности и вида транспорта.

Строительство отвала начинается с создания первоначальной (пионерной) отвальной насыпи, при этом используются драглайны, механические лопаты, абзетцеры, бульдозеры, скреперы. Отсыпку отвала в процессе горных работ производят преимущественно полосами (заходками). Развитие отвала по площади может быть параллельным, веерным, криволинейным и кольцевым, но наиболее распространенным есть параллельное или криволинейное перемещение фронта. Развитие отвального фронта от первоначального положения может быть односторонним и двусторонним. Основными геометрическими параметрами отвала являются площадь, высота и угол откоса. Большое значение придается устойчивости отвальных откосов, определяющейся взаимосвязанным влиянием инженерно-геологической обстановки и технологии отвалообразования, геологическим строением отвала и основания (литологический состав пород, их структура и текстура, гипсометрия поверхности основания), водно-физическими и механическими свойствами отвальных пород, способом отвалообразования. Высота отвалов может приближаться к предельной высоте

устойчивой насыпи из пород, отличаясь на 20 – 30 % в меньшую сторону, что гарантирует устойчивое состояние отвала. Высота отвала мягких пород и пород средней крепости обычно не превышает 30 м. Сложенные крепкими породами отвалы имеют высоту до 60 м. В отдельных случаях (на косогорах, в ущельях) высота отвала крепких пород достигает 300 м [1].

Следовательно породные отвалы должны иметь достаточную вместимость, находиться на минимальном расстоянии от мест погрузки породы, располагаться на безрудных площадях, не препятствовать развитию горных работ в карьере и формироваться с учетом требований безопасности, охраны окружающей среды и возможности дальнейшего использования в качестве вторичного сырья.

**Выводы.** В результате проведенных исследований была установлена суть понятия отвалообразования. Отвалообразованием называется технологический процесс размещения вскрышных пород и отходов, удаляемых при разработке месторождений открытым способом, а насыпь на поверхности горного отвода, в которой размещаются пустые породы или некондиционное полезное ископаемое (удаляемое при разработке месторождений) называется отвалом. Способы отвалообразования выбираются в зависимости от условий залегания рудного тела, рельефа местности, характеристики пород, климатических особенностей местности и вида транспорта.

Анализируя результаты научных исследований, можно прийти к выводу, что для месторождений полезных ископаемых, которые используются в строительной промышленности необходимо: раздельное складирование отходов производства только в пределах карьерного поля; заполнения выработанного пространства вдоль нерабочего борта на полную глубину карьеров к поверхности земли; утилизация пород вскрыши и отходов переработки полезных ископаемых с последующим использованием в народном хозяйстве, а также складирования в техногенных месторождениях в том месте выработанного пространства, которое обеспечит эффективную повторную отработку этих отходов; рекультивация поверхности отвалов, а также прилегающих земель под сельскохозяйственные угодья.

### Библиографический список

1. Александров Б.К., Симкин Б.А. Отвалообразование [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.tetralab.ru/pages/viewpage.action?pageId=13795>
2. Лекции по открытым горным работам [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://gendoes.ru/v5209/?cc=7>
3. Симоненко В.І. Технологічні основи розробки нерудних родовищ з внутрішньокар'єрним складуванням відходів гірничого виробництва: Автореферат дис. докт. техн. наук / В.І. Симоненко - Дніпропетровськ, 2004. - 31с.

УДК 622.271

*Саленко Г.О., студентка 4-го курса группы РР-28,  
Криворучко А.О., научный руководитель, доц., к.т.н. кафедры маркшейдерии,  
Житомирского государственного технологического университета, Житомир, Украина*

### **УМЕНЬШЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА ПОТЕРЬ ПРИ ДОБЫЧЕ БЛОЧНОГО КАМНЯ АЛМАЗНО-КАНАТНЫМ СПОСОБОМ**

*В ходе исследований были установлены причины образования затрат при добычи блочного декоративного камня алмазно-канатным способом. Предложены*

*способы, которые помогают увеличить процентный выход блоков, повысить качество камня и снизить затраты при его добыче.*

*is to establish patterns between the structures of arrays of decorative stone and its losses during extraction and the use of cable-diamond mine complex for mine planning and quantification of process parameters in order to ensure the rational and integrated development of deposits of decorative stone.*

**Введение.** Научные исследования по технологии добычи блочного декоративного камня высокой прочности, способов подготовки его к выемке и связи технологии добычи с геологическим строением месторождений, позволили получить результаты по определению технологических особенностей разработки месторождений блочного камня, без учета которых невозможно обеспечить высокоэффективной добычи блоков, повысить их качество и снизить потери камня:

- сохранение естественной монолитности камня в процессе отделения монолитов от массива на основе ограничения напряжений, которые разрушают породу, и получение раскола только в нужном направлении является обязательным условием повышения качества блоков и уменьшения потерь блочной сырья при добыче;

- выход блоков из полезного ископаемого, а также потери камня при добыче зависят от местоположения фронта горных работ и выбора способа подготовки гранита к выемке, которые в свою очередь зависят от следующих факторов: углов падения и простирания главных систем трещин массива, анизотропных свойств породы, текстурно-структурных свойств камня;

- размер добываемых блоков зависит от параметров выемочно-погрузочных машин, но в большей степени от рабочих размеров камнераспиловочных станков, что обуславливает необходимость их разделения на меньшие размеры еще в карьере;

- для осуществления добычи камня с учетом планового обеспечения необходимой номенклатуры блоков по размерам и декоративности необходимо иметь значительный подготовленный резервный фронт горных работ.

Следовательно, выход товарных блоков из месторождения и потери камня при добыче зависят, как уже отмечалось выше, от природных факторов и технологии осуществления горных работ. Если природные факторы можно только учитывать и использовать при выборе технологических способов и процессов добычи, то технология добычи находится в режиме управления.

**Анализ литературных источников.** В работах таких учёных, как Синельникова О. Б., Бакки Н.Т., Грушевского В. С., Ржевского В.В., Косолапова А. И., Карасева Ю. Г., Смирнова А. Г. и других авторов обоснованы общие проблемы открытой разработки полезных ископаемых.

Детально изучив научные труды этих учёных было установлено, что уменьшения количества затрат при добыче блочного камня алмазно-канатным способом требует формирования эффективных добычных комплексов, исследования характера возникновения качественных и количественных потерь.

**Цель работы:** заключается в установлении закономерностей между структурами массивов декоративного камня и его потерями при добыче и при использовании алмазно-канатного добычного комплекса для планирования горных работ и количественной оценки технологических параметров, с целью обеспечения рациональной и комплексной разработки залежей декоративного камня.

**Материалы и результаты исследований.** По объемам запасов декоративного камня Украина занимает ведущее место в мире. На ее территории насчитывается около трехсот месторождений и проявлений декоративного камня, из которых половина разрабатывается. Годовая добыча блоков составляет 150-160 тыс. м<sup>3</sup>. В Украине

работает около 800 камнеобрабатывающих предприятий, которые ежегодно производят 2,5 млн. м<sup>2</sup> продукции из декоративного камня. Имея большой ресурсный потенциал декоративного камня, Украина по объемам добычи блоков, изготовлению каменной продукции и ее экспорту занимает, к сожалению, последние места.

При добыче блоков имеют место большие количественно-качественные потери камня. Разработка эффективных технологий добычи блоков возможна на основании тщательного изучения структур залежей камня, формирования рациональных технологических комплексов и на обосновании рациональных параметров системы разработки.

Следует также отметить, что в камнедобывающей отрасли страны пока нет четкого учета выхода блоков из добываемого полезного ископаемого. В то же время на иностранных предприятиях при установлении процента выхода блоков в расчет принимается товарная продукция, которая на высоком уровне отвечает требованиям мирового рынка, согласно которым блоки должны иметь большие размеры, правильную геометрическую форму и монолитность камня.

Несмотря на то, что добыча блоков высокопрочных пород в нашей стране выполняется только открытым способом, безвозвратные эксплуатационные потери на некоторых карьерах достигают 10%.

При этом важнейшим фактором, непосредственно оказывающим влияние на коэффициент выхода товарных блоков, считают блочность массива обусловленную трещиноватостью.

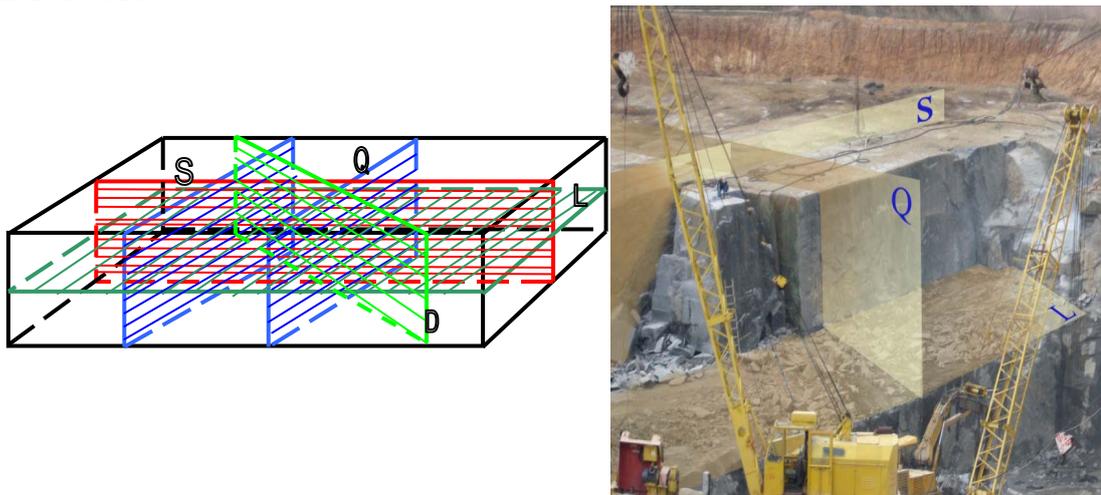


Рис. 1. Модель трещиноватости структурного блока скального массива по Р. Болку.

Плоскости трещин отдельности (S - продольные, Q - поперечные, L - пластовые, D - диагональные

В настоящее время существует несколько классификаций внутриблочных трещин горных пород, из которых наибольшее распространение получили геометрическая и генетическая. На практике чаще всего используют генетическую классификацию Р. Болка, основанная на классификационных признаках Г. Клооса, согласно которой трещины разделяют на продольные S, поперечные Q, диагональные D и первично-пластовые L. Названные классы трещин образовались в процессе становления массива (гранитизации) путем постоянной выплавки материала и уменьшения объема при кристаллизации [4].

На современном этапе развития камнедобывающей промышленности можно выделить достаточно перспективное технологическое направление добычи блочного

декоративного камня, которой основывается на применении камнерезных технологий.

Среди них на карьерах наибольшее применение получили камнерезные машины с канатом армированным алмазными втулками.

Процесс отделения монолита от массива всегда сопровождается возникновением количественных потерь сырья. Качественные потери при применении алмазно-канатной пилы почти отсутствуют.

Количественные потери в свою очередь обуславливаются следующими факторами:

- горно-геологическими условиями месторождения, которое разрабатывается (количеством плоскостей обнажения монолита);
- размерам добываемого монолита (площадь пропила);
- технологическими параметрами бурового оборудования, которое используется (абсолютный диаметр бура)
- толщиной алмазного каната.

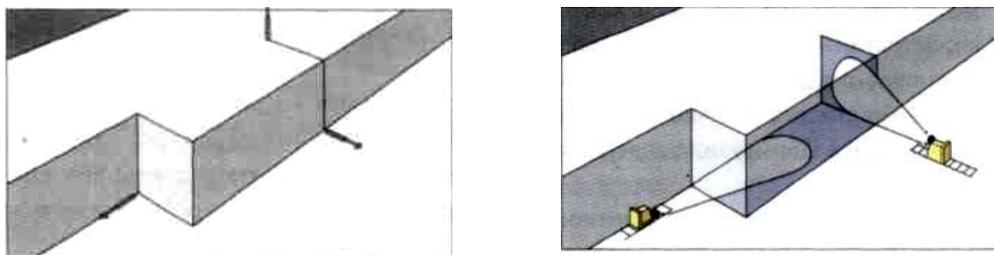


Рис. 2. Технологическая схема отделения монолитов от массива и получения товарных блоков с использованием алмазно-канатных карьерных машин

Наличие пластовых трещин в массиве, не только увеличивает производительность процесса добычи, но и способствует уменьшению количественных потерь сырья. Если отсутствуют четко выраженные природные первично-пластовые трещины, то для отделения монолита от массива осуществляют два вертикальных и один горизонтальный пропил.

Соответственно диаметр скважин непосредственно влияет на количество потерянного сырья при добыче. Геометрические характеристики монолита тоже влияют на количественную оценку потерь.

Итак, количественные потери камня при отделении монолита от массива и наличии в массиве естественной пластовой трещины можно вычислить по следующей формуле:

$$V_{к.п.} = \sum_{i=1}^k S_{piz} \cdot b + \sum_{i=1}^n S_{св} \cdot L_{св}, \text{ м}^3, \quad (1.1)$$

где  $S_{piz}$  – площадь реза,  $\text{м}^2$ ;

$k$  – количество плоскостей реза, шт.;

$b$  – ширина щели, мм

$$b = d_k + t, \text{ м}, \quad (1.2)$$

где  $d_k$  – диаметр цилиндрических алмазных втулок. В наше время наиболее распространены втулки диаметром 10,5, 11, 11,5 мм - ширина зазора между режущим канатом и боковыми сторонами блока, 0,5 мм.

$S_{св}$  – площадь скважины, пробуренных для заведения в массив каната, м<sup>2</sup>.

Итак, общие количественные потери сырья исчисляемые для одного отдельного монолита, равны:

$$V_{\kappa} = \frac{H \cdot (L + B) \cdot b}{2} + \frac{\pi \cdot D^2}{8} \cdot (L' + H' + B'), \text{ м}^3, \quad (1.3)$$

где  $H$  – высота пропила, м.

Высота пропила вычисляется по формуле:

$$H = H_m - D, \text{ м}, \quad (1.4)$$

где  $H_m$  – высота монолита, м;

$D$  – диаметр скважины, м.;

$L$  – длина пропила, м.

Длина пропила равна:

$$L = L_m - D, \text{ м}, \quad (1.5)$$

где  $L_m$  – длина монолита, м.

$B$  – ширина пропила, м.

Ширина пропила равна:

$$B = B_m - D, \text{ м}, \quad (1.6)$$

где  $B_m$  – ширина монолита, м

$b$  – ширина щели, мм;

$t$  – ширина зазора между режущим канатом и боковыми сторонами блока, м;

$L'$  – длина продольной горизонтальной скважины, м.  $L' = L_m - D$ ;

$B'$  – длина поперечной горизонтальной скважины, м.  $B' = B_m - D$ ;

$H'$  – длина вертикальной скважины, м. При условии, что вертикальная скважина пробурена на всю высоту монолита.  $H' = H_m$ .

Соответственно формулу 1.3 можно представить в виде:

$$V_{\kappa.p.} = \frac{(H_m - D) \cdot (L_m + B_m - 2 \cdot D) \cdot (d_{\kappa} + t)}{2} + \frac{\pi \cdot D^2}{8} \cdot (L_m + H_m + B_m - D), \text{ м}^3. \quad (1.7)$$

Итак, объем количественных потерь сырья при отделении монолита от массива с помощью алмазно-канатных камнерезных машин в первую очередь зависит от площади реза (геометрических параметров отделяемого монолита).

**Выводы.** Увеличение выхода блоков из добытого полезного ископаемого, повышение их качества и снижение потерь блочного камня при добыче реализуется формированием эффективных добывающих комплексов, исследованием характера возникновения качественных и количественных потерь камня при алмазно-канатной резке и установлении оптимального диаметра скважины для заведения каната в массив, разработкой рациональных технологических способов выемки скальной вскрыши и проведения горно-подготовительных работ с учетом закономерностей распределения параметров трещиноватости.

Оптимальное ориентирование фронта добычных работ на карьерах природного облицовочного камня позволяет:

- увеличить производительность комплекса на 10-20%;

- достичь наименьших неровностей скола поверхности блока на 5-10%, уменьшив, таким образом технологические потери природного камня при добыче;

- исключить необходимость дальнейшей механической обработки блоков для придания им правильной формы;
- уменьшить трудоемкость процесса добычи блоков природного камня;
- максимально сохранить декоративные свойства природного облицовочного камня.

### **Библиографический список**

1. Синельников О. Б. Природный облицовочный камень. Часть 1. Облицовочные камни: Учебное пособие. - М.:МГГУ, 2000. - 362 с.
2. Кісель О. О. Дослідження закономірностей утворення і формування втрат природного каменю при його видобуванні. // Проблеми природокористування, сталого розвитку та техногенної безпеки регіонів / Матеріали третьої міжнародної науково-практичної конференції. – Дніпропетровськ. – 2005. – С 123–124.
3. ДСТУ БВ. 2.7-59-97 "Блоки із природного каменю для виробництва облицювальних виробів. ЗТУ".
4. Грушевський В. С. Геолого-економічна оцінка Ямпольського родовища габро (північно-східна ділянка) в Малинському районі Житомирської області України. – Житомир, 1999. – 211 с.
5. Бакка Н. Т. Разработка технологии и комплексов оборудования добычи блоков из высокопрочных трещиноватых пород. Дисс. ... докт. техн. наук. – Житомир, 1986. – 378 с.
6. Кісель О. О. Розробка методичних основ оцінки і обліку втрат декоративного каменю при його видобуванні. Дис. ... кан. тех. наук. – Житомир, 2007. – 200 с.

УДК 662

*Тысяк Светлана Васильевна, студентка 3 курса, Остафийчук Неля Николаевна, ст. преподаватель кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т., Житомирский государственный технологический университет, Житомир, Украина*

### **ОСОБЕННОСТИ ДОБЫЧИ АЛМАЗОВ В МИРЕ**

*В данной статье рассмотрены особенности добычи алмазов начиная из стран, в которых алмазы были обнаружены впервые; вкратце изложена история добычи каждой алмазодобывающей страны, характеристика технологии добычи, процесса добычи, способов обогащения и извлечения алмазов.*

*In this article are considered features of production of diamonds beginning from the countries where diamonds were found for the first time; it is short history of production over each diamond-mining country, the technology characteristic is given to production, process of production, ways extraction of diamonds.*

**Введение.** Алмазы образуются в геологически стабильных районах континентов, на глубинах 100-200 километров, при температуре 1100-1300<sup>o</sup>C и давлении 35-50 килобар. Такие условия способствуют переходу углерода из графита в другую модификацию - алмаз. Пробыв миллиарды лет на больших глубинах, алмазы выносятся на поверхность магмой во время вулканических взрывов, образуя кимберлитовые трубки. Первая из таких трубок была обнаружена в Африке в провинции Кимберли, потому трубки называют кимберлитовыми, а породу, содержащую алмазы –

кимберлит. На сегодняшний день по всему миру найдены тысячи кимберлитовых трубок, но только несколько десятков из них являются промышленно алмазоносными. В настоящее время алмазы добывают из двух типов месторождений: коренных – кимберлитовые трубки и вторичных – россыпи.

**Анализ литературных источников.** Разведкой и поиском месторождений алмазов занимались следующие учёные: Брахерогель Ф.Ф. проводил разведку и поиски алмазов на Сибирской платформе; известный алмазоискатель Подвисоцкий В.Т. разведывал новые месторождения алмазов на Сибирской платформе и в странах Африки (Ангола). Многие ученые искали месторождения алмазов на территории Украины: Чашка А.И. провел разведку по всей территории Украины, а Металиди В.С. и Гейко Ю.В. исследовали Украинский щит.

**Цель работы.** Описание мест нахождения алмазов в разных странах мира, анализ особенностей и технологии их добычи, а также классификации месторождений алмазов с целью создания методов поиска алмазов в Украине.

**Материалы и результаты исследований.** Впервые алмазы были обнаружены в Индии еще до нашей эры в россыпях. Почти две тысячи лет, до конца XIX века она была единственной страной в мире, где добывались алмазы. В наши дни в Индии в штате Мадхья-Прадеш имеется коренное (Маджхгаван) и несколько россыпных месторождений алмазов. Это страна крупнейший центр по огранке алмазов, но добыча алмазов там незначительна [2].

После Индии «алмазная лихорадка» начала охватывать другие страны и континенты. В 1695 г. в Бразилии в штате Минас-Жераис обнаружили первые алмазы. Но найденные кристаллы использовались по незнанию в качестве марок при игре. В 1725 г. Бернардо да Францеско Лабо первым заявил об открытии алмазов. Старатели-одиночки кинулись на поиски и добычу алмазов и добыли так много, что, цена на алмазы резко упала [3].

Бразильские алмазы невелики по размерам, хотя встречаются и крупные. Наиболее важные алмазодобывающие районы Бразилии расположены в шт. Минас-Жерайс, Баия и Мату-Гросу; в меньших количествах алмазы обнаружены в других штатах.

Добыча в Бразилии проводится группами рабочих, нанятых одним человеком. Они выбирают места, где чувствуют уверенность нахождения алмазов, собирают песок и мыют его. Для вымывания алмазов, используется коническое деревянное блюдо, его называют "батэя". Найденные маленькие алмазы ложат в специальные деревянные бутылки. Иногда бывают богатые находки. Руслу реки обрабатываются в сухой сезон, а депозиты в трещинах и в скалах - в сезоны дождей.

Лидерство Бразилии по добыче алмазов длилось относительно недолго. В 1867 году в Южной Африке на берегу реки Оранжевая был найден первый алмаз, который был огранен в бриллиант весом 10.75 карат, и назван «Эврика» [1].

В те времена в районе реки Оранжевая работало около 2000 независимых старательских артелей. В 1880 г. два британца Родс и Радд скупили участки старателей вблизи фермы Де Бирс, основав компанию – зародыш будущей алмазной империи «De Beers» [1].

В 1902 г. в Южной Африке вблизи Претории каменщик по имени Куллинан открыл новое месторождение коренных алмазов – трубку «Премьер». Здесь был найден самый крупный в мире алмаз «Куллинан» массой 3106 карат, названный в честь первооткрывателя [1].

Сейчас Африка является главным мировым поставщиком алмазов. Камни, добытые здесь в 2006 году, составили 53% по объему и 62% по стоимости от общемирового алмазного производства. Добыча алмазов в Африке ведется 15

странами. Крупнейшие из них, которые ежегодно добывают более миллиона каратов это Ангола, Ботсвана, Демократическая республика Конго, Намибия и Южная Африка.

В Намибии 1912г. были обнаружены самые высокие в мире концентрации ювелирных алмазов. В долины Итадаль алмазы можно было собирать руками. Здесь под воздействием ветровой эрозии раздробленная масса пустой породы выносилась вглубь пустыни, а алмазы сохранялись на оголенной поверхности Земли. Эти богатейшие месторождения в мире остаются единственными в своем роде.

Вдоль побережья Юго-Западной Африки разрабатываются морские прибрежные россыпи с помощью водолазов, которые всасывающими шлангами захватывают гравий и перемещают его на корабль [4].

В Анголе выявлено до 100 россыпей месторождений. В Гане добывают технические (95%) алмазы из россыпей р. Бирим близ. Аккры; преобладают коричневые и зеленые камни.

В Сьерра-Леоне разрабатываются алмазные россыпи (бассейн рек Бафи и Севи). Алмазы мелкие, однако ювелирные сорта составляют 40 % от добыче.

«Джваненг» алмазный рудник является самым богатым алмазным рудником в мире и находится на юге центральной части Ботсваны, в Калахари. Названия «Джваненг», означает «место из мелких камней». Шахта добывает 9,3 млн. тонн в год руды и 37 миллионов тонн пустой породы. Шахта расположена в трех кимберлитовых трубках, которые сходятся у поверхности, и охватывает 520 000 м<sup>2</sup> на поверхности.

Коффифонтейн является одним из крупнейших кимберлитовых трубок в мире. Что особенно алмазы Коффифонтейн были "первой водой", что означает очень хорошую прозрачность. Регулярная часть камней есть красивыми белыми алмазами от 5 до 30 карат, средняя цена за карат \$ 402 [4].

Маленький городок в холодной Якутии называется Мирный. Там находится самый глубокий в мире карьер по добыче алмазов. Его глубина достигает 515 метров, диаметр – 1200 метров, длина спиралевидной дороги – 8 километров. Добыча алмазов началась в годы «холодной войны». До 2001 года алмазы добывали открытым способом. Однако геологическая разведка показала, что они залегают на глубине более 1 километра. Поэтому сейчас строят подземную шахту, а добычу алмазов пока приостановили.

На начало 2006 года второе место по добыче алмазов (по стоимости) заняла – Россия.

Поиск алмазов ведутся и на других континентах. Так, в 1979 году было открыто крупное коренное месторождение алмазов в Австралии – трубка «Аргайл». «Аргайл» – алмазный рудник, расположенный в районе Кимберли на крайнем северо-востоке Западной Австралии. Этот регион прочный и горячий, с температурой выше 40°C. С момента своего прихода в эксплуатацию, Аргайл выпустил более 600 млн. карат алмазов. С 2002 выход составил 33,5 млн. карат, из которых 95% промышленных алмазов. Аргайл также производит от 90-95 % розовых бриллиантов в мире, он является наибольшим в мире розовым алмазным рудником [6].

Позже, в 1990 годы, были найдены коренные месторождения на севере Канады, которые сейчас запущены в эксплуатацию.

Добыча алмазов в Канаде сосредоточена в небольшой области в северной части страны. Два из наиболее продуктивных рудников Канады «Экати» и «Даявике» – оба расположены в нетронутой дикой природы Северо-Западных территориях Канады.

На шахте «Экати» в настоящее время производится в среднем три миллиона каратов алмазов в год. Алмазы из шахты «Экати» находятся в кимберлитовых трубках, которые лежат прямо под мелководными озерами, образованными в неактивных вулканических кратерах.

«Даявике» алмазный рудник находится примерно в 20 км к юго-востоку от рудника «Экати». Шахта Даявике построена на четырех кимберлитовых трубках. Из-за суровых погодных условий, доступ к Экати и Даявике минимальный, по воздуху или по временной дороге льда [5].

В Китае кимберлитовый район Чангма составляет 14 км в длину и 2 км в ширину. Там находили желтые алмазы.

Южный Калимантан (Индонезия) славится традиционной добычей алмазов, используя очень простое оборудования для рытья и выбора ценных камней. Алмазы находятся в гравии и илистых отложениях на глубине около 10 метров. Шахтеры копают в группах от 10 до 20 людей, используя корзины, чтобы поднимать грязь, камни и глины. Сначала вырывают яму на нужную глубину, затем в стороны. Собранные осадки промывают в конических деревянных чашах. Используя этот метод легкий материал собирается к внешнему краю чаши, а тяжелые алмазы собираются на дне [7].

Как же формировались россыпи? Прибрежно-морские алмазные россыпи Южной Африки являются россыпями дальнего сноса и переотложения. Источниками питания этих россыпей есть глубоко эродированные кимберлитовые тела, а так же, более древние трубки и ледниково-осадочные отложения различного возраста. Алмазы транспортировались к западному побережью реками, и вдоль него, направленными на север морскими течениями и ветрами. Благоприятное сочетание транспортных потоков алмазов, геоморфологических и структурных ловушек сформировало экономически значимые концентрации алмазов на разновозрастных террасах океанского побережья. Мао-кайнозойские россыпи Урала сформировались за счет размыва и переотложения алмазов из палеозойских вторичных коллекторов, которые в свою очередь были образованы в результате ледниковых, аллювиальных и морских процессов, в ходе которых алмазы транспортировались с запада и многократно переотлагались. Возраст предполагаемых коренных источников должен быть до-вендский. Алмазы поступили на побережье из глубины континента [7].

Технология добычи на россыпях и коренных месторождениях. Все начинается с разведки, для этого используют поисково-разведочные комплексы. Обогащительный комплекс предназначен для целей детальной разведки-оценки, эксплуатационной разведки и научных исследований коренных и россыпных месторождений алмазов.

Потом идет добыча. Удивительно, но из двухсот тонн породы можно извлечь всего один карат алмазов, причем далеко не всегда ювелирного качества. Примерно половина всех добываемых природных алмазов относится к категории "технические", еще четверть можно отнести к низкокачественным ювелирным алмазам. Остается всего 25 % от общей добычи алмазов хорошего ювелирного качества.

Обогащения и извлечения. Большинство добываемых алмазов имеет размерность от 0,5 до 4 миллиметров, реже встречаются экземпляры размером 5-14 миллиметров, а уж двухсантиметровые камни – очень редки. Чтобы извлечь этот мизер из тонны кимберлитовой породы, ее приходится отправлять на обогащительные фабрики. При этом используют механические средства, химическую обработку, магниты, рентгеновское излучение и т.д. В силу уникальных физико-химических особенностей алмаза его идентификация в вулканической породе не представляет сложности.

Некоторые алмазные производства отталкиваются от высокой твердости минералов, при этом алмазосодержащая порода отправляется в цех с жерновами, где она измельчается в пыль. Конечно, в пыль превращаются не алмазы, а кимберлитовая порода, которая имеет меньшую твердость.

Также известен метод электромагнитной сепарации. Поскольку алмаз инертен к магнитному излучению, а порода, в которой он заключен, практически всегда имеет ту или иную степень магнитного притяжения, при определенном магнитном воздействии драгоценные камни великолепно отделяются от прочих веществ.

Все эти способы извлечения алмазов из породы применяются комплексно и поэтапно, однако разные типы алмазных месторождений требуют разных технологических решений. Так, для алмазных россыпей, в которых присутствует большое количество глины и песка, целесообразно использовать метод промывки сырья, а также суспензионный способ. Последний предполагает помещение алмазосодержащего сырья в жидкость с большой плотностью (например, ферросилиций), в которой тяжелые камни уходят на дно, а более легкие остаются на поверхности (предварительно, их просеивают через специальные сита). После этого осевшие на дно камни отделяются от суспензии и отправляются на доводку, а плавающий на поверхности концентрат дробится и вновь проходит стадию обогащения.

Также стоит отметить стадию обработки жиром. Дело в том, что алмазы отлично притягиваются к жиру и дают тем самым возможность идентифицировать себя. Впрочем, прилипают к жиру не только алмазы, но и многие тяжелые металлы. Однако в породе их немного и потому они быстро сортируются. Возможность выполнения всего технологического цикла непосредственно на месте добычи кимберлита позволит резко снизить непроизводительные затраты, особенно на транспортные расходы [7].

**Выводы.** Добыча алмазов очень сложный и дорогостоящий процесс, который требует много вложений на начальном этапе, специальную технику для добычи, потому алмазы очень дорогие. Но алмазы очень красивые и их добыча может принести экономическую стабильность и процветаний странам, что имеют месторождения алмазов. Например, Африка – континент, где алмазы добывают 15 стран. Здесь самая большая в мире концентрация алмазов, но это наиболее беднейший континент. Много африканских стран добывают алмазы старыми примитивными способами не имея специализированной технологии добычи и продают алмазы очень дешево богатым компаниям. Потому 60-70% африканских алмазов находится на рынках Лондона и Нью-Йорка.

Представим, что страны Африки имеют национальное производство алмазов, высококвалифицированный персонал, новейшие технологии по добыче, центры обработки и огранки алмазов тогда, они бы были богатейшими странами мира.

В работе описаны также особенности добычи алмазов в Австралии, России, Канаде. Эти страны имеют не плохие запасы алмазов и хорошую технологию.

В Украине мелкие технические алмазы (0,1-0,3 в поперечнике) встречаются везде по Украине, в частности в реках бассейна Днепра, Тетерева и Гнилопяти. В Приазовье даже обнаружены пустые кимберлитовые трубки. Украинские геологи в общем плане сумели выделить около полудесятка перспективных на предмет алмазов площадей. В их числе Житомирская и Винницкая области. Не исключено, что здесь имеются кимберлитовые трубки с алмазами, но для поисков нужны огромные средства, которые в случае удачи окупились бы моментально.

Алмаз будет интересен всегда, потому что это самый твердый и самый прекрасный камень на Земле.

### Библиографический список

1. Уолтерс Раймонд Дж. Л. Все о драгоценных камнях. Перевод с англ. – М.: БММ АО, 1999. – 160 с.: ил.

2. <http://brilliantland.ru/work.htm>.
3. <http://www.diamanters.ru/mining.htm>.
4. [http://en.wikipedia.org/wiki/Mining\\_industry\\_of\\_South\\_Africa](http://en.wikipedia.org/wiki/Mining_industry_of_South_Africa).
5. [http://en.wikipedia.org/wiki/Diavik\\_Diamond\\_Mine](http://en.wikipedia.org/wiki/Diavik_Diamond_Mine).
6. <http://www.argylediamonds.com.au/>.
7. <http://www.diamondland.be/?gclid=CJkvePUorcCFQRc3godkmYAPg>.

УДК 622.23.054.7

*Чапская К.Р., студентка 3-го курса  
Башинский С.И., ст. преп. кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т.  
Житомирский государственный технологический университет*

## **АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ АЛМАЗНО-АБРАЗИВНОЙ РАСПИЛОВКИ ПРИРОДНОГО КАМНЯ**

*Алмазно-абразивная распиловка природного облицовочного камня используется на практике уже много лет. Эта технология реализована в виде разных типов рабочих инструментов, среди которых наибольшее распространение получили дисковые и канатные пилы. В работе сделан анализ теоретических исследований этих двух способов распиловки природного камня.*

*Алмазно-абразивне різання природного облицовального каменю застосовується на практиці вже багато років. Ця технологія реалізована у вигляді різних типів робочих інструментів, серед яких найбільшого поширення отримали дискові та канатні пили. У даній роботі наведено аналіз теоретичних досліджень цих двох способів різання природного каменю.*

*The diamond abrasive cutting of the natural stone is used many years. This technology is implemented in different types of tools. The most using types are diamond blade saws and diamond wire saws. There is the analysis of the theoretical researching of the two natural stone cutting ways.*

**Введение.** В мире ежегодно добывается свыше 10 млн. м<sup>3</sup> блоков облицовочного камня, которые перерабатываются на 150-180 млн. м<sup>2</sup> различных изделий, преимущественно плит для облицовки зданий и сооружений. Требования международного рынка к блочной продукции карьеров природного камня сегодня однозначно сложились и сводятся к следующему – коммерческий блок должен иметь целостность и однородность, правильную геометрическую форму и предпочтительный объем 6-8 м<sup>3</sup>. Технические возможности применяемого на карьере оборудования определяют высоту добычного уступа и таким образом предельные размеры отделяемых монолитов камня. Чем больше объем монолита, тем выше вероятность выборки из него блоков, годных для дальнейшего применения.

Наибольшей популярности в распиловке природного камня удостоились алмазно-дисковое и алмазно-канатное распиливание.

На сегодняшний день не существует целостной теории разрушения природного камня алмазным инструментом. Несмотря на широкий интерес ученых данными технологиями, их исследования часто ограничиваются изучением только узко очерченных вопросов.

**Анализ литературных источников.** Изучением процессов, связанных с работой алмазно-канатных установок, а так же разработкой теории энергетического разрушения

горных пород занимался русский ученый Г.Д. Першин. Вопросами общей теории алмазно-абразивного распиливания природного камня, а также изучением работы алмазно-дисковых пил занимался отечественный ученый Александров В.А.

В своих работах, ученые рассматривали так же силовые факторы, которые возникают при взаимодействии инструмента с породой. Одним из главных составляющих уравнений как при алмазно-канатной, так и при алмазно-дисковой распиловке, ученые выделили некий коэффициент алмазно-абразивной распиловки.

**Цель работы.** Данная работа направлена на анализ состояния теоретических исследований в области алмазно-абразивного резания природного камня.

**Материалы и результаты исследований.** В камнеобрабатывающем производстве алмазная обработка камня охватывает большинство операций: распиловку (штрипсовыми, дисковыми, ленточными, канатными, цепными пилами), окантовку (отрезными кругами), калибровку и шлифовку-полировку (торцевыми и периферийными кругами), фрезеровку (цилиндрическими и торцевыми фрезами), профилировку (профильными периферийными кругами), сверление (трубчатыми свёрлами и коронками) и др. [1].

В наше время штрипсовые пилы не используют, так как с развитием других технологий распиливания они стали экономически нецелесообразными. Ленточные алмазные пилы объединяют в себе основные преимущества штрипсовых и дисковых пил, но их используют только на горных породах с малой прочностью.

Каждый из видов распиловки, предоставленных выше, имеют много достоинств, как в технической, так и экономической сфере горного дела, но более подробно следует описать распиливание природного камня алмазными канатами и алмазными дисками.

К достоинствам канатно-алмазного распиливания следует отнести простоту и надежность конструкции, высокую производительность и экономичность, незначительную энерго- и металлоемкость, невысокие потери сырья на пропилов, возможность выполнения пропилов значительной длины, технологическую гибкость. В мировой практике канатно-алмазные пилы оценены по достоинству и применяются во всех странах, обладающих развитой минерально-сырьевой базой. Более детальная информация о применении алмазно-канатных установок изложена в работах Першина Г.Д., Караулова Г.А., Караулова Н.Г. [2], Першина Г.Д., Гуров М.Ю., Чеботарев Г.И. [3]

В конце 90-х годов XX ст. началось внедрение алмазно-канатных установок в технологические комплексы горных предприятий, которые занимаются добычей и обработкой облицовочного камня. Вместе с этим, усилилась заинтересованность ученых к более детальному изучению процессов резанья природного камня алмазным канатом. В результате этого, начало проводится много опытов отдельных явлений данной технологии.

Алмазные дисковые пилы широко используются в камнеобрабатывающей и камнедобывающей промышленности. К достоинствам алмазно-дискового резанья также относится высокая производительность, конструктивная простота, малая металлоемкость и невысокая стоимость. Более детальную информацию о алмазных дисковых пилах можно найти в работе Александрова В.А. [4]

Как говорилось ранее, на сегодняшний день не существует целостной теории разрушения природного камня алмазным инструментом.

Родоначальником теории разрушения горных пород на просторах СНГ можно считать Першина Г.Д. В его работе были изложены основные понятия энергетической теории разрушения природного камня алмазным канатом. Идея энергетического принципа расчётов разрушения была взята из структурно-энергетической теории усталостного разрушения металлов. Использование данной теории для описания процессов разрушения природного камня имеет преимущество в сравнении с другими

теориями разрушения – количество подведенной энергии к массиву породы для его разрушения не зависит от способа ее подвода. Это делает этот принцип универсальным. Но данные этой работы имеют ряд неточностей и упрощений, которые приводят к ложным выводам.

Например, одним из более показательных критериев распределения энергии в процессе алмазно-канатного резанья есть удельная работа – отношение мощности к объемной производительности процесса. В данной работе автор определяет ее, пользуясь зависимостью:

$$A_{уд} = \mathcal{E}_П \left( 1 + \frac{\mu_p^{II} + \mu_{mp}}{\mu_p^{II}} \right)$$

где  $\mathcal{E}_П$  – коэффициент энергоемкости разрушения породы, физическая константа материала, что характеризует физико-механические свойства;  $\mu_p^{II}, \mu_p^{II}, \mu_{mp}$  – коэффициенты разрушения инструмента, породы и трения.

При рассмотрении силовых факторов работы алмазного каната Першин Г.Д. приводит формулу

$$f_\tau = \mu \cdot f_n$$

где  $\mu = \mu_p^{II} + \mu_p^{II} + \mu_{mp}$  – коэффициент алмазно-абразивного резания.

Коэффициент энергоемкости разрушения породы довольно специфичен, так как он должен определяться экспериментальным путем для каждой отдельной пары «порода – алмазный канат», что при недостаточном изучении процесса алмазно-канатного резанья значительно затрудняет разработку методов определения данного коэффициента.

Энергия, подводимая к породе с помощью породоразрушающего инструмента, расходуется на ряд процессов: непосредственное разрушение породы инструментом, разрушения (износ) инструмента, преодоления трения, нагрева породы, инструмента, воды. Для учета этого факта, в работах введены отдельные коэффициенты  $\mu_p^{II}, \mu_p^{II}, \mu_{mp}, \mu_p, \mu$ , однако не дано их количественной оценки, а было только предложено экспериментальный способ их определения как составляющих комплексных показателей разрушения породы. К тому же разница между этими коэффициентами только в индексах способствовала возникновению механических ошибок, что привели к получению простых, но ложных выводов и это не позволяет на практике проверить содержательность полученных теоретических результатов. В своей работе автор признает сложность применения предложенных им коэффициентов.

В работе Александрова В.А., в расчетах силовых зависимостей при резании алмазным инструментом, так же присутствует некий коэффициент  $m$ , который является постоянным соотношением нормальной составляющей силы резанья одним зерном к тангенциальной.

$$\frac{f_N}{f_\tau} = m = const$$

Этот коэффициент использовался при вычислении силы, работы, а так же мощности резанья природного камня алмазным дисковым инструментом.

Проведенными исследованиями был установлен ряд важных положений. Прежде всего, для изучаемых материалов в пределах одной окружной скорости

алмазной дисковой пилы изменение усилия прижатия, а следовательно, и производительности процесса разрушения природного камня практически не

$$m = \frac{f_N}{f_\tau}$$

сказываются на величине  $f_\tau$  (рис. 1, а). Увеличение окружной скорости в диапазоне 20-50 м/с вызывает незначительное уменьшение величины  $m$  (рис. 1, б). Из той же графической зависимости, построенной по средним арифметическим значениям  $m$  для каждой окружной скорости, следует, что с повышением прочностных характеристик природного камня величина  $m$  растет.

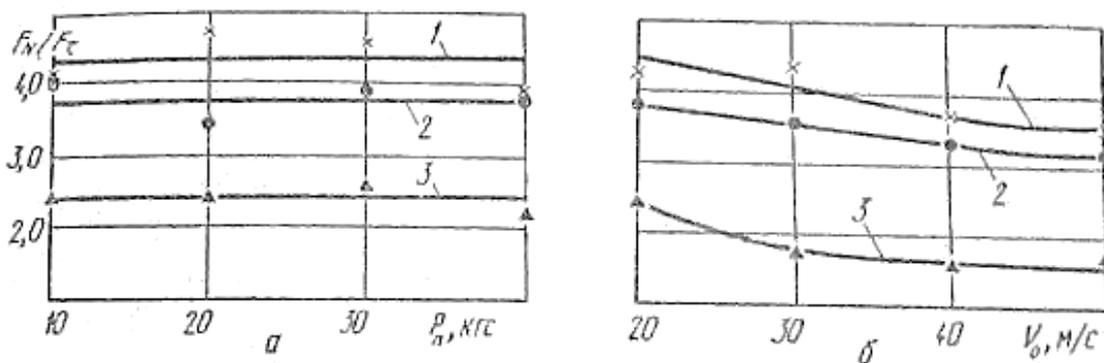


Рис. 1. Зависимость отношения  $F_N/F_\tau$  от силы подачи  $P_n$  (а) и окружной скорости резанья  $V_c$  (б)

1- лабрадорит; 2-гранит; 3-мрамор;

**Выводы.** Вследствие анализа работ Першина Г.Д. и Александрова В.А., можно предположить, что коэффициенты  $\mu$  и  $m$  являются тождественными. В обеих теориях эти коэффициенты лежат в основе теоретических зависимостей, которыми определяются энерго-силовые параметры алмазно-абразивной резки камня. Можно сделать предположение о введении единого коэффициента, который может объединить наработки ученых по различным теориям распиливания камня в единую теорию алмазно-абразивного резания природного облицовочного камня.

### Библиографический список

1. Сычев Ю.И., Берлин Ю.Я. Распиловка камня: учеб. для проф.-техн. училищ. – М.: Стройиздат, 1989. – 320 с.
2. Першин Г.Д. Канатные пилы. Обоснование конструктивных параметров и режимов работы: монография / Г.Д. Першин, М.Ю. Гуров, Г.И. Чеботарев // Магнитогорск : ГОУ ВПО МГТУ им. Г.И. Носова, 2006. – 126 с.
3. Першин Г.Д. Добыча блоков мрамора алмазно-канатными пилами : учеб. пособие / Г.Д. Першин, Г.А. Караулов, Н.Г. Караулов. – Магнитогорск : МГТУ, 2003. – 103 с.
4. Александров В.А. Обработка природного камня алмазным дисковым инструментом / В.А. Александров. – К. : Наук. думка, 1979. – 240 с.

*Шатковский Александр Николаевич, студент 3 курса,  
Остафийчук Неля Николаевна, ст. преподаватель Житомирский государственный  
технологический университет*

## **ПЕРСПЕКТИВЫ ПОТЕНЦИАЛЬНОЙ АЛМАЗОНОСНОСТИ КИМБЕРЛИТОВ ПРИАЗОВСКОГО РЕГИОНА УКРАИНСКОГО КРИСТАЛЛИЧЕСКОГО ЩИТА**

*Рассмотрено Приазовскую часть Украинского щита с трубочными и дайковыми телами кимберлитов, в которых найдены алмазы. Проанализировано характер распространения продуктов разрушения. Сделаны выводы по перспективности проявления алмазоносных кимберлитов или лампроитов в регионе.*

*There is consideration of the Asov part of the Ukrainian board with the pipe and dyke bodies, where the diamonds were found. The diffusion character of the destruction products is has been analyzed. There are conclusions about availability of the cimberlites or lamproites show in the region.*

**Введение.** Почти полстолетия насчитывает история исследований алмазоносности Донбасса и Приазовского блока Украинского щита (УЩ), в ходе которых выявлены многочисленные кристаллы алмазов и зерна, и прямые, и косвенные признаки объектов промышленной значимости, но пока не выявлено промышленно значимого объекта. Широкое распространение находок алмазов в терригенных отложениях Донбасса (от нижнего карбона до четвертичных) и современных пляжных песках Азовского моря позволяет оптимистически оценивать перспективы обнаружения источника коренной потенциально промышленной алмазоносности [1].

**Цель работы.** Сделать сравнительный анализ кимберлитов Приазовского региона с кимберлитовыми породами аналогичных алмазоносных провинций по перспективности потенциальной алмазоносности.

**Материалы и результаты исследований.** Приазовский кристаллический массив (ПКМ) является аналогом геологических образований в Якутии, Австралии, Южной Африке, Бразилии, где сегодня промышленным способом добывают алмазы. "Родственные связи" между этими образованиями подтверждаются тем, что были найдены крупинки алмазов на мариупольских пляжах, которые даже не надо рассматривать в микроскоп. Это значит, что в степных коренных месторождениях Восточного Приазовья алмазы есть, на морской берег их приносит речная вода. Особенно интенсивно идет "миграция" алмазных россыпей во время бурного весеннего половодья, а коренные месторождения – это кимберлитовые трубки.

Восточно-Приазовский субблок является частью Приазовского блока УЩ и расположен на юго-востоке Украины к северу от Азовского моря. Восточно-Приазовский субблок, и в частности зона его сочленения с бортом Днепровско-Донецкой впадины (ДДВ), является одной из важнейших провинций УЩ, где отмечены проявления ультраосновного магматизма. ПКМ сложен архейскими и нижнепротерозойскими метаморфогенными образованиями (гнейсами, кристаллическими сланцами и др.), которые прорваны интрузиями гранитоидных и щелочных пород протерозойского возраста. На долю метаморфогенных комплексов приходится более 60% всей площади Приазовья, тогда как интрузивные комплексы занимают 30%. Северная часть ПКМ сочленяется со складчатыми структурами Донецкого бассейна. К настоящему времени геологами здесь открыто четыре

кимберлитовые трубки: Петровская, Надежда, Новоласпинская и Южная, а также две дайки, сопряженные с Новоласпинской и Южной трубками.

В зоне сочленения Донбасса с Приазовьем на докембрийском кристаллическом субстрате несогласно залегают средне- и верхнедевонские осадочно-вулканогенные образования, перекрытые нижнекаменноугольными осадочными породами. Наиболее мощно магматизм проявился в позднем девоне в связи с обособлением в теле Русской платформы по Южно-Донбасскому глубинному разлому палеорифтогенной зоны глобальной протяженности – линейament Карпинского. Глубинное строение зоны сочленения характеризуется общей для большинства рифтогенных зон особенностью – подъемом поверхности Мохо, которая залегает здесь, по данным глубинного сейсмического зондирования, на отметках 35-40км (50км в центральной части Донбасса). Нарушенность земной коры по всей ее мощности в зоне сочленения Донбасса и Приазовья создает благоприятные условия для образования кимберлитовых пород. Наиболее примечательны два проявления кимберлитовых пород: на Петровском участке и к югу от него, в верховье балки Мостовой, впадающей в р. Кальмиус [2,3].

Гранат относится к наиболее распространенным минералам кимберлитов, а хромовый, винно-красно-пурпурный пироп рассматривается в качестве одного из основных минералов, используемых при поисках кимберлитов. Представлен он, как правило, овальными, часто трещиноватыми зернами и их обломками с шероховатой поверхностью.

В то же время открытые в Приазовье кимберлиты остаются слабо изученными как в плане возможной их алмазоносности и типоморфизма высокобарических минералов, так и в плане формирования ореолов рассеяния всего комплекса индикаторных минералов в осадочном чехле. Настоятельной необходимостью является выполнение более представительного опробования кимберлитов непосредственно на содержание алмаза, а также проведение опытно-методических работ по выяснению путей миграции от первоисточника пиропов и других спутников алмаза, выяснение закономерностей поведения индикаторных минералов в осадочном процессе. С этой целью нужно проследить характер распространения продуктов разрушения кимберлитов от трубчатых тел по речной системе на разных уровнях развития террас, а, следовательно, и в разном времени четвертичного осадконакопления. Опробованию должны быть подвергнуты базальные слои как русловых и пойменных отложений, так и более древних террасовых осадков бассейнов рек, в пределах которого расположены известные кимберлитовые тела.

Особенностью Приазовского региона является то, что он перекрыт только четвертичными отложениями. А поскольку кимберлитовые тела в дочетвертичное время выходили на дневную поверхность, то естественно, что раннечетвертичные доллессовые отложения были первичным коллектором кимберлитового материала. Эти отложения представлены песчано-гравийно-галечным материалом, наличие которого устанавливается в разрезах рек. Подобные отложения, по всей видимости, являются распространенным типом осадков по всей территории Украинского щита и на площадях, перекрытых только четвертичными отложениями, именно на них, в первую очередь, следует ориентироваться при проведении опробовательских работ. Из доллессового «гравия», например, ведется добыча алмазов в странах юго-западной Африки (Гвинея, Сьерра-Леоне, ЦАР и др.).

Повышение эффективности поисков алмазных месторождений, определяется необходимостью проведения на перспективных территориях Украины шлихоминералогического, средне- и крупнообъемного опробования базальных песчано-гравийно-галечных горизонтов терригенных отложений с целью констатации непосредственно алмаза и высокобарических минералов алмазной ассоциации. Только

прямые находки алмазов могут однозначно ответить на вопрос о перспективах выявления алмазоносных кимберлитов в том или ином регионе [3].

В лабораториях Главного национального центра геохимической эволюции и металлогении континентов при университете Маквари и Объединения научных и инженерных исследований с помощью электронно-лазерного и протонных микрондов были выполнены некоторые исследования. Изучению были подвергнуты мантийные, красно-фиолетовые высокохромистые пиропы (более 1.5% Cr<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) тел Надежда и Петровское. По данным анализа основные и второстепенные оксиды в составе гранатов не выходят за пределы ранее установленных для пиропов значений. Однако впервые полученные данные по элементам-примесям в пиропе помогают решать ряд научных и прикладных задач.

Кимберлиты Петровского тела характеризуются ассоциацией высокобарических минералов. Минералы-индикаторы трубки Надежда представлены пикроильменитом с повышенным содержанием хрома (до 5% Cr<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) и марганца, хромшпинелидами (до 60% Cr<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), пиропом (до 10% Cr<sub>2</sub>O<sub>3</sub>).

Изучение пиропов из 150 кимберлитовых трубок, в различных регионах земного шара (Россия, Индия, ЮАР и др.), однозначно доказало: присутствие высокохромистых пиропов, бедных кальцием, является индикатором алмаз-пироповой фации кимберлитов, т.е. алмазоносности. Химический состав гранатов варьирует по содержанию магниевого (68.5-77.8 %), хромового (7.9-29.3%) и кальциевого (12-17.4%) компонентов. Выделяются сходством пиропы из кимберлитовых трубок Приазовья: магниевый компонент изменяется от 69.6 до 70.7 (мол.%), хромистый от 17.5 до 20.3, кальциевый от 14.9 до 16.7. Приведенные величины говорят о том, что эти гранаты, как и отдельные зерна гранатов, из участка Петровского, приближаются по составу к гранатам продуктивных кимберлитов. Если судить по количеству Cr<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (%) в изученных гранатах, то по этому показателю они приближаются к гранатам из кимберлитовых трубок Якутии. Данные химических анализов свидетельствуют о том, что гранаты приближаются по составу к гранатам продуктивных кимберлитов [4].

**Выводы.** Сравнение кимберлитов Приазовья с кимберлитовыми породами алмазоносных провинций выявили много сходного в их минералогических особенностях, что, в сочетании со структурно-тектоническими и общегеологическими данными позволяет рассматривать Приазовский блок Украинского щита как потенциально алмазоносную область Восточно-Европейской кимберлитовой провинции. Дальнейшие углубленные исследования с помощью различных методов, а также поиски новых кимберлитовых тел в этом регионе не только целесообразно, но и необходимы.

### Библиографический список

1. Бойчук М.Д., Зарицкий А.И., Ружецкий В.О., Стрекозов Н. Ф. Алмазоносность зоны сочленения Приазовья с Донбассом/ ДАН СССР, т. 176, № 5, 1967. С. 1123–1126.
2. Князьков А.П., Кривонос В.П., Панов Б.С.// Новые находки кимберлитов в Приазовье// Докл. АН Украины, 1992.
3. Бутурлин Н.В., Кисель С.И. // Развитие девонского вулканизма в зоне сочленения Донбасса с Приазовским кристаллическим массивом// Докл. УССР, 1985.
4. Чашка А.И., Козарь Н.А., Стрекозов С.Н. и др. Особенности геологического строения и развития Приазовской части УЩ в четвертичное время и перспективы выявления алмазоносных кимберлитов: Тезисы докл. Междун. конфер.// ПолиПресс, Симферополь, 2008.
5. Минералогия Приазовья // Киев: Наукова думка, 1981.

Ткаченко Ярослав, студент 3 курса

Остафийчук Неля Николаевна, ст. преподаватель кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т.

## ДОБЫЧА КАМНЕСАМОЦВЕТНОГО СЫРЬЯ ИЗ ПЕГМАТИТОВ

*Рассмотрено основные типы пегматитовых тел, определена зависимость формы и внутреннего строения пегматитов от условий их образования, установлена зависимость продуктивности пегматитов от наличия в них пустот.*

*The main types of the pegmatites are considered. There is the determination that the form and the inner structure depend on the condition of the. The relation pegmatite productivity if emptiness available is found.*

**Вступление.** Пегматиты и связанные с ними месторождения относятся к продуктам поздних стадий раскristализации силикатных расплавов, насыщенных флюидными компонентами. Для них характерны: крупнокристаллическое строение; гнездовое, либо полосчатое, обособление мономинеральных блоков; присутствие скоплений совершенных по форме и крупных за размерам кристаллов многих породообразующих, а также редких и акцессорных минералов.

**Анализ литературных источников.** Исследованием морфологии и внутреннего строения пегматитов занимались А. Е. Ферсман, К. Л. Лазаренко, М.М. Сенкевич, А.П. Гаврилов, А.И. Гинзбург. Эти ученые также занимались исследованием зависимости формы и размеров миарол на условия образования камнесамоцветного сырья.

**Цель работы.** Исследовать влияние геологических факторов на образование камнесамоцветного сырья в пегматитах.

**Материалы и результаты исследований.** Пегматиты – это своеобразные и уникальные образования, преимущественно жильной формы, состав которых подобен составам магматических комплексов или анатектических выплавов в метаморфических толщах.

За генезисом выделяют две группы пегматитов – магматогенные и метаморфогенные. Магматогенные пегматиты представляют собой позднемагматические образования, имеющие состав тождественный родоначальной интрузии. Наибольшей пегматитоносностью обладают интрузии с повышенной кислотностью или щелочностью, полной дифференциацией и многофазностью внедрения [1, 3].

Носителями драгоценных камней и большинства интересных минералов являются пегматитовые жилы нескольких типов [3].

1. Одни тесно связаны с самим магматическими массивами и представляют крупнозернистые разности в виде жил с крупными выделениями полевого шпата. В этих жилах изредка наблюдаются синий содалит, желтый и розовый канкриит – единственные камни, которые могли бы иметь еще некоторое значение как годные к огранке.

2. Непосредственными переходами с этими жилами связаны чисто полевошпатовые жилы, обогащенные редкими элементами или несущие в себе циркон, черную слюду. В этих жилах, территориально связанных с сиенитовой или графитогнейсовой зоной.

3. Некоторые разности полевошпатовых жил обогащены глиноземом и в этих случаях являются носителями корунда.

4. Наконец, главный интерес представляют кварцевые топазово-берилловые жилы. Их мощность доходит до 3 м, и в большинстве случаев эта представляется местным вздутием жилы, происходящим иногда от соединения с боковыми прожилками. Но иногда от главной жилы отходят отпрыски или прожилки, раздувающиеся в самостоятельные минералоносные жилы. Замечается поразительная особенность, состоящая в том, что в трех взаимно параллельных жилах места, содержащие зеленый полевой шпат с топазами, лежат друг против друга. Собственно топазовый гранит состоит из беловатого, красноватого, белого или слепого полевых шпатов, альбита, темного дымчатого кварца, черной слюды. Присутствие амазонского камня или альбита является весьма важным, так как зеленый шпат служит единственным руководителем при поисках топазовых жил. И действительно, нет ни одной топазовой копи, где бы он не встречался. Судя по характеру основных элементов топазового гранита, слюда, по-видимому, является одной из основных составных частей, позже сравнительно образовался кварц. Топазы, встречающиеся исключительно в жилах топазового гранита, бывают или вростками, либо свободно лежащими в гнездах. Вросшими они бывают в кварц и изредка в стенки гнездообразных пустот, и эти кристаллы почти исключительно растреснутые. Преимущественно топазы нарастают на стонки гнезд, причем часто сидят в углублениях амазонского камня и прочих частей гранита. Оригинально, что гнездовые пустоты гранита всегда сообщаются со слоями отдельности, или же топазы располагаются на самих слоях отдельности гранита, в глине, заполняющей. Гнездовые пустоты суть углубления до 50 см диаметром, стойки которых покрыты кристаллами горных хрусталеи. слюды и полевых шпатов. Полость гнезда покрыта песчанистой глиной красноватого либо сероватого цвета, с массой обломков полевых шпатов и пр. На стенках этих гнезд и в глине их и залегают топазы, изредка в сопровождении ильменорутила и фенакита. Такой образ нахождения настолько постоянен, что глыбы гранита между слоями отдельности пересматривают, только в надежде встретить аквамарин. Иной раз в гнездах встречается желтовато-белая каолинистая мягкая масса, твердеющая на воздухе и называемая «салом», впрочем, цвет ее вследствие прорастания игольчатыми кристаллами шерла, переходит иногда в темно-серый и гораздо реже она окрашена в синий цвет.

Пожалуй, самое большое число редких минералов, связывающих в своем составе элементы, несовместимые элементами главных минералов пегматитовых жил, наблюдается в так называемых миароловых пегматитах. Это пегматитовые жилы, содержащие крупные или мелкие полости, а в них – кристаллы как породообразующих, так и разнообразных второстепенных или очень редких минералов. Полости называют в разных странах (и даже в отдельных частях стран) по-разному: миаролы, занорыши, камеры, пещерки, карманы. Именно в таких полостях находят крупный горный хрусталь – прозрачные бесцветные или слабо окрашенные кристаллы кварца, а также драгоценные камни (хорошо окристаллизованные и прозрачные аналоги непрозрачных минералов, развитых в основной массе пегматитовых тел): аквамарин, гелиодор, морганит, топаз и турмалин всех цветов радуги, кунцит и гидденит. Даже при беглом взгляде на список минералов, встречающихся в миароловых пегматитах, мы видим, что среди них немало концентраторов не характерных для гранитной магмы элементов: Sb, Be, As, Pb. Они обычны в гидротермальных рудных месторождениях (как правило – в составе сульфидов), но в гранитных пегматитах их появление выглядит несколько странно [1, 2,3].

В Украине известно Волынское месторождение камнесамоцветного и пьезооптического сырья, которое является уникальным и крупнейшим на Евроазиатском континенте. В его недрах сосредоточены большие запасы пьезосырья

(морион, дымчатый кварц, горный хрусталь), полудрагоценных камней (берилл, топаз, аметист, флюорит, цитрин), поделочных камней (молочный кварц, письменный гранит, волинит, пегматит и другие), которые содержатся в интрузивных основных, реже кислых породах частично служат декоративно-облицовочным сырьем. Драгоценные, полудрагоценные камни залегают в заноришевых камерах пегматитов, которые характеризуются различной формой и размерами, пространственным размещением, производительностью, объемами кристаллосырья в занорышах, что требует введения специальных технологий разработки пегматитов подземным способом.

В связи с тем, что пегматиты залегают на относительно больших глубинах, добыча природного цветного камня из них имеет свои проблемы:

1. Горно-промышленный комплекс, как один из видов экономической деятельности, выступает серьезным загрязнителем окружающей среды, что проявляется в трех основных направлениях: нарушение земной поверхности; выбросы в атмосферный воздух газовых и пылевых вредных веществ;

2. Важнейшими факторами, которые негативно влияют на добычу, являются: увеличение объемов добычи из недр природных ресурсов, что увеличивает рост количества отходов;

3. Сдвиг горных пород и земной поверхности. В подземных выработках возникают различные техногенно-геологические явления, в результате чего часто происходят оползни и сдвигения горных пород на поверхности. При этом создаются провалы и терассовидные выступления.

4. Кроме этого, за счет окислительных процессов, проходящих в шахтах, загрязняются шахтные воды. В результате добычи происходят засоление природных экосистем и земельных угодий.

**Выводы.** На эффективность добычи камнесамоцветного сырья из пегматитов влияет их форма, размеры, строение, глубина залегания, а также объемы кристаллосырья в занорышах.

### Библиографический список

1. Киевленко Е. Я., Сенкевич Н. Н., Гаврилов А. П. Геология месторождений драгоценных камней. – М.: Недра, 1982. – 162 с.
2. Лазаренко К. Л. и др. Минералогия и генезис камерных пегматитов Вольни. – Львов, из-во “Вища школа”, 1973.
3. Ферсман А. Е. Пегматиты. – М.: Изд-во АН СССР, 1940. – 248 с.

УДК 624.131.439.7(477–25)

*Криль Т.В. к. геол. наук, научный сотрудник, Институт геологических наук НАН Украины*

### **ЯВЛЕНИЕ РЕЗОНАНСА ПРИ РАСПРОСТРАНЕНИИ КОЛЕБАНИЙ В ПЕСЧАНО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ**

*Рассмотрены условия возникновения явления резонанса в грунтах и конструкциях зданий и сооружений при воздействии техногенных динамических нагрузок на урбанизированных территориях. Приводятся основные характеристики распространения вибрационных волн в песчано-глинистых грунтах.*

*Conditions of occurrence of a resonance in soils and constructions of buildings at*

*influence of technogenic dynamic loadings in the urbanized territories are considered. The basic characteristics of distribution of vibrating waves in sand-clay soils are resulted.*

В настоящий момент в связи с расширением видов влияния хозяйственной деятельности, в частности, ростом техногенных динамических нагрузок, как от движения транспорта, так и при проведении строительных работ, в инженерной геологии появилась проблема изучения влияния не только статических, но и динамических нагрузок на изменения в геологической среде.

Изучению основных характеристик различных источников динамических нагрузок и их влияния на фундаменты сооружений, а также на изменения свойств грунтов посвящены многие работы таких ученых, как Д.Д. Баркан, Н.Д. Красников, Г.М. Ляхов, В.Г. Кравец, Е.А. Вознесенский, Г.П. Локшин, Г.И. Чорный, А.М. Самедов, А.С. Жмуденко и др.

Геологическая среда крупных городов испытывает влияние от действия динамических нагрузок от вибраций при движении транспорта, как наземного так и подземного, вибраций и ударов при проведении строительных работ (устройство свай, уплотнение трамбовкой, использование строительных механизмов, работающих в динамических режимах), природных сейсмических сотрясений, рис. 1. Такие воздействия приводят к изменениям физико-механических свойств грунтов, что ведет к активизации неблагоприятных процессов – разжижения, уплотнения, результатом чего может быть оседание грунтовых толщ, дополнительные неравномерные деформации грунтовых основ существующих сооружений, которые приводят к появлению повреждений в их конструкциях. Особенно опасно такое влияние для зданий и сооружений на обводненных и проседающих грунтах.

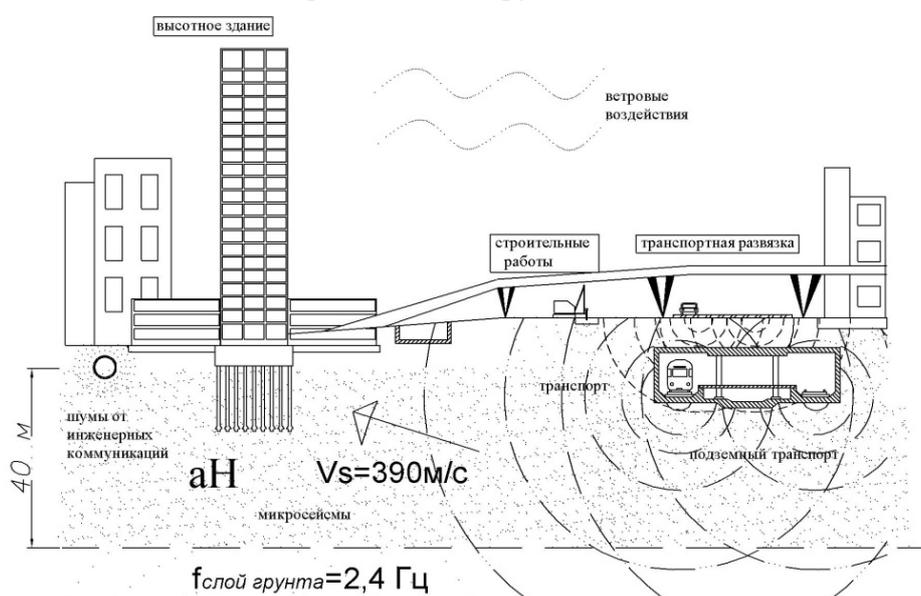


Рис. 1. Схема воздействия вибрационных колебаний на высотное здание, возведенное на слое водонасыщенных аллювиальных супесков.

На урбанизированных территориях были систематизированы основные источники техногенных динамических нагрузок. Они были описаны по механизму возбуждения колебаний, и основными показателями, которые характеризуют физический процесс распространения вибрационных волн в грунтовой среде – частотам, виброскорости и виброускорению. Для каждого источника указаны наиболее типичные диапазоны параметров, характерные для их спектральных максимумов.

Установлено, что основной и постоянный вклад в вибрационный фон города реализуется движением транспорта по крупным магистралям, а также строительными работами на фоне существующей природной сейсмичности [2, 3].

Экспериментальные исследования динамических нагрузок, проведенные на примере г. Киева, возле ст.м. «Академгородок» [5], показали увеличение амплитуд колебаний грунтов в сравнении с записью естественных колебаний в 4 раза. При анализе спектров записей установлено, что основная частота техногенных колебаний находится в пределах от 8 до 12 Гц.

Вибрационные колебания от транспорта распространяются главным образом в верхней части грунтовой толщи, до 10-15 м, поскольку основная часть их энергии переносится поверхностными волнами Релея. Приблизительно до этих отметок углубляются фундаменты большинства зданий, а также коммуникации. Если периоды собственных колебаний здания или его отдельных конструкций близки к периодам колебаний источников динамических нагрузок, то при условии постоянства этих периодов будет иметь место резонанс в здании. Будет наблюдаться появление дополнительных динамических усилений, что выражается в увеличении смещений в конструкциях и росте предельных напряжений. На рис. 2 видно, что наиболее низкочастотные составляющие транспортных динамических нагрузок часто близки к собственным частотам зданий и сооружений, которые обычно находятся в полосе 1-8 Гц. Вследствие этого сооружения, расположенные вблизи магистралей с сильными транспортными потоками, могут получать дополнительные оседания и крены в сторону магистралей.

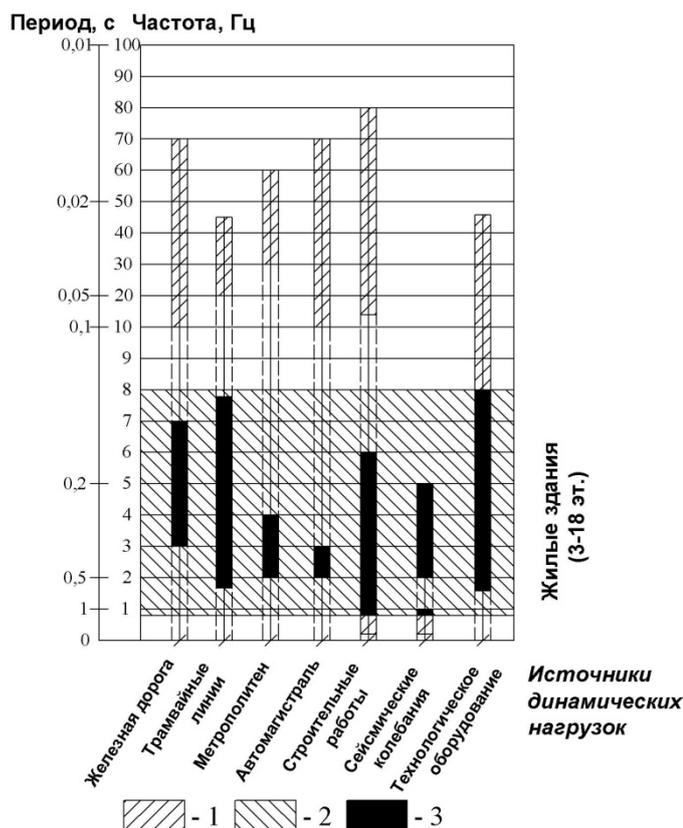


Рис. 2. Совпадение собственных частот зданий и источников динамических нагрузок: 1 – диапазоны частот вибрационных источников; 2 – диапазоны собственных частот зданий из разных материалов и разной этажности; 3 – резонансные частоты.

Поскольку влияние от движения транспорта на фундаменты и конструкции

зданий и сооружений происходит через геологическую среду, то их безопасная эксплуатация будет зависеть от изменений физико-механических свойств грунтов оснований при действии динамических нагрузок.

Реакция пород на динамические нагрузки отличается для пород с жесткими структурными связями и дисперсных. По классификации дисперсные грунты разделяют на группы связных и несвязных. Геологическая среда крупных городов представлена преимущественно дисперсными породами песчаных и глинистых разновидностей. Например, в инженерно-геологическом разрезе по территории г. Киева песчаные широко представлены в составе техногенных отложений, отложений речных террас Днепра, Лыбеди и их притоков, флювиогляциальных толщ, пород берекской, межигорской, киевской свит [3]. Глинистые – представленные бурыми и пестрыми глинами, залегающими под моренами, глинистыми мергелями. В верхней части разреза имеем наслоение лессов и лессоподобных отложений.

Дисперсные грунты в зависимости от параметров нагрузки и физико-механических свойств и состояния могут уплотняться, снижать сопротивление сдвигу, в них могут разрушаться структурные связи.

Вибрационное влияние приводит к уплотнению отдельно-зернистых грунтов рыхлого состава и недоуплотненных. Наряду с этим, динамическое воздействие может разрушать структуру непрочных тиксотропных грунтов (водонасыщенные илы, сапропели, рыхлый мел, сильно гидратированные глинистые отложения и др.), а также устойчивость массива выветренных и рыхлых грунтов на склонах. Водонасыщенные дисперсные грунты являются наиболее чувствительными на воздействие динамических нагрузок. В них могут развиваться специфические явления, что проявляется в потере прочности грунта (разжижении). При этом разжижение может иметь разную природу – тиксотропную, гравитационную или плавунную.

В общем случае, прочность снижается в результате разрушения структуры грунта, которое происходит при смещении частиц грунта при колебаниях, возбужденных источниками динамических нагрузок. Здесь также важной особенностью является близость или совпадение периодов собственных колебаний слоя грунта и волн от техногенных источников. При таком совпадении происходит увеличение амплитуд колебаний частиц, и мы имеем резонанс, а соответствующие частоты называем резонансными.

Существование собственных частот грунтов было отмечено Лоренцом на основании натурных экспериментов фундамент–грунт, позднее резонансные частоты колебаний столбиков грунта были получены лабораторным путем [5]. Резонансные частоты зависят от таких факторов как величины напряжений в грунте, преобладающего размера частиц, плотности грунтов, ускорений колебаний. Резонансная частота грунта снижается при увеличении динамических напряжений в грунте, при уменьшении плотности и увеличении дисперсности.

Для однослойного грунта преобладающий период колебаний ( $T_i$ ) зависит от мощности слоя ( $h$ ) и скорости распространения поперечных волн ( $v_s$ ) [1]

$$T_i = 4h/v_s$$

В таблице 1 для геологической среды территории г. Киева приведены расчетные собственные частоты слоев грунта, среди которых наиболее характерным является интервал от 3,5 до 11 Гц.

Таблица 1. Собственные частоты дисперсных типов грунтов (на примере г. Киева).

Грунты	Мощность слоя, м	Распространение	Скорость поперечных волн, м/с	Собственная частота слоя, Гц	Скорость поперечн. волн в обводненных грунтах, м/с	Частоты обводненных грунтов, Гц
Насыпные грунты (tH)	5-10	Правый берег, склоны, левый берег	140	7-3,5	210	10,5-5,3
Лессоподобные супески (e,dvP <sub>III</sub> )	5-20	Правый берег, водораздел, склоны	220	11-2,8	275	13, 8-3,4
Пески и супески (aH)	3-70	Русло, пойма, надпойменные террасы Днестра и его притоков	260	21,7-0,9	390	32,5-1,4
Суглинки моренные (gP <sub>II</sub> dn)	2-26	Правый берег	380	47,5-3,6	570	71,3-5,5
Глина бурая (N <sub>2</sub> čb)	0-15	Правый берег	800	0-13,3	1000	до 16,7

Кроме того, наибольшая степень разрушения происходит при неблагоприятных грунтах, то есть таких, которые насыщены водой (гравийных, песчаных); при недостаточно углубленных фундаментах. Так при слое обводненных аллювиальных супесков мощностью приблизительно сорок метров, например как на территории Оболонского или Русановского районов в г. Киеве, и при скорости распространения поперечных волн 390 м/с, частоты колебаний слоя будут равняться 2,4 Гц (см. рис. 1), что отвечает собственным частотам колебаний здания панельного конструктивного типа в девять этажей. Поэтому здание, запроектированное на грунтах с такими характеристиками, будет находиться на грани возможного вибрационного риска.

Защитные мероприятия от явлений резонанса совпадают с основными положениями по защите от негативного влияния вибраций. Это снижение уровня динамических нагрузок, которого можно достичь изменением частотного режима работы в источнике. Изменениями свойств геологической среды средствами инженерной подготовки территории. А также конструктивными решениями зданий и сооружений, которые нужно проектировать или проводить реконструкцию с учетом техногенного динамического влияния.

### Библиографический список

1. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1–12:2006. – [Чинний від 2007-01-02]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 84 с. – (Де ржавні будівельні норми України).
2. Кріль Т.В. Вібраційний вплив на геологічне середовище міст // Геологічний журнал. – 2008, – №2. – С. 91 – 99.
3. Кріль Т.В. Вразливість геологічного середовища урбанізованих територій до техногенних динамічних навантажень (на прикладі м. Київ) // Геологічний журнал. – 2011, – №3. – С. 78-88.
4. Кутергин В.Н. Закономерности изменения свойств глинистых грунтов при вибрации. – М.: Наука, 1989. – 143 с.
5. Щербина С.В. Аналіз спектральних характеристик вібрацій у грунтах на території м. Києва, спричинених рухом поїздів метрополітену. / С.В. Щербина, Т.В. Кріль // Світ геотехніки. – 2011. – №2. – С. 8-11.

*Філіпова Н.С., студентка VI курсу, гр. ОБ-71м, НТУУ «КПІ»; Гриник П.С., студент VI курсу, гр. ОБ-71м, НТУУ «КПІ»; Соколовська М.І., студентка VI курсу, гр. ОБ-71м, НТУУ «КПІ»*

## **ОПТИМІЗАЦІЯ СХЕМ КОРОТКОСПОВІЛЬНЕНОГО ПІДРИВАННЯ З ВИКОРИСТАННЯМ НЕЕЛЕКТРИЧНИХ СИСТЕМ ІНІЦІУВАННЯ**

Короткосповільнений вибух, що складається із багатьох зарядів ВР, являє собою надзвичайно складне явище суперпозиції їх імпульсів. Спектр сейсмоколиваний такого вибуху має складну форму. При різних інтервалах часу між вступом імпульсів за рахунок загасання коливання масиву від раніше підваного заряду, змінюється різниця між їх амплітудами. Оцінивши тривалість одиничного імпульсу в умовах конкретного експерименту, можна визначити інтервали часу сповільнення, котрі значно впливають на інтенсивність результуючого коливання.

Вивчення явища суперпозиції сейсмоколиваний за допомогою спектрального опису дозволяє стверджувати, що подібний вид інтерференції сейсмоколиваний принципово неможливий, оскільки окремі імпульси представлено не єдиною частотою, а частотним пакетом. Тому можна тільки знизити рівень результуючого сейсмоколивання до деякого мінімального значення за рахунок суперпозиції імпульсів, зміщених в часі один відносно одного на час  $T$ , рівний періоду максимальної гармоніки спектру. Зниження інтенсивності результуючого коливання буде тим результативніше, чим вужче спектр одиничних імпульсів.

Залежність спектру сейсмоколиваний від розмірів сейсмовипромінювача обумовлює метод керування шириною спектру. Зі зменшенням розмірів сейсмовипромінювача, максимум спектру зміщується до високочастотної області. При цьому середовище, володіючи фільтруючими властивостями, найбільш інтенсивно поглинає високочастотні складові. За межами ж сейсмовипромінювача спостерігаються хвилі зі спектром, звуженим за рахунок поглинання високочастотних складових.

Найпростішим способом такого керування є зміна відстані між зарядами у групі.

Встановлено, що спектр сейсмоколиваний залежить від геометричних розмірів сейсмовипромінювача, котрий ототожнюється із областю, що оточує заряд ВР, у якій зосереджено до 90% усієї енергії, що виділилася у масив. Між спектральним складом сейсмоколиваний та геометричними розмірами сейсмовипромінювача існує складний функціональний зв'язок, вид якого далеко не завжди вдається встановити. Із впевненістю можна стверджувати лише, що більшому розміру сейсмовипромінювача відповідає більш низькочастотний спектр.

Для визначення залежності зміни спектру від схеми підривання виконано три серії замірів сейсмоефекту. У кожній серії кількість свердловинних зарядів у групі, а також параметри закладання зарядів змінювались не більше, ніж на 10% [6].

Експеримент виконувався в умовах одного добувного уступу на площі з порівняно постійними геологічними умовами.

Обробка сейсмограм масових вибухів дозволила встановити закономірність впливу відстані між зарядами на енергонасиченість низькочастотної частини спектру у трьох схемах короткосповільненого підривання.

В таблиці 1 наведено результати спектрального аналізу отриманих сейсмограм.

Таблиця 1 – Вплив відстані між зарядами на відносну енергію низьких частот

Схема	Сітка свердл., м	Відстань між зар. у групі, м	Маса ВР у групі, кг	К-сть свердл. зар. у групі	Відносна енергія низьких частот
Порядова	7×7	7,0	1125	6	0.91
Хвильова	7×7	9.9	1125	6	0.37
Трапецеїдальна	7×7	7.0	1125	6	0.79

Найбільше значення відносної енергії низьких частот отримано при підриванні за порядовою схемою. Трохи меншою є енергонасиченість резонансних частот за трапецеїдальною схемою, та найменше значення енергонасиченості низьких частот спостерігалось при хвильовій схемі підривання. Якщо порівняти значення відносної енергії резонансних областей спектрів (до 7 Гц) при хвильовій та порядовій схемі, то видно, що більш ефективними за зниженням енергії низьких частот є хвильові схеми підривання.

Сейсмовибухова хвиля у такому заряді формується одночасно вибухом двох типів ВР із високою та низькою бризантністю, котрими заповнена свердловина. Маса частин зарядів різного складу приймаються у відповідному співвідношенні та розділені між собою інертним проміжком.

Існуючий спосіб прогнозу сейсмічного ефекту КСВ базується на його оцінюванні за максимальною масою всіх свердловинних зарядів ВР, з'єднаних в одну систему ініціювання (групу), що підриваються з інтервалом сповільнення не менше 20 мс. При цьому вважається, що підривання кожного заряду ВР всередині групи проходить без будь яких пауз сповільнення, тим самим не враховується, що кількість ВР, що підривається за одиницю часу, зменшується, а загальна тривалість вибуху збільшується. Стосовно оптимального сповільнення, з точки зору якості подрібнення, то воно виконується при умові взаємодії динамічних складових хвиль напружень при послідовному ініціюванні зарядів у ряду і досягається для порід типу гранітів і вапняків із застосуванням інтервалів сповільнення, значення яких знаходяться в межах менше 20 мс. Тому, подальший розвиток досліджень щодо розробки способу прогнозування сейсмічного ефекту короткосповільненого підривання потребує вивчення хвильових процесів та їх суперпозиції від дії вибуху поодиноких і з'єднаних в одну систему ініціювання групових циліндричних зарядів ВР в гірському масиві [1].

Вивчення параметрів сейсмічних хвиль від дії циліндричних (свердловинних) зарядів проводились в польових та промислових умовах. У першу чергу була визначена організація сейсмічного контролю, вибрана структурна схема апаратурної реєстрації коливань, яка проводилась з застосуванням методики багатоканальної реєстрації. У другу чергу визначено спосіб прогнозування параметрів сейсмоефекту для різних схем короткосповільненого підривання за сейсмостійкістю споруд, який полягає в тому, що до початку масового вибуху в промислових умовах за існуючою методикою визначався допустимий рівень швидкості коливань для конкретних будівель, розташованих поблизу місця проведення підривних робіт. Після проведеного сейсмоконтролю одержано експериментальні дані з сейсмо- та частотограм за параметрами сейсмічних хвиль. Тобто, амплітуди, періоди і швидкості коливань, в залежності від масштабу вибуху, відстаней та маси заряду ВР, що підривається за одиницю часу, використовувались як значення, які не повинні перевищувати визначених допустимих норм.

Завданням польових досліджень було встановлення інтенсивності сейсмічних хвиль від дії вибухів при наявності, відсутності, або взаємодії поодиноких, групових

розосереджених та зосереджених зарядів, а промислових досліджень - вивчення сейсмічних хвиль від дії багатостадійного режиму розвитку детонації зарядів ВР, які послідовно з'єднані різними системами в одну схему КСВ й неодноразово ініціюють з різними масштабами вибуху та масою зарядів ВР, яка миттєво підривається в одиницю часу й викликає або не викликає перевищення допустимої швидкості коливань на об'єкті [2].

В польових умовах для визначення механічної взаємодії вибухів зарядів та сейсмічної інтенсивності підривання досліджувались вибухи розосередженого та зосередженого зарядів ВР з однаковою масою в дві серії. Серія I складалася з одночасного підривання 6 зарядів масою по 5кг (вибух 1) і 3-х зарядів по 5кг (вибух 2). Серія II складалася з зосередженого заряду масою 15кг (вибух 3) і зосередженого заряду масою 30кг (вибух 4). Глибина закладання всіх зарядів - 1,5 м.

На основі отриманих даних побудовано залежність швидкості коливань часток ґрунту  $u(x,z)$  від приведеної відстані  $r$  (рис. 1). Видно, що два вибухи з однаковою масою ВР, коли один із зарядів розосереджений, а інший зосереджений, мають різні значення масової швидкості коливань. Тобто, навіть при однаковій масі ВР, що підривається миттєво, має значення наявності розосередження заряду. Це явище виникає в результаті взаємодії між зарядами ВР миттєвого підривання.

Аналіз залежностей на рис. 1 показує, що сейсмічний ефект вибуху знижується при рівному поділі одного заряду на декілька за умови встановлення таких відстаней між зарядами, які забезпечують утворення суцільної зони руйнування гірської породи. Якщо відстань не забезпечує руйнування породи між зарядами, то від вибуху зарядів між воронками руйнування утворюються тінюві зони, що змінюють закономірність затухання сейсмічної хвилі та суттєво підвищують значення масової швидкості (крива 2 порівняно з кривою 3).

При поділі поодинокого зосередженого заряду на частини, сумарна маса ВР яких дорівнює масі зосередженого, інтенсивність сейсмічних коливань зменшується на 10% (крива 1 порівняно з кривою 4). Це пояснюється наявністю взаємодії між зарядами миттєвого підривання.

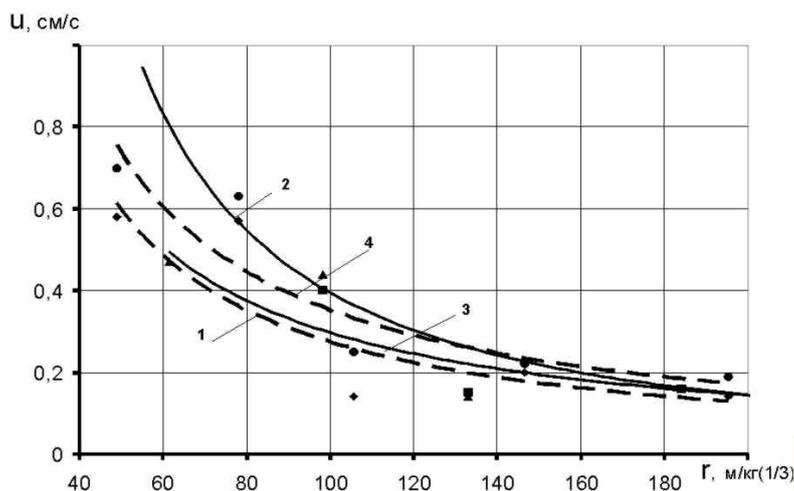


Рис. 1. – Залежність швидкості коливань часток ґрунту від приведеної відстані під час вибухів в польових умовах: 1-вибух 6-ти розосереджених зарядів масою по 5кг; 2-вибух 3-х зарядів масою по 5кг; 3-вибух зосередженого заряду масою 1кг; 4- вибух заряду масою 30кг.

Вивчення дії сейсмовибухових хвиль від різних схем КСВ та систем ініціювання на будівлі проводилось з встановленням основних параметрів сейсмічних хвиль ( $U_{дон}$ , см/с та  $T/T_0$ ), одержаних з осцилограм вибуху, які згідно з існуючими дослідженнями слугують для визначення критерію сейсмобезпеки. На основі порівняння параметрів сейсмічних хвиль, одержаних методом оцінки одночасного підривання маси заряду в максимальній групі та методом оцінки маси заряду ВР, що підривається за одиницю часу, розроблявся спосіб оцінки сейсмічного ефекту КСВ [4].

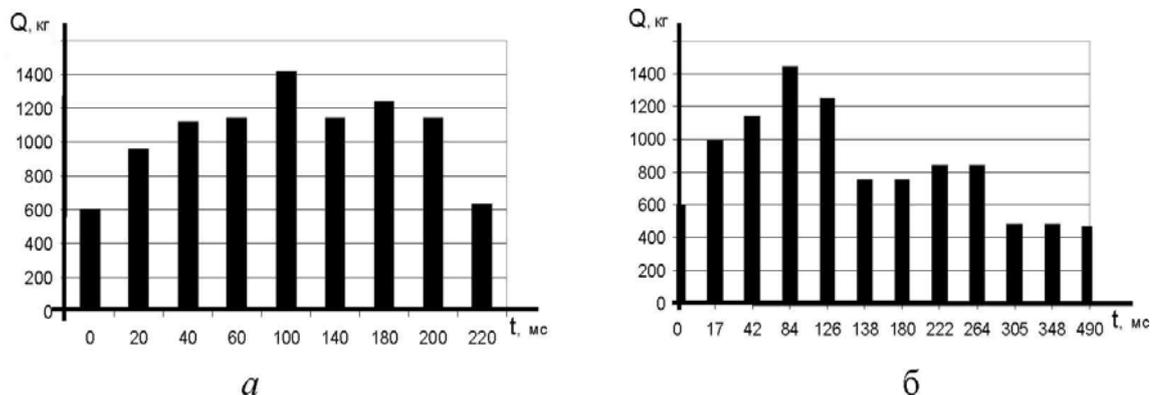


Рис. 2 – Діаграми розвитку вибуху маси ВР, ініційованої миттєво в кожному інтервалі сповільнення для різних систем ініціювання: а – КЗДШ; б – система ініціювання типу «Нонель».

На рис. 2 наведено порівняльні графіки (а) і (б) для двох вибухів з однаковою загальною масою ВР 8500кг та масою ВР в максимальній групі  $Q = 1400$  кг, але з різними періодами сповільнення всіх зарядів  $t$ . Одержані на однакових приведених відстанях  $60 \text{ м/кг}^{1/3}$  значення швидкостей коливань становлять  $0,40$  та  $0,31$  см/с для схем (а) і (б) відповідно. Сейсмічна інтенсивність цих вибухів за існуючим способом прогнозу відповідає вибуху (рис. 2, а) і не збігається з даними фактичних сейсмовимірів вибуху. Це пов'язано з тим, що при неелектричній системі ініціювання після підривання кожного заряду ВР у межах груп існують паузи сповільнення, тобто зменшується кількість ВР, що підривається за одиницю часу та збільшується загальна тривалість вибуху, що і змінює результуючий сейсмоефект вибуху. Таким чином, хоч за існуючим способом оцінки ці два вибухи оцінюються як вибухи з однаковою сейсмічною інтенсивністю (масова швидкість  $0,40$  см/с; маса заряду в максимальній групі у них однакова –  $1440$  кг), однак через збільшення пауз сповільнення тривалість вибуху збільшилась, а кількість ВР, що вибухає миттєво, зменшилась, що у відомих способах оцінки не враховано. Тому змінилась інтенсивність сейсмічних хвиль короткосповільненого вибуху (рис. 2,б), тобто отримано різний показник сейсмічної інтенсивності, який визначається з виразу:

$$K_c = \frac{\sqrt[3]{N^n} Q_{заг}}{N \tau_{заг}} \quad (1)$$

де:  $N$  - кількість ступенів сповільнення;  $Q_{заг}$  - загальна маса зарядів ВР, кг;  $\tau_{заг}$  - тривалість вибуху, в тому числі внутрішньогрупових інтервалів сповільнення та часу протікання детонації в хвилеводі, с.

Вираз  $\frac{\sqrt[3]{N^n}}{N}$  в формулі (1) враховує зростання інтенсивності в  $\sqrt[3]{N^n}$  разів при

КСВ з  $\tau = 0$  (миттєвий вибух) порівняно з зарядами такої ж маси, розділеними інтервалами сповільнення. При цьому показник ступеня  $n$  характеризує миттєвий вибух, який визначено емпіричним шляхом при проведенні досліджень миттєвих вибухів зосереджених і розосереджених зарядів однакової маси. Для розосереджених зарядів ВР, в яких під час вибухів виникає взаємодія зон руйнування між ними, показник  $n \approx 1$  отримано на основі польових досліджень.

Опираючись на результати цих досліджень, визначено критерій сейсмічної інтенсивності, який входить в формулу (1) і дозволяє оцінити дію КСВ, враховуючи масу ВР, яку підривають за 1 мс:

$$K_{int} = Q_{заг} / \tau_{заг} . \quad (2)$$

За допомогою запропонованого критерію враховано розподіл загальної маси заряду ВР на масу, що підривається за одну мілісекунду й впливає на суттєву різницю між сейсмічною дією вибухів з однаковою загальною масою ВР та масою ВР, що вибухає миттєво в максимальній групі, але з різним часом ініціювання всіх зарядів (різними системами ініціювання). На рис. 3 на графіках залежностей швидкості коливань частинок ґрунту від приведеної відстані, одержаних для різних систем ініціювання під час вибухів у кар'єрах, одержано менші значення масової швидкості коливань (залежність 2) для СНІЗ, ніж для КЗДШ (залежність 1). Це пояснюється тим, що кількість ВР, що підривається за одиницю часу, зменшилась, а загальна тривалість вибуху збільшилась, тобто зменшився критерій сейсмічної інтенсивності за рахунок наявності пауз сповільнення в групах та меншої швидкості розповсюдження ініціюючої хвилі в хвилеводах СНІЗ типу «Нонель» порівняно з ДШ та електричними [5].

### Бібліографічний список

1. Бойко В.В. Проблеми сейсмічної безпеки вибухової справи у карерах України. Монографія. К.: ТОВ «Видавництво Сталь», 2012. — 184 с.
2. Э.И. Ефремов, П.В. Вересневий, В.Д. Петренко и др. Проблемы экологии массовых взрывов на карьерах. - Дніпропетровськ: Січ, 1996. - 180 с.
3. Бойко В.В. Влияние схем многорядного короткозамедленного взрывания скважинных зарядов на сейсмический эффект взрыва. / Бойко В.В., Мітюк Л. О. // Вісник Національного технічного університету України НТУУ "КПІ". Серія "Гірництво". – 2005. – № 3. – С. 21–26.
4. Падуков В.А. Горная геомеханика. Учебное пособие. Санкт-Петербургский горный ин-т. – СПб, 1997. – 134 с.
5. Механический эффект взрыва в грунтах (Лучко И.А., Плаксий В.А., Ремез Н.С. и др.). – АН УССР, Ин-т геофизики им. С.И. Субботина. – К.: Наук. думка, 1989. – 232 с.
6. Кравець В.Г., Воробйов В.Д., Кузьменко А.О. Підривні роботи на кар'єрах / нав. посібник. – К.: ІСДО, 1994. – 376 с.

*Гембарская М. А., асп., Зуевская Н.В., д.т.н., проф. Национальный технический университет Украины «КПИ», г. Киев, Снисаренко В.И., д.т.н., проф. Научно-исследовательский институт подземного и специального строительства, г. Киев*

## **ОЦЕНКА РАБОТЫ ВЕРТИКАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ СВАЙ В КУСТЕ НА ОСНОВЕ ДАННЫХ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ ОДИНОЧНОЙ СВАИ**

*Прогноз осідання пал в куці є значною проблемою при проектуванні. Вирішенню цієї проблеми можуть допомогти комп'ютерні програми. Розрахункову модель пального куца пропонується задавати базуючись на даних статичних випробувань одиночної палі. Приклад такого розрахунку наведено в статті.*

*A prognosis of settling of piles group is a considerable problem at planning. The computers programs can help to solve it. It is suggested to set the calculation model of pales grop being based on information of static tests of single pile. The example of such calculation is resulted in the article.*

**Введение.** Свайные фундаменты широко используются в гражданском и промышленном строительстве. Вследствии этого большое значение имеет определение несущей способности свай и прогноз их осадок под действием нагрузки. И хотя этим проблемам уделено много внимания, они все еще до конца не решены. Причиной этого в первую очередь является сложный нелинейный пространственно-временной характер взаимодействия свай с окружающим грунтовым массивом.

**Анализ литературных источников.** Существует ряд уравнений, описывающий нелинейную зависимость осадок свай от приложенных к ним нагрузок, однако все они базируются на определенных допущениях. Так, к примеру, Тер-Мартirosян З.Г. и Нгуен Занг Нам на основе работ К. Терцаги, В. Березанцева, М. Малышева и др. в выведенных уравнениях для осадки сваи [1] используют допущения, что ее осадка от действия сил по боковой поверхности равна осадке от сил, воспринимаемых на уровне нижнего конца сваи, при этом предполагается, что в первом случае отсутствует реакция под нижним концом сваи, а во втором – отсутствуют силы трения по боковой поверхности сваи. Однако известно, что для реализации сил трения по боковой поверхности необходимо минимальное перемещение (сдвиговая осадка), и в процессе развития этой сдвиговой осадки происходит одновременный рост сопротивления основания как под острием, так и по боковой поверхности.

Еще более сложной для решения является задача прогноза осадки свайного куста, поскольку в этом случае появляются дополнительные факторы влияния, к примеру, такие как: соотношение диаметра сваи и расстояния между ними; расстояние между сваями и длиной сваи; ширины ростверка и длины сваи и др. В существующих нормах Украины и зарубежья [2,3] расчетная схема определения осадок свайного фундамента базируется на том, что при расстоянии между сваями менее  $6d$  смещение сваи и грунта в межсвайном пространстве происходит одновременно, и свайный фундамент и грунт смещаются как единый массив [4]. При этом не учитывается трение между фундаментом и грунтом, а вес свайно-грунтового массива рассматривается как дополнительная нагрузка на уровне нижних концов свай. Однако с ростом длины сваи и увеличением расстояния между ними увеличивается роль бокового трения сваи с окружающим грунтом и группы свай с окружающим массивом, а сама осадка обуславливается как сдвиговой деформацией грунта, так и осадкой слоев грунтов под нижним концом свай.

Из вышеизложенного можно сделать вывод, что наиболее достоверные данные о работе сваи в грунте дает метод полевых испытаний, и метод статических нагрузок как один из его вариантов. Однако такие испытания являются весьма трудоемкими и дорогостоящими, поэтому как альтернативу им можно использовать компьютерное моделирование с применением программ, описывающих нелинейную работу грунта [5]. Именно применение ЭВМ способно хотя бы частично решить проблему прогноза осадки сваи в кусте. Ведь известно, что при одинаковой нагрузке осадка сваи в кусте будет превышать осадку одиночной, что происходит за счет пересечения зон напряжения.

**Цель работы.** В статье будет рассмотрена возможность прогноза работы кустовой сваи с помощью компьютерного моделирования на основе данных статического испытания одиночной сваи.

**Материалы и результаты исследований.** В качестве тестовой сваи для расчета выбрана свая, выполненная за технологией CFA и испытанная статической нагрузкой на строительной площадке в Минске [6]. Данная технология устройства свай проходит практически без извлечения грунта. Бурение скважины осуществляется с помощью полого шнека, который при работе прессует грунт, уплотняя при этом стенки скважины. Когда шнек достигает заданной глубины, через полость происходит подача бетона под давлением, что в свою очередь приводит к дополнительной опрессовке грунта. При этом плотность заполнения скважины контролируется при помощи специального прибора, отображающего на дисплее форму сваи в графическом виде. Абрис тела свай, полученный с помощью такого контроля (рис. 1) дает возможность судить о опрессовке и просачивании бетона в окружающий массив, что в свою очередь повышается деформационные характеристики грунта вокруг тела сваи. Это учитывалось при моделировании на ЭВМ.

В качестве логико-математического описания объекта использована модель в виде конечных элементов сваи и грунта. Для ее реализации применялась программа Plaxis 3D foundation. При этом для грунтовой среды выбрана модель упрочняющегося грунта. Эта упругопластическая модель гиперболического типа позволяет учитывать эффект упрочнения как при сжатии, так и при сдвиге; а также учитывать зависимость жесткостных характеристик от напряжений. В соответствии с рекомендациями [7] «упрочненный» модуль деформации задавался в 3-ри раза превышающим первоначальный.

Свая задавалась как жесткое тело в толще грунта - пылеватых суглинках с модулями деформации 21-27 МПа, сцеплением 35-42 кПа, углами внутреннего трения  $\varphi=20-21^\circ$ . Она вводится в программу с помощью команды Massive circular pile. Ее геометрические параметры таковы: длина сваи 9,5 м; диаметр 0,9 м. При этом принимая во внимание упрочнение грунта вокруг сваи за счет технологии ее возведения, описанной выше, при задании модели принято решение повысить модуль деформации грунтов на 60% на расстоянии до 40 см вокруг тела сваи.

В программе проведено серию расчетов типа «нагрузка-осадка» в диапазоне нагрузок до 2800 кН; при этом нагрузки прикладывались ступенчато в соответствии с статическим испытанием тестовой сваи. В результате построено графики осадки сваи (рис. 2) по данным статического испытания и по результатам расчета. Сопоставление результатов проводилось с применением корреляционного анализа, и коэффициент корреляции составил  $K=0,89$ .

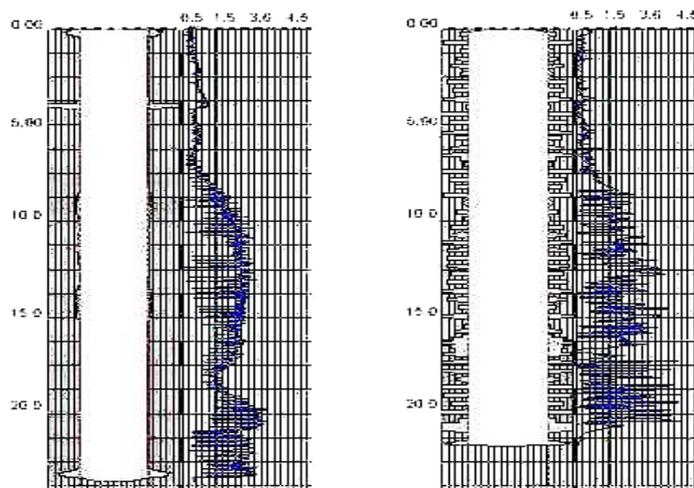


Рис. 1 - Пример оперативного компьютерного контроля за выполнением тела сваи и расходом бетона в условиях устойчивых (слева) и слабых (справа) грунтов

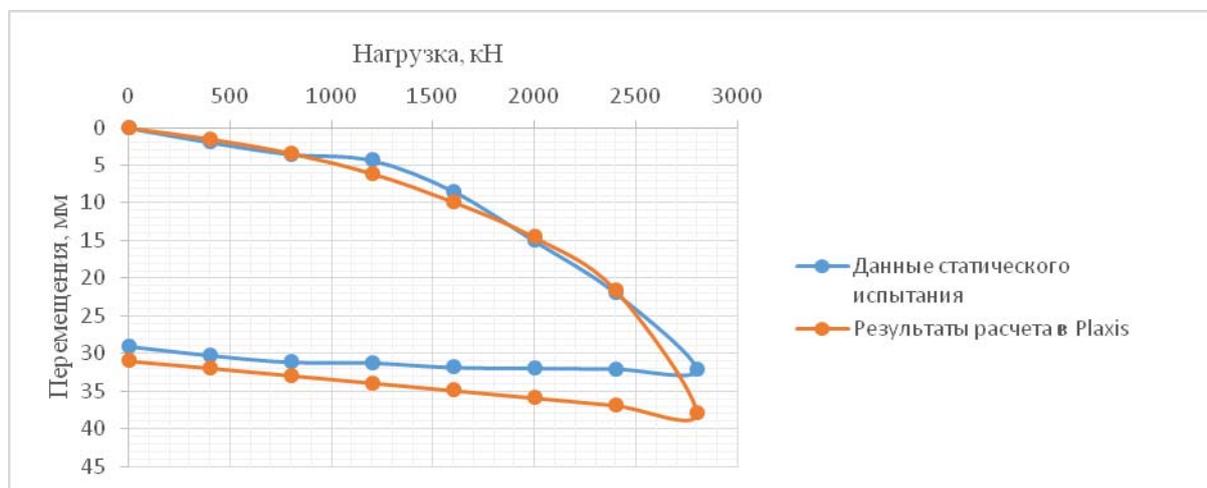


Рис. 2 – Графики осадки сваи по данным статического испытания и программного расчета

Таким образом принятая расчетная модель дает высокий результат сходимости с натурным испытанием, и на ее основе решено промоделировать работу куста свай из 6 шт.

Поскольку значение осадок свай в кусте напрямую зависит от расстояния между ними смоделировано 5 вариантов расположения свай: на расстоянии 3d, 4d, 5d, 6d и 7d друг от друга, где d – диаметр сваи. При этом, как известно, свая в центре куста за счет концентрации напряжений дает большие значения осадок в сравнении со сваями, расположенными по краю. Учитывая это результаты расчета для просчитанных 5-ти вариантов представлены в виде графиков «осадка-нагрузка» для центральных и крайних свай (рис. 3).

Из графиков на рис.3 видно, что с увеличением расстояния между сваями их осадки уменьшаются, и при расстоянии в 6d крайняя свая при 2800 кН дает практически такое же значение осадки, как и одиночная при статическом испытании, хотя осадки центральной сваи все еще больше. Значение осадки центральной сваи близкое к данным статического испытания достигается при расстоянии в 7d, а для крайней при этом - оно даже меньше. Это можно объяснить тем, что напряжение от соседних свай приводит к уплотнению грунта и повышению его прочностных

характеристик. Это явление известно и наиболее ярко выражено в песках средней крупности и крупных [8].

С увеличением расстояния между сваями меняется также и характер осадки грунта – он перестает смещаться как единый массив (рис. 4).

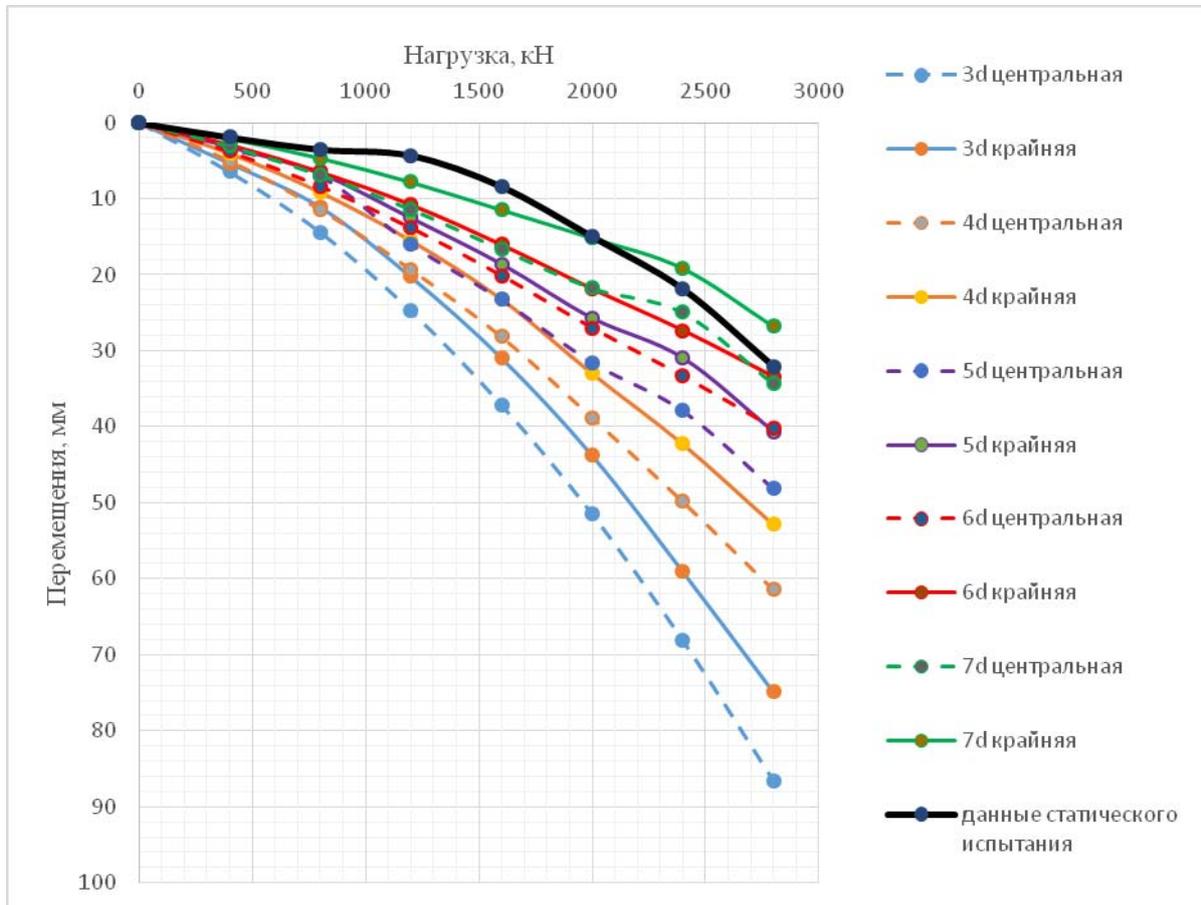


Рис. 3 – Графики «осадка-напряжение» для куста из 6-ти свай при разном расстоянии между сваями и положения сваи в кусте

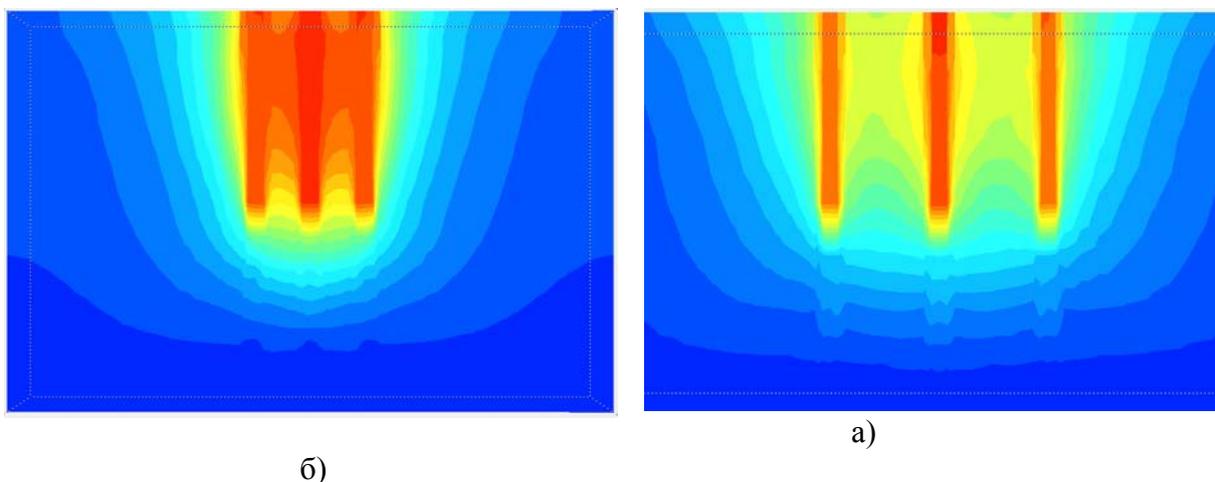


Рис. 4 – Характер осадки куста свай при расстоянии между ними: а) 3d; б) 6d

Таким образом, данные, полученные при расчете соответствуют теоретическим знаниям и результатам натурных наблюдений.

### **Выводы:**

1) Наиболее достоверные значения о характере осадки сваи дают статические испытания, однако в качестве альтернативы им можно использовать компьютерное моделирование, которое дает высокие результаты сходимости;

2) Для прогноза осадок куста свай наиболее целесообразным является использование расчетных программ, учитывающих нелинейное поведение грунта. Расчетную модель для куста свай следует создавать основываясь на данных статических испытаний одиночной сваи, входящей в состав куста, что увеличивает достоверность результатов прогноза;

3) При моделировании статических испытаний свай в качестве грунтовой среды целесообразно выбирать модель упрочняющегося грунта, которая позволяет учитывать эффект упрочнения как при сжатии, так и при сдвиге грунта, а также учитывать зависимость жесткостных характеристик от напряжений;

4) Результаты оценки работы куста свай с помощью компьютерного моделирования хорошо корреспондируются с теоретическим знаниям и результатам натурных наблюдений.

### **Библиографический список**

1. Тер–Мартirosян З.Г. Взаимодействие свай большой длины с неоднородным массивом с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов / Тер–Мартirosян З.Г., Нгуенг Занг Нам // Научно-технический журнал Вестник МГСУ №2 2008 -184 с.

2. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты – М.: 1986 г.

3. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов – М.: 2004 г.

4. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. - М.: Стройиздат, 1994 – 350 с

5. Гембарська М. О. Імітаційні випробування буронабивних паль з використанням кінцевоелементних моделей / Гембарська М.О. // Техніка будівництва: науково-технічний журнал - К.: КНУБА, 2012 Вип. №28 – с. 110-115

6. Никитенко М.И. Анализ результатов испытаний буронабивных свай СФА / Никитенко М.И., Моради С. Б., Шипица В.И., Черношей Н. В. // Статьи буровой компании «Дельта»

7. Plaxis 3D Material model manual, 2001. – 101 с

8. Emiliós M. Comodromosa, Christos T. Anagnostopoulos, Michael K. Georgiadis Numerical assessment of axial pile group response based on load test - Computers and Geotechnics, Volume 30, Issue 6, September 2003, Pages 505–515

УДК 622.235: 625.87

*Холод А.В., маг., Вапничная В.В, к.т.н., доц. кафедры геостроительства и горных технологий (НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина)*

### **К ВОПРОСУ О ВЗРЫВНОМ МЕТОДЕ ФОРМИРОВАНИЯ ВОДОЗАЩИТНЫХ ПРЕГРАД СИСТЕМОЙ ЛИНЕЙНЫХ ЗАРЯДОВ**

*Специфическое строение уплотнённой зоны в грунте вокруг очага взрыва связано с пульсационными процессами при образовании газовой полости и явлениями уплотнения – частичного разуплотнения в характерных слоях деформируемого массива. Эти явления требуют разработки специальных приемов повышения*

*противофильтрационных характеристик уплотнённой зоны.*

*Ключевые слова: явление пульсации, уплотнённая зона, кольматующий раствор, фильтрация, противофильтрационные свойства.*

Взрывной способ улучшения стойкости грунтового массива против фильтрации воды основан на эффекте уплотнения грунта, который, в свою очередь, определяется объемом грунтовых пор и гидравлическими связями между ними. Экспериментально установлено [1, 2], что плотность необводненных суглинков, наиболее распространенных грунтов в районах массового строительства, возрастает под действием взрыва на 20- 30% по сравнению с исходным состоянием, уменьшаясь дальше от источника взрыва до естественной плотности.

При уплотнении структурно неустойчивого обводненного массива с частичным обрушением грунта из стенок взрывной полости и его смешиванием с кольматующим раствором в полости [3], нужно предотвращать разуплотнение деформированного взрывом массива из-за явления пульсации в более отдаленных слоях. Исследование механизма деформационного взаимодействия совмещённых удлиненных зарядов свидетельствует о том, что ненадежными по фильтрации зонами в этом случае являются средняя зона между смежными зарядами в плоскости их расположения, а также зона разуплотнения, расположенная на определенном расстоянии от плоскости расположения зарядов (рис. 1).

Учитывая обрушение максимально уплотненной ближней зоны и образование средней зоны разуплотнения, интегральная противофильтрационная характеристика зоны уплотнения и соответственно эффективность взрывной техники формирования водозащитного экрана ухудшаются. В этом случае нужно, во-первых, принять расстояние между зарядами таким образом, чтобы состоялось обрушение перегородки в области массива между зарядами с тем, чтобы кольматующий раствор в скважине и затем – в полости в смеси с грунтом работал по всей плоскости зарядов, т.е. экран не имел разрывов. Во-вторых, нужно больше внимания уделить заполнению системы совмещённых взрывных полостей качественным кольматующим раствором.

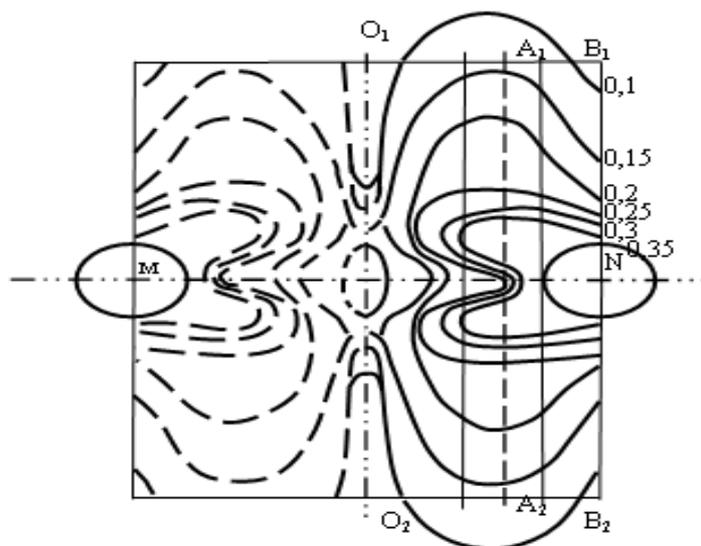


Рис. 1. Поле деформаций при взрыве совмещенных линейных зарядов

Если массив имеет более высокие показатели структурной прочности, то обрушение стенок полости и образование отдаленной зоны разуплотнения является

незначительным. В этом случае зона максимального уплотнения, образованная отдельными удлиненными зарядами в системе, сливается в сплошной экран, который в горизонтальном сечении имеет извилистое очертание, отвечающее картине распределения в массиве зарядов или взрывных полостей. Возможно, в последнем случае нужно в наиболее ответственных сооружениях для повышения надежности экрана применить технологию с боковым расположением пластичного элемента в том месте массива, где предполагается сужение поля остаточных деформаций, и между зарядами, где возможно образование ядра разуплотнения (рис. 1) [4].

Специфика и структура зоны остаточных деформаций при взрыве системы линейных зарядов исключают организацию подобного эксперимента в лаборатории, поэтому исследования фильтрационных свойств массива, уплотненного взрывом системы зарядов выполнялись в полигонных условиях.

В горизонтальной плоскости, которая пересекает вертикальный экран по нормали к его плоскости, с любой стороны экрана фильтрационный поток встречается поочередно со следующими слоями (рис. 2):

- наименее уплотненный слой с явлениями кольматации грунта под действием низких частот амплитудно-частотного спектра импульса взрыва;
- слой повышенной плотности;
- слой разуплотнения, заполненный кольматирующим раствором;
- уплотненный слой грунта, который примыкает к взрывной полости;
- слой кольматанта в смеси с обрушенным в полость грунтом, структура которого предварительно разрушена мощными пластическими деформациями и подвергнута влиянию высоких температур взрыва.

Двигаясь дальше, фильтрационный поток должен пересечь выше приведенные слои, но в обратном направлении, поскольку после приближения и пересечения плоскости зарядов он начнет отдаляться от нее. Итак, с обеих сторон от плоскости зарядов строение экрана и его свойства остаются неизменными.

Достоверные данные можно получить в случае, когда есть возможность создать в реальном грунтовом массиве постоянный фильтрационный поток, который пересекал бы бесконечный в плане вертикальный экран. Но в полигонных условиях эта задача практически невыполнима, поэтому решено упростить задачу, поставив четыре типа экспериментов измерения фильтрационных затрат воды в буровой скважине:

- выбуренной в области экрана, который отвечает предыдущему расположению заряда (вариант I);
- пройденной в средней зоне между двумя совмещенными зарядами (вариант II);
- размещенной на нормали к заряду на расстоянии  $50r_3$  (вариант III);
- пройденной на указанном расстоянии от плоскости зарядов посередине между зарядами (вариант IV).

Во время эксперимента подорвано 2 параллельных вертикальных заряда массой 1,0 кг/м патронированного аммонита №6ЖВ и длиной 1,7 м в суглинках, которые характеризуются плотностью  $1,7...1,8 \text{ т/м}^3$  и объемной влажностью  $W = 15...20 \%$ .

Параметры расположения зарядов согласовывали с рекомендованными методиками. Забойкой служила емкость с глинистым раствором, в которой уровень раствора над устьем зарядной буровой скважины составлял 0,7 м. Зарядные скважины пробуривались диаметром 100 мм и после размещения заряда, закрепленного на рейке по оси буровой скважины, также заполнялись глинистым раствором.

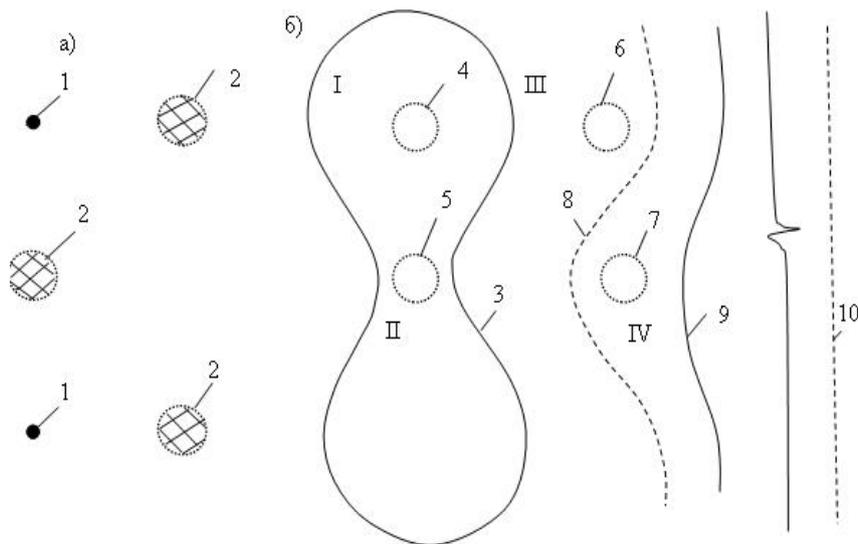


Рис. 2. Схема расположения элементов экрана и исследовательских скважин по вариантам: 1 – заряд; 2 – пластический элемент; 3 – граница зоны обрушения, заполненной глинистой суспензией; 4 – скважины 4-7 (соответственно варианты I-IV); 8, 9 – внутренняя и внешняя границы зоны разуплотнения; 10 – граница зоны остаточных деформаций

Измерение уровня воды в буровой скважине велись от поверхности, при этом перед измерением уровень воды в буровой скважине устанавливался около  $40 \pm 10$  см от поверхности. Измерения осуществлялись на протяжении 3-х часов в течение контрольных суток. В другое время уровень воды старались выдерживать в установленных рамках. При расчетах удельных затрат воды в исследовательских буровых скважинах учитывалось, что поглощение воды в буровой скважине происходит по всей смоченной площади по ее периметру. При диаметре исследовательской буровой скважины  $d_c=50$  мм и длине смоченной части  $l_b = 1,1$  м фильтрующая площадь составляла около  $0,173 \text{ м}^2$  [2].

Анализ [5] свидетельствует о том, что наиболее высокий противофильтрационный эффект наблюдается в области полости, заполненной смесью глинистого раствора с обваленным из стенок пустоты грунтом. Значение удельной затраты воды в скважине после месяца наблюдений составляет около  $3,0 \text{ л/м}^2\text{сут}$ . В средней зоне между зарядами затраты воды возрастают до  $10...11 \text{ л/м}^2\text{сут}$ , что свидетельствует о наличии определенного снижения плотности грунта в этой зоне. Ощутимый и практически одинаковый рост удельной затраты воды отмечен в скважинах, где на состоянии массива обозначились пульсационные процессы в полости и соответствующие явления уплотнения - разуплотнения массива [6].

**Выводы.** Таким образом, исследования подтверждают ранее сделанные выводы о специфике деформационных процессов в области действия системы удлиненных зарядов в массиве структурно неустойчивого грунта. При формировании противофильтрационного экрана в таком грунте взрывным методом необходимо перед взрывом особое внимание уделить предварительной обработке тех зон, в которых согласно измерениям отмечается относительное ослабление противофильтрационного эффекта экрана. Особенно это касается области между зарядами, как в плоскости расположения зарядов, так и в зоне скважины. Такая обработка состоит во введении в предполагаемые области разуплотнения между смежными зарядами и за пределами

плоскости зарядов растворов пластической консистенции, заполняющих разуплотненные области зональной структуры деформированного массива. Полученные оригинальные результаты исследований позволяют наметить последующие шаги по развитию технологии в части подбора эффективных кольматирующих составов для заполнения образуемых при взрыве зон ослабления и разуплотнения.

### Библиографический список

1. Кравец В.Г. Динамика уплотнения грунтового массива взрывом / В.Г. Кравец. – К. : Наук. думка, 1979. – 134 с.
2. Вовк А.А. Деформирование сжимаемых сред при динамических нагрузках / А.А. Вовк, Г.И. Чёрный, А.Г. Смирнов. – К. : Наук. думка, 1971. – 176 с.
3. Кравец В.Г., Вапнічна В.В. Технологічні параметри вибухового обвалення при створенні вибухом споруд типу „стіна в ґрунті”. Вісник НТУУ „КПІ”.- Сер. „Гірництво”: Зб.наук.праць. – Київ: НТУУ „КПІ”: ЗАТ „Техновибух”, 2002. – Вип.7. – С.95-98.
4. Кравец В.Г. Формування вибухової виїмки та ущільненої зони в ґрунті в присутності пластичного елемента / В.Г. Кравец, В.В. Вапнічна // Вісник Житомирського державного технологічного університету. Серія „Технічні науки”. – 2007. – №4 (43). – С.134–138.
5. Исследование противодиффузионных свойств вертикального водозащитного экрана / В.Г. Кравец, В.В. Вапничная, А.В. Дедешко, А.В. Францишко, // XIII Międzynarodowe Sympozjum “Geotechnika-Geotechnics 2008”, Gliwice – Ustron 14 – 17 października 2008 у. – Р. 81–89.
6. Кравец В.Г., Вапничная В.В., Францишко А.В. Исследование формирования водозащитного экрана взрывом системы линейных зарядов // Науково-виробничий збірник КДПУ ім. М. Остроградського. – 2008. – Вип. 2/2008 (2). – С. 88–94.

УДК 624.39.239

*В.В. Бойко, д.т.н., seismic-control@yandex.ua*  
*Д.А. Ремез, инженер, D\_REMEZ@gmail.com*  
*Институт гидромеханики НАН Украины*

### МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КОРОТКОЗАМЕДЛЕННЫХ ВЗРЫВОВ ДЛЯ УПРАВЛЕНИЯ СПЕКТРОМ КОЛЕБАНИЙ

*Приведены результаты теоретических исследований по определению оптимальных схем короткозамедленного взрывания в зависимости от распределения масс внутри группы и интервалов замедления*

*Results of theoretical researches for definition optimum schemes of millisecond-delay blasting depending on distribution of weights in group and delay intervals are resulted.*

В условиях постоянно расширяющихся масштабов ведения взрывных работ для потребностей народного хозяйства необходимо разрабатывать новые подходы к их проведению, при которых можно достичь как эффективного разрушения горной породы, так и обеспечить сейсмическую безопасность охраняемых объектов. Вопросам механики поверхностного проявления сейсмических воздействий посвящено большое

количество исследований, однако подавляющее число публикаций касается землетрясений. Влияние амплитудно-частотных характеристик колебаний при техногенных взрывах на основания охраняемых объектов изучены недостаточно.

Работы [1-5] не могут решить задачу оптимального прогнозирования сейсмического эффекта промышленных взрывов, так как они базируются на закономерностях распространения колебаний при взрыве сосредоточенного заряда, что ведет к несоответствию между расчетными и фактическими данными. В работах [6, 7] изучалась взаимодействие взрывных волн при короткозамедленном взрывании, однако амплитудно-частотные характеристики сейсмоколебаний учтены не были.

Цель работы - исследование сейсмозрывных волн на основе математического моделирования короткозамедленного взрывания системы зарядов для расчета эффективных и сейсмобезопасных схем.

В работе проведено численное моделирование действие взрыва группы зарядов цилиндрической симметрии в горном массиве, при этом в развитии взрыва выделяются два этапа.

На первом этапе рассматривается взрыв цилиндрического заряда взрывчатого вещества (ВВ) длиной  $l$  и радиусом  $r_0$ , который детонирует мгновенно в неограниченном грунтовом массиве. При этом по всему объему заряда устанавливается одинаково высокое давление  $P_n$ . А плотность продуктов детонации (ПД)  $\rho_n$  равна начальной плотности ВВ.

Уравнения движения (ПД) и горной породы для цилиндрической симметрии имеют следующий вид [8]:

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = \rho \frac{du}{dt}, \quad u = \frac{dz}{dt}; \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial r} + \frac{\sigma_{zz} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = \rho \frac{dw}{dt}, \quad w = \frac{dr}{dt}; \quad (2)$$

$$\frac{1}{V} \frac{dV}{dt} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} + \frac{w}{r}; \quad (3)$$

$$\sigma_{zz} = S_{zz} - P, \quad \sigma_{rr} = S_{rr} - P, \quad \sigma_{\theta\theta} = S_{\theta\theta} - P; \quad (4)$$

$$P = \frac{1}{3}(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}); \quad V = \frac{\rho_0}{\rho}; \quad (5)$$

где  $z, r$  - координаты;  $t$  - время;  $\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{zz}$  - нормальные напряжения;  $\tau_{rz}$  - касательное напряжение;  $S_{zz}, S_{rr}, S_{\theta\theta}$  - компоненты дивергенции тензора напряжений,  $P$  - среднее гидростатическое давление;  $\rho$  - плотность;  $u, w$  компоненты скорости;  $V$  - удельный объем.

Расширение продуктов детонации происходит согласно двучленной изоэнтропе [9]:

$$P = A \cdot \rho^n + B \rho^{\gamma+1}, \quad (6)$$

где  $A, B, n, \gamma$  - константы, характеризующие данный тип ВВ.

Начальными условиями задачи являются следующие:

$$u = 0, w = 0, P = P_n, \rho = \rho_n \quad \text{при} \quad z < l, r < r_0, \quad (7)$$

$$u = 0, w = 0, P = P_0, \rho = \rho_0 \quad \text{при} \quad z > l, r > r_0. \quad (8)$$

Граничными условия следующие:

$$u_{ПД} = u_{ГР}, P_{ПД} = P_{ГР}, \rho_{ПД} \neq \rho_{ГР} \quad \text{при} \quad z = l, \quad (9)$$

$$w_{ПД} = w_{ГР}, P_{ПД} = P_{ГР}, \rho_{ПД} \neq \rho_{ГР} \quad \text{при} \quad r = r_0. \quad (10)$$

Здесь индексы «ПД» и «ГР» означают продукты детонации и грунт.

При исследовании взрывов двух и более зарядов использовался принцип суперпозиции.

Для аппроксимации системы дифференциальных уравнений (1) - (10) применялся метод конечных разностей с использованием конечно-разностной схемы типа «крест» [9] второго порядка точности по пространственной и временной координатам.

Исследовалось влияние распределения масс зарядов внутри группы на параметры сейсмозрывных волн. При этом полагалось, что взрывается одинаковая групповая масса, но по различным схемам. В случае трех зарядов по первой схеме взрывается сначала заряд меньшей массы, затем – большей, и, наконец, меньшей, равной массе первого заряда. Назовем эту схему «треугольник вверх». По второй схеме взрывается заряд большей массы, затем меньшей, и опять большей («треугольник вниз»). При увеличении количества зарядов такое распределение масс сохраняется по двум предложенным схемам.

Рассматривался взрыв системы цилиндрических зарядов тротила в суглинке с интервалом замедления  $\Delta t = 0.02 \text{ с}$ . Исследовались различные варианты распределения масс. Примем массой  $36.0 \text{ кг}$  за единичный заряд  $q$ . Тогда в первом варианте расчетов по первой схеме массы последовательно взрываемых зарядов были следующими:  $q, 1.4q, q$ ; по второй -  $1.2q, q, 1.2q$ .

На рис. 1 и 2 представлены изобары напряжений  $\sigma_{rr}$  в момент времени  $t = 40 \text{ мс}$  при взрывах, производимых по схемам «треугольник вверх» и «треугольник вниз» соответственно. Из анализа рисунков следует, что в массиве грунта в ближней и средней зоне взрыва достигается приблизительно одинаковое напряженное состояние, достаточное для дробления горной породы. Поэтому можно сделать вывод об эффективности применения обеих схем для добычи полезных ископаемых на карьерах.

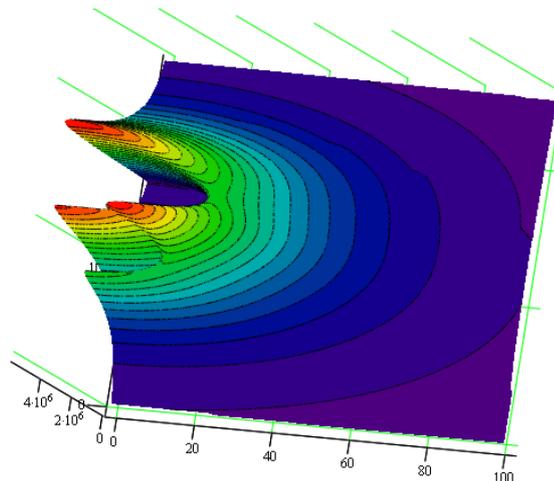


Рис. 1. Изобары напряжений  $\sigma_{rr}$  (в Па) в момент времени  $t = 40 \text{ мс}$  при взрыве цилиндрических зарядов по схеме «треугольник вверх».

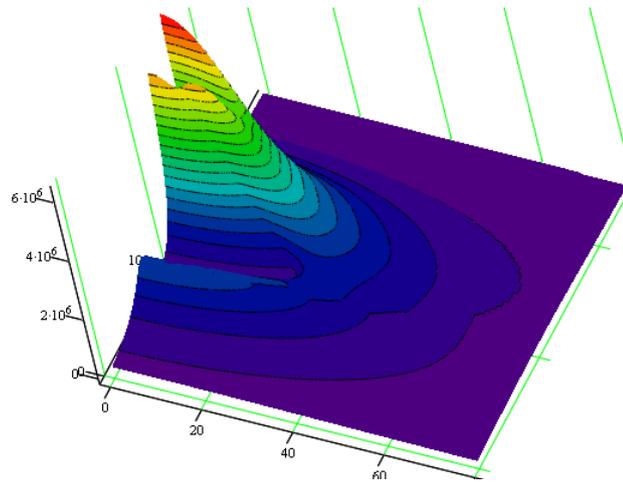


Рис. 2. Изобары напряжений  $\sigma_{rr}$  (в  $10^{-3}$  Па) в момент времени  $t = 40$  мс при взрыве цилиндрических зарядов по схеме «треугольник вниз».

Второй задачей исследования, неразрывно связанной с первой, является вопрос обеспечения сейсмобезопасности охраняемых объектов, находящихся вблизи проведения взрывных работ. Для решения этого вопроса зависимости максимального смещения от относительного расстояния  $r_i$  при взрыве  $i$ -го цилиндрического заряда массой  $Q_i$ , полученные в результате численного решения в виде

$$(u_{\max})_i = k(Q_i / r_i)^\mu, \quad (11)$$

использовались на втором этапе решения задачи.

Для оценки суммарного действия короткозамедленного взрывания системы цилиндрических зарядов будем исходить из принципа суперпозиции волн. Возмущение в упругой зоне для  $i$ -го источника может быть описано следующим выражением

$$u_i = (u_{\max})_i e^{-\nu t} \sin \omega_i t, \quad (12)$$

где  $(u_{\max})_i$  - максимальная амплитуда смещения для  $i$ -го заряда,  $\nu$  - показатель затухания сейсмической волны,  $\omega_i$  - частота колебаний от  $i$ -го источника.

Тогда результирующее смещение при короткозамедленном взрывании  $n$  различных зарядов с интервалом замедления  $\Delta t$  определится по формуле

$$u = \sum_{i=1}^n k(Q_i / r_i)^\mu e^{-\nu t} \sin \omega_i(t - (i-1)\Delta t). \quad (13)$$

На рис. 3 представлены зависимости смещения от времени на расстоянии 1000 м от эпицентра взрывов. Нумерация кривых соответствует нумерации предложенных схем взрывания. Из анализа рисунка следует, что при незначительной разнице в амплитудах смещения частота колебаний при взрывании зарядов по второй схеме в два раза больше, чем по первой, что является неблагоприятным фактором для сейсмостойкости охраняемых объектов.

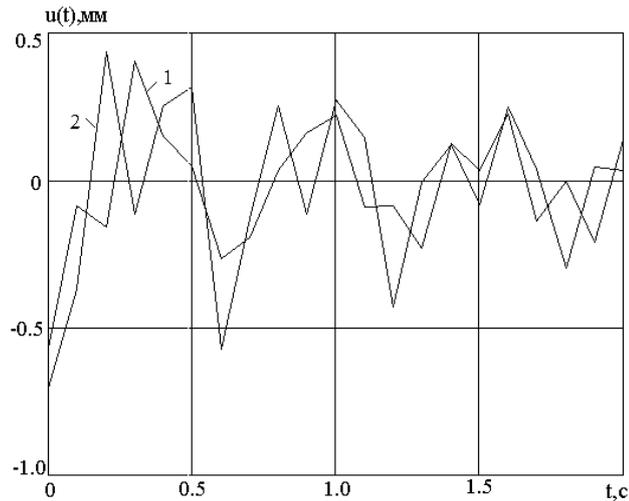


Рис. 3. Зависимости смещения от времени на расстоянии 1000 м от эпицентра взрывов: 1 –  $q, 1.4q, q$ ; 2 -  $1.2q, q, 1.2q$ .

Далее исследовались такие варианты схем взрывания. Во втором варианте по первой схеме  $0.9q, 1.6q, 0.9q$ ; по второй  $-1.4q, 0.6q, 1.4q$  (рис.4,а). В третьем варианте по первой схеме массы были  $1.1q, 1.2q, 1.1q$ ; по второй соответственно  $-1.2q, q, 1.2q$ .

Из расчетов следует, что при увеличении разницы масс последовательно взрываемых зарядов по сравнению с первым вариантом при незначительном увеличении амплитуды колебаний происходит значительное увеличение частоты по обеим схемам взрывания (1.5 раза). Уменьшение разницы масс зарядов не приводит к увеличению частоты колебаний по сравнению с первым вариантом, но влечет увеличение амплитуды на 20 – 25%, что также нежелательно влияет на сейсмостойкость охраняемых объектов.

Установлено, что с рассредоточением массы ВВ (увеличением количества зарядов) уменьшается частота колебаний при взрывах по схеме «треугольник вверх». В то же время при взрывах по второй схеме происходит увеличение амплитуды в 1.5 раза и частоты в 1.7 раза.

Следовательно, при любом распределении масс в группе схемы «треугольник вверх» являются предпочтительнее схем «треугольник вниз», т.к. генерируют более низкие частоты колебаний. Кроме того для конкретных групповой массы зарядов и грунтовых условий существует оптимальное распределение масс внутри группы, в нашем случае это схема 1 по первому варианту: схема «треугольник вверх» с разницей масс 40%.

Для изучения влияния интервалов замедления на спектр сейсмических колебаний проводились исследования групповых взрывов по 1-му варианту, 1 схема. На рис. 4 представлены зависимости скорости смещения от времени для различных интервалов замедления: кривая 1 соответствует  $\Delta t = 0.02c$ , 2 -  $\Delta t = 0.04c$ ,  $\Delta t = 0.04c$ , 3 -  $\Delta t = 0.065c$ .

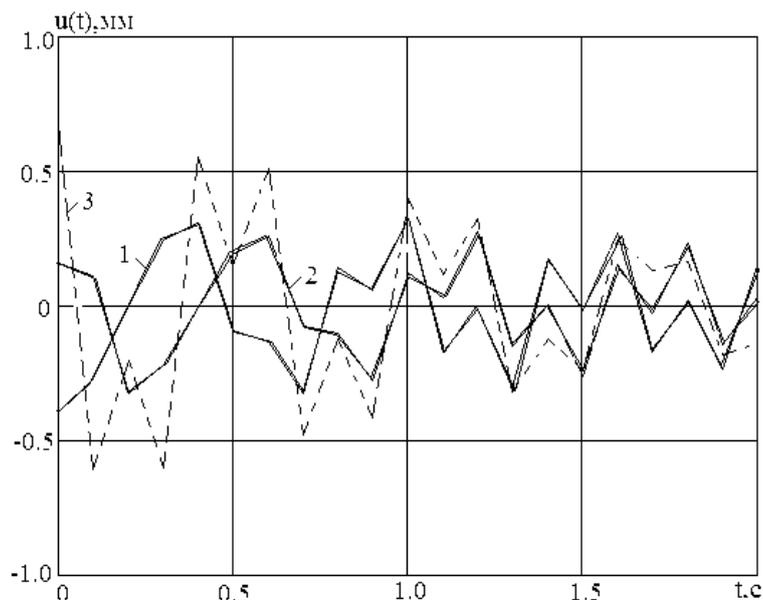


Рис. 4. Зависимости скорости смещения от времени на расстоянии 1000 м от эпицентра взрывов: 1 -  $\Delta t = 0.02c$ , 2 -  $\Delta t = 0.04c$ , 3 -  $\Delta t = 0.065c$ .

Из рисунка следует, что с увеличением интервала замедления происходит снижение амплитуды и уменьшение частоты колебаний. Однако начиная с некоторого интервала (в нашем случае это 65 мс) эта закономерность нарушается: амплитуда и частота колебаний возрастает. Следовательно можно сделать вывод о существовании оптимального интервала замедления, который определяется как конкретными условиями взрывания, так и свойствами породы.

Таким образом, разработана эффективная методика расчета сейсмозрывных волн на при короткозамедленного взрыве системы цилиндрических зарядов, позволяющая рассчитать волновые параметры в зависимости от распределения масс зарядов внутри группы интервалов замедления.

Установлено, что существуют оптимальные схемы взрывания (для исследуемых условий – «треугольник вверх» с разницей масс в 40%, позволяющие получить эффективное дробление горной массы и обеспечить сейсмическую безопасность охраняемых объектов.

Направлением дальнейших исследований является изучение влияния грунтовых условий, параметров зарядов и их взаимного расположения на спектральные характеристики сейсмических колебаний.

Результаты данной работы могут быть использованы при проектировании взрывных работ для расчета рациональных схем взрывания и управления сейсмозрывным спектром колебаний.

### Библиографический список

1. Садовский М.А. Сейсмический эффект взрыва / М.А. Садовский // Тр. Всес. совещ. по буро-взрывным работам. М.-Л., Гостопиздат, 1940, с. 290-319.
2. Богацкий В.Ф. Охрана инженерных сооружений и окружающей среды от вредного действия промышленных взрывов / В.Ф. Богацкий, А.Г. Фридман. – М.: Недра, 1982. – 162 с.

3. Миронов П. С. Взрывы и сейсмобезопасность сооружений / П.С. Миронов. – М.: Недра, 1973. – 168 с.
4. Сафонов Л. В. Сейсмический эффект взрыва скважинных зарядов / Л.В. Сафонов, Г.В. Кузнецов. – М. : Наука, 1967. – 102 с.
5. Цейтлин Я.И. Сейсмические и ударные воздушные волны промышленных взрывов / Я.И. Цейтлин Я.И., Н.И. Смолий. – М.: Недра, 1981. -192 с.
6. Кузьменко А.А., Воробьев В.Д. Обеспечение безопасного взрывания в карьерах строительных материалов / А.А. Кузьменко, В.Д. Воробьев.- Институт гидромеханики АН Украины.-Киев, 1992.-24с.- ДЕП в УкрИНТЭИ 11.08.1992 г., №1192-УК92.
7. Kuzmenko A. A. Dauetas. Seismik effects of blasting in rock / A. A. Kuzmenko, V. D. Vorobev, I. I. Demishuk – Oxford IBN Publishing Co. Pvt. Ltg, 1993. –169 p.
8. Бойко В. В. Особенности механизма образования источника сейсмоизлучения при взрывном разрушении анизотропных горных массивов / В. В. Бойко, Н. С. Ремез, Т. В. Хлевнюк // Вісник Національного технічного університету України "КПІ". Серія "Гірництво": – 2002. – №7. – С. 77–83.
9. Бойко В.В. Особенности деформирования мягкого грунта под действием взрыва сферического заряда / В.В. Бойко, М. Худек, Д.А. Ремез // Материалы Международной конференции VI Szcola geomechanici- Gliwice - Ustron, 2003. – С. 33 – 40.

УДК 550.34

*А.С. Лазоренко, асп., В.В. Бойко к.т.н. (Национальный технический университет Украины «Киевский политехнический институт»), С.Ю. Богуцкий, асп., О.Н. Чалая к.т.н. (Институт гидромеханики НАНУ)*

## **ОБ УСТОЙЧИВОСТИ БОРТОВ КАРЬЕРА СЕЙСМОВЗРЫВНЫМ ВОЛНАМ**

*Используя параметры сейсмического очага взрыва, показано решение прямой и обратной задач по распространению сейсмозрывной волны в многослойном массиве горных пород. При этом представлена методика определения устойчивости уступа карьера при массовых взрывах.*

*Ключевые слова: очаг взрыва, сейсмозрывная волна, массовая скорость, слой, грунт, преломление волны.*

*Solution of direct and return problems on seismoblast wave distribution to a multilayered rock mass is shown, using parametres of the seismic centre of explosion,. The technique of definition of stability of opencast bench is thus presented at mass explosions.*

*Keywords: the explosion centre, a seismoblast wave, mass speed, a layer, a ground, wave refraction.*

Важным условием при определении сейсмостойкости бортов карьера, находящихся в зоне влияния многоблочных массовых взрывов, является определение пути распространения сейсмической волны в многослойной среде и степени поглощения ее интенсивности каждым слоем горных пород.

Среди литературных источников имеются работы, посвященные данному вопросу, но связанные с землетрясениями или с исследованиями отдельного слоя. Поэтому исследования закономерностей распространения взрывной волны в многослойном массиве с целью определения сейсмостойкости бортов карьера является, безусловно, актуальными.

**Изложение основного материала исследований.** Отправной точкой исследований распространения сейсмозрывной волны (СВВ) при решении прямой

задачи экспериментального плана, была принята граница сейсмического очага взрыва (СОВ), где массовая скорость в волне является величиной постоянной для определенного типа грунта независимо от массы заряда. Границу СОВ определялась на сейсмограммах по характерным признакам колебаний, на графиках - по изменениям степени затухания амплитуд и периодов колебаний в волновом процессе с расстоянием, по зависимости интенсивности колебаний в волне от глубины заложения заряда, по деформациям грунта на свободной поверхности при глубинной серии взрывов и по взаимодействию линейно-рассредоточенных зарядов.

Работами ведущих ученых в области инженерной сейсмологии показано, что СОВ отождествляется с зоной необратимых деформаций грунта, а граница его разделяет зоны неупругих и упругих колебаний грунта. Известно, что каждая неоднородность в массиве грунта может являться источником зарождения СВВ. Расстояние этого источника от заряда ВВ называется радиусом сейсмоизлучателя. Таким образом, граница между СОВ и упругой зоной колебаний грунта является зоной зарождения определенной волны упругих колебаний, а ее расстояние до заряда ВВ – радиус сейсмоизлучателя R.

Результатами исследований установлено, что СОВ пропорционален массе взрываемого заряда

$$R_0 = K_0 \times Q^{\frac{1}{3}}, t \quad (1)$$

где  $K_0$ - коэффициент пропорциональности который на основе анализа опубликованных данных изменяется в зависимости от типа пород. Для массовых грунтов  $K_0=2,5 \text{ м/кг}^{1/3}$ , для пород угольных месторождений  $K_0=4 \text{ м/кг}^{1/3}$ , для большинства скальных ненарушенных пород  $K_0=5,0-5,5 \text{ м/кг}^{1/3}$ , для глин  $K_0=7,5-8,0 \text{ м/кг}^{1/3}$ , для суглинков  $K_0=8,0-9,0 \text{ м/кг}^{1/3}$ ; Q – масса мгновенно взрываемого заряда, кг.

Определение интенсивности колебаний грунта в многослойной среде, согласно схеме (рис.1) выполнено в конкретных горно-геологических условиях железорудного карьера ОАО «Полтавский ГОК» на основании сейсмоизмерительных работ по изучению влияния многоблоковых массовых взрывов на сейсмостойкость бортов карьера.

При решении прямой задачи экспериментального плана по данным сейсмических измерений, для определения интенсивности сейсмoeffекта в начале рассмотрим распространение от эпицентра взрыва, сейсмической объемной волны (в данном случае поперечной S, как наиболее интенсивной) от точки O' (граница СОВ) до точки B<sub>4</sub> (свободная поверхность). Расчетная схема приведена на рис. 1.

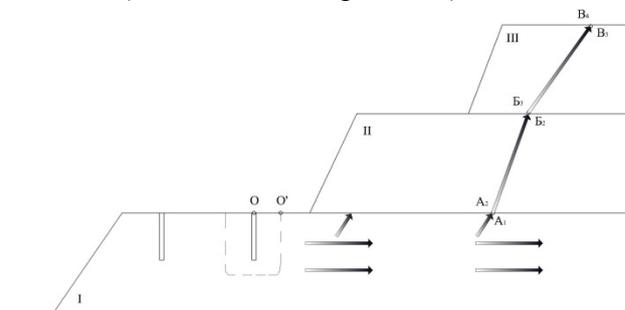


Рис. 1. Схема распространения поперечной волны в многослойном массиве, для определения ее интенсивности.

I – подстилающий слой скальных пород (акустическая жесткость  $N_1=2,01 \cdot 10^7 \text{ кг/м}^2 \cdot \text{с}$ ), II – слой скальных пород ( $N_2=1,51 \cdot 10^7 \text{ кг/м}^2 \cdot \text{с}$ ), III – слой рыхлых пород ( $N_3=1,8 \cdot 10^6 \text{ кг/м}^2 \cdot \text{с}$ ), O – места заложения зарядов ВВ, O' – граница (СОВ).

Размер СОВ на основании формулы (1) будет  $R_0=5,5 \cdot 3945^{1/3}=85 \text{ м}$ .

В точке O' граница (СОВ) скорость смещения грунта (см/с) будет равна:

$$U_0 = \sqrt{\frac{V_P}{\gamma} \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{V_S^2}{V_P^2}\right)^2} \cdot K_0^{-2} = 12,5 \text{ см/с} \quad (2)$$

где  $V_P$  и  $V_S$  - скорости распространения соответственно продольных (5,9 км/с) и поперечных (3,54 км/с) волн,  $\gamma$  - объемная масса породы, т/м<sup>3</sup>, а в точке  $A_1$ :

$$U_1 = U_0 \exp[-\alpha_1(f) \cdot r_1] = 0,314 \text{ см/с} \quad (3)$$

где  $\alpha_1(f) = 4,03 \cdot 10^{-3}$  - поглощение энергии волны в зависимости от частоты колебаний на участке подстилающего слоя скальных пород  $O' - A_1$ ;  $r_1$  - расстояние между точками  $O'$  и  $A_1$  ( $r_1=915\text{м}$ ).

При преломлении волны в слой II коэффициент преломления будет равным:

$$K_1 = \frac{2N_1}{N_1 + N_2} = 1,14 \quad (4)$$

Дальнейшие расчеты скоростей колебаний частиц грунта при прохождении поперечной волны сквозь многослойный массив приведены в таблице 1.

Точки		$A_1$	$A_2$	$B_2$	$B_3$	$B_3$	$B_4$
Скорость смещения частиц грунта (см/с)	-прямая задача	0,314	0,375	0,184	0,329	0,21	0,42
	-обратная задача	2,92	3,39	1,75	8,2	-	-

Как видно из таблицы, скорость колебаний частиц грунта в точке  $B_4$  (на свободной поверхности слоя рыхлых пород) составляет 0,42 см/с, что практически совпадает с результатом сейсмометрических измерений при проведении экспериментальных работ (0,4 см/с).

Аналогичным образом представляется возможность решить и обратную задачу, при этом возможно определение практических вопросов как, например, устойчивость уступа карьера.

Продемонстрируем решение данного вопроса на следующем примере. Необходимо определить сейсмобезопасную массу заряда при массовом взрыве в карьере для обеспечения сейсмоустойчивости уступа карьера, сложенного наносными рыхлыми породами (слой III на рисунке). Для решения этой задачи используем те же расчетные данные, что и при решении прямой задачи. Согласно нормативных данных уступ карьера со сроком эксплуатации более 5-10 лет, сложенного наносными породами, относится ко второму классу сооружений, а допустимая скорость смещения его составляет 8,2 см/с. Принимаем в точке  $B_3$  скорость смещения частиц грунта  $U_3=8,2$  см/с. Дальнейшие расчеты занесены в таблицу 1.

Зная значения скорости колебания в точке  $A_1$  и на границе СОВ ( $U_0 = 12,5$  см/с, т.к. масса заряда ВВ  $Q_1$  остается неизменной 3945 кг) определяем расстояние  $r_1' = 365$  м между точкой  $A_1$  и новой границей СОВ (точка  $O'$ ) решая зависимость:

$$U_0 = U_1' \cdot \exp[\alpha_1(f) \cdot r_1'] \quad (5)$$

Таким образом, при сохранении неизменной массы зарядов в группе 3945 кг минимальное сейсмобезопасное эпицентральное расстояние на горизонте – 138 м (между точками  $A_1$  и  $O'$ ) по отношению к устойчивости уступа рыхлых пород будет составлять  $365 + 85 = 450$  м.

Для вычисления других сейсмобезопасных расстояний (м) или масс зарядов (кг) при ведении ВР на горизонте – 138 м можно воспользоваться формулой М.А. Садовского (для данных условий коэффициент  $K = 450$ ) и вычислить интересующий параметр по одной из формул

$$Q_{\text{доп}} = \left( \frac{U_{\text{доп}}}{K} \right)^{\frac{1}{n}} \cdot T^{\frac{1}{n}} \cdot \text{или} \cdot T_0 = \left( \frac{K}{U_{\text{доп}}} \right)^{\frac{n}{1-n}} \cdot Q^{\frac{1}{1-n}} \quad (6)$$

где  $U_{\text{доп}}$  - скорость смещения грунта в точке  $A_1$  ( $U_1' = 2,92$  см/с);  
 $n$  - показатель степени затухания ( $n = 1,5$ ).

Необходимо учесть важное обстоятельство, связанное с изменением технологии ВР при массовых взрывах в связи с применением в настоящее время инициирующих средств типа Nonel и зачастую поскважинного инициирования зарядов, что ведет к одновременному взрыванию массы заряда только одной скважины (не считая еще внутрискважинного замедления). Если исходить из этой технологии, то максимальный заряд одной скважины при отработке горизонта – 138 м составляет 400 кг. В этом случае минимальное сейсмобезопасное эпицентральное расстояние, на рассматриваемом горизонте (между точками  $A_1$  и  $O'$ ) по отношению к устойчивости уступа рыхлых пород будет составлять 205 м.

#### **Выводы.**

1. Приведены формула и значения размеров сейсмического очага взрыва и радиуса сейсмоизлучателя для различных горных пород.
2. Показано в реальных условиях решение прямой и обратной задачи по распространению сейсмозрывной волны в многослойном массиве горных пород.
3. Приведен пример по определению сейсмобезопасных параметров массового взрыва в карьере, гарантирующих устойчивость карьерного уступа.

#### **Библиографический список**

1. Кузьменко А.А. Распространение сейсмозрывных волн в многослойном горном массиве/ А.А. Кузьменко, Т.В. Хлевнюк, О.Н. Чала // Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Гірництво». – 2010. – Вип. 19. С. 15-20.
2. Бойко В.В. Проблеми сейсмічної безпеки вибухової справи у кар'єрах України. Монографія / Бойко В.В. - К.: ТОВ «Видавництво Сталь», 2012.- 184с.

УДК 622.236.9

*Гонтарь П.А., асп., Терентьев О.М., д.т.н., проф. (Национальный технический университет Украины «Киевский политехнический институт»)*

#### **АНАЛИЗ КРИТЕРИЕВ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОГО РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД**

*Предложен способ взрыво-механического разрушения горных пород с целью снижения удельной энергоемкости бурения скважин. Обосновано применение энергии*

взрыва. Проведен анализ критериев разрушения, выявлены их недостатки с точки зрения комбинированного разрушения забоя.

*The method of blasting-mechanical rocks fracturing with purpose of specific energy consumption decreasing for bore hole sinking was suggested. Was justified the application of blasting energy. Failure criterions' analysis had been provided, was uncovered and proved its faults depending on bottom combined fracturing.*

### **Постановка проблемы и ее связь с научными или практическими задачами.**

Одним из наиболее энергоемких процессов при добыче полезных ископаемых является разрушение горных пород. Согласно с Тангаевым И. А. [1] удельные затраты энергии при бурении пород крепостью  $f=10...20$  станком СБШ-250МН составляют  $2,0...5,5$  кВт·ч/м или  $43...120$  кВт·ч/м<sup>3</sup>. С целью снижения энергозатрат возникает необходимость создания нового способа разрушения горных пород и конструкции для его реализации. Актуальность исследований подтверждена Законом «О приоритетных направлениях инновационной деятельности в Украине» от 05.12.12 № 3715-17, где на период 2011-2021 годы планируется «...внедрение энергоэффективных, ресурсосберегающих технологий, освоение альтернативных источников энергии».

Предлагается разработка комбинированного способа разрушения забоя взрывомеханическими нагрузками. Реализация такого разрушения предполагает определение и соблюдение закономерностей дополнительного ослабления массива системой технологических трещин. Математическое описание формирования трещиноватости требует проведение анализа известных критериев разрушения.

**Анализ последних исследований.** Базовым в механике трещин является энергетический критерий Гриффитса [2] для хрупкого разрушения и его интерпретация, согласно Орована [3], для квазихрупкого разрушения. Эти модели описывают процесс разрушения как следствие одноосного растяжения, т.е. учитывают действие только одной нагрузки. А. Гриффитс рассматривал идеально хрупкое тело, что ограничивает реальное применение его критерия. Орован дополнил модель разрушения зоной пластических деформаций, но не учел, что пластические свойства горных пород изменяются со скоростью нагружения.

П. А. Ребиндер описал комплексное разрушения горных пород: сочетает в себе законы Кирпичова-Кика [4] и Риттенгера [5]. Согласно закону Кирпичева-Кика работа по разрушению пропорциональна объему горной породы. Так формула определяет упругую деформацию пород. Закон Риттингера справедлив для процессов помола, где преимущественно происходит образование новых поверхностей. Согласно критерию, разрушение происходит на макроуровне и не учитывает реакцию молекул при разрушении. Не предусмотрена зависимость пластических деформаций от скорости нагружения. Эти недостатки вместе с отсутствием комбинированного воздействия нагрузок ограничивают использование критерий Ребиндера сегодня.

Кинетическая теория прочности Журкова С.Н. [6] учитывает наличие тепловых колебаний атомов, расположенных в узлах кристаллической решетки: рост трещин представляется как процесс последовательного разрыва связей в ее вершине под действием механических нагрузок и тепловых колебаний атомов в узлах кристаллической решетки, приводящие к разрыву связей в структуре горной породы. Формулу Журкова развили Клепачко [7], Барби и Куран [8], но до сих пор остается неопианным процесс разрушения, который бы снизил удельную энергоемкость проведения скважин.

**Постановка цели.** Целью исследований является снижение удельной энергоемкости разрушения горных пород за счет комбинированного воздействия взрывных и механических нагрузок. Для энергоэффективного разрушения горных

пород необходимо обеспечить резонансные колебания их структурных элементов, сочетанием внешних и внутренних напряжений. Внешние напряжения проявляются в деформации горных пород на макроуровне, где важным фактором выступает величина давления. Внутренние напряжения зависят от силы межмолекулярных связей горных пород, где основными источниками разрушения являются температура, скорость напряжений, электромагнитные колебания. Известно, что с ростом скорости нагружений пластичные деформации проявляются в меньшей степени [9], что приводит к образованию трещин. Температура ускоряет колебания межмолекулярных связей [10], что способствует формированию системы технологических трещин. Кроме того, в результате взрыва происходит термическая ионизация молекул [11], что вызывает электромагнитные колебания с частотой  $3 \cdot 10^{11} \dots 3 \cdot 10^{17}$  Гц. Разрушение горных пород взрывом предусматривает влияние температуры  $T$ , давления  $P$ , скорости детонации  $D$  и электромагнитных колебаний  $\nu$  (таблица 1 – Основные параметры взрывчатых веществ). Поэтому целесообразно в качестве дополнительной нагрузки на забой использовать энергию взрыва.

Таблица 1 – Основные параметры взрывчатых веществ

ВВ	Формула	D, м/с	P, ГПа	T, К	$\nu$ , Гц
ТНТ	$C_7H_5N_3O_6$	6900	20,5	3600	$3 \cdot 10^{11} \dots 3 \cdot 10^{17}$
Гексоген	$C_3H_6N_6O_6$	8360	33,8	3900	
БТФ	$C_6N_6O_6$	8610	36	5100	

**Изложение основного материала исследования.** В результате сравнительного анализа известных критериев разрушения выявлены их недостатки и преимущества. Основываясь на наличии или отсутствии основных параметров для взрывомеханического разрушения горных пород, проведена систематизация критериев, таблица 2.

Таблица 2 - Сравнительная характеристика критериев разрушения.

Критерии разрушения	Скорость приложения нагрузки	Температурный фактор	Комбинированное воздействие нагрузок	Источник информации
1	2	3	4	5
А. Гриффитс $\sigma_c = \sqrt{2E\gamma_0}/(\pi l)$	-	-	-	[2]
Е. Орован $\sigma_c = \sqrt{2E(\gamma_0 + \gamma_{II})}/(\pi l)$	± (ограничена зона пластичности)	-	-	[3]

Конец табл. 2

1	2	3	4	5
Дж. Ирвин $\sigma = K / \sqrt{\pi l}$	-	-	-	[12]
П. А. Ребиндер $A = \sigma^2 V / 2E + k(S_0 - S_1)$	-	-	± (дробление + помол)	[13]
С. Н. Журков $t = t_0 \cdot \exp\left(\frac{U_0 - \gamma\sigma}{kT}\right)$	± (время до разрушения)	± (температурные колебания атомов)	± (температура + механическая нагрузка)	[6]
Я. Р. Клепачко $t_{c_0} = \int_0^{t_r} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{\frac{(U_0 - \gamma\sigma)}{kT}} dt$	± (время до разрушения)	± (температурные колебания атомов)	± (температура + механическая нагрузка)	[14]
С. Ханым и Я. Р. Клепачко $\sigma_0(T) = \sigma_0^0 \frac{G(T)}{G_0(T)}$	-	± (предельное нагружение при заданной температуре)	± (температура + механическая нагрузка)	[15]
Т. Барби и Д. Куран $N = N_0 \exp\left(\frac{\sigma - \sigma_n}{\sigma_r}\right)$	± (зависимость скорости формирования трещин от величины нагружения)	-	-	[16]

Критерий Ханыма и Клепачко отражает зависимость предельной нагрузки от модуля сдвига. Модуль сдвига предусматривает действие только касательных нагрузок, и следовательно не описывает объемную деформацию.

Критерий Барби и Курана описывает скорость образования трещин. Этот показатель не может быть константой и зависит от условий разрушения: динамика нагрузки и влияние температуры. Соответственно и предельное напряжение образования трещин зависит от скорости нагружения и температурного фактора.

Среди рассмотренных критериев наиболее актуальным сегодня является критерий Журкова. Он учитывает энергию межатомных связей, атомные колебания и влияние температуры на процесс разрушения. Недостатком критерия является отсутствие источника дополнительного напряжения, скорость нагружения и электромагнитные колебания, которые на молекулярном уровне способствуют формированию технологической трещиноватости забоя горных пород

#### Выводы

1. Установлено, что для энергоэффективного разрушения необходимо обеспечить комбинированное воздействие, обеспечивающее сочетание взрывомеханических нагрузок на горные породы. Таким образом, чтобы обеспечить предварительное ослабление массива, дополнив к природной трещиноватости технологическую.

2. Из рассмотренных выбран критерий разрушения Журкова, который учитывает влияние температуры на энергию межатомных связей, время до разрушения и будет дополнен учетом:

- действия источника дополнительного напряжения для искусственного ослабления забоя;
- скорости нагружения забоя;
- электромагнитных колебаний, которые на молекулярном уровне способствуют формированию технологической трещиноватости забоя горных пород.

### Библиографический список

1. Тангаев И. А. Энергоемкость процессов добычи и переработки полезных ископаемых [Текст] / И. А. Тангаев. – М.: Недра, 1986. - 231 с
2. Прусова И. В. Основы механики разрушения [Текст] / И. В. Прусова, В. М. Романчак, А. Б. Севрук. – Минск: БНТУ, 2008. – 98 с. - ISBN 978-985-479-767-0.
3. Orowan E. Fracture and strength of solids [Text] / E. Orowan. - Rep. Prog. Phys., 1949. – P. 185-232.
4. Кирпичев В. Л. О подобии при упругих явлениях [Текст] / В. Л. Кирпичев. - Журнал Русского физико-химического общества, 1874. - Т. 6, вып. 9. – С. 90-120.
5. Rittinger Peter Ritter von. Lehrbuch der Aufbereitungskunde in ihrer neuesten Entwicklung und Ausbindung systematisch dargestellt [Text] / Peter Ritter von Rittinger. – Berlin: Ernst & Kern, 1867. – 595 с.
6. Теория прочности и пластичности нанокompозитов: учебно-методический комплекс для подготовки магистров по тематическому направлению деятельности национальной нанотехнологической сети "Композитные наноматериалы" [Текст] / А.С. Комолов - СПб.: СПбГУ, 2011. - 140 с.
7. Klepaczko J. R. Dynamic crack initiation, some experimental methods and modeling / J. R. Klepaczko // Klepaczko J. R. (Ed.), Crack dynamics in metallic materials. – Springer-Verlag, Vienna, 1990. – P. 255.
8. Dynamic fracture criteria for ductile and brittle metals / T. W. Barbee, Jr Seaman, R. L. Crewdson, D. R. Curran // Journal of materials, JMLSA. – 1972. – 7 – P. 393 – 401.
9. Бартнев Г. М. О временной и температурной зависимости прочности твердых тел [Текст] / Г. М. Бартнев. - Изв. АН СССР. Отд. техн. наук., 1955. — т.9, С. 53 - 64.
10. Баюк Е. И. Физические свойства минералов и горных пород при высоких термодинамических параметрах: Справочник [Текст] / Е. И. Баюк, И. С. Томашевская, В. М. Добрынин; Под. ред. М. П. Воляровича. – 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Недра, 1988. – 255 с. - ISBN 5-247-00200-8.
11. Андреев С. Г. Физика взрыва [Текст] в 2 т. / С. Г. Андреев, А. В. Бабкин, Ф. А. Баум и др.; Под ред. Л. П. Орленко. – Изд. 3-е, переработанное. – М: Физматлит, 2002. – Т. 2. - 656 с. - ISBN 5-9221-0220-6.
12. Irwin G. R. Fracture dynamics [Text] / G. R. Irwin. – Cleveland: Fracturing of metals (ASM) Symp., 1948 – P. 147 – 166.
13. Горюнов Ю. В. Эффект Ребиндера [Текст] / Ю. В. Горюнов, Н. В. Перцов, Б. Д. Сумм. – М.: Наука, 1966. – 165 с.
14. Klepaczko J. R. Dynamic crack initiation, some experimental methods and modeling / J. R. Klepaczko // Klepaczko J. R. (Ed.), Crack dynamics in metallic materials. – Springer-Verlag, Vienna, 1990. – P. 255.
15. Hanim S. Effects of initial temperature on spoiling of metals [Text] / S. Hanim, J. R. Klepaczko / Journal de Physique. – 2000. 10. – P. 397.

16. Dynamic fracture criteria for ductile and brittle metals / T. W. Barbee, Jr Seaman, R. L. Crewdson, D. R. Curran // Journal of materials, JMLSA. – 1972. – 7 – P. 393 – 401.

УДК 624.042.8

*Ткач Д.В., асп., Самедов А.М., д.т.н., проф. НТУУ “КПИ” г. Киев*

## **ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ 2-Х СЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ С ПОДСТИЛАЮЩИМИ СЛАБЫМИ СЛОЯМИ ПОД КОЛОННОЙ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ**

*Рассмотрены проблемы горизонтального перемещения 2-х слойного основания, когда 1-й слой достаточной прочности но, как основание, имеет малую толщину; а 2-й слой - подстилающий, состоит из слабых, структурно-неустойчивых грунтов, и получает колебания от динамических нагрузок, передающихся через колоны круглого сечения и стакановидного фундамента.*

*The problems of horizontal movement of two-layer base were considered, when the 1st layer of sufficient strength but, as a base, is thin, and the 2nd layer - the underlying consists of weak structural unstable soils and receives vibrations from the dynamic loads transmitted through the round pillar foundation.*

**Введение.** Во многих подземных сооружениях несущими конструкциями являются колоны круглого сечения, для которых используют квадратный либо прямоугольный фундамент стаканного типа. Под фундаментами должны залегать прочные грунтовые основания либо уплотненные песчаные подушки. Но эти уплотненные слои или песчаные подушки обладают меньшей толщиной относительно к высоте активной сжимаемой зоны, которая воспринимает колебания от вибраций или импульсов динамических нагрузок. Высота активной зоны основания может достигать до 12м и более.

**Анализ литературных источников.** В некоторых литературных источниках встречается расчёт оснований сооружений при динамических нагрузках. Однако поведение оснований горизонтальных смещений при вынужденных колебаниях через колоны недостаточно изучено, хотя это часто встречается в инженерной практике, что характеризует актуальность проблемы.

**Цель работы.** Дать оценку устойчивости 2-х слойного основания со слабыми подстилающими слоями при динамических нагрузках под колонной круглого сечения, в случаях когда вибрационные или импульсные нагрузки передаются на слабый подстилающий слой.

**Изложение результатов исследований.** Колонна круглого сечения, как несущая конструкция подземных сооружений от статических нагрузок собственного веса сооружений с технологическим оборудованием, машинами и механизмами, а также от динамических нагрузок этих машин и механизмов, передает нагрузку на 2-х слойное грунтовое основание. При этом, в основном, 1-й слой обладает хорошими прочностными свойствами, но имеют малую толщину (примерная толщина 1-го слоя до 0,6м), 2-й слой состоит из слабого подстилающего слоя большой толщины (примерно до 12м). В таких случаях, 2-му подстилающему слабому слою приходится воспринимать всю действующую нагрузку, особенно вибрационную или импульсную динамическую нагрузку от технологических машин и механизмов. Под действием этих

нагрузок слабый подстилающий слой имеет вертикальную и горизонтальную составляющие перемещения.

В данной статье будем рассматривать колебания 2-х слойного основания в горизонтальном направлении. Перемещения в горизонтальном направлении возникают от передаточных функций динамических нагрузок через колонны круглого сечения и фундаментов стаканного типа.

Тогда 1-й слой основания совместно с фундаментом и колонной круглого сечения составляют систему, которая передает динамическую нагрузку в гармоническом режиме колебаний, полупространству слабого подстилающего слоя основания (рис. 1). Распределенную динамическую нагрузку в виде установившегося гармонического колебания системы принимаем в следующем виде:

$$q(t) = Q^{i \cdot \omega t}; \quad (1)$$

Которые создают горизонтальные колебания системы в следующем виде:

$$U(t) = \frac{S \cdot c_2}{2\pi^2 r^2 G} U_{00} = \frac{S \cdot c_2}{2\pi^2 r^2 G} (U_{01} + U_{02} + U_{03}) \quad (2)$$

При этом система имеет одну степень свободы, где динамические вибрационные или импульсные нагрузки передаются через колонну, фундамент, 1-й слой на 2-й, слабый, подстилающий слой. Нагрузка  $q(t)$  с массой фундамента  $\Phi$  и массой  $m_1$  1-го слоя создает во 2-м слое уплотненную зону массой  $m_2$  с передаточной функцией  $U(\tau)$ .

Здесь  $U(\tau)$  - горизонтальные перемещения от динамических нагрузок гармонического режима колебаний, которые возникают от передаточных функций  $U_{00}$ . Передаточные функции в горизонтальном направлении  $U_{00}$  имеют три составляющих передаточных функций.

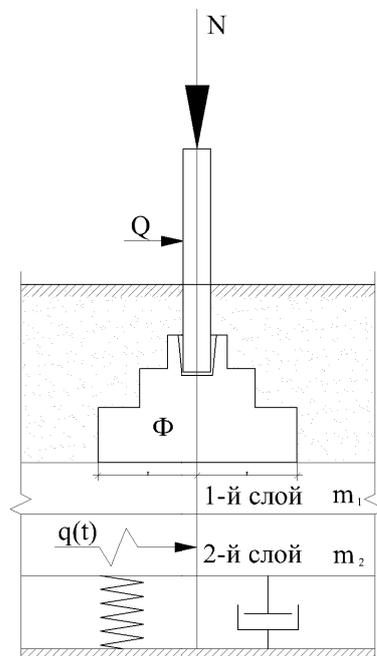


Рис. 1. Расчётная схема колебаний системы “колонна - фундамент - 1-й слой - 2-й слой”

$$U_{00} = U_{01} + U_{02} + U_{03}$$

$Q$  - интенсивность динамических и статических нагрузок;

$\omega$  - угловая частота вынужденных колебаний;

$i$  - мнимая единица;  $S$  - величина вибрации или импульса (можем принимать из паспорта машин и механизмов);

$c_1 = \sqrt{\lambda + 2G / \rho_0}$  - скорость поперечных волн, здесь, не учитывается в горизонтальных перемещениях;

$c_1 = \sqrt{G / \rho_0}$  - скорость продольных волн;

$\tau = c_2 \frac{t}{r}$ ,  $t$  - время;

$\lambda = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$  - постоянная Ляме;

$\mu$  - коэффициент Пуассона фундамента для железобетона  $\mu=0,25 \div 0,5$ ;  $G=0,7E$  - модуль сдвига для железобетона или параметр Ляме;

$r$  - радиус или половина ширины круглого либо прямоугольного (квадратного) фундамента;

$E$  - модуль упругости материала фундамента;

$\rho_0 = \gamma$  - плотность или удельный вес фундамента;

$\eta = c_2 / c_1$  - коэффициент зависимости от соотношений продольных волн к поперечным:  $\eta = \frac{c_2}{c_1} = \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2(1-\mu)}$ ; принимаем для реологических параметров 1-го слоя

упругую пружину Гука.

$K_1 = 2\pi r \rho_0 c_1$  и демпфер Ньютона  $b_1 = \pi r^2 \rho_0 c_1$ .

$$\text{Для 2-го слоя } m_2 = \frac{\pi^2}{H} \rho_0 r^3 = \frac{\pi^2}{\beta^2 H} \rho_0 r^3; K_2 = \frac{\pi^2}{H} rG; b_2 = \frac{2\pi^2}{\beta H} r^2 \rho_0 c_2 \quad (4)$$

Величины:  $\beta=1,6$  при  $\mu=0$ ;  $\beta=1,79$  при  $\mu=0,25$ ;  $\beta=2,12$  при  $\mu=0,5$ ;  $D=4,29$  при  $\mu=0$ ;  $D=4,22$  при  $\mu=0,25$ ;  $D=5,54$  при  $\mu=0,3$ ;  $H=1,68$  при  $\mu=0$ ;  $H=1,32$  при  $\mu=0,25$ ;  $H=1,23$  при  $\mu=0,5$ .

Составляющие компоненты горизонтальных передаточных функций определяется следующей формулой:

$$U_{01} = \begin{cases} \pi D(y)R(y, \tau) \text{ при } \tau < 2y; \\ 0 \text{ при } \tau > 2y; \end{cases} \quad (5)$$

$$U_{02} = \begin{cases} \int_{\tau/2}^{\eta} D_{1,r}(y_1)R(y_1, \tau) dy_1 \text{ при } \tau < 2\eta; \\ 0 \text{ при } \tau > 2\eta; \end{cases} \quad (6)$$

$$U_{03} = \begin{cases} \int_{\eta}^1 D_{2,r}(y_1)R(y_1, \tau) dy_1 + \int_{\tau/2}^1 (1-y_1)^{\frac{1}{2}} R(y_1, \tau) dy_1 \text{ при } \tau < 2\eta; \\ \int_{\tau/2}^1 \left[ D_{2,r}(y_1) + (1-y_1)^{\frac{1}{2}} \right] R(y_1, \tau) dy_1 \text{ при } 2\eta < \tau < 2; \\ 0 \text{ при } 2 < \tau; \end{cases} \quad (7)$$

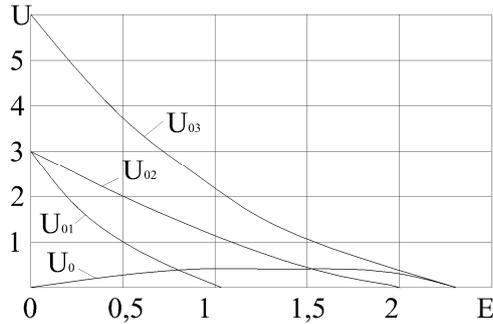


Рис. 2. График функции  $U_0(\tau)$  для коэффициента Пуассона  $\mu=0,25$

$$\text{Где } D_0(y_1) = \alpha_R \left[ 4y_1 \left( \frac{1}{y_1^2} + \frac{\eta^2 \alpha_R}{\beta_R} + \frac{\beta_R}{\alpha_R} - 2 \right) \right]^{-1}$$

$$D_{1,r}(y_2) = \alpha_1 \left[ (2y_1^2 - 1) + 4y_1^2 \beta_1 \alpha_1 \right]^{-1}$$

$$D_{2,r}(y_1) = (2y_1^2 - 1)^2 \alpha_1 \left[ (2y_1^2 - 1)^2 + 16\alpha_1^2 \beta_1^2 \right]^{-1}$$

$$\alpha_R = \sqrt{y_1^2 - 1}; \beta_R = \sqrt{y_1^2 - \eta^2}; \alpha_1 = \sqrt{1 - y_2^2}; \beta_1 = \sqrt{\eta^2 - y_2^2}; \alpha_2 = \sqrt{y_2^2 - 1}; \beta_2 = \sqrt{y_2^2 - \eta^2} \cdot 3$$

десь  $y_1$  и  $y_2$  смещение грунтов оснований в горизонтальном направлении по оси  $Y$ .

График передаточных функций динамических нагрузок в горизонтальном направлении  $U_0(\tau)$  для коэффициента  $\mu=0,25$  представлен на рис. 2.

Функция по формуле (2) может быть аппроксимирована выражением:

$$U(\tau) = \frac{Sc_2}{\pi r^2 G} e^{-\frac{8\tau}{(2-\mu)\pi}} \quad (9)$$

График аппроксимирующий функции (9) показан на рис. 2 пунктиром. Функция (9) определяет горизонтальные перемещения системы в виде пружины и демфера, соединенных параллельно (рис. 3), под действием мгновенного импульса в отрезке времени.

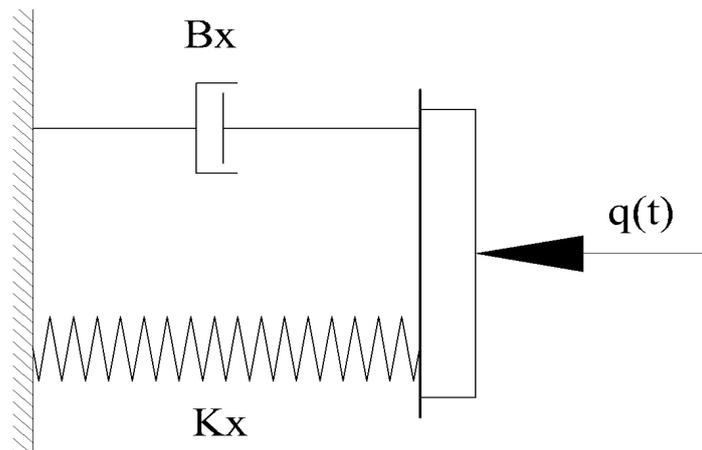


Рис. 3. Реологическая модель смещения несущих конструкций под действием импульсно-динамической нагрузки.

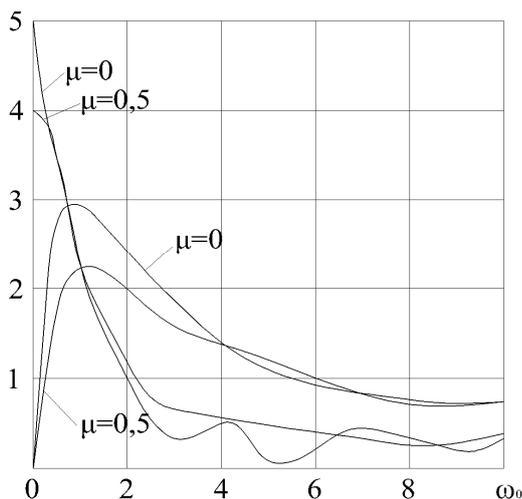


Рис. 4. Графики  $f_3$  и  $f_4$  при различных значениях  $\omega_0$ ,  $\mu=0$  и  $\mu=0,5$

Это дает возможность задачи о нестационарных горизонтальных колебаниях условно принятого штампа на полупространстве заменять с полупространством нашей системой с реологическими параметрами, которые равны:

$$K_x = \frac{8rG}{2-\mu}; \quad B_x = \pi r^2 \rho_0 c_2; \quad (10)$$

Записываем передаточные функции в следующем виде:

$$U_1 = \frac{P}{2\pi^2 Gr} (f_3 + f_4) \quad (11)$$

Графики  $f_3$   $f_4$  при различных значениях  $\omega_0$ ,  $\mu=0$  и  $\mu=0,5$  представлен на рис.4.

Реологические параметры II-го подстилающего слабого слоя основания пружина  $K_x(\omega)$  и демпфирование зависит от частоты  $\omega$  и в гармоническом режиме колебаний для штампа (фундамента  $\Phi+T_1$ ) и динамической нагрузки следующими формулами:

$$K_x(\omega) = 2\pi^2 Gr k_x(\omega_0); \quad K_x(\omega_0) = \frac{f_3}{f_3^2 + f_4^2}; \quad (12)$$

$$B_x(\omega) = 2\pi^2 r^2 \rho_0 c_2 b_x(\omega_0); \quad b_x(\omega_0) = \frac{-f_4}{\omega_0(f_3^2 + f_4^2)}$$

Для практических расчётов величины  $K_x(\omega_0)$  и  $B_x(\omega_0)$  можно определять следующим выражением:

$$K_x(\omega_0) = 0,236 - 0,013\omega_0^2; \quad B_x(\omega_0) = 0,141 \quad (13)$$

Графики  $K_x(\omega_0)$  и  $B_x(\omega_0)$  при  $\mu=0,25$  показаны на рис. 5

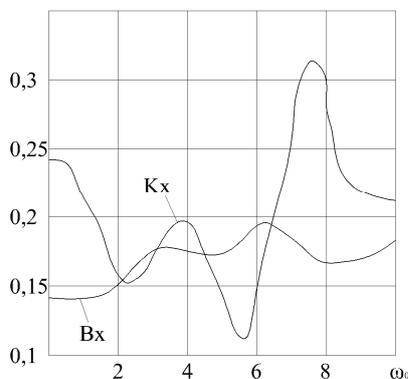


Рис. 5. Графики  $K_x(\omega_0)$  и  $B_x(\omega_0)$  при  $\mu=0,25$

**Выводы:** Динамические нагрузки на двухслойное основание, нижний слой которого, состоит из слабых водонасыщенных грунтов, вызывают очень сложные колебания и перемещения грунтовой массы, что, в свою очередь, негативно сказывается на подземном сооружении в целом. По этому необходимо детально изучить, с помощью экспериментов, влияние динамических воздействий на основание подземных сооружений, с целью выявления наиболее рациональных решений проблем устойчивости оснований со слабых, перенасыщенных водой, пород под воздействием динамических нагрузок.

### Библиографический список

1. Самедов А.М., и др. Разрушение оснований со слабыми подстилающими грунтами подземных сооружений при динамических нагрузках. / А.М. Самедов, Я.В. Алексеенко. В кн.: Сб.тр. Днепропетровск ГВУЗ „НГУ”. „Перспективы освоения подземного пространства”. 5-я Междунар. Научно-практическая конференция молодых ученых, аспирантов и студентов, 7-8 апреля 2011. ГВУЗ НГУ, Днепропетровск, с.49-52.
2. Самедов А.М. и др. Влияние неоднородности геологических слоев на коэффициент жесткости оснований подземных сооружений мелкого заложения. /А.М. Самедов, М. Ghudek, В.Г. Кравец, С.А. Савченко. XIV Międzynarodowe Sympozjum Geotechnika – Geotechnics, 2010, Materualy Naukowe, Gliwice – Ustron (Польша), 19 – 22. Pazdziernika 2010 – с. 263÷276.

УДК 624.044

*Добровольская А.О., студ., Шайдецкая Л.В., ст. преподаватель (НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина)*

### СОПОСТАВЛЕНИЕ ПРАКТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА КОНЕЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

*Рассмотрены практические методы расчета деформаций оснований. Проведены расчеты деформаций оснований в соответствии с нормативными документами и с помощью прикладных пакетов. Проанализированы результаты расчетов оснований фундаментов.*

Определение деформаций грунтов под действием внешних сил имеет большое значение для практики проектирования фундаментов сооружений, так как, деформация основания есть одним из факторов, который влияет на долговечность сооружений. Расчеты фундаментов как систем «основание - фундамент» и «основание - фундамент - сооружение» за деформациями оснований выполняют с использованием линейной или нелинейной зависимости «напряжение (давление) - деформация (осадок)» с учетом величины нагрузки и свойств грунтов основания.

Для определения конечных деформаций (осадок) грунтов основания используем классические методы подсчета: метод послойного суммирования осадок отдельных пластов в пределах сжатой толщи основания и метод эквивалентного пласта грунта. Осадка по методу послойного суммирования осадок отдельных пластов, в соответствии с рекомендациями ДБН В.2.1–10–2009, определяется по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp.i} h_i}{E_i}$$

где  $S$  – конечная (стабилизированная) осадка фундамента (м);  $\beta = 0,8$  – безразмерный коэффициент;  $n$  – число пластов, на которые разделена по глубине сжатая толща основы;  $h_i$  – толщина  $i$ -го пласта грунта (м);  $E_i$  – модуль деформации  $i$ -го пласта грунта (кН/м<sup>2</sup>);  $\sigma_{zp.i}$  – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -том пласте грунта.

Метод эквивалентного пласта был предложен для расчетов профессором М.О. Цытовичем в 1934 году. Метод базируется на теории линейно деформированных тел и значительно упрощает расчет оседания грунтового основания, приводя сложную пространственную теорию консолидации грунтов к эквивалентной одномерной. Эквивалентным есть пласт грунта такой мощности, при которой оседание сплошного, неограниченного за площадью фундамента равняется оседанию фундамента заданных размеров и форм, сооруженного на грунтах неограниченной мощности.

В [2] приведены рекомендации к расчету по методу эквивалентного пласта, где величина осадки определяется по формуле:

$$S = h_y m_v P_0 \text{ (м)}$$

где  $P_0$  – давление под подошвой фундамента;  $h_y$  – толщина эквивалентного пласта грунта, осадка поверхности которого при сплошной нагрузке равняется осадке фундамента;  $m_v$  – средний коэффициент относительной сжимаемости. Определив значение осадки  $S$ , нужно проверить условие:  $S \leq S_{i\delta}$ .

На современном этапе развития строительной науки в проектных организациях и институтах используются прикладные пакеты, которые специально разработаны для анализа деформаций и стойкости геотехнических сооружений. Простая процедура графического ввода разрешает быстро составлять комплексные модели конечных элементов, а исходные устройства осуществляют детальное выведение результатов расчета. Сам расчет полностью автоматизирован и основан на стойких числовых методах. Такая концепция разрешает новым пользователям, после короткого времени изучения программы, работать с ней. В прикладном пакете PLAXIS используются модели грунтов ограниченные моделью Мора-Кулона. Предполагается, что пользователи владеют основными понятиями механики грунтов и могут работать с программами Windows.

Для анализа методов определения деформаций грунтов проведем расчет всеми приведенными методами и сравним их результаты.

Определим деформации (осадки) основы фундамента шириной  $b = 1,4$  м на глубине  $d = 1,7$  м в однородных песчаных грунтах мощностью  $h = 6$  м, давление по подошве фундамента  $P_0 = 0,29$  МПа.

По методу послойного суммирования осадки отдельных пластов в пределах сжатой толщи основания расчет проводится в табличном виде, и полная осадка фундамента составляет  $S = 2,75$  см.

По расчету методом эквивалентного пласта сначала находим толщину эквивалентного пласта грунта  $h_y = 3,36$  м, средний коэффициент относительной

сжимаемости слоистого напластования  $m_v = 4,6 \cdot 10^{-5}$  кПа, соответственно давление по подошве фундамента равный  $P_0 = 0,29$  МПа, тогда величина оседания

$$S = h_y \cdot m_v \cdot P_0 = 3,36 \cdot 4,6 \cdot 10^{-5} \cdot 290 = 0,045 \text{ м или } 4,5 \text{ см.}$$

Проведя расчет с помощью прикладного пакета PLAXIS 2D V8, и PLAXIS 3D Foundation (трехмерная конечно-элементная программа, разработанная непосредственно для расчетов фундаментов) получим следующие результаты (рис. 2; 3). После задания физических характеристик для грунта и фундамента мы получаем осесимметрическую сетку конечных элементов вокруг фундамента (рис. 1)

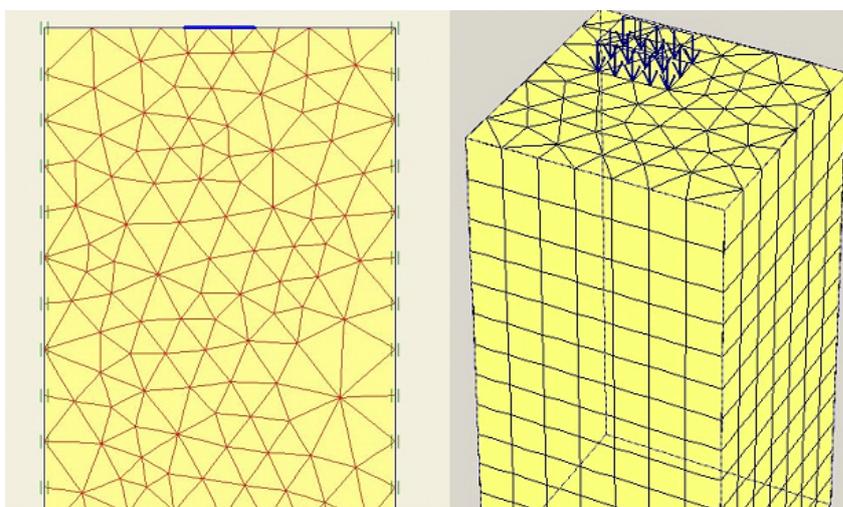


Рис. 1. Осесимметрическая сетка конечных элементов вокруг фундамента(слева PLAXIS 2D V8 , справа PLAXIS 3D Foundation )

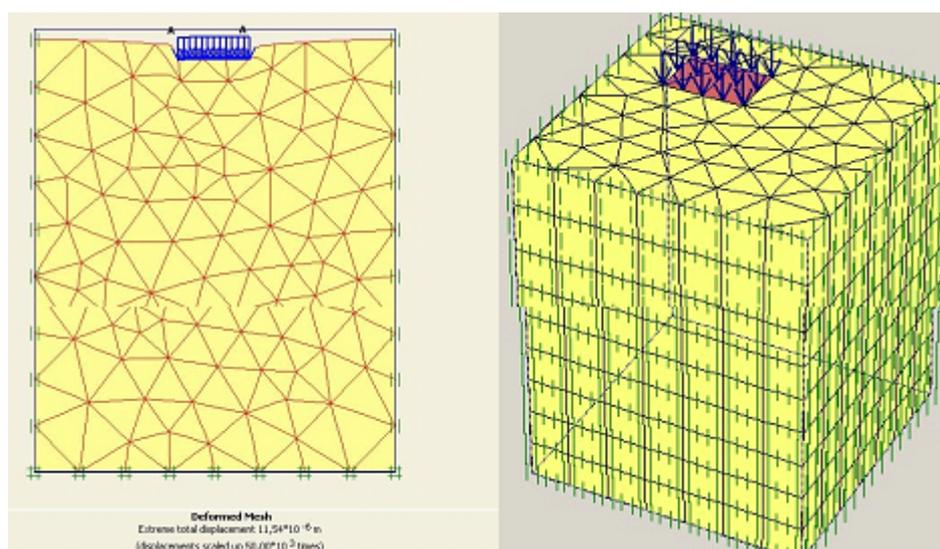


Рис. 2. Вывод результатов деформации основания (слева PLAXIS 2D V8 , справа PLAXIS 3D Foundation )

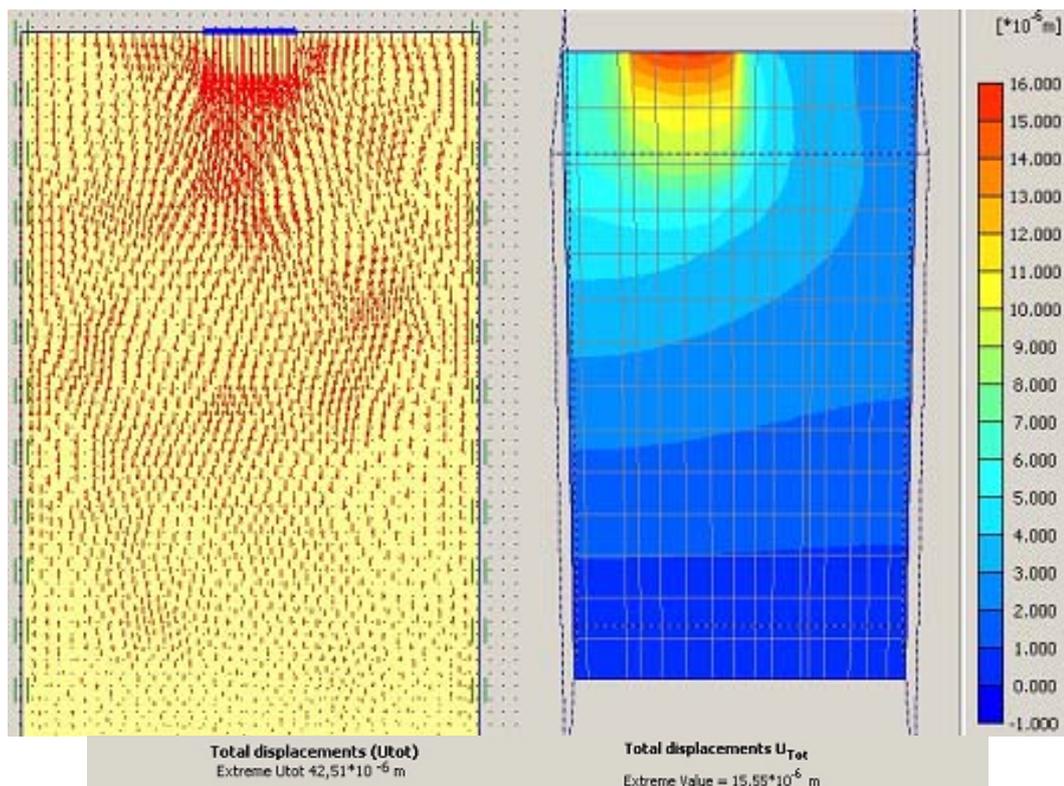


Рис. 3. Смещение грунта (слева PLAXIS 2D V8 , справа PLAXIS 3D Foundation)

Проведя сравнительный анализ расчетных данных можно сделать вывод, что рассмотренные методы удовлетворяют нормативным условиям. Метод эквивалентного пласта грунта, при строительстве на слабых грунтах, более приближенный к натурным наблюдениям. Но преимущество прикладных пакетов в возможности вывода широкого диапазона конечных результатов, которые могут использоваться не только для определения деформаций оснований, но и определение деформаций системы «основание-фундамент».

Таким образом, объединение классических методов определения конечных деформаций основ и программ прикладных пакетов, разработанных для определения деформаций, дают возможность правильно оценить достоверность построенной модели, которая применяется.

### Библиографический список

1. ДБН В.2.1–10–2009 Основы та фундаменти.
2. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): Учебник для строи. вузов.- 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1983. – 288 с., ил.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб.пособие для строит. спец. вузов / под ред. С.Б.Ухова.-3-е изд., испр.- М.:Высш.шк., 2000.

*Стрельцова И.Н., асп., Терентьев О.М., д.т.н., проф., кафедра электромеханического оборудования энергоёмких производств Национального технического университета Украины «Киевского политехнического института»*

## **ВЫБОР ПАРАМЕТРОВ УПРАВЛЕНИЯ УДЕЛЬНОЙ ПОВЕРХНОСТНОЙ ЭНЕРГИЕЙ РАЗРУШЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД**

**Актуальность темы.** В теориях разрушения отсутствует четкое понимание удельной поверхностной энергии, как фактора, влияющего на разрушение твердого тела. Поэтому, для снижения энергоёмкости разрушения горных пород (ГП) необходимо провести исследование удельной поверхностной энергии и определить параметры управления последней.

Анализ теорий разрушения горных пород Кулона-Мора, Треска, Прандтля, Шлейхера, Ирвина, Орвана и других [1-11] показал, что они не учитывают: молекулярное строение породы. Также в зависимостях теорий разрушения присутствуют эмпирические показатели, которые не всегда учитывают реальные процессы для различных технологических условий. Наличие указанных недостатков приводит к увеличению энергозатрат и снижению КПД разрушения. Уточнение математического аппарата является актуальной научной задачей так как позволяет учесть технологические и физико-механические показатели разрушения горных пород в функциональном виде.

**Материал и результаты исследований.** Со времен исследований Алана Гриффитса (20-е годы XX в.) удельная поверхностная энергия рассматривается как «константа материала». Согласно экспериментальным данным [1], удельная поверхностная энергия зависит от окружающей среды и влияет на процесс разрушения пород. Эти экспериментальные факты опровергают предположение, что удельная поверхностная энергия является «константой материала». Поэтому, для снижения энергоёмкости разрушения горных пород (ГП) необходимо провести исследование удельной поверхностной энергии и выявить параметры управления ею. Для управления энергоёмкостью разрушения горных пород, целесообразно разработать математическую модель расчета поверхностной энергии на молекулярном уровне.

Удельная поверхностная энергия горных пород  $\gamma$ , Дж/м<sup>2</sup> [2]:

$$\gamma = E \cdot \alpha_0^2 / (Y_0 \cdot \pi^2), \quad (1)$$

где  $E$  - модуль упругости тела, Па;

$\alpha_0$  - радиус действия межмолекулярных сил притяжения, м;

$Y_0$  - расстояние между соседними плоскостями расщепления, м.

Из формулы Вульфа-Брэгга [3], расстояние между соседними плоскостями расщепления, м:

$$Y_0 = \eta \cdot \lambda / (2 \cdot \sin \theta), \quad (2)$$

где  $\eta$  - порядок дифракционного спектра потока электронов материала, о.е.;  
 $\lambda$  - длина волны потока электронов материала, м;  $\theta$  - угол отражения дифракционного потока электронов материала, градус.

Модуль Юнга с учетом молекулярного строения породы, Па [4]:

$$E = 2c \cdot K / (c + 1), \quad (3)$$

где  $c$  - размерность пространства решетки [5], о.е.;

$K$  - коэффициент поверхностного натяжения материала, Па.

Физический смысл размерности пространства решетки связан с плоскостями расщепления и индексами Миллера. Если плоскость расщепления пересекает три грани кристаллической решетки, то размерность пространства  $c = 3$ , если две, то  $c = 2$ , если одна, то  $c = 1$ .

В уравнении (3) не учтены длина ребра кристаллической решетки  $a$ , поэтому (4) принимает вид, МПа:

$$E = \frac{2 \cdot c}{c + 1} \cdot \frac{K}{a}, \quad (4)$$

Коэффициент поверхностного натяжения материала  $K$  [6]:

$$K = Z \cdot Q \cdot \rho \cdot \delta, \quad (5)$$

где  $Z$  - число атомных слоев в поверхностном слое материала, о.е.;

$Q$  - удельная теплоемкость плавления, Дж/кг;  $\rho$  - плотность материала, кг/м<sup>3</sup>;  $\delta$  - толщина поверхностного слоя материала, м.

Горные породы, имеют трехмерную кристаллическую решетку. При такой решетке, число атомных слоев в поверхностном слое материала площадью 1 м<sup>2</sup>,  $Z = 10^6$  [7]. После подстановки (5) в (4) получено:

$$E = \frac{2 \cdot c}{(c + 1) \cdot a} \cdot Z \cdot Q \cdot \rho \cdot \delta \quad (6)$$

В (6) представлен дискретный подход с учетом параметров молекулярного строения горных пород.

Предел прочности на разрыв межмолекулярных связей [8]:

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot K}{\pi \cdot l}} \quad (7)$$

В кристаллических решетках реальных кристаллов существуют плоскости дефектов - дислокации. Их перемещение происходит под действием напряжений. Наличие дислокаций является причиной возникновения трещин. Разрушение горных пород в результате роста трещин происходит следующим образом: в породе создается объем с повышенной концентрацией энергии. Этот объем расширяется, создает в породе растягивающее напряжение, под действием которых растут трещины и порода разрушается. Накопленная в породе потенциальная энергия переходит на образование

новых поверхностей. Источник трещин - объем породы с повышенной концентрацией энергии - вещество или устройство, которое может расширяться, создавать в породе растягивающие напряжения и вызывать рост трещин. Вид энергии источника трещин может быть: механическим, тепловым, электрическим, химическим и т.д. [9]. В данной работе исследования адаптированы к источнику трещин, образующихся в массиве от действия импульсных нагрузок. Учтены наличие трещин в породе через параметр  $l_k$  - критическая длина трещины (8), м. В механике разрушения длина трещины считается критической, если при ее развития количество выделенной упругой энергии больше количества затрат пластической деформации, м [10]:

$$l_k = \left( \frac{R}{[\sigma]} \right)^2 \quad (8)$$

где  $R$  - вязкость разрушения, что характеризует пластичность материала (находится экспериментально),  $\text{Па} \cdot \sqrt{\text{м}}$ ;  $[\sigma]$  - временное сопротивление разрушению, МПа.

$$\sigma_p = \frac{\sqrt{4 \cdot c}}{\sqrt{(c+1) \cdot a \cdot \pi \cdot \left( \frac{R}{[\sigma]} \right)^2}} \cdot Z \cdot Q \cdot \rho \cdot \delta \quad (9)$$

Физический смысл радиуса действия  $\alpha_0$  [2] и расстояния межмолекулярных связей  $b$  [11] одинаков. Поэтому в дальнейших расчетах будет использоваться  $b$ , м:

$$b = \frac{\hbar^2 \cdot \nu^2}{\pi \cdot d^2 \cdot m \cdot V^2 \cdot \sigma_p \cdot H}, \quad (10)$$

где  $\hbar = 6,6256 \cdot 10^{-34}$  - постоянная Планка, Дж [12];  $\nu$  - собственная частота колебаний молекулы, Гц;  $d$  - диаметр молекулы, м;  $m$  - масса молекулы, кг;  $V$  - скорость нагружения породного массива, м/с;  $\sigma_p$  - предел прочности на разрыв межмолекулярных связей, Па;  $H$  - общее число атомов (ионов) в упаковке кристаллов среды на плоскости  $1 \text{ м}^2$ , в.о.

В (10) не учтены число Авогадро ( $N_A = 6.62 \cdot 10^{23}$ , моль [13]) и деформация сдвига  $\varepsilon$ , о.е. После подстановки (9) в (10), получено (11):

$$b = \frac{\hbar^2 \cdot \nu^2 \cdot N_A \cdot \varepsilon \cdot F}{\pi \cdot d^2 \cdot m \cdot \left( V_r^2 + V_n^2 \right) \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot c}{(c+1) \cdot a \cdot \pi \cdot Y \cdot \left( \frac{R}{[\sigma]} \right)^2}} \cdot Z \cdot Q \cdot \rho \cdot \delta \cdot H} \quad (11)$$

Зависимость (11) отличается от (10) тем, что учитывает физические и молекулярные параметры горных пород - коэффициент трения породы о инструмент  $F$  ( $F = 0.1$  [1]), плотность  $\rho$  и удельную энергоёмкость плавления  $Q$ , направление расщепления породы через параметр - размерность пространства решетки  $s$ , длину критической трещины  $l_k$ , длину ребра кристаллической решетки  $a$  и толщину поверхностного слоя материала, число Авогадро и количество атомных слоев в поверхностном слое материала.

Взаимодействие передней грани породоразрушающего инструмента с горным массивом происходит по направлению ее движения вдоль результирующего вектора разрушения, определяется углом  $\varphi$ , град [14].

$$\varphi = \operatorname{arctg} \left( \frac{|v_n|}{|v_p|} \right), \quad (12)$$

где  $v_n$  – скорость подачи рабочего инструмента, м/с;  $v_p$  – скорость резания, м/с.

В исследованиях проведенных ранее [15] представлена промежуточная модель поверхностной энергии горных пород при разрушении. Формула (13) отличается от представленной ранее [15] тем, что в ней дополнительно учтены параметры инструмента, забоя и привода. После подстановки (2), (6), (11), (12) в (1) получено:

$$\gamma = \frac{\sin \theta \cdot \hbar^4 \cdot \omega^4 \cdot \left( \frac{R}{[\sigma]} \right)^2 \cdot N_a^2 \cdot \varepsilon^2 \cdot F^2 \cdot \sqrt{N_n^2 + N_p^2} \cdot t \cdot v \cdot s \cdot P_k \cdot \eta_n \cdot \operatorname{arctg} \left( \frac{|v_n|}{|v_p|} \right) \cdot T}{\eta \cdot \lambda \cdot \pi^3 \cdot d^4 \cdot m^2 \cdot (v_n^2 + v_p^2)^4 \cdot H^2 \cdot Z \cdot Q \cdot \rho \cdot \delta \cdot j \cdot P_{yn} \cdot M_k} \quad (13)$$

Разработана математическая модель удельной поверхностной энергией горных пород, которая отличается от известных тем, что позволяет учесть в функциональном виде физико-механические параметры разрушения на молекулярном уровне. Анализ модели позволил выбрать основные параметры управления удельной поверхностной энергией. К ним относятся: скорость подачи  $v_n$  и резания  $v_p$  породного массива, количество  $T$ , ширина  $t$  и расстояние  $j$  между режущими кромками породоразрушающего инструмента, мощность привода подачи  $N_p$  и резания  $N_r$ , крутящий момент привода горной машины  $M_p$ .

#### **Выводы:**

1. Впервые разработана математическая модель управления удельной поверхностной энергией разрушения ГП на молекулярном уровне, которая отличается от известных тем, что позволяет учесть:

- параметры разрушающего инструмента: ширина режущей кромки, расстояние между режущими кромками, количество режущих кромок;
- параметры привода: мощность привода подачи и резания, крутящий момент привода подачи и резания, КПД двигателя; нагрузку на рабочий инструмент, скорость подачи рабочего инструмента и скорость резания;
- параметры и свойства забоя: глубину разрушения, контактную прочность, удельную теплоёмкость плавления, плотность;
- молекулярные параметры забоя: собственную частоту колебаний молекулы, диаметр молекулы, массу молекул;
- длину критической трещины.

## Библиографический список

1. Пестриков В.М. Механика разрушения твердых тел [Текст] / В.М. Пестриков, Е.М. Морозов // - Санкт-Петербург: «Профессия», 2002 – 300 с., ISBN: 5-93913-022-4.
2. Obreimow I. W. Eine Methode zur Herstellung einkristalliger Metalle [Текст] / I. W. Obreimow, L. W. Schubnikow // Phys., 1924.- 289 p.
3. Шаскольская М.П. Кристаллография [Текст] / М. П. Шаскольская // - М.: «Высшая школа», 1984 - 376 с.
4. Кривцов А. М. Метод частиц и его использование в механике деформируемого твердого тела [Текст] / А. М. Кривцов, Н. В. Кривцова // Дальневосточный математический журнал ДВО РАН, 2002, Т.3 - №2 - с. 254-276.
5. Мычко Д. И. Моделирование в химии [Текст] / Д. И. Мычко // Хімія: проблеми викладання, 2004, №6 - с. 49-59.
6. Сумм Б. Д. Новые корреляции поверхностного натяжения с объемными свойствами жидкостей [Текст] / Б. Д. Сумм // Вестник Московского Университета серия «Химия», 1999, Т. 40 - №6 – с. 400 – 405.
7. Кравцов А. М. О механических характеристиках наноразмерных объектов [Текст] / А. М. Кравцов, Н. Ф. Морозов // Фізика твердого тела, 2002, Т. 44 - №12 - с. 2158-2163.
8. Гарбер Р. И. Физика прочности кристаллических тел [Текст] / Р.И. Гарбер, И.А. Гиндин // Успехи физических наук, 1960, Т. 80 - № 1 – с. 57-106.
9. Протасов Ю.И. Разрушение горных пород [Текст] / Ю.И. Протасов // М.: «Горная книга», 2009-453 с.
10. Петров В.А. Физические основы промышленной безопасности [Текст] / В.А. Петров // Санкт-Петербург: «Наука и техника», 2005, №9 – с. 17-19.
11. Терентьев О. М. Урахування міцності молекулярних зв'язків гірських порід при виборі робочих органів для її руйнування [Текст] / О. М. Терентьев // Вісник НТУУ «КПІ», серія «Гірництво» , 2010, № 19.
12. Спиридонов О.П. Фундаментальные физические постоянные [Текст] / О.П. Спиридонов. – М.: Высшая школа, 2001. - 238 с.
13. Лурье Ю. Ю. Справ очник по аналитической химии [Текст] / Ю. Ю. Лурье. – М.: «Химия», 1989. - 448 с.
14. Кичигин А.Ф. Основы функционирования системы забой – горная машина [Текст] / А.Ф.Кичигин, О.М. Терентьев // К.: «УМК ВО», 1989 – 223 с.
15. Терентьев О.М. Поверхностная энергия горных пород [Текст] / О.М. Терентьев, И.М. Стрельцова // Проблемы недропользования, 2013, с. 195-197.

УДК 911.5

*Шевчук Н.А., к.т.н., доцент кафедры экологии НТУУ «КПІ», Шайдецька Л.В., ст. преп., Тарасюк Е.С., ассис. кафедры геостроительства и горных технологий ИЕЕ, НТУУ «КПІ»*

## ПОСЛЕДСТВИЯ РЕСТРУКТУРИЗАЦИИ ШАХТ ЛЬВОВСКО-ВОЛЫНСКОГО КАМЕННОУГОЛЬНОГО БАСЕЙНА НА ОКРУЖАЮЩУЮ СРЕДУ

*Рассмотрено влияние горнодобывных работ на территории Львовско-Волынского каменноугольного бассейна на окружающую среду. Выделены экологи-*

*экономические последствия работы и закрытия шахт, приведены рекомендации по реструктуризации предприятий.*

Львовско - Волынский каменноугольный бассейн из второй половины прошлого века был одним из основных источников стабилизации энергетической ситуации не только в западной части Украины, а даже, и в центральной. При этом в данных горно-геологических условиях добыча угля происходила лишь подземным способом без закладки произведенного пространства. В связи с этим возле каждой шахты формировался отвал пустых пород, что вмещают угольные пласты. А наибольший по объему и площади отвал сформировался возле единой в бассейне Червоноградской обогатительной фабрики. Одновременно возле фабрики уже завершено заполнения и продолжает заполняться еще одно шламоукрытие отходов углеобогащения.

Шахтный водоотлив направлялся в два пруда - осветители: один - в г. Червоноград, а другой - возле с. Городище и обогатительной фабрики.

Основным естественным эколого - гидрогеологическим следствием разработки месторождений было оседание дневной поверхности земли при формировании мульды сдвига шахт. После отработки 1-3 шаров угля оседания часто достигали нескольких метров.

Как известно, геоморфологическом плане северная часть бассейна относится к Волынской возвышенности, а в южной все поля шахт расположенные в прирусловой зоне р. Западный Буг и его левых притоков - р.р. Рата и Солокия. Южная часть региона представляет собой задровую ледниковую равнину со врезанными в нее реками с двумя террасами - пойменной и первой над пойменной. В естественных условиях иногда затопливались даже первая надпойменная терраса.

Понятно, что оседание поверхности земли в пределах мульды сдвига на юге региона в пределах речных систем сделало их более впечатлительными к затоплению даже при небольших паводках. Кроме того, в связи с изменением условий поверхностного стока обычный дренирующий эффект речных систем значительно ухудшился и на отдельных площадях сформировались практически бессточные участки. Что касается северной части бассейна, то аналогичные явления в полной мере фиксируются лишь в прирусловой зоне р. Студенка (поле шахты №8 "Нововолынская") и, частично, в пределах временных правобережных притоков р. Западный Буг.

Для дальнейшего анализа необходимо подчеркнуть, что на севере на данное время уже полностью закрыто 6 угольных шахт, а на юге - 2 и готовится закрытие еще двух. Дальнейшее расширение отрицательного влияния шахт на окружающую среду ограничивается практически лишь действующими шахтами в связи с тем, что строительство еще одной шахты происходит лишь на севере (№10 "Нововолынская").

С другой стороны гидрогеологический режим, который есть типичным для процесса отработки шахтного поля или региона, после закрытия начинает динамично изменяться, трансформируясь в направлении бывшего естественного, но уже при наличии мульды сдвига. Выполнить сейчас полную количественную оценку всех особенностей этого процесса аналитически без соответствующей сети режимных наблюдений невозможно. А тем временем на территории бассейна система наблюдательных буровых скважин в достаточном объеме лишь формируется.

К началу добычи угля в бассейне четко и однозначно выделялись:

- карбоновый водоносный горизонт в породах, которые вмещают угли;
- сенонский водоносный горизонт в трещиноватой зоне меловых мергелей, экранированный сверху выдохшимися мергелями, а снизу - мело-подобными мергелями и известняками;
- четвертичный водоносный горизонт в алювиально-льдовиковых отложениях и

суглинках и супесках.

В естественных условиях пьезометрический напор в карбоновом горизонте на юге бассейна был высшим в сравнении с сенонским горизонтом, а на севера - почти повсеместно низшим. Сенонский горизонт на площадях обработки в низменных частях территории дренировался четвертичным и речными системами, а питался за счет инфильтрации на участках водоразделов.

Во время угледобычи в условиях активного дренирования карбонового водоносного горизонта и формирования мульд сдвига все три перечисленных выше гидрогеологических образования сформировали практически единый техногенный комплекс. Переток в произведенное пространство в той или другой мере фиксировались как в сенонском, так и в четвертичному горизонтах. Преимущественно инфильтрационный характер питания четвертичного водоносного горизонта обусловили при этом значительное снижение его естественных уровней. Во многих зонах в результате возникли значительные проблемы в местном питьевом водоснабжении из колодцев.

Одновременно необходимо подчеркнуть, что с развитием угледобычи усилилась урбанизация территории: были построены города Червоноград, Нововолыньск, пгт Октябрьское и Сосновка с организацией централизованного питьевого водоснабжения за счет сенонского водоносного горизонта.

Восстановление урвневого режима на закрытых шахтах протекает при одновременном влиянии многих действующих шахт на юге бассейна и нескольких шахт - на севере. В карбоновом и сенонском водоносных горизонтах области питания находится за пределами месторождений и потому их конечные пьезометрические уровни должны быть адекватными естественным. В тоже время ряд недавних наблюдений института "Укрндипроэкт" однозначно свидетельствуют, что в сенонском горизонте на закрытых шахтах на севере бассейна уже сейчас пьезометрические уровни значительно превышают естественные. Такая ситуация без долгосрочных наблюдений пока что не имеет логического разъяснения.

Одновременно необходимо прибавить, что согласно данным наблюдений Львовско-Волинської экспедиції Минуглепрома України восстановление уровней в карбоновом, - теперь уже техногенном, - горизонте, например, на шахте "Червоноградская №1" происходит довольно медленно. Понятно, что никакого перетока из него в сенонский горизонт не происходит.

Что касается четвертичного водоносного горизонта, то на полях закрытых шахт его уровней режим приближается к естественному. В условиях проседания дневной поверхности земли на подделанных территориях и частичных изменений поверхностного стока в сторону уменьшения ситуация становится угрожающей: в населенных пунктах подтопленными становятся значительные площади земель, которые используются в тех или других хозяйственных целях. Практически всегда подтапливаются подвальные помещения. Отдельную проблему, которая до этого времени совсем не рассматривалась, представляет собой подтопление кладбищ и других захоронений, данные о которых могут и не сохраняться в памяти или архивах.

Сейчас, нужно особое внимание обратить и на породные отвалы как действующих, так и закрытых шахт. Исходя из того, что теперь породные отвалы шахт не горят, через их массивы постоянно инфильтруются атмосферные осадки. Эти потоки, которые окисляются из пород водно-растворимые токсичные составу, в первую очередь загрязняют четвертичный водоносный горизонт в той или другой мере поверхностные воды. Неоднократные определения уровня минерализации многими организациями в разные года разрешают сделать вывод, что поток инфильтрационных вод в отвале имеет минерализацию, которая достигает на севере бассейна 5-6 г/дм<sup>3</sup>, а на

юге – 12-15 г/дм<sup>3</sup> и даже больше. Типичной есть также присутствие в воде ряда токсичных элементов и тяжелых металлов, содержимое которых превышает ГДК. Отрицательное влияние отвалов на загрязнение грунтовых вод четко фиксируется близ породных отвалов в пробах, отобранных в колодцах, вода из которых используется для местного питьевого водоснабжения.

Наиболее ярким примером деградации горизонта грунтовых вод под влиянием техногенных факторов может служить организация привозного водоснабжения в поселениях близ породного отвала Червоноградской обогатительной фабрики.

Довольно симптоматичным есть также и то, что из пород шахтных отвалов наиболее активно окисляются соединения серы (пирит-марказит). Реакция воды становится существенно кислой при показателе рН меньше 4-5 и, даже, 2-3. В условиях высокой концентрации сульфат- и хлор-ионов такие воды согласно нормативным документам характеризуются как очень агрессивные по отношению ко всем конструкциям (фундаментов и трубопроводов). Понятно, что обеспечить их продолжительную и безопасную эксплуатацию в таких условиях сложно.

Из всего выше изложенного вытекают следующие основные выводы относительно эколого - гидрогеологической ситуации.

На юге Львовско-Волынского бассейна:

На подделанных угольными шахтами территориях фиксируется значительное оседание поверхности земли, в том числе и русловой зоны г. Западный Буг. Ряд наблюдений показывает, что достигнутое оседание может измениться некоторым подъемом, но абсолютные отметки дневной поверхности всё же будут приблизительно на 2,0м ниже естественных.

Изменение гидрологического режима реки г. Западный Буг после подработки шахтами, и снижение скорости течения привели к тому, что в период наводнения, а также при интенсивных сбросах воды из водохранилища - охладителя Добротворской ДРЕС возникают угрожающие подтопления территории над пойменной террасы.

Снижение дренирующего эффекта г. Западный Буг и других, четвертичного горизонта грунтовых вод при увеличенном подземном стоке атмосферных осадков определяют на многих участках формирования практически постоянного подтопления и затопление площадей. В некоторых случаях наблюдается явление заболачивания.

Защита территорий района от наводнений в той или другой мере в виде береговых защитных дамбы осуществлены лишь в г. Червоноград.

В связи с одновременным загрязнением четвертичного водоносного горизонта в зонах породных отвалов и частично возле шламохранилищ ЦЗФ и прудов - осветителей возможно констатировать, что в условиях застойного режима этот горизонт на многих площадях уже не может служить приемлемым источником питьевого водоснабжения.

В большинстве случаев зоны подтопления и затопление в плане совпадают с проблемными площадями, которые существовали и раньше к началу угледобычи, но в более отрицательном варианте. В первую очередь это потери луговых и иногда приусадебных участков и местных рекреационных зон отдыха возле воды.

Основные поселения района (г. Червоноград, пгт. Сосновка, с. Горняк) в период наводнения подтапливаются частично в отличие от ряда поселков и хуторов.

На севере Львовско-Волынского бассейна:

Г. Западный Буг не поддельно шахтами ни на одном отрезке долины, а г. Студенка - лишь на средней части течения в основном шахтой №8 “Нововолынская”.

В тот же время изменение баланса поверхностного и подземного стоков и оседание дневной поверхности земли на полях шахт привели к подтоплению отдельных участков в пределах влияния шахт № 2, 3, 4, 6, 7 и 8 “Нововолынских”. Наиболее

отрицательным здесь есть то, что этот процесс затронул наибольшие поселения района (г. Нововолынск и пгт. Октябрьское).

В отдельных селах и хуторах в период работы шахт в колодцах уровни грунтовых вод снижались, а после закрытия - подъема воды настолько значительные, что во многих поселениях затапливаются и погреби.

В отдельных местах отмечается подтопление приусадебных участков.

Вообще нужно отметить, что на юге бассейна зона временного или постоянного подтопления достигает нескольких сотен гектаров, а на севере практически на порядок меньше в первую очередь за счет геоморфологических условий территорий.

На севере бассейна фиксируется загрязнение грунтов тяжелыми металлами выше ГДК на отдельных ограниченных площадях, в то время как на юге они значительно выше при большем количестве компонентов. Режимные наблюдения показывают, что со временем уровень загрязнения на юге постепенно снижается. При этом тяжело связывать загрязнение грунтов однозначно с деятельностью угольной промышленности.

Обобщая изложенные данные, необходимо сделать вывод, который в бассейне наиболее угрожающей есть экологическая ситуация на юге, особенно это касается эколого - гидрогеологических проблем.

На севере бассейна сейчас разрабатывается целый ряд локальных проектов защиты подделанных шахтами территорий от подтопления, которые для данного района обоснованы и при выполнении всех мероприятий разрешат значительно уменьшить отрицательное влияние закрытия шахт на окружающую среду. Что касается юга бассейна, то здесь единым наиболее приемлемым вариантом является необходимость разработки комплексного проекта стабилизации эколого - гидрогеологической ситуации. Только на пути экономических расчетов возможно определить необходимость: сохранения небольших поселений при неполной гарантии их централизованного питьевого водоснабжения с затратами на сооружение этих систем; строительства защитных дамб на реках и дренирование всех подтопленных земель; использование пород отвалов шахт для подсыпки проседаний дневной поверхности земли и др.

Для обеспечения правовой основы природопользования уже на стадии проектирования нужно предусмотреть комплексный мониторинг защиты окружающей среды от вредного влияния деятельности горных предприятий.

К правовой основе природопользования Украины относят закон о недрах, об охране атмосферного воздуха и окружающей естественной среды, об охране земельных и водных ресурсов. Особое внимание при реструктуризации предприятий горнодобывающей промышленности нужно обращать:

- сокращение площадей земельных участков, которые отводятся для горных предприятий, путем повышения компактности расположения элементов промышленных площадок и разнообразных сооружений; усовершенствование технологии отвалообразования; максимальной утилизации образованных в процессе производства отходов; ликвидации загрязнения грунту и др.; оставление породы в шахтах как закладочного материала.

- на восстановление ландшафтов, возвращение ему утраченных им свойств и функций, а также преобразование ландшафта с целью рационального его использования [1-3].

### **Библиографический список**

1. В.Я. Шевчук Материалы доклада на заседании Кабинета министров Украины за 11 января 1999 г. - 4 с.

2. М.Т. Гончар Лесные фитоценозы: повышение продуктивности и охрана (на материалах исследований в лесах равнинной части запада Украины). - Львов : Вид-Во "Высшая шк.", Изд-Во при Львов. ун-то, 1983, 168 с. +6 вкл.

3. М.Т. Кириченко, О.Х. Кузьменко Основы горного производства: Навч. пособие - Житомир, ЖДТУ 2003. - 344 с., ил. 110.

УДК 622.235

*Р.А. Пазюк, студ., А.А. Фролов, к.т.н., доц., Национальный технический университет Украины «Киевский политехнический институт»*

## **ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВЗРЫВОВ РЯДОМ РАСПОЛОЖЕННЫХ УДЛИНЕННЫХ ЗАРЯДОВ**

Теоретическими исследованиями установлено, что при взрыве двух рядом расположенных зарядов взрывчатых веществ (ВВ) волны напряжений, которые распространяются от каждого заряда, взаимодействуют между собой [1]. Результатом такого взаимодействия является формирование диаграммы направленности потока энергии, который характеризуется концентрацией напряжений, возникающих в скальном массиве горных пород при взрыве. При такой направленной концентрации напряжений наблюдается разрушение массива горных пород в направлении, перпендикулярном линии расположения скважинных зарядов.

Исследование взаимодействия энергетических потоков взрывов скважинных зарядов при их одновременном и короткозамедленном взрывании невозможно без проведения лабораторных исследований, в которых может быть отражена не только качественная, но в некоторых случаях и количественная оценка влияния того или иного параметра на конечный результат взрывного действия. Поэтому была проведена серия экспериментов по определению размеров зон разрушения при одновременном взрывании двух зарядов на разных расстояниях друг от друга.

Действие взрыва двух рядом расположенных удлиненных зарядов исследовали в модели из сургуча размерами 400 × 230 × 60 мм. Заряды размещали в центральной части модели. Принята следующая конструкция и размеры зарядов ТЭНа: диаметр заряда - 5 мм, длина заряда - 20 мм, длина шнура - 30 мм. Взрывы выполнены при расстояниях между шпуровыми зарядами 50, 60, 70, 80, 90 и 100 мм.

При сравнении взрывного разрушения моделей оценка качества измельчения проводилась по величинам диаметра среднего куска. Оценка гранулометрического состава моделей после взрыва осуществлялась методом ситового анализа. Результаты разрушения моделей приведены в табл. 1.

*Таблица 1*

### **Размеры зон разрушения в моделях с разными расстояниями между зарядами**

№ серии	Расстояние между зарядами, мм	Средняя длина зоны разрушения по линии зарядов, мм	Средняя ширина зоны разрушения по линии зарядов,	Средний размер разрушения в перпендикулярном направлении к линии зарядов,	Средний объем зоны разрушения, см <sup>3</sup>	Средний диаметр куска сургуча, мм

			мм	мм		
1	50	163	114	205	347,6	5,76
2	60	174	113	172	374,7	6,07
3	70	183	114	141	405,4	6,33
4	80	192	112	132	422,9	6,52
5	90	205	111	82	438,1	6,62
6	100	214	108	79	446,1	6,67

На рис. 1, *a* представлено характерную зону разрушения при одновременном взрывании двух зарядов ТЭНа на расстоянии 50 мм между ними. Анализ показывает, что в результате взрыва произошло интенсивное взаимодействие энергетических потоков вследствие концентрации волн напряжений по линии, перпендикулярной направлению соединения зарядов. В результате этого образовалась дополнительная зона разрушения, которая распространяется почти до границ модели. Если среднее значение ширины зоны разрушения, которое отображает диаметр зоны от взрыва одиночного заряда, составляет 114 мм, то средний размер разрушения в направлении, перпендикулярном к линии соединения зарядов, составляет 205 мм. Таким образом, размер разрушений в этом направлении увеличивается в 1,8 раза по сравнению с основной зоной разрушения.



*a*



*б*



*в*



*г*



д



е

Рис. 1. Характерные зоны разрушения от взрыва рядом расположенных зарядов при расстоянии между шпурами: а - 50 мм, б - 60 мм в - 70 мм г - 80 мм д - 90 мм, е - 100 мм.

При взрывании зарядов ТЭНа на расстоянии 60 мм друг от друга также наблюдается образование дополнительной зоны разрушения (рис. 1, б). Однако разрушение в этом направлении менее интенсивное. В частности, средняя ширина зоны разрушения по линии зарядов составляет 113 мм, а средний размер разрушения в перпендикулярном направлении - 172 мм, то есть размер дополнительной зоны разрушения увеличивается только в 1,5 раза (см. табл. 1). Следует отметить более значительное трещинообразование в других направлениях действия взрыва в модели.

Взрывание зарядов на расстоянии 70 мм (рис. 1, в) характеризуется еще большим уменьшением зоны разрушения в направлении, перпендикулярном линии соединения зарядов. Размер дополнительной зоны разрушения увеличивается по сравнению с шириной основной зоны разрушения только в 1,24 раза. Кроме того, наблюдается постепенное отделение зон разрушения отдельных взрывов зарядов друг от друга и увеличение крупности фракционного состава разрушенной массы.

На рис. 1, г представлена зона разрушения при взрыве двух зарядов на расстоянии 80 мм. Анализ показывает, что на модельном блоке появилась большее количество радиальных трещин от мест размещения зарядов к границам блока, по сравнению с предыдущей зоной разрушения. Увеличилась также крупность разрушенного материала и наблюдается наличие незначительной дополнительной зоны разрушения. Превышение размера дополнительной зоны разрушения по сравнению с шириной зоны в 1,18 раза.

При расстоянии между зарядами 90 мм зоны разрушения более четко размежевались (рис. 1, д). Видимого взаимодействия взрывов не наблюдается. Разрушение в месте контакта зон от взрывов отдельных зарядов в направлении, перпендикулярном линии их соединения, не происходит. Ширина зоны разрушения в месте взаимодействия отдельных взрывов меньше среднего значения зоны разрушения в 1,35 раза и составляет в среднем 82 мм (см. табл. 1). Крупность разрушенного материала также увеличилось.

Взрывание зарядов на расстоянии 100 мм друг от друга характеризуется еще большим, по сравнению с предыдущим взрывом, ростом среднего размера куска разрушенного материала и развитием системы трещин в пределы модельного блока (рис. 1, е). Ширина зоны разрушения в месте взаимодействия взрывов в среднем 78 мм. Также наблюдается дальнейшее отделение зон разрушения.

В табл. 1 приведены также значения объемов воронок разрушения от взрывов двух рядом расположенных зарядов и средний размер куска разрушенного материала. Анализ данных показывает, что объем зоны разрушения от взрыва системы зарядов

увеличивается с увеличением расстояния между шпурами. Это объясняется уменьшением коэффициента перекрытия зон дробления при взрывах отдельных зарядов. При удалении зарядов друг от друга увеличивается также размер среднего куска разрушенного материала сургуча, поскольку степень взаимодействия взрывов от отдельных зарядов уменьшается.

Таким образом, в результате исследований установлено, что:

- лабораторные опыты по изучению взаимодействия взрывов рядом расположенных зарядов подтверждают основные результаты теоретических исследований о наличии дополнительной зоны разрушения, которая образуется при направленной концентрации напряжений в направлении, перпендикулярном к линии расположения зарядов;

- при расстоянии между зарядами 50 мм длина дополнительной зоны разрушения превышает средний радиус разрушения от одного заряда в 1,8 раза, при расстоянии 60 мм - в 1,5 раза, при 70 мм - в 1,24 раза, при 80 мм - в 1,18 раза, при расстояниях 90 и 100 мм дополнительной зоны разрушения не наблюдается;

- установлено, что значение среднего куска в зоне разрушения, образованной в результате одновременного взрывания рядом расположенных цилиндрических зарядов, уменьшается с 6,67 до 5,76 мм с уменьшением расстояния между зарядами с 100 мм до 50 мм соответственно, то есть на 16%.

### **Библиографический список**

1. Фролов О.О. Теоретичні передумови розрахунку об'єму руйнування гірських порід під час вибуху систем подовжених зарядів / О. О. Фролов // Вісник НТУУ "КПІ". Серія "Гірництво": Зб. наук. праць. – К.: НТУУ "КПІ": ЗАТ «Техновибух». – 2008. – Вип. 16. – С. 13–16.

УДК 622.24.05

*Стасюк С.Н., Стецкив И.В., 3 курс студ., Сергиенко Н.И., ст. преп., (НТУУ «КПИ») г. Киев*

### **ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ БУРОВОГО СТАНКА «ATLAS COPCO» НА КАРЬЕРАХ УКРАИНЫ**

Одним из основных технологических процессов на карьерах является буровзрывные работы. Эффективность их выполнения зависит в первую очередь от производительности бурового оборудования. На карьерах Украины, работает самая разнообразная техника для бурения шпуров и скважин диаметром от 40 до 320 мм. В последнее время нашли широкое применение буровые станки шведского машиностроительного концерна «Atlas Copco», оснащенные погружными пневмоударниками для ударно-вращательного бурения, конструкция которого изображена на рисунке 1.

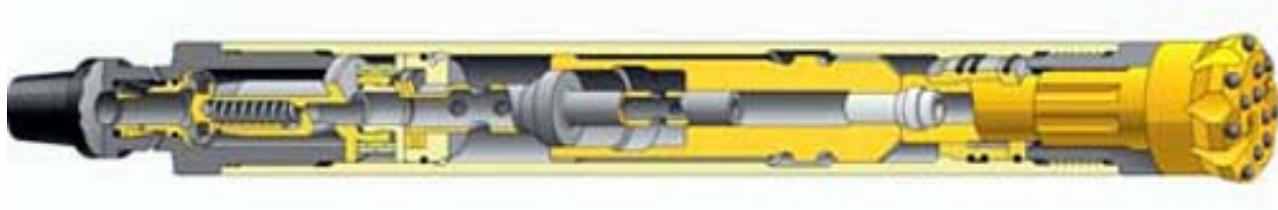


Рис. 1. Погружной пневмоударник "Atlas Copco" для ударно-вращательного бурения.

Буровые станки комплектуются сменными буровыми штангами длиной 5-7 м с их автоматическим наращиванием. Конструкция базовой машины и бурового станка позволяет бурить скважины с углами наклона 0-90 °, диаметрами скважин от 85 до 205 мм., и глубиной бурения до 54 м. Станки могут разрушать горные породы средней и высокой крепости в диапазоне до 16, по шкале профессора Протодьяконова М.М.

Таблица 1. Техническая характеристика пневмоударников "Atlas Copco"

Показатель	COP 34	COP 44	COP54	COP 64
Длина без коронки, мм	982	1059	1143	1312
Диаметр, мм	84	100	125.5	142
Вес, кг.	32	49	25	155
Рабочее давление, бар	6-25	6-25	6-25	6-25
Диаметр бурения, мм	85-105	105-140	127-152	165-203

Станки "Atlas Copco" имеют высокую производительность и скорость бурения, которая определяется по формуле:

$$v_b \approx \frac{35P_0 n_b}{\Pi_b d_0^2}, \text{ м/час,}$$

где  $P_0$  - выражено в т/с,  $n_b$  - в об / мин,  $d_0$  - диаметр долота, см.

Буровые станки могут работать в широком диапазоне температурных условий (рис. 2).

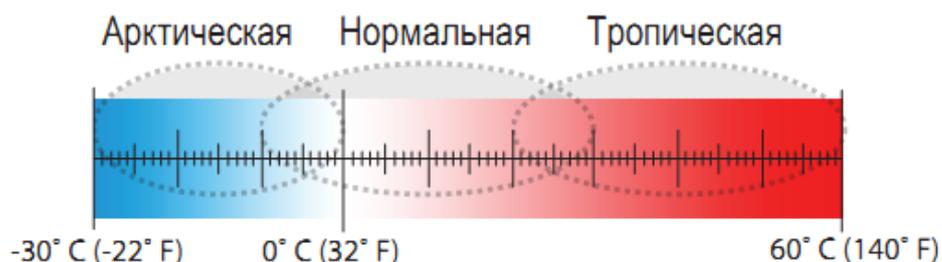


Рис. 2. Диапазон температурных условий работы буровых станков "Atlas Copco"

Оснащенность станка дизельным приводом и небольшие габариты обеспечивают достаточную маневренность. Высокая производительность буровых станков с пневматическими погружным перфораторами обеспечивается как за счет скорости бурения, так и за счет сведения к минимуму вспомогательных и подготовительных операций (рис. 3).

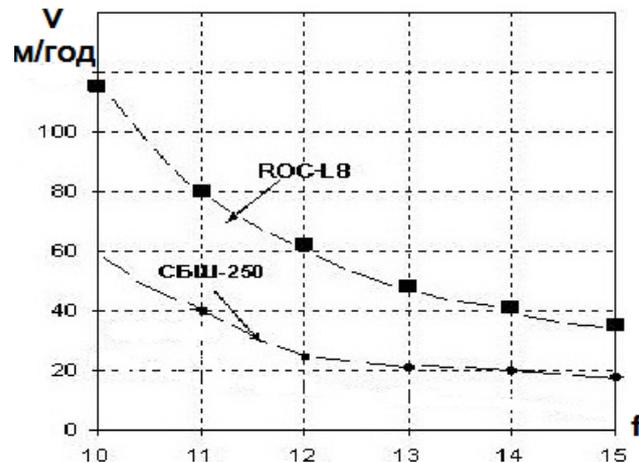


Рис. 3. Продуктивность работы буровых станков в зависимости от крепости горных пород

Станки имеют систему автоматического наращивания штанг, благодаря чему соотношения чистого времени бурения до времени, затрачиваемого на подготовительные операции составляет 70/30. Производительность работы погружных пневмоударников зависит в первую очередь от рабочего давления в камере пневмоударника, создаваемый бортовым компрессором бурового станка.

**Выводы.** Таким образом, результаты эксплуатации станков "Atlas Copco" с погружными пневмоударниками на крьерах Украины подтвердили их эффективность при бурении скважин. Более высокие технико-экономические показатели "Atlas Copco" над существующей буровой техникой достигаются благодаря более высокой производительности, эффективности использования во времени, мощности приводного двигателя, полной автоматизации процесса. Они имеют значительно меньшую массу и шумовое воздействие как на работающих рабочих, так и на окружающую среду. Недостатком является высокая стоимость бурильных коронок, высокие требования к качеству рабочей жидкости и сервисное обслуживание станков.

### Библиографический список

1. <http://www.library.stroit.ru/articles/karbur/index.htm>.
2. Подэрни Р.Ю. Станки вращательного бурения взрывных скважин на открытых работах. Горное оборудование и электромеханика № 12 2006.

*Н.И. Сергиенко, ст. преп., Г.С. Сибуров студ. (ИЭЭ НТУУ «КПИ»)*

### СРАВНИТЕЛЬНАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЭКСКАВАТОРОВ С ДИЗЕЛЬНЫМ И ЭЛЕКТРИЧЕСКИМ ПРИВОДОМ НА ПРОИЗВОДСТВЕ

Горная промышленность в нашей стране на сегодняшний день является одной из ключевых отраслей, поэтому в ней применяется современная техника и оборудование, в частности горные машины и комплексы. Среди такого рода оборудования широкого использования нашли экскаваторы, ведь это особый вид спецтехники, без которой невозможно выполнить практически никакие выемные или строительные работы.

Экскаваторы - это землеройные машины, предназначенные для копания полезного ископаемого или почвы с последующей его выгрузкой в отвал или в транспортное средство, например в автосамосвал или локомотив. Эффективность использования данного оборудования в прямом зависит от конкретных геологических, технических, экономических и экологических условий.

В связи с этим, возникает актуальность вопроса выбора, обоснования и применения определенной модели экскаватора в конкретных условиях предприятия - с дизельным и электрическим приводом.

Основной целью данной работы будет исследование и сравнение следующих параметров техники:

- Производительность и экономичность
- Экологичность
- Практичность в работе

Было решено принять к рассмотрению две наиболее распространенные модели экскаваторов: ЭКГ-5А - экскаватор советских времен с полноповоротной лопатой и электрическим приводом, и Terex RH 40-E - современный экскаватор оснащен дизельным приводом. Ниже в таблице 1 приведены их основные характеристики.

Таблица 1. Основные характеристики сравнительных экскаваторов

	<b>Terex RH 40E</b>	<b>ЭКГ-5А</b>
Емкость основного ковша лопаты, $m^3$	6,8	5,2
Емкость сменных ковшей, $m^3$	3,6; 4,6; 6,0; 7	3,2; 4,6; 6,3; 7
Напряжение питающей сети, $kVt$	-	3; 3,3; 6; 6,6
Тип электропривода	-	Г-Д с МУ
Мощность двигателя, <i>к.с. чи kVt</i>	640	250
Емкость бака с горючим, $л$	1300	-
Скорость перемещения, $км/год$	2,34	0,55
Рабочая масса, $t$	105	196

Как и в случае других машины для перемещения ископаемых, техническая производительность работ, выполняемых экскаватором, зависит от среднего полезного груза ковша (геометрическая емкость), средней продолжительности рабочего цикла и от эффективности работы. Если нормировщик может точно определить продолжительность рабочего цикла экскаватора и полезный груз ковша, то производительность машины можно рассчитать по следующей формуле:

$$P_m = \frac{60qnK_n}{K_p} \quad (m^3/час) \quad (1)$$

де q- геометрическая емкость ковша ( $m^3$ ), n- техническое число циклов в минуту,  $K_n$ - коэффициент наполнения ковша - отношение объема разрыхленного грунта,

набранного в ковш, к геометрической емкости ковша,  $K_p$ - коэффициент разрыхления почвы. Техническое число  $n$  рассчитывается:

$$n = \frac{60}{t_{ц}} \text{ (циклов/мин)} \quad (2)$$

$t_{ц}$ - продолжительность одного цикла (сек) определяется следующим образом:

$$t_{ц} = t_{к} + t_{п} + t_{в} + t_{п.з.} \quad (3)$$

де  $t_{к}$  - продолжительность копания,  $t_{п}$  - продолжительность поворота на выгрузку,  $t_{в}$  - продолжительность выгрузки,  $t_{п.з.}$  - продолжительность поворота в забой.

Результаты сравнения технической производительности экскаваторов Terex RH40E и ЭКГ-5, согласно расчетам по приведенным формулам показано в диаграмме 1.

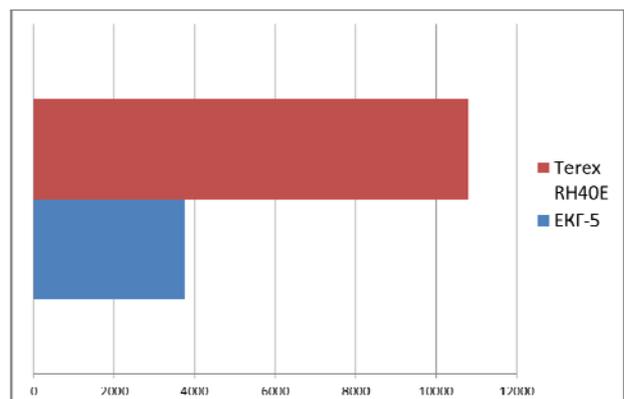
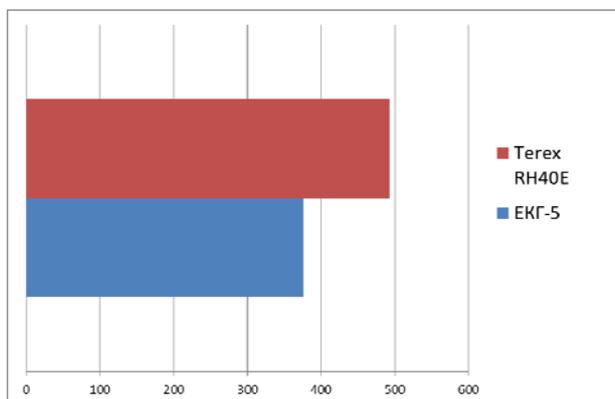
Относительно экономической целесообразности того или иного типа экскаваторов - достаточно сделать сноску на затраты энергопотребления. Если в случае топливного двигателя мы фиксированную цену - это оптовая стоимость дизельного топлива составляет около 9 грн / л, то в случае электрического, кроме стоимости кВт • ч (0,94670 грн) применяются тарифные зоны с различными коэффициентами:

- Зона А (8:00-10:00, 18:00-20:00) --- 1,68
- Зона В (10:00-18:00) --- 1,02
- Зона С (20:00-10:00) --- 0,35

Исходя из среднего потребления в 70-80 литров дизельного топлива в час экскаватором Terex, затратность по две смены составляет 10800 грн. Согласно установленной мощности 250 кВт для ЭКГ, имеем 2370 грн в первую смену, и 700 грн во вторую - в результате = 3770 грн.

Таким образом, не учитывая затрат на масла, фильтра, ремонтные работы и технический осмотр, мы можем созерцать очевидную разницу в экономических показателях (Диаграмма 2).

Диаграмма 1. Продуктивность, м<sup>3</sup>/год      Диаграмма 2. Энергозатраты, грн



С точки зрения экологии, электрические экскаваторы есть почти идеальными по сравнению с дизельными, ведь при их работе не выделяется вредных веществ. Относительно двигателей внутреннего сгорания, то наиболее распространенными загрязняющими веществами в выбросах являются оксид углерода и углеводороды, доля которых резко возрастает при работе двигателя на малых оборотах, при старте или увеличении скорости, соединения свинца, которые используются в качестве примесей бензина; оксиды азота.

Схема 1. Факторы негативного влияния на окружающую среду



Состав выбросов дизельных двигателей отличается от бензиновых. В дизельном двигателе происходит более полное сгорание топлива, меньше окисляется углерод и образуется меньше несгоревших углеводородов. Но, вместе с этим, за счет нехватки воздуха в дизеле образуется большее количество оксида азота. Дизельные двигатели, кроме того, выбрасывают сажу.

Рассматривая данные экскаваторы с точки зрения практичности, можно утверждать преимущества дизельного Terex, так как он не зависит от электрической сети и высоковольтных кабелей, имея при этом возможность совершенно свободно перемещаться по рабочей площади. Также он является более компактным, легким, быстрым и маневренным по ЭКГ.

В результате исследования двух экскаваторов с разными приводами - Terex RH 40-E и ЭКГ-5А, хотелось бы сделать следующие выводы - в одном случае более выгодно применять экскаватор с электрическим приводом, ведь его эксплуатация в разы дешевле дизеля, он не производит выбросы и является экологически чистым - именно это делает его пригодным для использования в местах с плохим проветриванием. С другой стороны Terex является более быстрым, компактным и производительным и, самое главное - не зависящим от электросети. То есть, каждая из рассмотренных горных машин имеет свои плюсы и минусы, но и так выбирать такой экскаватор необходимо с исключительно обоснованной целью.

### Библиографический список

1. Рябов Г.А. и др. Мелиоративные и строительные машины. М., "Колос", 1968.- 368 стр.
2. Bucyrus "RH40E Hydraulic Mining Excavator guide" Bucyrus international 2010
3. <http://works.tarefer.ru/82/100106/index.html> - Технология строительства газопровода
4. Грабчак Л.Г., Несмотряев В.И. "Горно-проходческие машины и комплексы" Москва «Недра» 1990. 307-320 стр.
5. <http://www.ekg-servis.ru/ekg/ekg5a/> - ЭКГ сервис холдинг

УДК 624.39.239

*Ремез Н.С., д.т.н., проф., Яценко Ю.С., студ. Национальный технический университет Украины «КПИ»,  
Крайчук С.А., Ровенский государственный гуманитарный университет*

### **МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЕЙСМОБЕЗОПАСНЫХ ПАРАМЕТРОВ ВЗРЫВНЫХ РАБОТ И ЕЕ ПРОГРАММНАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ**

*Разработан пакет прикладных программ, позволяющий проводить расчеты сейсмостойкости охраняемого сооружения для конкретных условий проведения взрыва с возможностью оперативной корректировки параметров взрывных работ для обеспечения сейсмобезопасности объекта.*

*Program for the PC, which allows conducting the calculation of seismic stability of protected object for the specific conditions of the explosion with the possibility of rapid adjustment of blasting parameters was developed.*

В связи с увеличением объемов горных работ и приближением карьерных полей к охраняемым объектам на практике остро встает вопрос их сейсмобезопасности. Такая ситуация ставит перед исследователями одновременно две приоритетные задачи – обеспечение качественного дробления горной массы и сейсмической безопасности сооружений во время проведения взрывных работ.

Теория сейсмостойкости сооружений широко развита для оценки природного влияния землетрясений, чем объясняется наличие ряда прикладных программ, таких как ABAQUS, STARK ES, MIDAS/CIVIL, StructureCAD (SCAD), Micro FE, ЛИРА и др. Расчет на сейсмические нагрузки в этих программах реализуется на основе метода конечных элементов и спектрального метода теории сейсмостойкости. Но это не решает вопрос определения сейсмической безопасности объектов при взрывных нагрузках из-за отличия частотно-временных параметров волн при землетрясениях и взрывах.

Целью работы является разработка пакета прикладных программ для оперативного расчета сейсмобезопасных параметров взрывных работ.

Для достижения этой цели на основе алгоритмов, которые базируются на математическом моделировании закономерностей распространения сейсмовзрывных волн (СВВ) в грунтовых массивах и их взаимодействии с сооружением [1-4], разработан пакет прикладных программ на языке программирования DELFI, состоящий из трех программ, для решения последовательно связанных друг с другом задач: 1) расчет параметров СВВ при взрыве цилиндрического заряда в грунтовом массиве или горной породе; 2) расчет СВВ при взрыве группы цилиндрических зарядов при мгновенном или короткозамедленном подрывании; 3) расчет волнового взаимодействия падающей СВВ с основанием охраняемого объекта.

Выбор задачи осуществляется в основном окне программы (рис. 1).

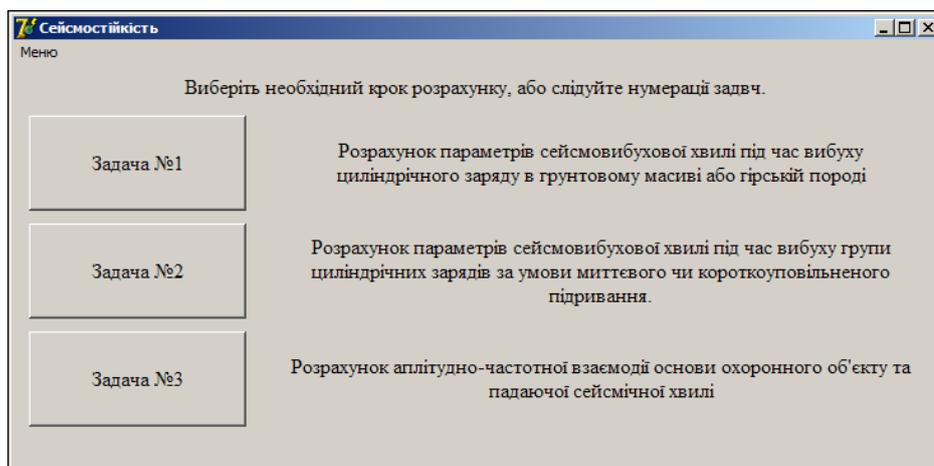


Рис. 1 – Основное окно рабочей программы

В первой задаче численно рассчитывается камуфлетный взрыв цилиндрического заряда взрывчатого вещества (ВВ) в грунтовом массиве. При этом движение грунта и продуктов детонации изучается в рамках механики сплошной среды. В зависимости от того, в какой породе происходит взрыв, проводится выбор модели среды. Для горной породы соотношения между напряжениями и деформациями исследуются на основе инкрементальной теории пластичности. В упругой зоне действует обобщенный закон Гука для изотропного материала. В случае пластических деформаций связь с соответствующими напряжениями записываются с использованием энергетического условия прочности. Грунт моделируется твердой пористой вязкопластической средой [1]. Выбор среды осуществляется в окне ввода данных, изображенном на рис. 2, и задается нажатием клавиши «Задача №1» в главном окне программы или при помощи выпадающего меню главного окна **Меню -> Задача №1**.

Рис. 2 – Окно ввода данных для задачи про взрыв цилиндрического заряда в грунтовом массиве

Входными данными здесь являются физико-механические характеристики грунта вблизи источника взрыва, детонационные характеристики ВВ, параметры конструкции заряда. В результате численного эксперимента получаем массив основных параметров СВВ (напряжения, скорости, времена прихода волны, прихода максимального импульса и длительности) в зависимости от времени и относительного расстояния. В программной реализации эти результаты в виде массивов данных записываются в отдельные файлы и обрабатываются методом наименьших квадратов для получения аналитических зависимостей, которые необходимы для решения второй задачи.

На данном этапе исходными параметрами являются: количество зарядов, расстояние между ними и до свободной поверхности, интервал замедления. Предусмотрена возможность одновременного подрывания или введения интервала замедления, различного для каждого заряда. Кроме этого необходимо задать интересующий момент времени вывода параметров волнового процесса и размеры сетки (м), покрывающей расчетную область. Окно ввода данных изображено на рис. 3.

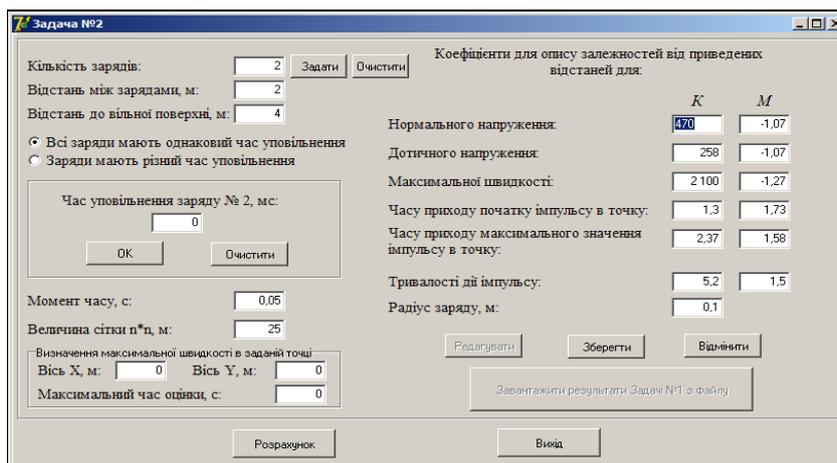


Рис. 3 – Окно ввода данных задачи про взрыв группы цилиндрических зарядов в грунтовом массиве

На рис. 4 показано окно вывода результатов для этой задачи, которые содержат четыре вкладки: для напряжений и скоростей по двум составляющим. Также выводятся максимальные значения всех рассчитанных величин в верхней части окна. Поля выводимых величин изображаются в виде разноцветных областей, ограниченных изолиниями, цвет и количество которых можно задавать в основном окне, во вкладке меню «Конфигурация».

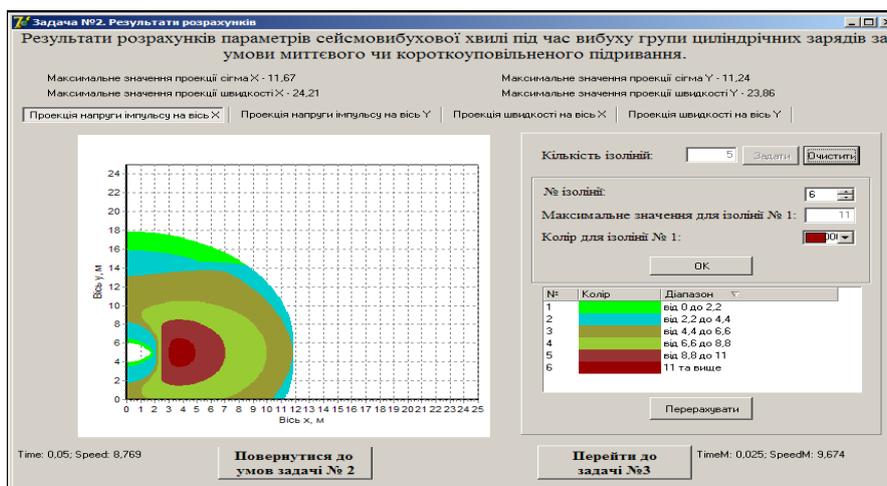


Рис. 4 – Окно результатов задачи про взрыв группы цилиндрических зарядов в грунтовом массиве

На основе полученных зависимостей максимальных значений скоростей (горизонтальных составляющих) от расстояния записывается функциональная зависимость падающей сейсмической волны, взаимодействующей с охраняемым объектом. Колебание объекта рассматривается как движение твердого однородного тела прямоугольной формы, помещенного в упругую среду, под действием падающей сейсмической волны. Задача ограничивается рассмотрением только поступательного движения тела. Движение твердого прямоугольного тела описывается смещением центра масс, движение грунта – динамическим уравнением Ламе.

Для численного решения задачи получено обыкновенное дифференциальное уравнение, которое решается методом Рунге-Кутты четвертого порядка.

Исходными параметрами являются: линейные размеры объекта, инерционные характеристики его, физико-механические свойства грунта, угол падения волны, расстояние до эпицентра взрыва.

Результатами расчета являются графические зависимости перемещения и скорости колебаний основы объекта от времени. По результирующим графикам определяются максимальные скорости колебаний и сравниваются с приведенными в окне программы допустимыми нормативными значениями скорости колебаний. Окна ввода данных и вывода результатов приведены на рис. 5, а, б соответственно.

**Задача №3**

Ширину основи об'єкту  $H$  (вздовж осі  $x$ ), м:

Довжину основи об'єкту  $L$  (вздовж осі  $y$ ), м:

Співвідношення сторін,  $s = L/H$ :

Маса одиної товщини,  $m$  (кг/м<sup>2</sup>):

Щільність ґрунту, кг/м<sup>3</sup>:

Показник інерційності основи об'єкту,  $n$ :

Швидкість поєздовжньої хвилі ( $a$ ), м/с:

Швидкість поперечної хвилі ( $b$ ), м/с:

Показник співвідношення швидкостей, ( $b/a$ ):

Кут падіння хвилі,  $\epsilon$ :

Відстань до місця вибуху, м:

Маса заряду, кг:

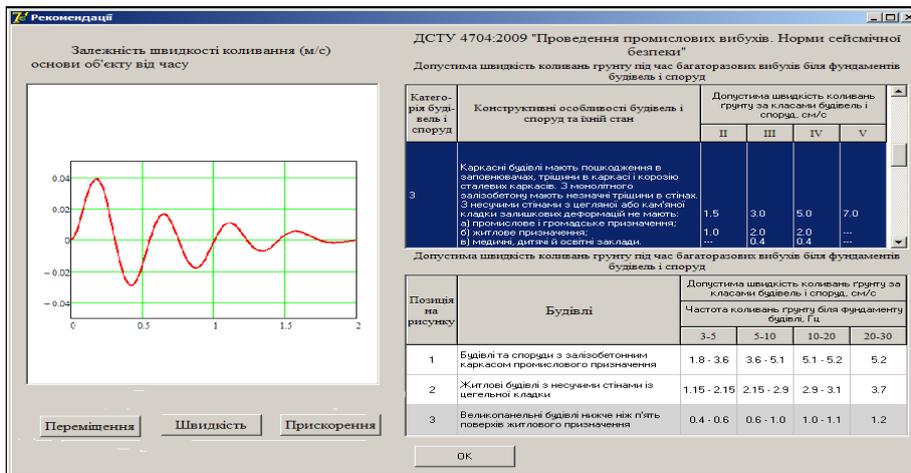
Радіус заряду, м:

Довжина заряду, м:

Щільність заряду вибухової речовини, кг/м<sup>3</sup>:

Період коливань в падаючій хвилі, с:

a)



b)

Рис. 5 – Окно ввода данных (а) та вывода результатов решения задачи про взаимодействие СВВ с основанием охраняемого объекта (б).

В зависимости от результатов сравнения можно дать рекомендации по увеличению или уменьшению масштабов взрывных работ и повторить расчет сейсмостойкости объекта для новых выбранных параметров. При этом можно варьировать параметрами заряда, типом ВВ, условиям взрывания. Следует отметить, что необходимо будет сделать перерасчет только второй и третьей задачи.

Алгоритм расчета сейсмобезопасных параметров взрыва повторяется до тех пор, пока не будут достигнуты необходимые рациональные значения их.

Таким образом, разработанная методика и пакет прикладных программ для численного эксперимента по установлению сейсмобезопасных параметров взрывных работ вблизи охраняемых объектов имеет ряд преимуществ по сравнению с натурным экспериментом. Во-первых, она менее ресурсоемкая и затратная. Во-вторых, позволяет получать результаты для различных начальных условий оперативно и может быть использована на добывающих предприятиях, применяющих взрывные технологии и расположенные вблизи охраняемых сооружений.

### Библиографический список

1. Лучко І.А., Ремез Н.С., Лучко А.І. Математичне моделювання дії вибуху і ґрунтах і гірських породах. Київ: НТУУ «КПІ», - 2011. – 264 с.
2. Ремез Н.С. Оценка сейсмической безопасности по данным моделирования процессов взаимодействия волн при короткозамедленном взрывании цилиндрических зарядов / Н.С.Ремез, В.В.Бойко, Ю.С. Яценко. – Проблеми охорони праці. – К., 2009. – Вип. 17. – с.41-48.
3. Ремез Н.С. Моделирование процессов взаимодействия волновых полей при взрыве цилиндрических зарядов в горных породах / Н.С. Ремез, В.В. Бойко, Ю.С. Яценко / Вісник НТУУ «КПІ», Серія «Гірництво»: Зб. наук. праць. – К.:НТУУ «КПІ», 2009. – Вип. 18. – с.10-17.
4. Ремез Н.С. Сейсмостійкість споруди, що охороняється, при взаємодії поверхневої сейсмовибухової хвилі з її основою / Н.С. Ремез, Ю.С. Яценко / Вісник НТУУ «КПІ», Серія «Гірництво»: Зб. наук. праць. – К.:НТУУ «КПІ», 2011. – Вип. 20. – с. 86-92.

УДК 624.1

*Н.В. Зуевская, д.т.н., доцент, С.А. Лозовой, асп., Национальный технический университет Украины «КПИ», г. Киев.*

### **ПРИМЕНЕНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ZSOIL.PC ДЛЯ РАСЧЕТА ШПУНТОВОГО КРЕПЛЕНИЯ КОТЛОВАНА ПРИ ПОСТАДИЙНОЇ РАЗРАБОТКЕ**

*Рассматривается возможность решения проблемы расчета постадийного строительства котлована со шпунтовыми стенами и двумя рядами анкеров имитационным моделированием в программном комплексе ZSOIL.PC (Швейцария).*

**Вступлення.** Программный комплекс, который предлагается в данной статье для решения проблемы постадийной разработки котлована с шпунтовыми стенами и двумя рядами анкеров - ZSOIL.PC разрабатывается в Zase Services Ltd (Лозанна, Швейцария) с 1982 года. Последние версии ZSOIL.PC были разработаны командой во главе с A.Truty, K.Podles и Th.Zimmermann, с помощью опытных ученых научно-исследовательского Швейцарского федерального технологического института (Цюрих, Швейцария), Краковского технологического университета (Краков, Польша), Калифорнийского технологического института (Беркли, США). ZSOIL.PC - это инструмент, основанный на операционной системе Windows, предлагает единый подход к численному моделированию почвы и механики горных пород, подземных

сооружений, земляных работ, взаимодействия грунт-конструкция и подземных вод, в том числе динамических, тепловых явлений и анализа перемещений грунтовых вод.

Программный комплекс ZSOIL.PC - это современное постоянно обновляемое инженерное программное обеспечение основано на методе конечных элементов и написано в MS-Windows среде для инженерно-геологических расчетов, фундаментов и подземных потоков. Программа с большим успехом используется в судебной экспертизе и проектных исследованиях, охватывающих все без исключения возможные сценарии, встречающиеся в реальных практических исследованиях по всему миру. ZSOIL.PC является первым интегрированным компьютерным кодом, который предлагает единый подход к большинству природных процессов, встречающихся в геотехнике и фундаментах, в том числе проблемы стабильности, консолидации, ползучести и подземных потоков, раскопки грунта.

Область применения ZSOIL.PC - это типичные проблемы инженерии, которые решаются во всем мире с помощью ZSOIL.PC, в фундаментах и при земляных работах, включая тоннели, подземные хранилища, станции метро, выработки горнодобывающей промышленности, насыпи или выемки автомобильных дорог, железных дорог, плотин, временные и постоянные подпорные сооружения, набережные и земляные работы со сложной последовательности раскопок, гидротехнические сооружения и здания.

**Целью работы** является решение проблемы постадийной разработки котлована с шпунтовыми стенами и двумя рядами анкеров в программном комплексе ZSOIL.PC с определением изгибающих моментов на каждой стадии строительства.

**Изложение основного материала.** В данной статье на примере расчета изгибающих моментов в шпунтовой стене, которая удерживается двумя рядами анкеров демонстрируются возможности программного комплекса ZSOIL.PC по моделированию постадийного выполнения работ по устройству стены, анкеровки и выемки грунта. Версия программы, которая применяется - ZSOIL 2012 v.12.19, двумерная (2D). Схема размещения котлована, шпунтовых стен и анкеров показана на рис.1, физико-механические показатели почв приведены в табл. 1, параметры материалов шпунтового ограждения, анкеров и интерфейсов вокруг стены приведены в табл. 2.

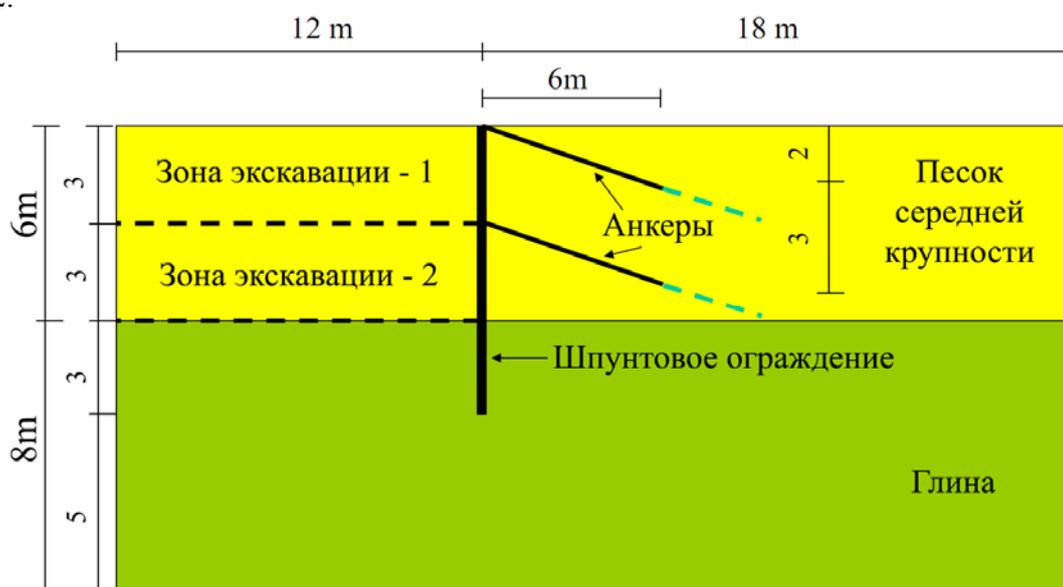


Рис. 1 - Схема размещения котлована, шпунтовых стен и анкеров

Указание корректного коэффициента бокового давления КО может сильно влиять на расчет изгибающего момента конструкции по предельному состоянию. Для

несвязных грунтов рекомендуется задавать небольшое значение сцепления (например  $C = 1$  кПа). В данном примере игнорируется весом шпунтовой стены и весом анкеров. В ZSoil элемент интерфейс (зона уплотнения между стеной и массивом грунта) реализован с использованием метода коэффициента, в данной задаче он задан 0,6 для тангенса угла внутреннего трения  $\tan(\phi)$ . Для данной задачи задаются следующие параметры:

- Тип анализа - плоская деформация;
  - Тип проблемы - деформация.
  - Базовые стадии анализа:
    1. Исходное состояние массива - расчет естественного напряженного состояния.
    2. Стадия изменений во времени с контролируемым нагрузкой - вычисление напряженно-деформированного состояния (НДС) в каждый шаг времени.
    3. Стадия стабильности - расчет коэффициента надежности в текущий момент (времени) путем последовательного уменьшения поверхности текучести.
- На рис. 2 схематически показаны шесть стадий строительства по которым будут выполняться работы при раскрытии котлована.

Табл. 1 - Физико-механические показатели грунтов.

Грунт	Модель грунта	Группа свойств	Обозначение	Единицы	Значение
Глина	Кулона-Мора	Эластичность	E	кН/м <sup>2</sup>	30000
			$\nu$	-	0,32
		Плотность	$\gamma_D$	кН/м <sup>3</sup>	18
			$\gamma^F$	кН/м <sup>3</sup>	10
			$e_0$	-	0
		Нелинейность	$\phi$	°	20
			$\psi$	°	0
			C	кН/м <sup>2</sup>	15
		Коэффициент бокового давления	$K'_{OX}$	-	0,8
			$K'_{OZ}$	-	0,8
Песок	Кулона-Мора	Эластичность	E	кН/м <sup>2</sup>	60000
			$\nu$	-	0,25
		Плотность	$\gamma_D$	кН/м <sup>3</sup>	17,5
			$\gamma^F$	кН/м <sup>3</sup>	10
			$e_0$	-	0
		Нелинейность	$\phi$	°	30
			$\psi$	°	0
			C	кН/м <sup>2</sup>	0
		Коэффициент бокового давления	$K'_{OX}$	-	0,5
			$K'_{OZ}$	-	0,5

Табл. 2 - Параметры материалов шпунтового ограждения, анкеров и интерфейсов.

Материал	Модель материала	Группа свойств	Обозначение	Единицы	Значение
Стена	Эластичная балка (Elastic beam)	Эластичность	E	кН/м <sup>2</sup>	21000000
			$\nu$	-	0,2
		Плотность	Вес	кН/м <sup>3</sup>	0
		Геометрия	Тип	-	Значение
			Интервал	м	1,0
			I <sub>z</sub>	м <sup>4</sup>	11352·10 <sup>-8</sup>
			A <sub>x</sub>	м <sup>2</sup>	2462·10 <sup>-4</sup>
A <sub>y</sub>	м <sup>2</sup>	2462·10 <sup>-4</sup>			
Анкер	Жёсткая связь (Truss)	Эластичность	E	кН/м <sup>2</sup>	300000000
			Вес	кН/м <sup>3</sup>	0
		Плотность	Тип	-	Значение
			Интервал	м	4,0
			Площадь	М <sup>2</sup>	0,000829
Интерфейс (зона уплотнения)	Контакт (Contact)	Нелинейность	$\phi$	°	0
			$\psi$	°	0
			C	кН/м <sup>2</sup>	0

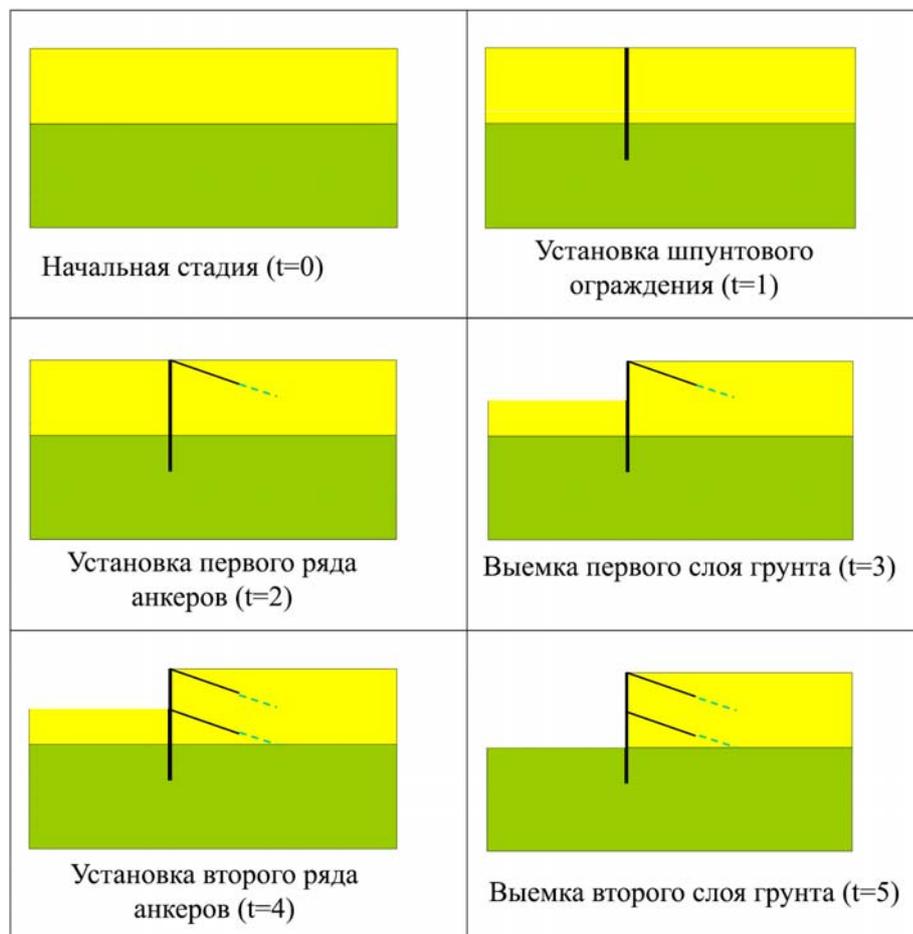


Рис. 2 - Схема стадий строительства

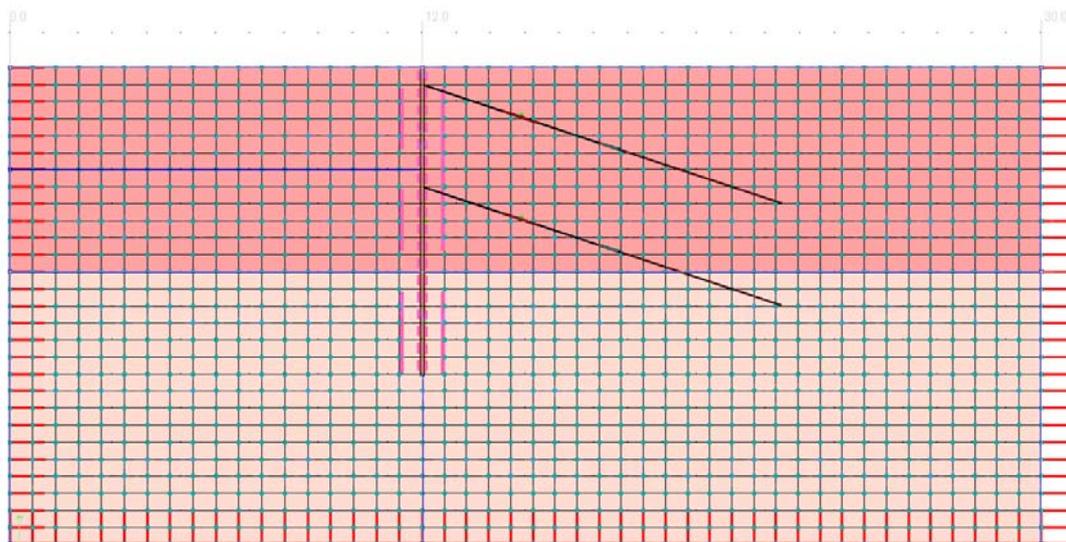


Рис. 3 - Разбивка модели на конечные элементы

На рис. 3 показано разбиение модели на конечные элементы. Количество элементов данной модели составляет 1 260.

После установки в программе всех необходимых данных производится расчет всех стадий строительства. В ZSOIL реализованы широкие возможности для просмотра результатов расчета.

На рис. 4 показаны эпюры изгибающих моментов, которые возникают на всех стадиях строительства в шпунтовой стене с указанием максимальных и минимальных изгибающих моментов. В результате максимальный момент возникает на последней стадии строительства после удаления 2 слоя почвы. Его значение  $M_z = 22.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

**Выводы.** Программа ZSOIL.PC создается международным коллективом разработчиков и является одним из наиболее динамично развивающихся программных продуктов благодаря прямым заказам многочисленных геотехнических компаний и институтов. Важным фактором является и тот факт, что в течение более чем 20 лет своего развития программа создается исключительно для применения на персональных ЭВМ и обладает высокой вычислительной эффективностью, позволяет решать на ПК задачи с десятками тысяч объемных элементов. Геотехническая направленность пакета обеспечивает решение задач подземного строительства наиболее приближенно к реальным условиям представляя в рамках удобного интерфейса все этапы создания и эксплуатации объекта. Имеющийся набор моделей материалов - грунтов, скальных пород, бетонов и металлов - покрывает все требования задач геотехнического строительства. Программа успешно эксплуатируется более чем в 2000 организациях во многих странах мира.

ZSOIL.PC предлагает единый подход к численному моделированию почвы и механики горных пород, подземных сооружений, земляных работ, взаимодействия грунт-конструкция и подземных вод, в том числе динамических, тепловых явлений и анализа перемещений грунтовых вод.

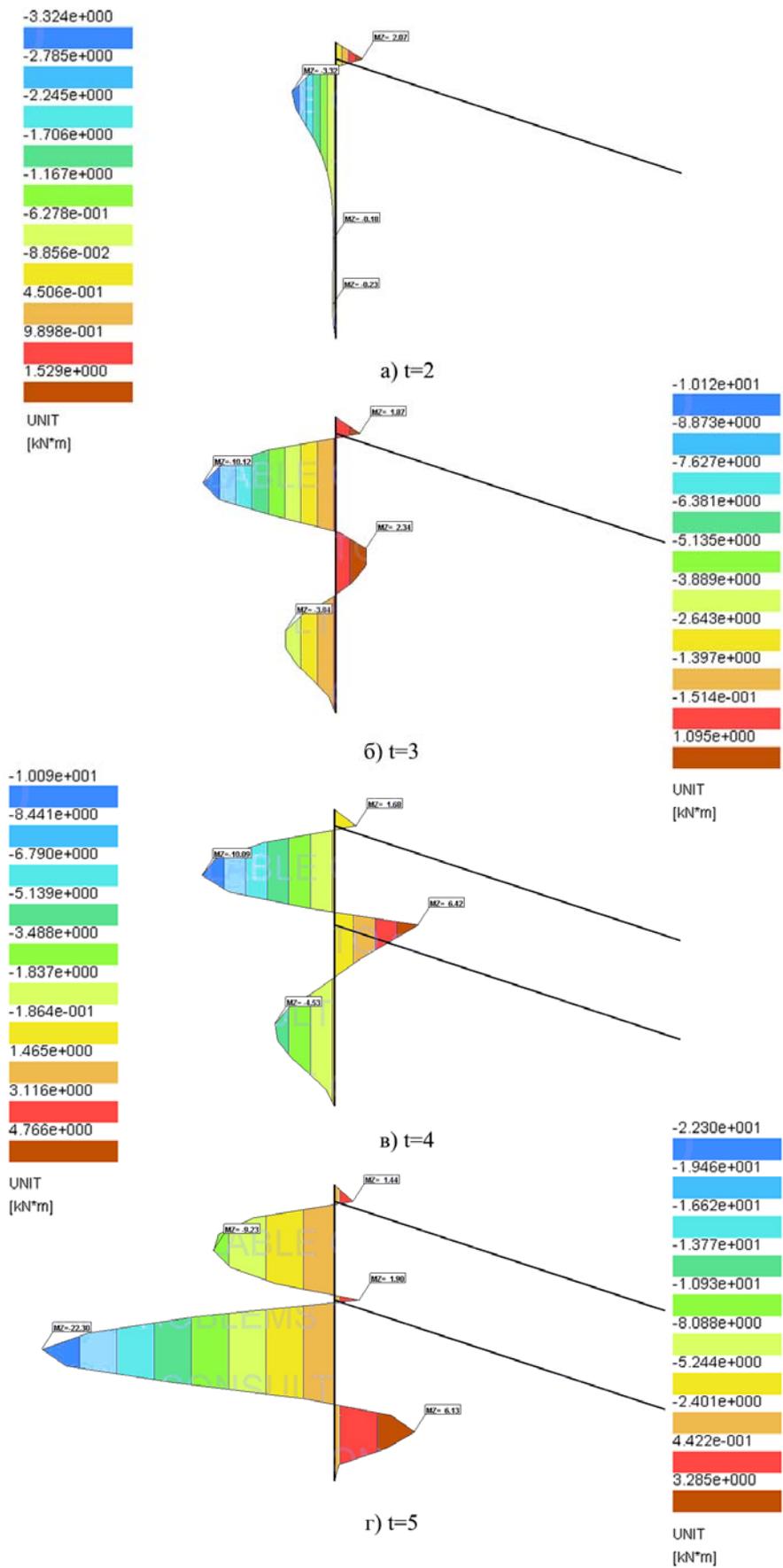


Рис. 4 – Изгибающие моменты на каждой стадии строительства.

Программный комплекс хорошо решает как статические задачи (приведенная в данной статье), так и динамические задачи, в частности задачи взаимодействия грунт-конструкция в условиях воздействия землетрясений, взрывчатых и других динамических воздействий.

### Библиографический список

1. A. Truty, Th. Zimmermann, K. Podles, R. Obrzud with contribution by A. Urbanski S. Commend and Jean-Luc Sarf. ZSoil.PC 2012 Manual. TUTORIALS. Zace Services Ltd, Software engineering. Published by Elmepress International, Lausanne, Switzerland
2. A. Truty, Th. Zimmermann, K. Podles, R. Obrzud with contribution by A. Urbanski S. Commend and Jean-Luc Sarf. ZSoil.PC 2012 Manual. TUTORIALS. Zace Services Ltd, Software engineering. Published by Elmepress International, Lausanne, Switzerland
3. F.Geiser, S.Commend, J.Crisinel. Numerical Simulation of Earthworks and Retaining System for a Large Excavation. Proc.CST2002, Prague.
4. Ph.Menetrey. Numerical simulations of structures with geomaterial using ZSOIL (2005) INGPHI SA Place St-François 2, CH-1003 Lausanne
5. S.Commend, Philippe Menetrey. Pile Test Finite Element Analyses (2010)

*Ванчак Н.И., асп., Зуевская Н.В. д.т.н., проф., НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина, vanchak89@mail.ru*

### **ПРОВЕДЕНИЕ МОНИТОРИНГА ОКРУЖАЮЩИХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ПРОХОДКЕ ВЫРАБОТОК БОЛЬШОГО СЕЧЕНИЯ БУРОВЗРЫВНЫМ СПОСОБОМ**

*В данной работе рассмотрен комплекс мер по обеспечению безопасности окружающих инженерных сооружений в условиях динамических нагрузок. Для реализации поставленной задачи предлагается разработать программу мониторинга охраняемой выработки. В данной работе было предложено комплекс мер и оборудования для измерений и контроля геотехнических и геомеханических параметров в охраняемых тоннелях.*

*In this article we review a range of measures for ensuring the safety of engineering structures under dynamic loads. It is necessary to develop a program of monitoring the protected excavation for accomplishment of this task. A set of measures and equipment for the measurement and monitoring of geotechnical and geomechanical parameters in protected tunnels was proposed in this article.*

Распространение транспортной инфраструктуры является одним из приоритетных направлений в развитии экономики Украины. Тоннели нуждаются в повышении пропускной способности, что решается путем проведения новых и реконструкции существующих сообщений. Выполнение горнопроходческих работ существенно влияет на близлежащие инженерные сооружения, что может повлечь за собой ухудшение их эксплуатации. Современные методы прогнозирования процессов деформирования обработки тоннелей не учитывают всех факторов, влияющих на состояние инженерных сооружений. В нормативных документах вопросы влияния соседних сооружений рассмотрены недостаточно.

Задача исследований - осуществление комплексного мониторинга выработки в условиях внешних динамических воздействий с целью предупреждения возникновения аварийных ситуаций в окружающих сооружениях. При этом очевидно, что контроль технического состояния выработки должен носить систематический подход и позволять осуществлять оценку изменений, происходящих на основе выработанных критериев.

Разрушение массива горных пород взрывными технологиями является наиболее эффективным при строительстве тоннелей. В период строительства и реконструкции практически всех тоннелей возникает задача сохранения действующих инженерных конструкций, которые попадают в ближнюю сейсмическую зону во время проведения взрывных работ при проходке новых выработок.

Объектом исследования является комплекс работ по сооружению нового тоннеля большого сечения на перегоне Бескид - Скотарское, Украина. Так, при строительстве Бескидского двухколейного тоннеля диаметром сечения  $120 \text{ м}^2$  и протяженностью 1822 м, проходческие работы планируется проводить в 25-ти м от параллельно существующего первого тоннеля.

Строительство нового тоннеля будет осуществляться в породах с  $f = 1.5-4.0$ , которые представлены в основном песчаниками, глинистыми сланцами и аргиллитами, с помощью буровзрывной технологии (рис.1).

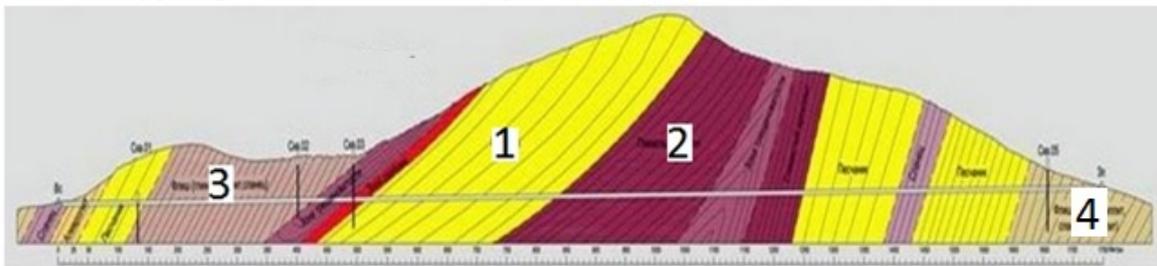


Рис.1. Геологический разрез: 1 - песчаники, 2 - глинистые сланцы с зоной трещиноватости 3 - сланцы, 4 - аргиллиты.

Строительство большепролетных выработок сплошным забоем значительно влияет на напряженно-деформированное состояние пород и эффективность работ. Поэтому в этом случае важно выбирать оптимальную схему раскрытия забоя для увеличения устойчивости массива вокруг выработки и скорости проходки. Зная напряженно-деформированное состояние пород, можно определить конструкцию крепления, величину нагрузки на крепление подземного сооружения, оптимальную схему проходки, а также количество уступов забоя.

В частности, проходку Бескидского тоннеля планируется осуществлять уступами по новоавстрийской технологии. Это в свою очередь позволит поэтапно проводить буровзрывные работы и уменьшит сейсмический эффект на эксплуатируемый тоннель.

Разработка технологии работ по сооружению тоннеля новоавстрийским методом базируется на следующих основных положениях. После проходки горной выработки порода в естественном массиве постепенно переходит из упругого состояния в состояние потери устойчивости и далее в неустойчивое состояние. Установка временного крепления при проходке должна обеспечить устойчивость массива. При этом крепление может работать как жесткая опора для окружающего массива, или как податливая конструкция, допускающая деформации совместно с массивом.

Новоавстрийский метод дает возможность скоростного и экономического строительства тоннелей, поскольку применение податливого крепления и оптимальное использование естественной устойчивости массива позволяют уменьшить

металлоемкость временного крепления и толщину постоянной обработки, которую рассчитывают с учетом восприятия горного давления временным податливым креплением.

Важным элементом при этом является осуществление мониторинга за состоянием окружающего массива и набрызгбетонного крепления в процессе сооружения тоннеля, на основании результатов которого в проект строительства могут быть внесены оперативные коррективы, включающие изменения конструктивных параметров обработки и технологии ведения работ.

Вопрос сейсмической безопасности инженерных сооружений в большинстве случаев решается вариацией только массы одновременно взорванного заряда ВВ, а практически все рекомендации по расчету параметров буровзрывных работ относятся к дальней сейсмической зоне. Тогда как расстояние между новым и действующим тоннелями часто отвечает ближней сейсмической зоне взрыва, которая оценивается величиной, составляющей 120-150 радиусов заряда может превысить расстояние между соседними сооружениями (30-50 м).

В связи с этим, возникает необходимость обеспечения сейсмической безопасности действующего тоннеля. Критерием оценки сейсмического воздействия является допустимая относительная деформация горных пород, которая устанавливается по классификации сооружений по их ответственности и сроку эксплуатации. Действующий туннель относится к I классу, соответствующее значение составляет 0,0001 [1]. Другой критерий - допустимая скорость колебаний, составляет 6,8 см / с [1].

Строительство и реконструкция тоннелей в таких ограниченных и сложных инженерных и горно-геологических условиях ставят новые требования к проектированию и ведению буровзрывных работ.

Для исключения взаимного влияния двух выработок расстояние между ними должно составлять не менее нескольких диаметров выработки [2]. Сложные условия строительства не позволяют значительно увеличить расстояние между тоннелями, поэтому возникает необходимость проведения комплексного мониторинга с целью сохранения дееспособности старого тоннеля в период строительства нового. Контроль технического состояния выработки должен позволять осуществлять оценку изменений, происходящих на основе таких критериев как: геометрия сечения выработки, контроль сейсмического воздействия от проведения взрывных работ в новом туннеле и анализ напряженно - деформированное состояние обработки действующего тоннеля и окружающих пород.

Особенностью моделирования рассматриваемой системы является то обстоятельство, что при принятой схеме проведения работ, влияние на конструкцию существующего тоннеля носит характер поэтапных динамических нагрузок.

Решение такой задачи возможно с помощью использования современных компьютерных программ. Одним из таких расчетных комплексов является выбранная для данных исследований компьютерная программа «Z\_SOIL.PC», разработанная фирмой ZACE Services Ltd. (Швейцария). Этот программный продукт позволяет учитывать свойства окружающих пород и конструкционных материалов, последовательность возведения сооружений и т.д. В частности, в работе [3] в результате проведенного моделирования были определены возможные перемещения элементов конструкций охраняемого объекта для всех основных этапов строительства.

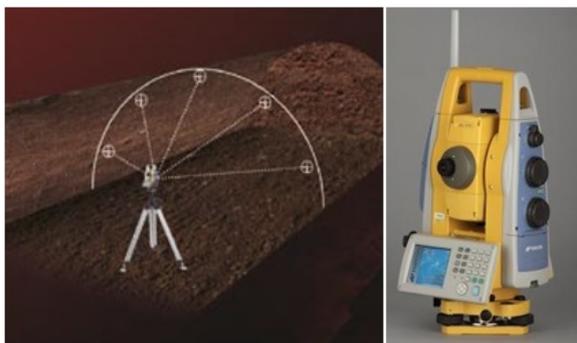
В работе [4] указано, что с помощью программного обеспечения «Z\_SOIL.PC», можно моделировать сейсмическое воздействие на инженерные сооружения, которые охраняются. В условиях строительства Бескидского тоннеля, с целью обеспечения охраны существующего, использование данного ПО было бы целесообразным.

Инструментом исследований напряженно-деформированного состояния горного массива и элементов крепления в условиях комбинированных динамических нагрузок может быть численное моделирование в пространственной постановке с использованием современной компьютерной программы «Z-Soil 3D» [3].

Проведение моделирования с учетом фактической этапности строительства также позволяет проводить прогнозную оценку деформаций и условий работы элементов конструкции в любой период времени. Это, в свою очередь, дает возможность ведения непрерывного мониторинга, своевременно реагировать на возможные неблагоприятные процессы и вносить изменения в принятые конструктивно-технологические решения. Но математическое моделирование комплексного влияния на техническое состояние выработки само по себе не обеспечит полной безопасности объекта. Сложные инженерно - геологические условия проведения работ требуют полевых исследований непосредственно в охраняемом сооружении. Для реализации поставленных задач необходим комплекс оборудования для измерений и контроля геотехнических и геомеханических параметров в тоннеле.

Оценку инженерно технического состояния охраняемого объекта предлагается проводить на основе вышеупомянутых критериев, а именно: геометрия сечения выработки, контроль сейсмического воздействия от проведения взрывных работ в новом туннеле и анализ напряженно - деформированное состояние обработки действующего туннеля и окружающих пород.

Наблюдение за смещениями обделки туннеля успешно осуществлялось с



помощью лазерных 3D сканеров [5]. В нашем случае, в качестве технического оборудования предлагается использовать электронный тахеометр TOPCON IS-305 (рис. 2) с программным обеспечением Image Master for IS, который позволяет осуществлять качественный контроль за сечением выработки и фиксировать геометрические смещения обработки эксплуатируемого туннеля.

Рис. 2. Электронный тахеометр TOPCON IS-305

При помощи модуля "Сканирование", данным прибором возможно производить сканирование объекта со скоростью до 20 точек в секунду. Выбор области сканирования производится по фотоизображению и может задаваться: прямоугольной областью, полигоном, верхней и нижней гранью при сканировании вокруг прибора, по трем точкам и прямой вертикальной линией для получения профилей. Сканирование может производиться как по заданной сетке (указанному расстоянию между точками), так и по характерным точкам, определение которых производится программным обеспечением автоматически по полученным фотографиям объекта. С помощью модуля "Мониторинг" производится автоматическое измерение ранее указанных (измеренных) мишеней с определенной заданной периодичностью и записью данных в память прибора. Модуль "Траектория" позволяет производить автоматическую запись данных во внутреннюю память прибора через указанный период времени.

Оценка напряженно-деформированного состояния охраняемой конструкции предлагается осуществлять в период строительства нового туннеля с помощью датчиков нагрузки. Датчик нагрузки - это, своего рода, конвертер, который преобразовывает обычную механическую силу в некие показания. Датчики давления

NATM (рис. 3.) с гибкой мембраной были разработаны для оптимизации измерений радиальных и тангенциальных напряжений в бетонной и торкрет-бетонной обделке тоннеля. Датчик состоит из камеры давления и преобразователя, соединенных гидравлической линией. Внутренняя полость между стальными пластинами камеры давления и гидравлическая линия заполнены в лаборатории специальным деаэрированным маслом при глубоком вакууме для получения минимальной сжимаемости масла.



Рис. 3. Датчик давления NATM

Упругость ячейки обеспечивается также преобразователем, который имеет керамическую диафрагму с незначительной величиной перемещения по сравнению с полостью ячейки. Считывание показаний с датчиков нагрузки NATM осуществляется специальным регистратором непосредственно в МПа. Использование такого типа оборудования могло бы обеспечить качественный анализ напряженно-деформированного состояния обделки охраняемого тоннеля.

Относительно сейсмического воздействия на существующий тоннель, обусловленного проведением буровзрывных работ при строительстве нового, - будут установлены сейсмические датчики, которые будут фиксировать значение поэтапно, вместе с продвижением забоя.

Разработка метода управления сечением выработки в условиях комбинированных динамических нагрузок требует комплексного подхода к определению критериев влияния на техническое состояние сооружения путем сочетания математического моделирования и полевых исследований. Разработка программы мониторинга эксплуатационных характеристик является необходимым условием успешного строительства тоннеля. Итак, на современном уровне, при строительстве сложных объектов необходимо осуществлять комплексный мониторинг, который обеспечит контроль воздействий всех технологических факторов на саму конструкцию и окружающие объекты. В данной работе было предложено комплекс мер и оборудования для измерений и контроля геотехнических и геомеханических параметров в охраняемых тоннелях.

### **Библиографический список**

1. Богацкий В.Ф. Пергамент В.Х. Сейсмическая безопасность при взрывных работах. - М.: Недра, 1990.
2. Дынник А.Н. Устойчивость упругих систем. - М. 1950.
3. Щекудов Е.В., Реализация современных расчетных методов при совершенствовании конструктивно-технологических решений подземных сооружений транспортного назначения. «Технологии мира», № 10 2011 года.

4. Stéphane Commend, Seismic assessment of existing structures: application of pushover analysis with Z\_SOIL, GeoMod Ing. SA, Lausanne 2012.

5. Roderik Lindenbergh, Norbert Pfeifer, Tahir Rabbani, Accuracy analysis of the Leica HDS3000 and feasibility of tunnel deformation monitoring, ISPRS WG III / 3, III / 4, V / 3 Workshop "Laser scanning 2005", Enschede, the Netherlands.

УДК 624.191.2

*Зуевская Н.В., д.т.н., доцент, zuevska@i.ua, инж. Стовпник С.М., асп. Денисова Л.В. НТУУ «КПИ», Украина, 03056, г. Киев, ул. Борщаговская, 115, ИЕЕ, учебный корпус 22, кафедра геостроительства и горных технологий*

## **КРИВОЛИНЕЙНОЕ ПРОКЛАДЫВАНИЕ КОЛЛЕКТОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ ПРИ МИКРОТОННЕЛИРОВАНИИ**

*В статье представлены геотехнические особенности и конструктивные решения технологии микротоннелирования на криволинейных трассах.*

*In article presented the geotechnical features and designs microtunnelling technology on curved tracks.*

**Актуальность работы.** Коллекторные конструкции, прокладываемые в городских условиях достаточно сложно и нерационально выполнять по прямолинейной траектории из-за плотной городской застройки и наличия существующих подземных коммуникаций. Наиболее целесообразно для таких условий применяют современную технологию микротоннелирование.

Наряду с явным преимуществом данного способа прокладки инженерных коммуникаций по сравнению с традиционной методикой строительства в открытых траншеях, устройство микротоннеля в условиях тесной городской застройки вызывает необходимость решения ряда геотехнических проблем и поиска конструктивных решений.

**Цель исследований** – повышение сроков эксплуатации коллекторных коммуникаций на криволинейных участках, построенных с использованием технологии микротоннелирования.

**Идея работы** заключается в обосновании нового конструктивного решения, которое позволит компенсировать разрушающие нагрузки в обделке на криволинейных участках коллекторных коммуникациях.

Разрушение коллекторных тоннелей и преждевременный выход их из строя происходит в результате следующих факторов: газовая и химическая коррозия за счет агрессивности среды; механический износ; трещинообразование под воздействием внешних нагрузок; нарушение плотности стыковки.

Наиболее существенное нарушение конструкции происходит при трещинообразовании (рис. 1) и нарушении герметичности стыков.

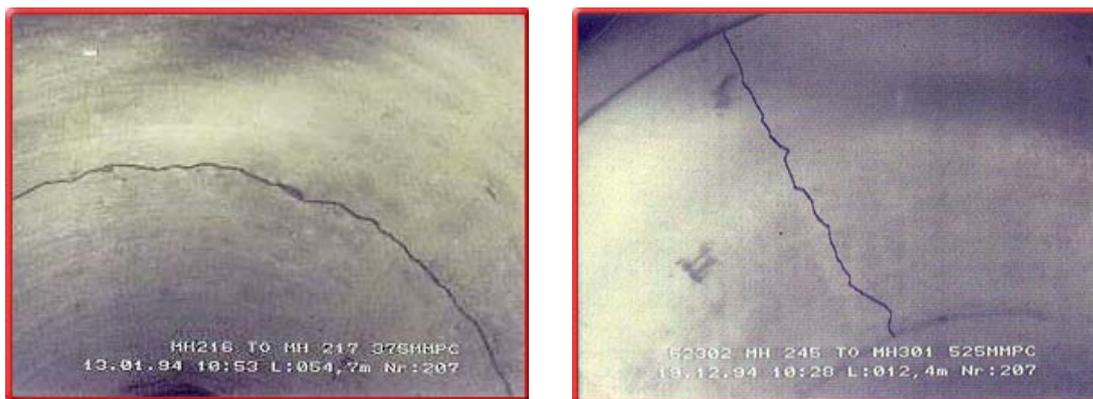


Рис. 1. - Образование поперечных и продольных трещин в обделке коллекторного тоннеля.

Трещинообразование можно предупредить повышением степени армирования с использованием спиральных конструкций [1, 2].

Анализ состояния существующих коллекторных сетей показывает, что основной причиной нарушения герметичности является увеличение усилий продавливания, которые более существенны на криволинейных участках трассы при микротоннелировании (рис. 2).



Рис. 2 –Разрушение торцевой части обделки в виде скола

На криволинейных участках трассы распределение усилий продавливания между отдельными элементами обделки и равнодействующие этих усилий оказываются приложенными к торцевым сечениям обделки с различными эксцентриситетами в зависимости от кривизны трассы. Смещение равнодействующих относительно центральной оси элемента обделки и появление внецентренных усилий продавливания происходит в результате разворота элементов обделки на криволинейных участках.

В расчетах обделок должны учитываться следующие основные нагрузки и воздействия, определяющие их конструктивные решения:

- эксплуатационные поперечные нагрузки относительно продольной оси тоннеля (горное давление, собственный вес обделки, от транспорта на земной поверхности, транспортируемой жидкости в напорном и безнапорном режимах, воздействие подземных вод);

- монтажные продольные нагрузки относительно продольной оси тоннеля (от домкратных установок, сил трения по боковой поверхности обделки, лобового сопротивления проходческого забоя).

Монтажные продольные нагрузки в виде сил трения по боковой поверхности

обделки напрямую зависят от контактного давления между обделкой и грунтовым массивом, которое, в свою очередь, определяется эксплуатационными поперечными нагрузками.

Трубы для микротоннельной прокладки трубопровода рассчитаны из условия их работы в грунте с глубиной заложения над верхом трубопровода: до 6 м - группа 4; до 10 м - группа 5; до 15 м - группа 6. Расчетные нагрузки на трубы в зависимости от диаметра, веса грунта и временной подвижной нагрузки представлены на рис. 3.

Наиболее напряжённым будет элемент обделки, расположенный на входе в криволинейный участок [2,3,4,5]. Этот элемент воспринимает максимальное осевое напряжение сжатия в торце  $\sigma_{zmax}$ , а также будет воспринимать максимальные радиальные контактные напряжения  $\sigma_{\theta max}$  со стороны массива при развороте обделки на криволинейном участке. Прокладка коллекторного туннеля рассчитана для грунтовых условий г. Киева (таб.1) .

Таб.1. Физико-механических свойства грунтов, для которых производились расчеты

Содержание частиц (%) при их диаметре (мм)					Удельный вес $\gamma_s$ кН/м <sup>3</sup>	объемный вес $\gamma$ кН/м <sup>3</sup>	природная влажность W част. од.	Угол внутреннего трения $\varphi^\circ$ град.	границы пластичности	
больше 2,00	2,00-0,50	0,50-0,25	0,25-0,10	меньше 0,10					W <sub>p</sub> част. од.	W <sub>L</sub> част. од.
6,5	27	26	19	21,5	28	18,5	0,03	20°	-	-
-	-	-	-	-	27,4	20	0,11	29°20'	0,114	0,176
6,5	27	26	19	21,5	27	18	0,03	38°	-	-

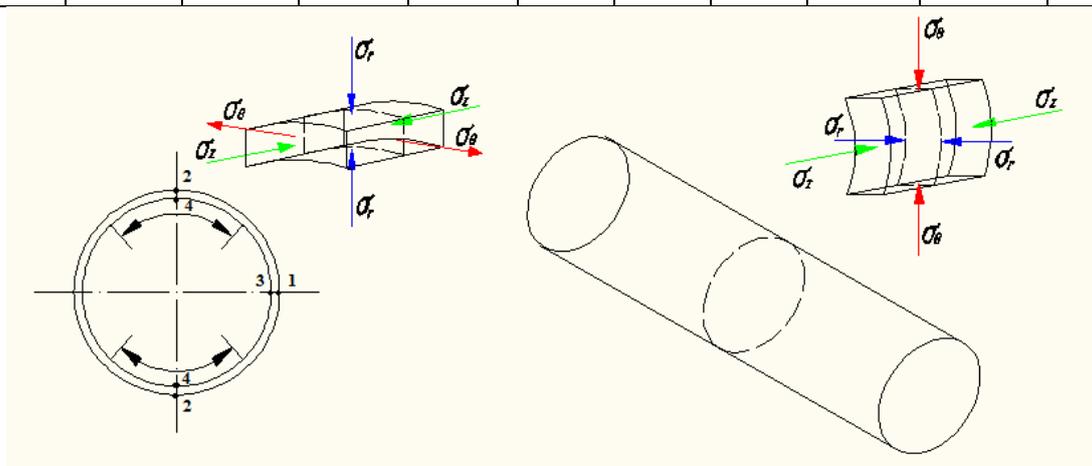


Рис. 3 - Расчетная схема взаимодействия торцевых частей обделки с характерными точками для которых определили главные составляющие напряженного состояния ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_z$ ,  $\sigma_\theta$ ). 1- торец, внешний контур, сторона обделки; 2 - торец, внешний контур, своды и лоток обделки; 3-торец, внутренний контур, сторона обделки; 4-торец, внутренний контур, своды и лоток обделки.

Таб. 2. Результаты расчетов для наших грунтовых условий

Диаметр, мм	Контрольная равномерно распределенная нагрузка на метр полезной длины трубы, кН/м					
	по проверке прочности			по проверке трещиностойкости		
	Для глубины					
	6	10	15	6	10	15
1200	83,18	113,45	-	42,27	71,14	-

В работе [2] рассматривается продавливание обделки по криволинейной трассе с малым радиусом кривизны в слабых илистых грунтах. Обсуждается величина отпора грунта при развороте обделки с отсутствием деревянных прокладок, принятых в европейской практике микротоннелирования, и, как следствие этого, контакт между смежными элементами обделки в угловых точках А и В, что показано на рис. 4.а при кривизне в горизонтальной плоскости. В этом случае, если пренебречь малой по величине горизонтальной составляющей усилий продавливания, неуравновешенный момент усилий продавливания при развороте обделки составит  $(P_n - P_{n-1})r = F_r$ , где  $r$  - плечо неуравновешенного момента, равное половине внешнего диаметра обделки;  $F_r$  - сопротивление трения по боковой поверхности обделки.

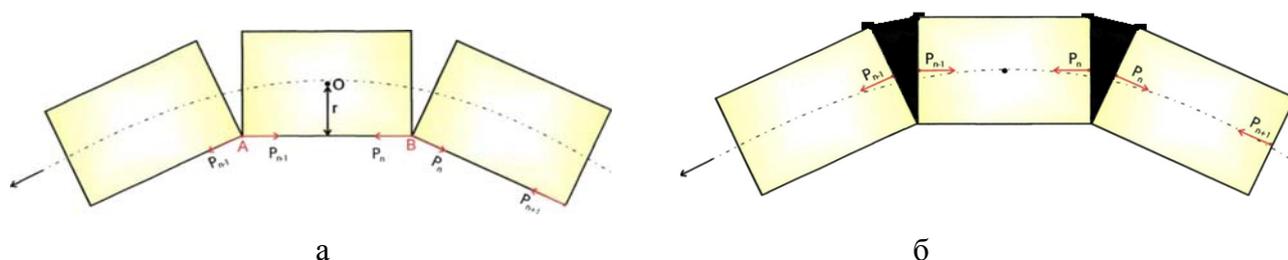


Рис. 4. а) расчётная схема по определению неуравновешенного момента, создаваемого усилиями продавливания без регулирующих устройств, по данным работы [2]. б) расчётная схема по определению неуравновешенного момента, создаваемого усилиями продавливания с регулируемыми устройствами (демпфирующие вставки).

Чтобы обеспечить продавливание обделки и компенсировать продольные нагрузки на криволинейном участке в слабых грунтах предлагается использование демпфирующей вставки в виде резиновой обоймы (рис. 5). Обоймы изготавливают из плотной термо-, свето-, озон-, морозостойкой резины на основе этиленпропиленового каучука (EPDM) с внутренними ребрами жесткости, позволяющие менять форму на криволинейных участках, обеспечивающие расширенный диапазон рабочих температур (от  $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$  до  $+80\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), гибкость и эластичность при отрицательных температурах, высокую химическую стойкость, долговечность, простоту монтажа, экологическую безопасность.

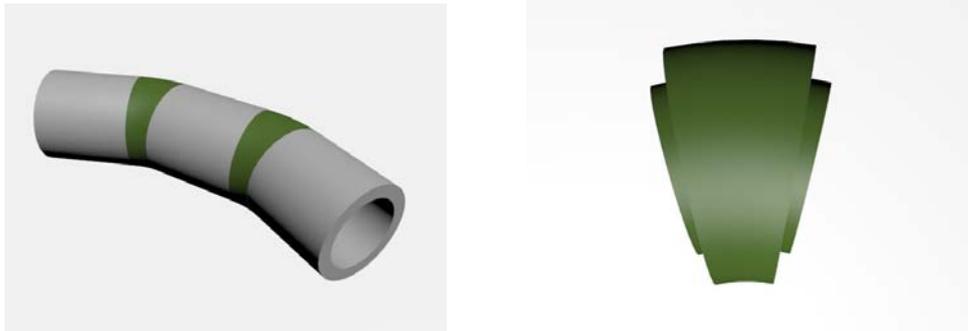


Рис. 5 – Форма демпфирующей вставки в виде резиновой обоймы после введения их на криволинейном участке.

В результате применения таких вставок достигается смещение равнодействующей усилий продавливания практически до продольной оси элемента обделки и величина неуравновешенного момента и, следовательно, величина уравнивающего момента со стороны породного массива становятся малыми, т.е. необходимость создания отпора со стороны окружающего грунтового массива не возникает (рис. 4. б) также, на криволинейных участках трасы, максимальные стыковые напряжения  $\sigma_{\max}$  без применения резиновых обойм значительно выше нежели стыковые напряжения  $\sigma_{\max}$  при применении обойм, что влечёт за собой снижение монтажных нагрузок почти в 3 раза (рис. 6).

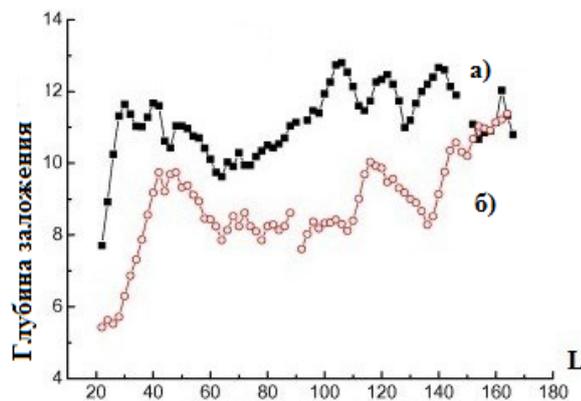


Рис. 6 – Зависимость максимальных стыковых напряжений от глубины заложения и длины проходки L: а) без применения резиновых обойм; б) с использованием резиновых обойм.

**Выводы:** В результате проведенных расчетов эксплуатационных нагрузок в стыковых точках железобетонной обделки при использовании технологии микротоннелирования на криволинейных участках, были определены критические значения напряженного состояния обделки. Для компенсации избыточных эксплуатационных нагрузок на торцах обделки предложено применение демпфирующей вставки в виде резиновой обоймы. Применение демпфирующих вставок в виде резиновой обоймы обеспечивает предотвращение разрушения торцевых частей секционной обделки, что позволяет повысить срок эксплуатации коллекторных туннелей при микротоннелировании.

## Библиографический список

1. Ресслер У.В. Обоснование нагрузок на обделку тоннелей при микротоннелировании. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. - Фонды МГГУ, 2006.
2. Йорг Кристиан Штернагель. Геомеханическое прогнозирование процессов деформирования и разрушения обделки тоннелей в технологии микротоннелирования.. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. - Фонды МГГУ, 2004.
3. ДБН В.1.2-2: 2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
4. СНиП 2.06.08-87 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений".
5. СНиП 2.03.01-89 \* "Бетонные и железобетонные конструкции"

УДК 622.235

*А.Л. Ган, к.т.н., Л.В. Шайдецька, ст. викл., О.П. Макарицький, маг. (НТУУ «КПІ»)*

## ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДИНАМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА МІЦНІСТНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ РОЗЧИНІВ

*Наведено результати проведених експериментів з визначення зміни міцнісних характеристик різних типів розчинів у часі при прикладанні на них динамічного навантаження.*

*Ключові слова: гідравлічний прес, міцність на стиск, розчин, склерометр, час тужавіння.*

*Описаны результаты проведённых экспериментов по исследованию изменения прочностных характеристик разных типов растворов во времени, которые поддавались динамическому воздействию.*

*Ключевые слова: гидравлический пресс, прочность на сжатие, раствор, склерометр, время твердения.*

*The results of the experiments conducted on the Exploration the changes strength characteristics of different types of solutions of time that yielded the dynamic impact.*

*Key words: hydraulic press, compression strength, a solution sclerometer, hardening time.*

**Вступ.** Суть традиційних методів формування ущільнених ділянок в ґрунтовому масиві заключається в руйнуванні і перемішуванні ґрунту високонапірним струменем цементного розчину, що виходить під високим тиском з монітора, розташованого на нижньому кінці бурової колони. У результаті в ґрунтовому масиві формуються палі діаметром 0,6 - 1,0 м з нового матеріалу - ґрунтобетон з досить високими несучими та протифільтраційними характеристиками [1].

Ґрунтоцементні палі мають ряд переваг при посиленні фундаментів будівель. Їх застосовують в стислих умовах щільної забудови, в тому числі при виправленні кренів будівель та споруд. Вона дозволяє закріпити замулені, заторфовані ґрунти і дрібні пилюваті піски [2].

Важливою складовою при застосуванні цього методу є час тужавіння розчину, в зв'язку з наявністю в ґрунтовому масиві підземних потоків, які вимивають в'язучі, зменшуючи при цьому, міцнісні характеристики ґрунто-цементного масиву.

**Мета роботи.** Встановлення залежностей зміни міцнісних характеристик різних типів закріплюючих розчинів у часі при дії динамічного навантаження на них.

**Матеріал і результати досліджень.** Для вивчення механізму впливу динамічного навантаження від дії вибуху поодинокого заряду на міцнісні характеристики закріплюючих розчинів в часі експериментально було проведено дослідження на стандартних зразках розміром  $70,7 \times 70,7 \times 70,7$  мм, виготовлених на основі цементно-глинястого, цементно – піщаного і цементно – вапняного розчинів в нормальних умовах при усесторонній дії вибухового імпульсу та без нього (рис. 1).

Характерною особливістю даних досліджень є те, що для отримання достовірної оцінки міцнісних характеристик, їхні показники повинні зніматися через кожні 7 днів, до досягання досліджуваних зразків-кубів проектної міцності (28 діб в нормальних умовах).

Тому, міцнісні характеристики досліджуваних зразків визначались неруйнівним методом за допомогою приладу склерометру «Schmidt Hammer 225». Оскільки цей метод є досить наближеними і може містити значну похибку, для достовірності отриманих результатів додатково дослідження проводились гідравлічним пресом типу ПСУ – 10.

Досліджувані зразки піддавались динамічному навантаженню наступним чином. У зразок-куб, розташований у металевій формі, встановлювався заряд діаметром 8 мм і висотою 25 мм на глибину 45 мм з таким розрахунком, щоб він знаходився приблизно в центрі зразка. У якості вибухової речовини (ВР) використовували димний порошок. Маса заряду складала 1 гр. Ініціювання виконували за допомогою електрозапальника, який складається із суміші роданістого свинцю та бертолетової солі. Для забезпечення цілісності зразку, відкрита частина металеві форми накривалась металевим листом і привантажувалась.

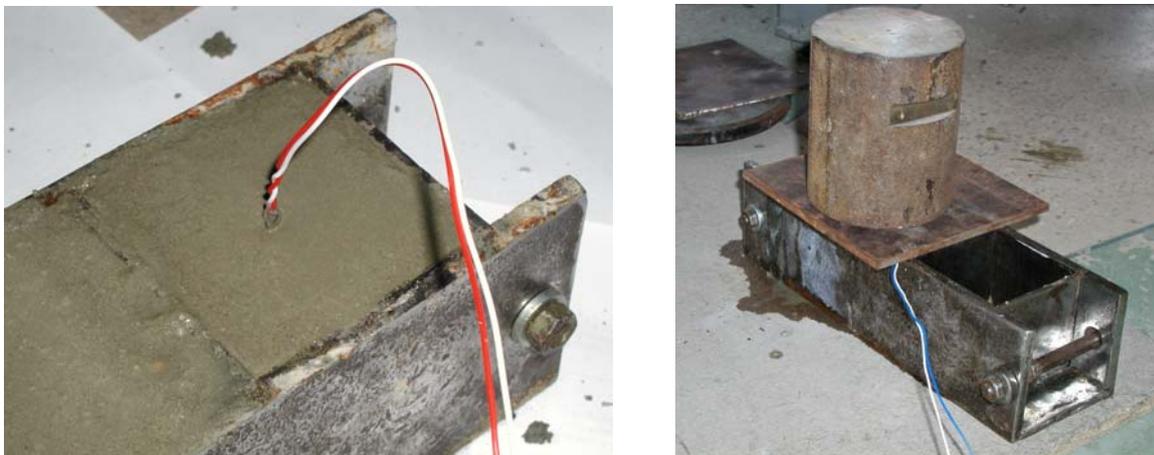


Рис. 1. Прикладення динамічного навантаження на зразок-куб

Зразки витримувалися при температурі  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  та відносній вологості  $(65 \pm 10)\%$ . Через  $(24 \pm 2)$  години зразки-куби звільнялись із форми (рис. 2) і вимірювалась похибка за допомогою штангенциркуля, яка становила 0,1 мм, що не перевищує допустимої.



Рис. 2. Дослідні зразки-куби після звільнення із металевих форм.

Показники висоти пружного відскоку (Н), отримані склерометром «Schmidt Hammer 225» фіксувались через кожні 7 діб, до досягання зразків-кубів проектної міцності 28 діб (табл. 1). Потім, за допомогою тарувальних кривих визначалась міцність зразків на стиск R для цементного (рис. 3), цементно-вапняного (рис. 4) і цементно-глинистого (рис. 5) розчинів, як при дії на них динамічного навантаження, так і, без нього.

Таблиця 1. Результати визначення міцності на стиск R склерометром «Schmidt Hammer 225»

Вік, діб	Середня величина пружного відскоку, Н/ міцність бетону на стиск R, МПа					
	Тип розчину					
	цементний		цементно-вапняний		Цементно-глинистий	
	без дії вибуху	при дії вибуху	без дії вибуху	при дії вибуху	без дії вибуху	при дії вибуху
7	16,75	17,25	16,0	16,25	16,75	17,5
	10,0	10,15	9,8	9,9	10,0	10,2
14	18,25	17,5	17,5	18,0	18,25	18,0
	10,5	10,2	10,2	10,25	10,5	10,25
21	18,5	18,0	18,5	18,25	18,5	18,75
	10,7	10,25	10,7	10,5	10,7	10,8
28	18,5	18,25	18,5	18,25	18,5	18,75
	10,7	10,5	10,7	10,5	10,7	10,8

З рис. 3 видно, що до сьомого дня тужавіння зразок з цементного розчину, який піддавався дії вибуху набув міцності 10,15 МПа, в той же час, аналогічний зразок, що не зазнав динамічного навантаження лише 10,0 МПа. Потім картина характерно змінюється, приблизно на 9-ий день їхня міцність стала однаковою і досягла позначки 10,18 МПа. З 7 по 21 день тужавіння звичайний цементний зразок стрімко набуває міцності і становить 10,7 МПа, а міцність зразку, який піддавався дії вибуху, підвищилась лише до 10,25 МПа. На 28-ий день – звичайний зразок набув міцності 10,7 МПа, а який піддавався динамічному навантаженню – 10,5 МПа.

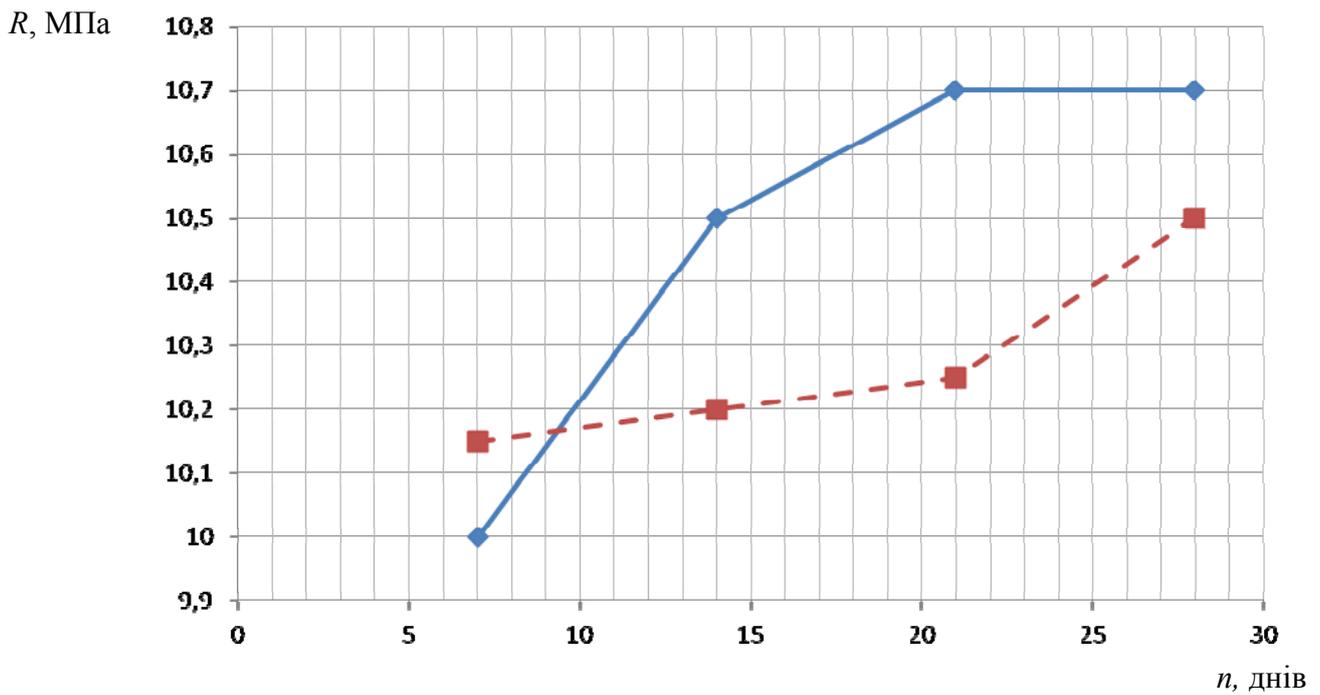


Рис. 3. Залежність міцності на стиск цементного розчину від часу твердіння

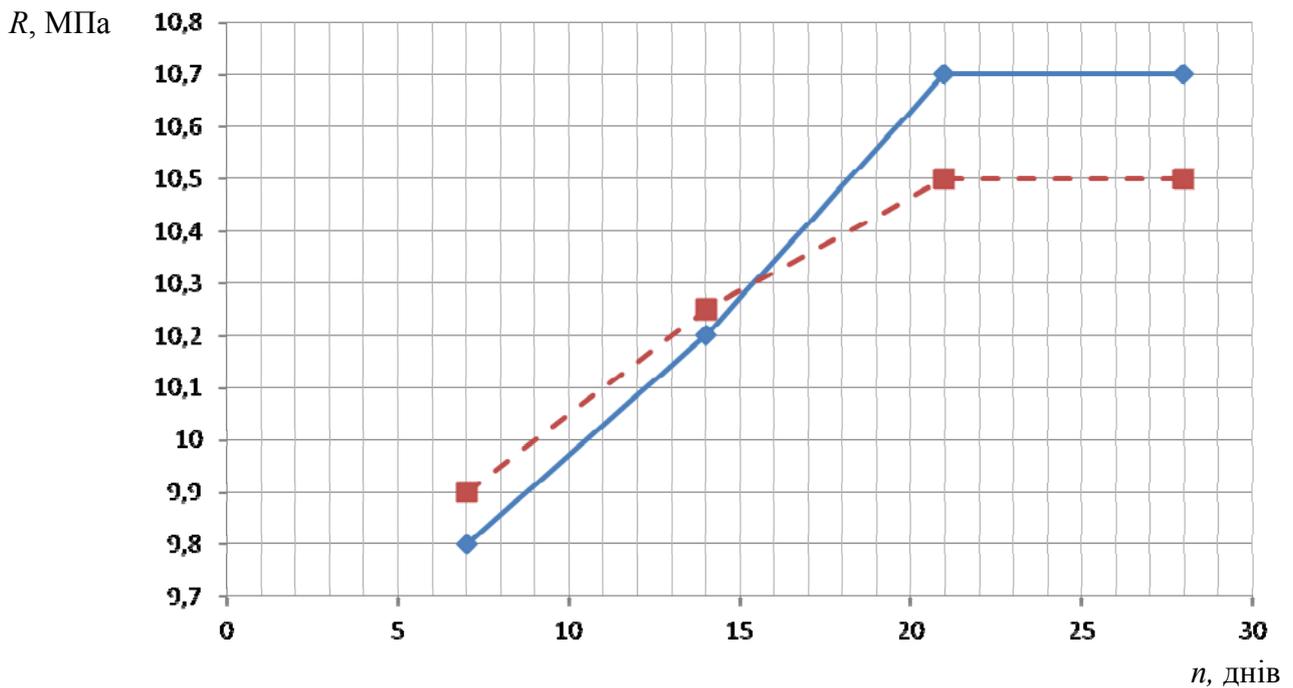


Рис. 4. Залежність міцності на стиск цементно-вапняного розчину від часу твердіння

Приблизно така сама тенденція набуття міцності спостерігається для зразків, приготовлених на основі цементно-вапняного розчину (рис. 4). До сьомого дня тужавіння цементно-вапняного розчину зразок, який піддавався дії вибуху набув

міцності 9,9 МПа, в той же час, аналогічний зразок, що не зазнав динамічного навантаження – 9,8 МПа. З 7 по 14 день міцність обох зразків зростала планомірно. Потім, на 15-ий день їхня міцність порівнялась і становила 10,3 МПа. З 14 по 21 день міцність звичайного зразка (10,7 МПа) помітно збільшується порівняно із зразком, який піддавався дії вибуху (10,5). На проміжку з 21 по 28 день міцність обох зразків залишилась не змінною і повністю співпадає з набутою міцністю (28 діб) аналогічних зразків на основі цементного розчину.

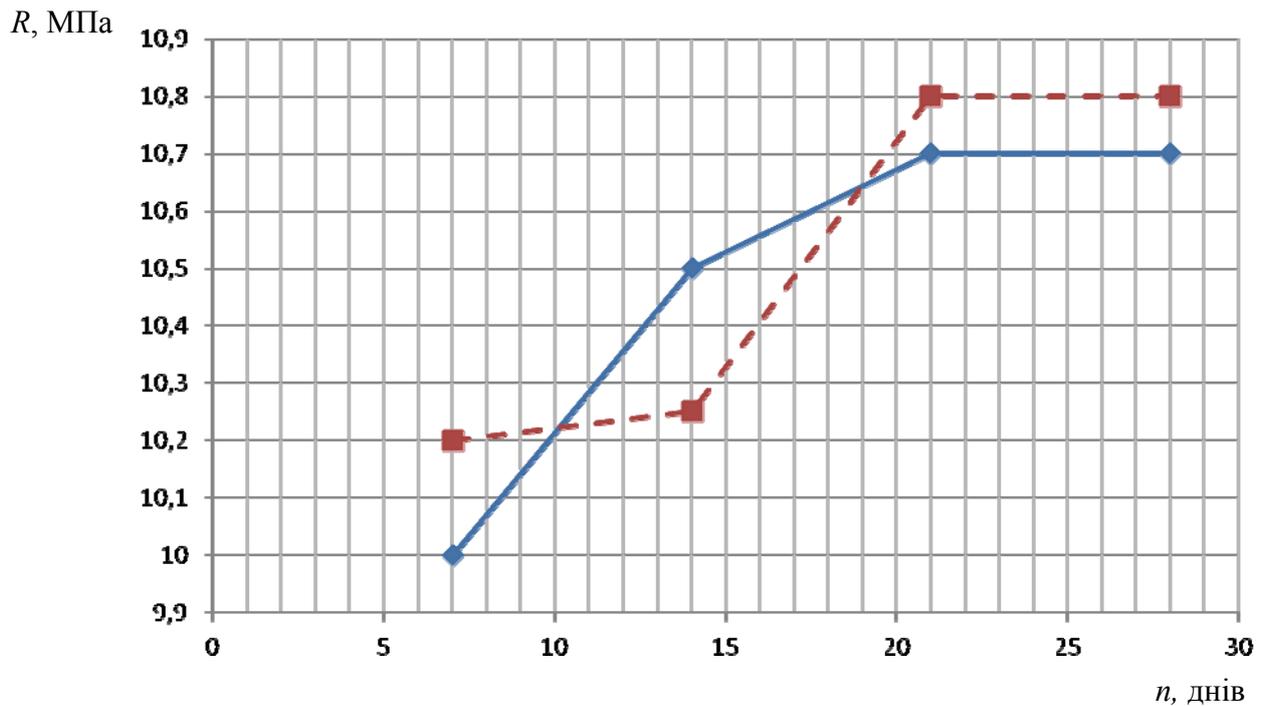


Рис. 5. Залежність міцності на стиск цементно-глинистого розчину від часу твердіння

Аналізуючи поведінку цементно-глинистого розчину (рис. 5) видно, як змінюється міцність зразків. Тут, до сьомого дня тужавіння цементно-глинистого розчину зразок, який піддавався дії вибуху набув міцності 10,2 МПа, а звичайний зразок – 10,0 МПа. Приблизно на 10-ий день їхня міцність порівнялась і становить 10,22 МПа, на 14-й день міцність звичайного зразка різко підвищується до 10,5 МПа, а міцність зразку, який піддавався дії вибуху практично не змінився – 10,25 МПа. Потім швидкість зростання міцності зразків знову змінюється і на 19-й день порівнюється і становить 10,63 МПа. На 21-й день– звичайний зразок набув міцності 10,7 МПа, а який піддавався динамічному навантаженню – 10,8 МПа і на 28-ий день міцність зразків залишилась незмінною.

Після витримки зразків протягом 28 діб в нормальних умовах, міцність на стиск зразків цементного, цементно-вапняного і цементно-глинистого розчинів додатково визначались за допомогою гідравлічного пресу ПСУ-10 (рис. 6).

R, МПа

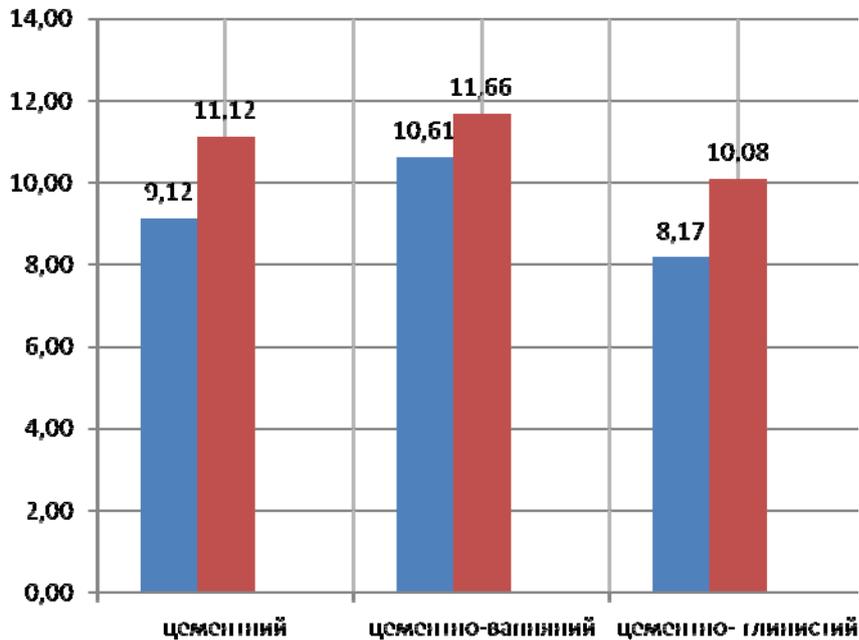


Рис. 6. Результати визначення міцності на стиск стандартних кубиків пресом ПСУ-10 №1753: 1 – цементний; 2 – цементно-вапняний; 3 – цементно-глинистий

Результати визначення міцності на стиск пресом ПСУ-10 показали, що звичайний зразок цементного розчину набув міцності 9,12 МПа, що на 17,3% (1,58 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром. Аналогічний цементний зразок після динамічного впливу набув міцності 11,12 МПа, що на 10,5% (0,62 МПа) більша, ніж при визначенні склерометром. Для цементно-вапняного розчину відповідно: міцність стандартного зразку – 10,61 МПа, що на 0,9 % (0,09 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром; міцність зразку після динамічного впливу – 11,66 МПа, що на 11,0% (1,16 МПа) більша, ніж при визначенні склерометром. Для цементно-глинистого розчину відповідно: міцність стандартного зразку – 8,17 МПа, що на 23,6 % (2,53 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром; міцність зразку після динамічного впливу – 10,08 МПа, що на 6,67 % (0,72 МПа) менша, ніж при визначенні склерометром.

З порівняння отриманих результатів видно, що різниця міцності на стиск досліджуваних зразків, отриманих за допомогою склерометру і пресу, знаходиться в межах 0,9 ÷ 23,6 %, що не перевищує допустимої похибки, яка становить 30 %.

На основі отриманих даних можна зробити наступний висновок, що досліджувані зразки цементного, цементно-вапняного і цементно-глинистого розчинів, які піддавались динамічному навантаженню, на першому етапі тужавіння (7 діб) набували міцність значно швидше, ніж звичайні аналогічні зразки. Отже, час схоплювання перших зразків буде швидшим за другі, а це значить, що вимивання в'язучих речовин при формуванні ущільнених ділянок в ґрунтового масиві зменшиться. При цьому покращиться якість ущільнення.

#### **Висновки.**

Достовірність отриманих результатів визначається різницею міцнісних характеристик досліджуваних зразків, отриманих за допомогою склерометру і пресу, яка знаходиться в межах 0,9 ÷ 23,6 %, що не перевищує допустимої похибки в 30 %.

Отже, застосування динамічного навантаження у вигляді вибуху при нагнітанні

цементних розчинів на першому етапі тужавіння (7 діб) забезпечує значне підвищення міцності закріплюючого ґрунту і стійкості ґрунтового масиву навколо пробурених свердловин порівняно із звичайним нагнітанням, що значно покращить технологічні якості та умови експлуатації підземних споруд у стискаємих ґрунтах.

### Бібліографічний список

1. Шайдецька Л.В. Дослідження показників міцності ґрунту в закріпленій зоні при динамічному впливі / Л.В. Шайдецька // Вісник КТУ. – 2008. – Вип. 20. – С. 45–47.
2. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов / А.Г. Малинин. – Пермь: Пресстайм, 2007. - 168 с.

УДК 330.3 550

*Унанов Д.С., студент кафедри інженерної екології Національного технічного університету України «КПІ», научний керівник - Шевчук Н.А., к.т.н., доц. кафедри економіки виробництва ФММ*

### ТЕХНОЛОГИЯ ОТКРЫТОЙ РАЗРАБОТКИ ПОЛЕЗНЫХ ИСКОПАЕМЫХ

Труд человека в современном автоматизированном и механизированном производстве представляет собой процесс взаимодействия человека, производственной среды (среды обитания) и машины. На человека в процессе его трудовой деятельности могут воздействовать опасные (вызывающие травмы) и вредные (вызывающие заболевания) производственные факторы. Безопасность человека определяется отсутствием производственных и непроизводственных аварий, стихийных и других природных бедствий, опасных факторов, вызывающих травмы или резкое ухудшение здоровья, вредных факторов, вызывающих заболевания человека и снижающих его работоспособность.

Развитие страны обуславливает необходимость значительного увеличения объёма строительства капитальных горных выработок в горнодобывающей промышленности, городских инженерных коммуникаций, а также подземных сооружений специального назначения, транспортных и гидротехнических тоннелей. В связи с этим повышение интенсивности труда, улучшение качества и уменьшение сроков подземного строительства в первую очередь за счёт совершенствования организации производства и применения (внедрения) в строительстве новой техники и технологии работ является весьма важным.

Поэтому при строительстве городских подземных коммуникаций более широкое применение получают механизированные щитовые комплексы, прогрессивные способы производства работ, новые виды строительных материалов и конструкций.

Целью работы является дать понятие об общих сведениях, о технологии добычи полезных ископаемых открытым способом. Открытая разработка полезных ископаемых, представлена массивами горных пород, требует серьезного геолого-структурного сопровождения, так как от него зависит рентабельность и безопасность горных работ. Для оптимизации параметров наиболее дорогих видов горных работ необходимо знать особенности блочной структуры разрабатываемого природного массива, а для параметров стационарных уступов карьера, гарантирующих их прочность, кроме этого, еще нужно детально изучить проявление на месторождении складчато-разрывной тектоники.

На сегодняшний день нет общепринятого комплексного метода геолого-

структурного обеспечения открытой разработки месторождений. Информация, которая находится в методических рекомендациях доперестроечного периода по отдельным аспектам устарела, а современные технические и информационные технологии позволили существенно усовершенствовать, а в отдельных случаях кардинально изменить традиционную методику натурального изучения геолого-структурных особенностей разработанных месторождений.

Открытая разработка месторождений полезных ископаемых - добыча полезных ископаемых непосредственно с земной поверхности. Основные технологические процессы открытой разработки полезных ископаемых включают:

- подготовку поверхности, осушение месторождений полезных ископаемых;
- подготовку горных пород к выемке - отделение горных пород (или полезного ископаемого от массива с одновременным ее механическим или взрывным разрыхлением);
- транспортировки горной массы из забоев на промышленную площадку железнодорожным транспортом, автомобилями, конвейерами, скиповыми подъемниками, гидротранспортом, подвесными канатными дорогами;
- размещение пустых пород в отвалах;
- планирование отвалов [1].

Эти основные производственные процессы объединяются в единую технологию на базе комплексной механизации и автоматизации. К вспомогательным процессам при открытых разработках месторождений относят зачистку уступов, ремонт и строительство дорог (автомобильных, железных), водоотвод и др.

Различают циклическую, циклично-поточную и поточную технологию открытой разработки месторождений. При циклической технологии процессы выемки и транспортировки врываються технологическими паузами. При циклично-поточной технологии выемка осуществляется машинами циклического действия (одноковшовыми экскаваторами или погрузчиками), а перемещение - ленточными конвейерами или сочетанием конвейерного транспорта с автомобильным (иногда с применением самоходных дробильных агрегатов или полустационарных и стационарных дробильных, дробильно-сортировочных или сортировочных установок) или железнодорожным транспортом. При поточной технологии процессы отбоя, выемки, транспортировки, разгрузки выполняются механизмами непрерывного действия (например, многочерпаковыми экскаваторами, ленточными конвейерами или гидромеханизации). Для циклической и циклично-поточной технологии разработаны и созданы системы автоматизированного управления отдельными процессами, информация о протекании которых обрабатывается с помощью средств вычислительной техники. Для поточной технологии, и прежде всего техники непрерывного действия, существуют автоматизированные системы управления производством. Наиболее освоен вид техники непрерывного действия - роторные экскаваторы с нормальным усилием резания. Совершенствование поточных схем горных работ связано с употреблением полустационарных и самоходных дробильных и дробильно-грохотильно агрегатов производительностью до 2000 т/ч, а также надежных конвейеров с лентами, способными перемещать габаритный абразивный материал.

Важное место занимает вопрос экономики для хозяев предприятий, так как страна перешла на новый этап экономической политики. С переходом на новые условия недропользования эффективность для всех горнодобывающих предприятий приобрела особую актуальность. Кроме основных понятий экономики как, прибыль, цена, рентабельность действующее место занимает рациональное использование недр. Нерациональное использование недр, за счет дополнительных платежей на право добычи и за сверхнормативные расходы, приводит к снижению технико-экономических

показателей предприятия.

Экономическая эффективность открытых горных работ зависит от технико-экономических показателей: рентабельность; капитальные затраты на строительство карьера; эксплуатационные расходы или себестоимость. Также на себестоимость относятся платежи за сверхнормативные потери и налог на добычу полезных ископаемых.

Для открытых горных работ себестоимость определяется по формуле:

$$C = C_{д} + K \cdot C_{в.р.} \leq C_{п.} \frac{гр_{п}}{T}, \text{ где}$$

$C_{д}$  - себестоимость добычи,  $C_{в.р.}$  - себестоимость вскрышных работ,  $C_{п.}$  - допустимая плановая себестоимость,  $K$  - коэффициент вскрыши.

Как видно из выражения себестоимость вскрышных работ главное. Чем она меньше, тем ниже себестоимость и соответственно выше эффективность открытых горных работ. В свою очередь себестоимость вскрышных работ зависит от коэффициента вскрыши. Поэтому для открытых горных работ эффективность отработки месторождения определяется отношением количества пустых пород, удаляемых при разработке, к количеству добываемой полезного ископаемого. Это отношение называется коэффициентом вскрыши. Максимально допустимый коэффициент вскрыши по условию экономичности открытых горных работ называется предельный. Предельный коэффициент вскрыши определяется на стадии технико-экономического обоснования разработки месторождения и для каждого месторождения имеет свою величину. Для некоторых предприятий он может достигать  $15 \text{ м}^3/\text{м}^3$ , а для других  $5-10 \text{ м}^3/\text{м}^3$ . Кроме предельного коэффициента различают средний, контурный, текущий и другие.

Эксплуатационные расходы делятся по операциям технологических процессов: на бурение, взрывание, экскавация, транспортировка, отвалообразования и т.д. Большая часть затрат приходится на транспортировку (30 - 50%), а также на экскавация (15 - 25%). Расходы на каждый процесс делятся, в свою очередь, на следующие элементы: заработную плату, оплату электроэнергии, материалов, ремонта, отчислений на амортизацию, плату за оборудование и т.д. [2].

В настоящее время одно из первых мест занимает стоимость транспортного и горного оборудования, его работоспособность и производительность на протяжении многих лет. Поэтому особое внимание уделяется по выбору оборудования и технологических схем для горно-геологических условий месторождения.

### Библиографический список

1. Свободная энциклопедия: [Электронный ресурс] - Режим доступа: [uk.wikipedia.org / wiki / открытая разработка месторождений](http://uk.wikipedia.org/wiki/открытая_разработка_месторождений)
2. Учебный материал, лекции: [Электронный ресурс] - Режим доступа: <http://gendocs.ru/v5209/?cc=2>

УДК 622.261.2

*Адаменко А.В., ст., гр. ОЗ-02 кафедры инженерной экологии, Шевчук Н.А., к.т.н., доц. кафедры экономики производства ФММ Национального технического университета Украины «КПИ»*

## **РАЗРАБОТКА ПРОГРАММЫ СОЦИАЛЬНО-ЭКОНОМИЧЕСКОГО РАЗВИТИЯ ГОРНОДОБЫВАЮЩЕГО ПРЕДПРИЯТИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ФАКТОРОВ ЦИКЛИЧНОСТИ**

*В данной статье предлагается методический подход к формированию программ устойчивого социально-экономического развития горнодобывающих предприятий с учетом циклического характера изменения параметров эндогенных и экзогенных факторов среды. Планирование развития горнодобывающих предприятий предлагается осуществлять с учетом прогноза сочетание фаз циклов эндогенных и экзогенных факторов*

Горнодобывающая промышленность - важная составная часть мировой экономики, производит более 6 млрд тонн ресурсов в год. Конкурентоспособность большинства отечественных горнодобывающих предприятий обеспечивается невысокой стоимостью потребляемых ресурсов, которая в среднем в 1,5-2,5 раза ниже мирового уровня. В условиях открытой рыночной экономики, наряду с циклическим характером подъемов и спадов объемов производства, наблюдается неизбежно выравнивание стоимости потребляемых ресурсов, что выводит отечественных производителей из-за рубежа конкурентоспособного производства.

Ограниченность запасов полезного ископаемого конкретного месторождения обостряет проблему принятия оптимальных управленческих решений с точки зрения перспектив развития горнодобывающего предприятия. Чаще предприятия, удовлетворяя экономические потребности настоящего времени, ставят под угрозу способность удовлетворять их в будущем, что делает их развитие не устойчивым.

Развитие горнодобывающей промышленности происходит в условиях изменения подходов к пониманию сущности развития предприятия. Экономика теряет свою автономию от других общественных сфер и выступает средством достижения более высоких социальных целей.

Результаты деятельности горнодобывающего предприятия как социально-экономической системы в значительной степени определяются его внешней средой. Само предприятие как открытая социально-экономическая система зависит от внешней среды в отношении поставок ресурсов, энергии, кадров, а также поведения потребителей.

Важнейшей характеристикой динамики процессов определяют развитие горнодобывающего предприятия, является их цикличность.

Во цикличностью понимается периодически повторяющиеся спады и подъемы значений ключевых параметров развития, происходящие под действием факторов внешней и внутренней среды. Для горнодобывающего предприятия спады и подъемы происходят в рамках жизненного цикла самого предприятия определяются соотношением промышленных запасов полезного ископаемого, остающейся в распоряжении самого предприятия и его производственной мощности.

Анализ исследований по проблеме циклического развития в приложении к особенностям горнодобывающего предприятия позволил выделить несколько типов циклов внешней среды:

-Годовые циклы связаны с сезонными колебаниями под влиянием изменения природно-климатических условий и фактора времени.

-Краткосрочные циклы, длительность которых составляет около 3 лет, обусловленные колебаниями мировых запасов золота. Деятельность предприятий зависит от колебания мировых цен на выпускаемую ими продукцию (драгоценные

металлы).

-Среднесрочные циклы имеют продолжительность около 7-12 лет и приводят к изменению инвестиционных возможностей, а так же перспектив привлечения внешних займов.

-Долгосрочные циклы охватывают 18-25-летний период и определяются продолжительностью обновления основного капитала. Определяют затраты на выпуск продукции.

- "Длинные волны" имеют продолжительность 50-60 лет и вызываются главным образом динамикой научного прогресса. Эти циклы влияют на общий инвестиционный климат предприятия, а также принятия стратегических решений.

Для горнодобывающего предприятия могут быть выделены следующие циклы внутренней среды:

-Реновация оборудования, продолжительность которого в зависимости от срока службы различных видов оборудования, применяемого составляет от 5 до 25 лет;

-Активный возраст персонала продолжительностью около 15-20 лет;

-Технологическое перевооружение производства продолжительностью около 20-30 лет;

-Воспроизведение запасов месторождения.

Прогноз эффективности и устойчивости развития является одним из этапов управления социально-экономическим развитием горнодобывающего предприятия, предусматривающий последовательность действий по анализу внешней и внутренней среды и контроля реализации управленческих решений обеспечивающих развитие предприятия.

### **Библиографический список**

1. Каплан, А.В. Теоретические основы и модели планирования развития промышленного предприятия: монография / А.В. Каплан / Челябинск: НТЦ-НИИОГР 2003. - С. 128-147.

УДК 622.261.2

*Лясковский Д.Л., ст. гр. ОС-01 кафедры геостроительства и горных технологий, Шевчук Н.А., к.т.н., доц. кафедры экономики производства ФММ Национального технического университета Украины «КПИ»*

### **ЭКОНОМИЧЕСКАЯ СОСТАВЛЯЮЩАЯ АНАЛИЗА ФАКТОРОВ ТРАВМАТИЗМА НА УГОЛЬНЫХ ШАХТАХ УКРАИНЫ**

*Угольная отрасль считается одной из самых опасных. Ежегодно в украинских шахтах на производстве гибнут и травмируются десятки горняков. Наиболее распространенная причина смерти, по данным Госгорпромнадзора, 70% - это неправильная организация труда, или, по-другому, человеческий фактор. Затем идут технические причины и плохое самочувствие сотрудников.*

Осенью 2011 Держгирпромнадгляд подготовил предложения руководству государства по улучшению уровня промышленной безопасности. В этих предложениях речь идет о внедрении механизма экономической заинтересованности владельца в создании безопасных условий труда. В частности, о возмещении владельцем всех расходов, которые государство тратит на ликвидацию аварий. Также предлагается

установить дифференцированные тарифы отчислений в ФСС от несчастных случаев на производстве и профессиональных заболеваний. То есть, таких тарифов, которые зависели от уровня травматизма на предприятии. Применение таких мер позволит изменить отношение руководства шахт до состояния безопасности производства, а именно увеличить объемы выделения средств по этому направлению. По данным Счетной палаты Украины, Министерство угольной промышленности Украины и Центральный штаб Государственной военизированной горноспасательной службы в угольной промышленности в течение 2008-2010 годов не обеспечили надлежащего использования средств государственного бюджета и поступлений из других источников на содержание и развитие горноспасательной службы в угольной промышленности. Из выделенных на ее содержание 750,9 млн. грн. бюджетных ресурсов 109,7 млн. грн. освоено подразделениями ВГСЧ неэффективно, 34 млн. грн. - с нарушением действующего законодательства, в том числе 16,7 млн. грн. - по не целевому назначению. Таков вывод Коллегии Счетной палаты был сделан по результатам соответствующего аудита. Бюджетные средства, направленные государством на горноспасательные мероприятия на угледобывающих предприятиях, вопреки нормативным и собственным уставным документам, использовались отрядами ВГСЧ на обслуживание коммерческих предприятий, деятельность которых никак не связана с добычей и переработкой угольной продукции (ЗАО Завод шампанских вин «Артемовск Вайнеры», ГПО «Артсмиль», ЗАО фирма «Ла-Фаржо Гипс», ОАО «Укртелеком» и др угие). Также, по данным Счетной палаты установлено, что на обновление средств индивидуальной защиты спасателей, модернизацию горноспасательного оборудования, морально устаревает и изнашивается, средства в 2008-2011 годах почти не направлялись. Более того, спасательная служба в Донецкой и Луганской областях сократилось на 43 отряды и 657 спасателей или на 16%. Как следствие, снизились возможности ГВГСС выполнять свои функциональные обязанности. Кроме сложных горно-геологических условий, весомым фактором, имеющим влияние на аварийное состояние шахты, е ее финансово-экономическое положение, на большинстве шахт неудовлетворительное. Неудовлетворительное финансовое положение имеет и государство, в собственности которого находится большинство шахт Украины. Как следствие этого - отсутствие реконструкции (более 50 лет) на большинстве шахт, которые сейчас имеют многоступенчатый подземный транспорт, сложные вентиляционные сети и не отвечают современным горно-геологическим условиям добычи. Тоже самое можно сказать и о парке отбойного оборудования, в котором механизированные комплексы и проходческие комбайны только 5% соответствуют условиям добычи. В целом, износ шахтных фондов составляет более 65%. Низкая заработная плата, высокая степень травматизма снижают престижность шахтерского труда. До 65% несчастных случаев, связанных с эксплуатацией машин и механизмов, происходит из-за низкого качества изготовления и конструктивные недостатки машин и механизмов: выход из строя из-за поломки: наличие тяговых цепей в очистных выработках; ненадежность крепления приводных станций скребковых конвейеров, отсутствие защиты открытых вращающихся частей и др. Итак, все вышесказанное является следствием недостаточного объема финансирования угледобывающей отрасли, а это означает, что экономический фактор можно считать одним из самых влиятельных. Улучшению динамики показателей в сфере безопасности труда воспринимают следующие основные факторы: создание комитетов по промышленной и экологической безопасности при высших органах управления угольных шахт, повышение расходов на финансирование мероприятий по охране труда на всех предприятиях горной отрасли. На безопасность труда на государственных шахтах ежегодно выделяется 60 млн. грн., однако этих денег не хватает даже на элементарные

средства защиты - респираторы. Более того, иногда их используют не по назначению на погашение шахтерских зарплат. В результате горняки страдают тяжелыми заболеваниями легких. И поэтому говорить об инвестициях в технологии, обеспечивающие безопасность труда на шахте, не приходится. Таким образом, в результате проведенного в работе анализа аварийности и травматизма, целого ряда литературных источников подтверждено, возникновение любого из факторов аварий, вызывает их появление, несет в себе не только недостаточно высокий уровень организации работы на шахте, тяжелые геологические условия, но и обусловлены нехваткой финансовых ресурсов, наличие в достаточном объеме которых смогла бы в определенной степени снизить общие показатели аварий по шахтам Украины. Появление аварийной ситуации любой тяжести на шахте несет в себе очень существенный ущерб, связанные с затратами на ликвидацию этих аварий, определенными выплатами, ремонтом и закупкой оборудования, вышедшего из строя, а также убытки, связанные с упущенной выгодой от потерь по добыче угля в связи с аварийной ситуацией на шахте. Итак, если рассматривать угольную шахту как сложную экономическую систему, с точки зрения системного анализа, то на входе системы мы финансово-экономическое и техническое состояние шахты в аварии, ее горногеологические условия и техническое состояние, а на выходе - финансово-экономический и техническое состояние шахты после аварии с учетом всех убытков. Управляющим элементом этой системы являются факторы, вызывающие возникновение аварий, на которые вполне можно повлиять с целью минимизации их вреда и улучшения финансово-экономического состояния шахты средствами финансовых инструментов. Но при ограниченных финансовых ресурсах, выделяемых на предотвращение аварий, необходимо установление связи между входом и выходом указанной системы для того, чтобы установить приоритетные факторы аварийности, на которые каждая отдельная шахта должна осуществлять влияние в первую очередь. Действие решения таких сложных задач необходимо применение усовершенствованного экономико-математического аппарата, который бы учитывал всю совокупность указанных выше факторов и мог адаптироваться под условия конкретной шахты.

### **Библиографический список**

1. Попков Ю.Н., Прокопов А.Ю., Прокопова М.В. П57 Информационные технологии в горном деле: Учеб. пособие / Ю.Н. Попков, А.Ю. Прокопов, М.В. Прокопова / Шахтинский ин-т (филиал) – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2007. – 202 с.

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>Бакуменко С.В., Прокопенко К.Д., Масленников С.А.</b> Проектирование комбинированной крепи с использованием полимерных материалов.....	4
<b>Кавнеристов Д.В., Лазарь А.Н., Прокопенко К.Д., Голик В.И., Масленников С.А.</b> Перспективы использования отходов горнорудного производства в горном деле.....	8
<b>Шинкарь Д.И., Прокопенко К.Д., Масленников С.А.</b> Экономический эффект от применения крепи с управляемым режимом работы.....	12
<b>Швед В.В., Леонов А.В.</b> Опорное давление длинных очистных забоев калийных рудников Старобинского месторождения.....	17
<b>Гришков К.А., Леонов А.В.</b> Способы предотвращения опасных обрушений кровли в нижних слоевых лавах калийных рудников Старобинского месторождения.....	20
<b>Коновал С.В., Донченко П.А.</b> Преимущества открытой разработки месторождений полезных ископаемых.....	22
<b>Карасев М.А., Потёмкин Д.А.</b> Сравнительный анализ поведения грунтовых сред при строительстве глубокого котлована, описываемых разными геомеханическими моделями.....	25
<b>Потёмкин Д.А.</b> Особенности поведения комбинированного фундамента высотного здания в слабых грунтах.....	31
<b>Потёмкин Д.А.</b> Анализ поведения вмещающего глубокий котлован грунтового массива при изменениях в элементах защитной конструкции.....	36
<b>Петров Д.Н.</b> Исследование механических свойств фибробетонов.....	41
<b>Кузнецов П.А., Борщевский С.В., Масло С.В.</b> Комплексная электрическая защита электропривода горных предприятий.....	46
<b>Моркляник Б.В., Фартушный А.С., Шаповал В.Г.</b> Тепловые поля в грунтовом основании, образованные в ходе теплообмена между основанием и четырьмя U-образными коллекторами теплового насоса неограниченной длины.....	49
<b>Моркляник Б.В., Фартушный А.С., Шаповал В.Г.</b> Температурное поле в основании плоского коллектора теплового насоса конечных размеров.....	53
<b>Коситский И.Б., Новиков А.О.</b> Анализ способов охраны подготовительных выработок, направленных на повышение устойчивости крепи.....	57
<b>Ловков Д.Г., Новиков А.О.</b> О поддержании подготовительных выработок рамными конструкциями крепи и его перспективы.....	59
<b>Синельник М.Н., Леонов А.В.</b> К механизму формирования динамических нагрузок на механизированную крепь длинных очистных забоев.....	61
<b>Нестерова Е.В., Шаповал А.В., Шаповал В.Г., Легенченко В.А., Андреев В.С.</b> К учету взаимного влияния фундаментов, расположенных на грунтовом слое конечной толщины .....	64
	239

<b>Бабиюк Г.В., Хименец Д.В.</b> Физическое моделирование разрушения горных пород вокруг выработки.....	69
<b>Деркачев В.А., Дмитриенко В.А.</b> Аспекты экологической безопасности при строительстве автодорожного тоннеля...	74
<b>Бодня Б.А., Борщевский С.В., Хоменчук О.В.</b> Определение адгезионной прочности набрызг-бетонной крепи.....	80
<b>Борщевский С.В., Галечко А.Ю.</b> Лабораторные исследования условий равновесия “монолитная бетонная крепь – замороженный породный массив”.....	81
<b>Борщевский С.В., Формос В.Ф., Глебоко В.В.</b> Определение суммарного времени образования ореола оттаивания ледопородного ограждения и его восстановления в технологическом цикле крепления ствола монолитным бетоном.....	84
<b>Прокопенко Е.В., Борщевский С.В., Михеева А.А.</b> Использование программного пакета SURFER для построения пространственной модели участков ярусов породного отвала .....	87
<b>Кузнецов П.А., Борщевский С.В.</b> Развитие защит шахтных электрических сетей.....	89
<b>Сердюк А.С.</b> Анализ и структурирование действующих моделей реструктуризации угольной отрасли.....	92
<b>Дубицкая М.С., Шашенко А.Н.</b> Методика проведения геолокационных исследований в условиях угольных шахт Украины.....	97
<b>Прокопов А.Ю., Лещенко В.В., Тыняная Е.М., Клименко А.П.</b> Моделирование и анализ причин аварии при строительстве тоннельного комплекса №8 автомагистрали «Дублер Курортного проспекта» в г. Сочи .....	102
<b>Хмара Н.С., Дмитриенко В.А.</b> Исследование напряженно-деформированного состояния грунта и крепи устья в зоне опорного венца .....	107
<b>Яременко О.В., Соболевський Р.В.</b> Обґрунтування раціонального використання методу інтерполяції геопросторових даних.....	110
<b>Недилько Л.С., Кальчук С.В.</b> Исследование эффективности применения деррик-кранов при разной ширине рабочей зоны в карьере.....	113
<b>Шлапак В.А., Соболевский Р.В.</b> Исследование закономерностей отклонения бура от заданной плоскости при сплошном выбуривании блочного камня.....	116
<b>Дубченко Е.О., Камских А.В.</b> Влияние агрессивной окружающей среды и химического выветривания на декоративность природного облицовочного камня.....	118
<b>Новаковский И.И., Коробийчук В.В.</b> Создание базы данных облицовочного камня на основании методов цифровой обработки изображений.....	122
<b>Палий О.В., Шлапак В.А., Кальчук С.В.</b> Отвалообразование горных пород, используемых в строительстве.....	125
<b>Саленко Г.О., Криворучко А.О.</b> Уменьшение количества потерь при добыче блочного камня алмазно-канатным способом.....	128
<b>Тысяк С.В., Остафийчук Н.Н.</b>	

Особенности добычи алмазов в мире.....	133
<b>Чапская Е.Р., Башинский С.И.</b>	
Анализ теоретических исследований алмазно-абразивной распиловки природного камня.....	138
<b>Шатковский А.Н., Остафийчук Н.Н.</b>	
Перспективы потенциальной алмазоносности кимберлитов Приазовского региона украинского кристаллического щита.....	142
<b>Ткаченко Я., Остафийчук Н.Н.</b>	
Добыча камнесамоцветного сырья из пегматитов.....	145
<b>Криль Т.В.</b>	
Явление резонанса при распространении колебаний в песчано-глинистых грунтах..	147
<b>Філіпова Н.С., Гриник П.С., Соколовська М.І.</b>	
Оптимізація схем короткосповільненого підривання з використанням неелектричних систем ініціювання.....	152
<b>Гембарская М.А., Зуевская Н.В., Снисаренко В.И.</b>	
Оценка работы вертикально нагруженных свай в кусте на основе данных статических испытаний одиночной сваи.....	157
<b>Холод А.В., Вапничная В.В.</b>	
К вопросу о взрывном методе формирования водозащитных преград системой линейных зарядов.....	161
<b>Ремез Д.А., Бойко В.В.</b>	
Математическое моделирование короткозамедленных взрывов для управления спектром колебаний.....	165
<b>Лазоренко А.С., Бойко В.В. (мл.), Богуцкий С.Ю., Чала О.Н.</b>	
Об устойчивости бортов карьера сейсмозрывным волнам.....	171
<b>Гонтарь П.А., Терентьев О.М.</b>	
Анализ критериев энергоэффективного разрушения горных пород.....	174
<b>Ткач Д.В., Самедов А.М.</b>	
Горизонтальные перемещения 2-х слойного основания с подстилающими слабыми слоями под колонной круглого сечения при динамических нагрузках.....	179
<b>Добровольская А.О., Шайдецкая Л.В.</b>	
Сопоставление практических методов расчета конечных деформаций оснований фундаментов.....	184
<b>Стрельцова И.Н., Терентьев О.М.</b>	
Выбор параметров управления удельной поверхностной энергией разрушения горных пород.....	188
<b>Шевчук Н.А., Шайдецкая Л.В., Тарасюк Е.С.</b>	
Последствия реструктуризации шахт Львовско-Волынского каменноугольного бассейна на окружающую среду.....	192
<b>Пазюк Р.А., Фролов А.А.</b>	
Лабораторные исследования взаимодействия взрывов рядом расположенных удлинённых зарядов.....	197
<b>Стасюк С.Н., Стецькив И.В., Сергиенко Н.И.</b>	
Эффективность применения бурового станка «Atlas Copco» на карьерах Украины.....	200
<b>Сибуров Г.С., Сергиенко Н.И.</b>	
Сравнительная характеристика экскаваторов с дизельным и электрическим приводом на производстве.....	202
<b>Ремез Н.С., Яценко Ю.С., Крайчук С.А.</b>	
Методика определения сейсмобезопасных параметров взрывных работ и ее	

программная реализация.....	205
<b>Зуевская Н.В., Лозовой С.А.</b>	
Применение программного комплекса ZSOIL.PC для расчёта шпунтового крепления котлована при поэтапной разработке.....	210
<b>Ванчак Н.И., Зуевская Н.В.</b>	
Проведение мониторинга окружающих инженерных сооружений при проходке выработок большого сечения буровзрывным способом.....	216
<b>Зуевская Н.В., Стовпник С.Н., Денисова Л.В.</b>	
Криволинейное прокладывание коллекторных тоннелей при микротоннелировании.....	221
<b>Ган А.Л., Шайдецька Л.В., Макарицький О.П.</b>	
Дослідження впливу динамічного навантаження на міцнісні характеристики розчинів.....	226
<b>Унанов Д.С., Шевчук Н.А.</b>	
Технология открытой разработки полезных ископаемых.....	232
<b>Адаменко А.В., Шевчук Н.А.</b>	
Разработка программы социально-экономического развития горнодобывающего предприятия с использованием факторов цикличности.....	235
<b>Лясковский Д.Л., Шевчук Н.А.</b>	
Экономическая составляющая анализа факторов травматизма на угольных шахтах Украины.....	236

## Научно–техническое издание

В сборнике приведены результаты научных разработок студентов, аспирантов и молодых учёных, которые представлены на международную конференцию 23-24 мая 2013 г., организованную кафедрой «Геостроительства и горных технологий» Института энергосбережения и энергоменеджмента НТУУ «КПИ».

Сборник предназначен для специалистов шахтостроителей, строителей подземных сооружений и студентов вузов горных специальностей.

Тезисы докладов представлены в редакции авторов.

Підписано до друку 25.06.2013 р. Формат 60x90 1/16.

Папір офсетний. Умовн. др. арк. 15,93

Друк різнограф. Тираж 50 прим. Зам. №3108.

Підприємство УВОІ «Допомога «УСІ»

Свідоцтво про державну реєстрацію № 531018

03056, м. Київ, пров. Політехнічний 6, корп. 5 (КП)

тел.: 277-41-46.