

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ, МОЛОДЁЖИ И СПОРТА 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 IV международной научно-технической  
конференции «ЭНЕРГЕТИКА. ЭКОЛОГИЯ. ЧЕЛОВЕК»  
(конференции молодых ученых - аспирантов и магистрантов)**

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

**Выпуск № 3**

**Киев - 2012**

Перспективы развития горного дела и подземного строительства. Сб. научн. трудов. Вып 3. – Киев: Підприємство УВОІ «Допомога» УСІ», 2012. – 90 с.

В сборнике приведены результаты научных разработок студентов, аспирантов, магистрантов и молодых учёных, которые представлены на международную конференцию 06 апреля 2012 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 № 8 от 19.03.2012 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. 044-406-80-08 E-mail: viktorija0203@yandex.ru

Мажаров С.С., студент, Шинкарь Д.И., аспирант, Масленников С.А., к.т.н., доцент, Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия

## РАСЧЕТ НАПРЯЖЕНИЙ В КРЕПИ, ВОЗНИКАЮЩИХ ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ДАВЛЕНИЯ ВОДЫ

*Изложены предложения авторов по методике расчета крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы*

*Authors represented proposals on how to calculate the lining vertical shafts with controlled mode of operation*

В предыдущих работах [1,2] авторами была изложена концепция крепи с управляемым режимом работы, но открытым оставался вопрос расчета параметров такой крепи, а также возникающих в ней напряжений.

Конструкция трёхслойной сталебетонной крепи, разработанная и запатентованная авторами [2], включает (см. рис. 1) внутреннюю металлическую обечайку (3), слой высокопрочного бетона (2) с искусственно улучшенными водопроводящими свойствами, внешний слой из бетона повышенной плотности (1), контрольно-регулирующие элементы (4), а также систему отвода воды.

Для расчета возникающих напряжений под воздействием давления подземных вод на внутренний слой, можно воспользоваться формулой приводимой в [3]:

$$p_A = \left( n \cdot H_e \cdot \gamma_a \cdot \lg \frac{r_1}{r_0} \right) / \left( \lg \frac{r_1}{r_0} + \frac{k_o^{e?}}{k_o^o} \cdot \lg \frac{r_o}{r_1} + \frac{k_o^{e?}}{k_o^i} \cdot \lg \frac{R(t)}{r_o} \right) \quad (1)$$

где  $n$  - коэффициент перегрузки;  $H_e$  - напор в данном горизонте, м;  $k_o^{e?}$  - коэффициент фильтрации крепи;  $k_o^o$ ,  $k_o^i$  - соответственно коэффициенты фильтрации породы и затампонирующей зоны, м/сут.;  $r_0$ ,  $r_1$ ,  $r_o$  - соответственно внешний, внутренний радиус крепи и радиус затампонирующей зоны, м;  $R(t)$  - радиус влияния дренажа выработки, м;  $\gamma_a$  - удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>.

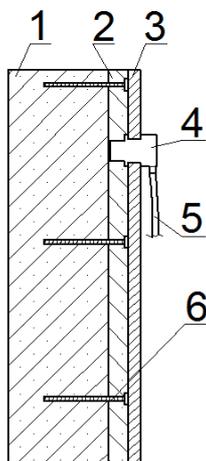


Рис. 1. Конструкция гидроизолирующей сталебетонной крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы

Для расчета давления на второй слой  $\rho_{A2}$  авторами использована следующая формула:

$$\rho_{A2} = \left( \rho_{A1} k_o^{e2} \cdot \lg \frac{r_2}{r_1} \right) / \left( n k_o^o \cdot \lg \frac{r_1}{r_0} \right) \quad (2)$$

и для третьего слоя:

$$\rho_{A3} = \left( \rho_{A2} k_o^o \cdot \lg \frac{r_3}{r_2} \right) / \left( n k_o^i \cdot \lg \frac{r_2}{r_1} \right) \quad (3)$$

Отметим, что при  $n=1$  значение, рассчитанное по формуле (2) совпадает с результатом, полученным по формуле 5.46, приводимой проф. Булычевым Н.С. [4].

Давление воды на внутренний слой (стальную обечайку) в сталебетонной крепи с регулируемым режимом работы может быть меньшим либо равным давлению сброса ( $\rho_{na}$ ). В первом случае крепь функционирует как обычная водонепроницаемая, во втором, как крепь с управляемым режимом работы. Учитывая, что  $\rho_{A1} = \rho_{na}$  можем найти мнимый коэффициент фильтрации стальной обечайки  $k_o^1$ :

$$k_o^1 = \left( \lg \frac{r_1}{r_0} \cdot \left( \frac{n \cdot H_e \cdot \gamma_a}{\rho_{na}} - 1 \right) \right) / \left( \frac{1}{k_o^2} \cdot \lg \frac{r_2}{r_1} + \frac{1}{k_o^3} \cdot \lg \frac{r_3}{r_2} + \frac{1}{k_o^4} \cdot \lg \frac{r_4}{r_3} \right) \quad (4)$$

Примем, что давление сброса должно быть не выше критического  $\rho_{cr} \geq \rho_{na}$ , которое может быть найдено по методике Е. Амштутца, подробно изложенной в [4]. В этом случае  $\rho_{na}$  является функцией 21 переменной, подбор рациональных значений которых, на начальном этапе проектирования крепи, требует рассмотрения более 2 млн ( $2^{21}$ ) вариантов уже при двух уровнях варьирования.

Для сокращения количества факторов используемых при определении  $\rho_{na}$  воспользуемся методами планирования эксперимента. С этой целью зададимся условием  $\rho_{cr} \geq \rho_{na} \geq D$ , где  $D \rightarrow \rho_{cr}$  при количестве влияющих факторов для  $D$  стремящихся к минимуму, определяемому необходимой точностью вычислений. С учетом количества факторов, характера зависимости от них целевой функции используем план Плакетта-Бермана для отсеивающего эксперимента.

Применяя 15-ти факторный отсеивающий план с  $N=16$  экспериментами, и обрабатывая результаты было установлено, что при уровне значимости 95% ( $\alpha=0,05$ ) существенными являются факторы: радиус ствола в свету  $r_1$ , толщина слоя стали  $t_2$ , предел текучести стали  $\sigma_y$ .

Далее, с учетом выявленных эффектов, задаваясь значениями факторов, минимизирующими величину  $\rho_{cr}$  находим значения давления сброса как функции основных влияющих факторов  $\rho_{na} = f(t_2, r_1, \sigma_y)$ .

#### Выводы:

1. Напряжения, возникающие в трехслойной сталебетонной крепи с регулируемым режимом работы, могут быть рассчитаны по методике, используемой для фильтрующей крепи. При этом сброс воды через регулирующие элементы учитывается введением мнимого коэффициента фильтрации металлической обечайки, определяемого по формуле (4).

2. Давление сброса  $\rho_{na}$ , используемое для расчета мнимого коэффициента фильтрации стальной обечайки, определяется как функция  $\rho_{na} = f(t_2, r_1, \sigma_y)$ .

3. Величины давлений на 1-3-й слои предлагаемой конструкции крепи находятся по формулам (1), (2), (3).

## Библиографический список

1. Страданченко С.Г., Масленников С.А., Шинкарь Д.И. Конструкция гидроизолирующей сталебетонной крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – Екатеринбург, 2010 - №2, с. 29 – 32.
2. 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.
3. СНиП 2.94-80. Подземные горные выработки/Государственный комитет СССР по делам строительства. – М.: Стройиздат. 1982. – 30 с.
4. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учебное пособие для вузов. – М.: Недра, 1989. - 270 с.

УДК 622.28

*Грибанов В.Б., Саммаль А.С., д.т.н., проф., Тульский Государственный Университет*

### **ОЦЕНКА НАПРЯЖЁННОГО СОСТОЯНИЯ ПОРОД В ОКРЕСТНОСТИ ДВУХ ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ КРУГОВЫХ ВЫРАБОТОК, СООРУЖАЕМЫХ В ЗОНЕ ИНЪЕКЦИОННОГО УКРЕПЛЕНИЯ**

*Изучается влияние зоны цементации на напряженное состояние пройденных в этой зоне двух параллельных круговых выработок. С этой целью используется аналитическое решение соответствующей плоской задачи теории упругости.*

*The influence of a strengthened rock zone created by cementation on a stressed state of two collateral circular working passed in this zone is discussed in the paper presented. The analytical solution of a corresponding plane problem of the elasticity theory is applied.*

При сооружении горных выработок в сложных горно-геологических условиях, характеризующихся наличием слабых и обводненных пород, как правило, используются специальные способы проходки, предусматривающие проведение предварительных мероприятий по улучшению свойств горного массива. При этом до начала горно-строительных работ производится инъекционное укрепление пород, имеющее целью не только гидроизоляцию участка строительства выработки, но и закрепление массива и придание ему большей устойчивости [1]. В случае, когда горные выработки проходятся в непосредственной близости друг от друга, экономичным проектным решением является создание общей области укрепленных пород. Наличие зоны укрепления с более высокими, чем у остальных пород, механическими характеристиками, оказывает существенное благоприятное влияние на напряженное состояние окружающего выработки массива и должно учитываться на стадии проектирования.

В связи с этим целью настоящей работы является математическое моделирование формирования напряженного состояния горного массива в окрестности двух параллельных круговых выработок, сооружаемых в зоне упрочненных пород. Расчетная схема приведена на рис. 1.

Здесь однородная изотропная линейно-деформируемая весома среда  $S_0$ , механические свойства которой характеризуются среднестатистическими величинами модуля деформации  $E_0$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_0$ , моделирует горный массив в

естественном состоянии. Зона упрочненных пород моделируется областью  $S_1$  кругового очертания (с наружным радиусом  $R_0$ ), ослабленной двумя круговыми отверстиями, моделирующими параллельные горные выработки. Материал области  $S_1$  имеет соответствующие деформационные характеристики  $E_1, \nu_1$ . Выработки, поперечные размеры которых характеризуются радиусами  $R_1$  и  $R_2$  соответственно, располагаются на расстояниях  $a_1$  и  $a_2$  от начала координат.

Поскольку подземное сооружение является протяженным вдоль оси  $Z$ , перпендикулярной рассматриваемой плоскости поперечного сечения, поставленная задача решается в условиях плоской деформации. Последовательность сооружения выработок не учитывается.

Действие собственного веса пород моделируется наличием в областях  $S_0$  и  $S_1$  поля начальных напряжений

$$\sigma_x^{(j)(0)} = -\lambda\gamma H, \quad \sigma_y^{(j)(0)} = -\gamma H, \quad (j = 0, 1) \quad (1)$$

где  $\gamma$  - удельный вес пород,  $H$  - глубина заложения выработки,  $\lambda$  - коэффициент бокового давления пород в ненарушенном массиве.

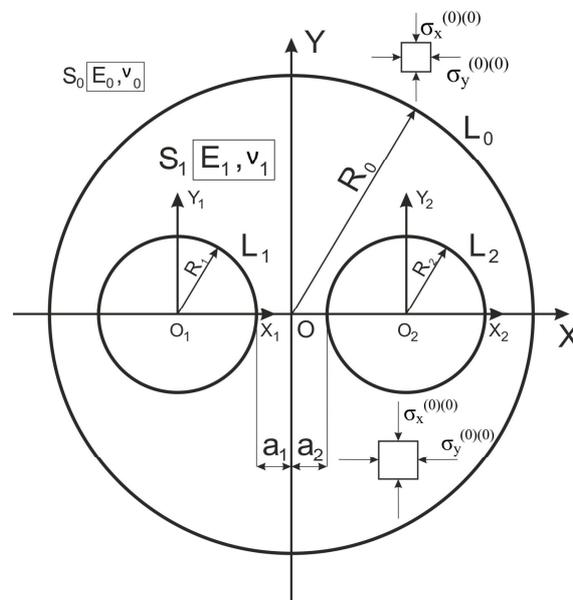


Рис. 1. Расчётная схема

При этом принимается, что глубина заложения выработок превышает их поперечные размеры не менее чем в 3 раза, т.е. влияние земной поверхности не учитывается, а удельный вес пород при укреплении изменяется несущественно.

Далее, следуя работе [2], полные напряжения в областях  $S_j$  ( $j = 0, 1$ ) представляются в виде сумм начальных и дополнительных напряжений, обусловленных наличием зоны упрочнения и ослабляющих его взаимовлияющих выработок.

Граничные условия поставленной задачи отражают непрерывность смещений и полных напряжений на наружном контуре  $L_0$  и отсутствие внешних сил на контурах  $L_j$  ( $j = 1, 2$ ).

После введения комплексных потенциалов  $\Phi_j(z)$ ,  $\Psi_j(z)$  ( $j=0,1$ ), полностью определяющих напряженно-деформированное состояние областей  $S_j$  ( $j=0,1$ ), задача сводится к краевой задаче теории аналитических функций комплексного переменного, которая решается с использованием свойств интегралов типа Коши и комплексных рядов.

Полные напряжения в среде  $S_0$  находятся суммированием найденных дополнительных напряжений с соответствующими начальными напряжениями (1).

На основе полученного решения составлен полный алгоритм расчета, реализованный в виде соответствующего компьютерного программного обеспечения.

### Библиографический список

1. Насонов И.Д. Технология строительства подземных сооружений. Специальные способы строительства: Ученик для вузов. 3-е изд., перераб и доп. / И.Д. Насонов, В.И. Ресин, М.Н. Шуплик, В.А. Федюкин - М.: Издательство Академии горных наук, 1998. - 375 с.

2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений. Учебник для вузов / Н.С. Булычев. - М.: Недра, 1982. - 270 с.

УДК 622.35

*Левицкий В.Г., ассистент кафедры маркшейдерии, научный руководитель, к.т.н., доцент кафедры маркшейдерии Соболевский Р.В., Житомирский государственный технологический университет, г. Житомир, Украина*

### ДИСТАНЦИОННАЯ ЦИФРОВАЯ СЪЕМКА ПРИРОДНЫХ ОТДЕЛЬНОСТЕЙ И ТОВАРНЫХ БЛОКОВ НА КАРЬЕРАХ ДЕКОРАТИВНОГО КАМНЯ

*Рассмотрена схема, методика и приборы фототеодолитной съемки товарных блоков на карьерах декоративного камня.*

*The scheme, methods and instruments of phototheodolite survey of trade blocks in the quarries of natural stone are considered.*

Дистанционная цифровая съемка товарных блоков выполняется с целью создания их трехмерных моделей, определения их объема и составления паспортной документации [1]. Методика фототеодолитной съемки товарного блока и естественных природных отдельныхностей предусматривает взятие отсчетов с лимба горизонтального круга, определение расстояний с помощью рулетки и вычисления координат определенного количества точек на каждой грани блока, а все другие координаты определяются интерполяцией с конкретным шагом.

Точность определения объема блока зависит от точности определения координат опорных точек по периметру блока и точности метода интерполяции. С целью повышения точности определения координат точек объекта съемки целесообразно принимать большее количество станций. Для обоснования эффективности вышеуказанных образцов и результатов съемки проведены исследования, расчеты в которых опирались на необходимую точность [2].

Плановое обоснование для координирования точек на блоке создается в виде замкнутого теодолитного хода, который прокладывается вокруг объекта съемки. Пример схемы измерений и формы хода, созданной в производственных условиях,

приведены на рис. 1. За исходный пункт с условными координатами принимается одна из точек хода. Число точек хода (станций) составляет восемь. Положение съемочных точек выбирается исходя из реальных условий площадки с учетом создания симметричной фигуры хода и расстояния к точкам координирования.

Наземная цифровая съемка товарного блока выполнялась на Покостовском месторождении гранодиоритов цифровой неметрической камерой Samsung S1050 и теодолитом 2Т30. Для объединения цифровой камеры с теодолитом применялось разработанное автором съемное крепление с лазерной рулеткой и цилиндрическим уровнем. Данное устройство-крепление предназначено для синхронизации движения теодолита и камеры и выставления цифровой камеры по уровню. Общий вид крепления и основные его конструктивные элементы изображены на рис.2.

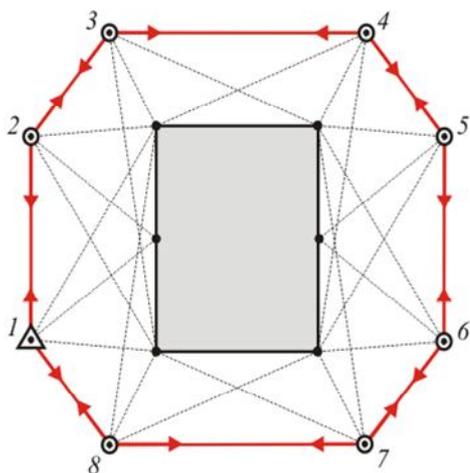


Рис. 1. Схема замкнутого теодолитного хода, проложенного вокруг товарного блока



Рис. 2. Съемное крепление для цифровой наземной съемки

Также в качестве экспериментального было разработано устройство на базе теодолита 2Т30. В данное устройство было вмонтировано три лазерные указки с целью проектирования трёх точек на объект съемки и соответственно дальнейшего масштабирования при обработке снимков. В качестве лазерной указки использовался зеленый лазерный луч мощностью 10 Вт с длиной волны 532 нм. Точность данного устройства не дала ожидаемых результатов, поскольку параллельность лазерных лучей не выполнялась и менялась в зависимости от расстояния до объекта. Это обусловлено низким качеством изготовления лазерных указок, поэтому для полевых измерений данное устройство не применялось.

Концептуально идея встраивания недорогих точных лазерных указок в корпус геодезических приборов или цифровых камер разрешит упростить и автоматизировать процесс масштабирования.

Основным путем для повышения точности определения координат базовых точек есть повышение точности измерения расстояний теодолитного хода, поэтому для этого рекомендуется применять лазерную рулетку.

Более высокую оперативность съемки, сокращение времени полевых работ и меньший объем геодезических вычислений возможно достичь использованием лазерной рулетки Bosch DLR-25 с дальностью измерений 25 м и погрешностью 2 мм,

которая является наиболее пригодной для принятых условий фототеодолитной съемки и по соотношению цена-качество.

Объединение лазерной рулетки Bosch DLR-25, теодолита 2Т30 и цифровой неметрической камеры Samsung S1050 на карьерах декоративного камня для съемки подробностей является оптимальным вариантом по стоимости и точности, поскольку расстояния будут измерены с точностью до 2 мм, угол – с точностью до 30″, а дисторсионные погрешности сведены к минимуму за счет предварительного калибрования камеры.

### Библиографический список

1. Левицкий В. Г. Створення тривимірних моделей елементів гірничих підприємств на основі цифрової наземної зйомки. – Тези VIII Всеукраїнської наукової конференції студентів, магістрів та аспірантів "Сучасні проблеми екології та геотехнологій". – Житомир: ЖДТУ, 2011. – С. 252.

2. Левицкий В. Г. Дослідження точності наземної цифрової фотограмметричної зйомки елементів кар'єру декоративного каменю // Доповіді міжнародної науково-практичної конференції студентів, аспірантів та представників виробництва "Маркшейдерське забезпечення геотехнологій». – Дніпропетровськ: Національний гірничий університет, 2009. – С. 25-30.

УДК 624: 629

*Прокопов А.Ю., д.т.н., проф., Кузнецов А.Ф., асп., Южно-Российский государственный университет экономики и сервиса, г. Шахты, Россия, Гольц И.А., ст. преп., Нижневартковский филиал Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии, г. Нижневартовск, Россия*

### АВТОМАТИЗАЦИЯ МОНИТОРИНГА СОСТОЯНИЯ И БЕЗОПАСНОСТИ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ АВТОДОРОЖНЫХ ТОННЕЛЕЙ

*Рассмотрены современные способы мониторинга состояния тоннельной обделки и автоматизированные системы контроля безопасности эксплуатации автодорожных тоннелей.*

*Modern ways of monitoring of a condition of a tunnel and the automated monitoring systems of safety of operation of road tunnels are considered.*

Безопасность эксплуатации автодорожных тоннелей обеспечивается двумя основными компонентами:

– мониторингом состояния тоннельной обделки на предмет недопущения ее предельных деформаций и нарушения гидроизоляции;

– контролем основных параметров, определяющих безопасность движения транспортных средств: видимости, загазованности (задымленности), скорости и направления воздушной вентиляционной струи, соблюдение зазоров безопасности и допустимых габаритов транспорта, состояния дорожного полотна и др.

Для обеспечения первой составляющей безопасности тоннеля необходим регулярный контроль смещения характерных точек тоннельной обделки, который

может осуществляться одним из традиционных методов геомеханических исследований, применяемых в горном деле при обследовании состояния крепи горных выработок: закладкой измерительных станций с соответствующими марками, датчиками и т.п. Контроль над измерением смещений таких марок обладает рядом недостатков: трудоемкостью геодезических работ, сложностью измерений из-за больших размеров поперечного сечения современных тоннелей, опасностью работ из-за постоянно высокой интенсивности движения транспорта по тоннелю и т.д.

Во избежание перечисленных недостатков производить контроль смещения точек тоннельной обделки с достаточно высокой точностью можно на основе современных видеоизмерительных систем и соответствующего программного обеспечения. Такой метод апробирован при мониторинге состояния обделки одного из самых протяженных (3,2 км) городских автодорожных тоннелей в Европе – Лефортовского тоннеля в г. Москве.

Конструкция обделки тоннеля представляет собой кольца из 9 железобетонных тубингов, включая 1 замковый блок. Количество колец – 1111 штук. Наружный диаметр тоннеля – 13,75 м, внутренний – 12,35 м. Плита проезжей части представляет собой монолитную железобетонную конструкцию толщиной 0,6 м, разделенную на участки деформационными швами через каждые 30 м.

Для контроля над деформациями тоннельной обделки с периодичностью в 1 месяц специалистами ГБУ «Гормост» производились съемки тоннеля с помощью мобильной видеоизмерительной системы мониторинга, монтируемой непосредственно на автомобиле [1]. После остановки автомобиля в определенном сечении тоннеля с учетом расположения визирных марок на обделке, оператор через открытый люк в крыше с помощью устройства для юстировки устанавливает телекамеру и инфракрасные прожекторы так, чтобы изображения визирных целей на экране видеомонитора расположились симметрично относительно центра экрана. Затем под управлением прикладной компьютерной программы оператор выполняет видеосъемку около 1 минуты, после чего на дисплее отображаются результаты измерений, которые после ряда преобразований и вычислений дают точные величины смещений контура тубинговой обделки.

В случае обнаружения деформаций тоннельной обделки выше допустимых, необходимо принимать оперативные меры по стабилизации смещений.

**Для обеспечения второй составляющей безопасности** целесообразно использовать систему стационарно установленных датчиков, контролирующих, прежде всего, качество воздуха в тоннеле, которое может существенно изменяться в зависимости от интенсивности движения транспорта.

Согласно нормам и правилам Российской Федерации по строительству и эксплуатации автодорожных тоннелей (СНиП 32-04-97), а также европейским руководящим документам (Design Manual for Roads and Bridges (Великобритания), Guidelines for Equipping and Operating Road Tunnels (Германия) и другим) система вентиляции должна обеспечивать работу тоннеля в нескольких режимах с постоянным контролем и поддержанием на соответствующих уровнях предельно допустимых концентраций (ПДК) оксида углерода (СО) и необходимой прозрачности воздуха для обеспечения условий видимости в тоннеле. Содержание оксида углерода является основным индикатором всего набора токсичных выхлопных газов в воздухе транспортной зоны тоннеля, а оптическая дальность видимости (связанная с прозрачностью воздуха, коэффициентом ослабления света в атмосфере и другими параметрами) снижается в случаях задымленности в тоннелях или образования тумана на дорогах. Кроме того, в качестве вспомогательных измерений рекомендуется

контролировать ПДК оксида и диоксида азота, а также скорость и направление ветра в тоннеле.

Для измерения всех вышеперечисленных параметров могут использоваться тоннельные датчики фирмы SICK Maihak, в которых использованы современные оптические измерительные технологии [2].

К основным разновидностям таких датчиков и приборов относятся:

- датчики контроля видимости и концентрации CO в тоннелях;
- измерители дальности видимости методом прямого рассеяния;
- детекторы дыма для автодорожных тоннелей;
- датчики контроля видимости и концентрации NO, NO<sub>2</sub> в тоннелях;
- датчики контроля вертикальных габаритов перед въездом в тоннели;
- измерители скорости и направления воздушной струи в тоннелях и др.

Немаловажным фактором обеспечения безопасности эксплуатации автодорожных тоннелей является круглогодичный мониторинг состояния дорожного полотна, особенно на припортальных участках, характеризующихся изменением условий эксплуатации, связанных с воздействием климатических, метеорологических, горно- и гидрогеологических факторов и др.

Использование в автодорожных тоннелях комплексной системы мониторинга безопасности, включающей контроль над состоянием тоннельной обделки, параметров атмосферы, габаритами транспортных средств, состоянием дорожного покрытия и др. обеспечит эффективную, бесперебойную и надежную эксплуатацию тоннельных комплексов.

### **Библиографический список**

1. Мобильная видеоизмерительная система мониторинга: Видеопрезентация ГБУ «Гормост»
2. Официальный сайт дистрибьютора фирмы SICK Maihak в Москве. – <http://www.sick-maihak.ru>

УДК 624.195: 622.258

*Прокопов А.Ю., д.т.н., проф., Прилучный Е.А, студ., Хорошайлов А.А., студ., Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону, Россия*

### **ТЕХНОЛОГИЯ СООРУЖЕНИЯ ВЕНТИЛЯЦИОННОГО СТВОЛА С ОПЕРЕЖАЮЩЕЙ КРЕПЬЮ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОДОРОЖНОГО ТОННЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА В Г. СОЧИ**

*Описана технология проходки вертикального ствола с опережающей крепью из буронабивных свай и погрузкой породы через передовую скважину. Проанализированы достоинства и недостатки технологической схемы.*

*The technology of construction of a vertical shaft with advancing support and loading of rock through the advanced hole is described. Merits and demerits of the technological scheme are analysed.*

В рамках подготовки к проведению зимних олимпийских игр в г. Сочи в 2014 г. в России реализуется федеральная «Программа строительства олимпийских объектов и развития города Сочи как горноклиматического курорта» [1]. Существенное внимание

в указанной программе уделено развитию транспортной инфраструктуры г. Сочи и всего Краснодарского края, предусматривающему строительство целого ряда новых автодорог, развязок, мостов, автодорожных и железнодорожных тоннелей. В их числе – строительство центральной автомагистрали г. Сочи «Дублер курортного проспекта» с автодорожными тоннелями №8-8А протяженностью 1562 и 1536 м соответственно.

Для обеспечения безопасности при возникновении аварийных ситуаций при эксплуатации тоннелей №8-8А (дымоудаление при пожаре) проектом предусмотрено сооружение вентиляционного ствола диаметром 5,5 м и глубиной 26,5 м.

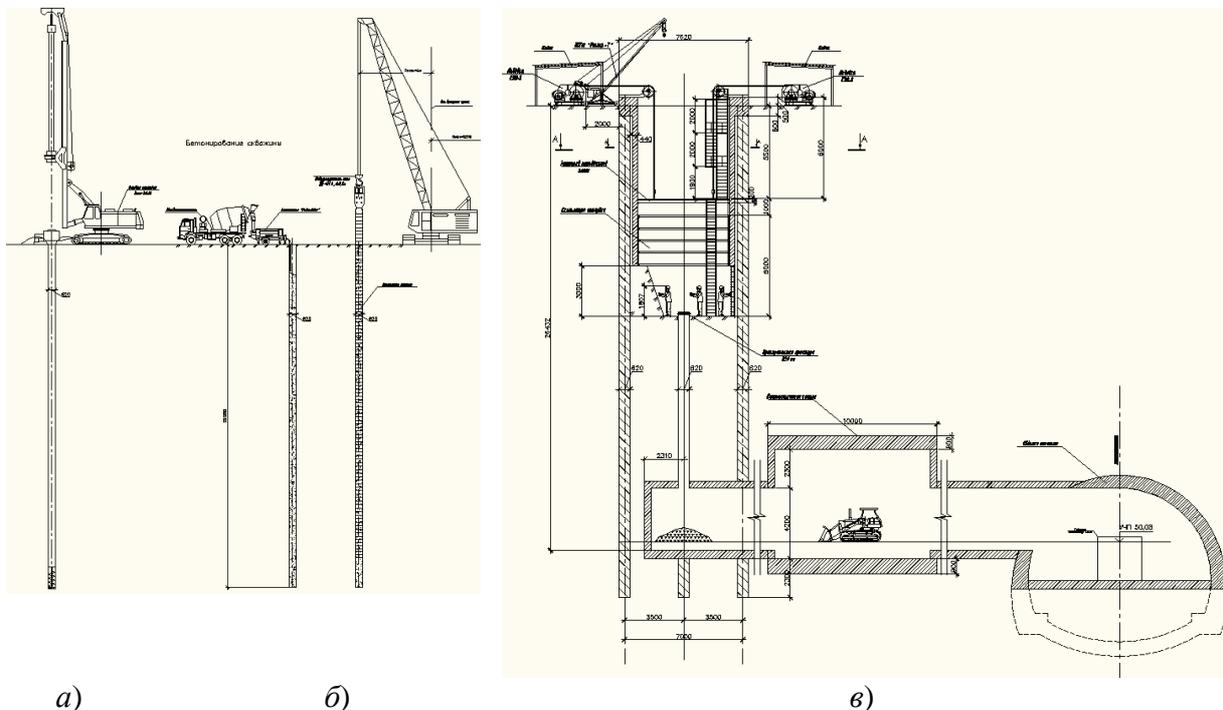
Строительство сооружений в г. Сочи всегда представляют определенную сложность, которая обусловлена, в том числе и физико-геологическими процессами, такими, как образование оползней и обвалов, селей, размывов и подтопление берегов рек. Горные склоны в этом регионе сложены тонкими слоями прочных песчаников, быстро выветривающихся и, как следствие, теряющих прочность алевролитов и аргиллитов. Подобная прочностная неоднородность горных пород приводит к формированию в откосах неустойчивых блоков и массивов, вероятность обрушения которых возрастает в весенне-зимний период.

В условиях неустойчивых пород, пересекаемых стволом, применяют, как правило, последовательную технологическую схему, предусматривающую проходку устья на временной крепи и последующее возведение постоянной крепи. Такая крепь с целью обеспечения требуемой несущей способности, выполняется многослойной, требует значительного увеличения толщины и армирования или предварительного упрочнения породного массива тампонажными растворами или анкерами-инъекторами. Такая технология отличается низкими темпами проходки, высокой материалоемкостью и трудоемкостью крепления и ведет к удорожанию строительной продукции.

С целью устранения указанных недостатков, отказа от традиционной временной крепи и одновременного обеспечения безопасных условий проходки и крепления предложена и реализована на практике при строительстве вентиляционного ствола тоннелей №8-8А следующая технология проходки (рис. 1).

По периметру будущего ствола с помощью установки Bauer BG-36 бурятся скважины диаметром 620 мм (рис. 1, а). Такая же передовая скважина бурится по вертикальной оси ствола до горизонта предварительно пройденной штольни, соединяющей ствол с тоннелями №8-8А. Из бетоносмесителя бетононасосом «Putzmeister» в контурные скважины подается бетон, в который затем вибропогружателем ВП-401А задавливаются арматурный каркас (рис. 1, б), таким образом, создается защитный контур из буронабивных свай, который играет роль опережающей временной крепи будущего ствола. Разработка грунта внутри замкнутого контура осуществляется сверху вниз со спуском его в вентиляционный тоннель №1 по центральной обсадной скважине (рис. 1, в). Для обеспечения безопасности производства работ и предотвращения случайного попадания людей в скважину спуска на верхнее отверстие трубы устанавливается поперечный ограничитель из двух арматурных стержней, приваренных крест-накрест. После обнажения трубы на глубину 0,5 м выступающая часть срезается и на отверстие немедленно устанавливается защитный ограничитель. Выдача грунта происходит через штольню к порталу тоннеля №8 с дальнейшей транспортировкой в отвал.

Постоянная обделка ствола возводится при помощи скользящей опалубки из бетона класса В-30 и возведением арматурного каркаса.



а)

б)

в)

Рис. 1. Технология сооружения вентиляционного ствола:

а – бурение скважин по контуру; б – устройство защитного экрана из буронабивных свай; в – выемка грунта в центральной части с возведением постоянной железобетонной обделки и спуском грунта через передовую скважину на горизонт тоннеля

Недостатком такой схемы является большая доля ручного труда при разработке и погрузке грунта в центральную скважину, поэтому для повышения уровня механизации и безопасности можно использовать стволовой пневмопогрузчик с ручным вождением грейфера по забою КС-3, подвешиваемый к крану на поверхности.

Основными достоинствами используемой технологии являются: надежное обеспечение устойчивости стенок ствола; простота погрузки породы вследствие отсутствия проходческих бадей и подъемных машин; возможность использования высокопроизводительных фронтальных погрузчиков для уборки породы на подземном горизонте; снижение толщины постоянной крепи за счет буронабивных свай.

### Библиографический список

1. Программа строительства олимпийских объектов и развития города Сочи как горноклиматического курорта. – Утв. Постановлением Правительства Российской Федерации от 29 декабря 2007 г. № 991.

УДК 624.195: 550.8

*Прокопов А.Ю., д.т.н., проф., Терещенко Ю.С., студ., Седловский Е.С., студ.,  
Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону, Россия*

### АНАЛИЗ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРОПОЛИТЕНА В Г. РОСТОВЕ-НА-ДОНУ

*Выполнен анализ горно- и гидрогеологических условий строительства первой проектируемой линии метрополитена в г. Ростове-на-Дону вдоль линии трассы «Запад*

– *Восток*».

*This article about analyses of mining-and-geological and hydro-geological conditions of construction of the first line of the underground in Rostov-on-Don along the route line «the West – the East».*

Ростов-на-Дону – административный центр Южного Федерального округа Российской Федерации и Ростовской области, крупный индустриальный, культурный, научный центр и транспортный узел. Протяженность его с севера на юг – 10-12 км, с запада на восток – 25 км. Территория города составляет около 350 км<sup>2</sup>. Численность населения города 1 млн. 91,5 тыс. человек (2011 г.).

В настоящее время движение транспорта в городе чрезвычайно затруднено. Основными факторами, ухудшающими транспортную проблему города, являются продолжающийся рост количества автомобилей и отсутствие возможности увеличения пропускной способности улиц старой застройки деловой части города. В ближайшие 8-10 лет в городе сохранится неравномерность расселения населения относительно мест приложения труда (МПТ) – в срединной и центральной зонах города будет размещаться 64% МПТ, в том числе в центральной зоне – 45% от общего количества МПТ. Транспортная подвижность к этому сроку увеличится в 1,2 – 1,4 раза.

Одним из перспективных направлений решения транспортной проблемы г. Ростова-на-Дону является строительство метрополитена.

Идея строительства метро в Ростове-на-Дону появилась еще в конце 60-х годов прошлого века, когда речь шла о проектировании наземных скоростных линий электропоездов. В 1988 г. Советом Министров СССР было принято решение о начале разработки проекта первой очереди строительства ростовского метрополитена. Но в связи с распадом СССР и сложившейся в дальнейшем политической и социально-экономической ситуацией в стране, финансирование проекта было прекращено. В это же время родился миф о невозможности строительства подземных линий метро из-за сложных гидрогеологических условий.

Целью настоящей работы является анализ горно- и гидрогеологических условий строительства первой ветки ростовского метрополитена, проектируемой по линии «Восток – Запад». Протяженность участка линии от станции «Улица Малиновского» до станции «Площадь Карла Маркса» составляет 12,6 км, эксплуатационный участок – 11,7 км. Количество станций – 8, из них 4 станции мелкого заложения, одна – на эстакаде, 3 станции – глубокого заложения. Среднее расстояние между станциями 2054 м.

Выполненный анализ инженерно-геологических условий [1] строительства метрополитена по линии «Восток – Запад» позволяет сделать следующие выводы:

- в геоморфологическом отношении изучаемый участок располагается на склонах понтического плато Доно-Тузловского водораздела, плиоценовой террасе высокого правого берега реки Дон, пойменной террасе и пойме реки Дон, пойме и надпойменных террасах реки Темерник. Рельеф повсеместно изменен планировкой.
- в геологическом строении рассматриваемой территории на изучаемую глубину принимают участие отложения четвертичной и неогеновой систем;
- гидрогеологические условия участка характеризуются наличием четвертичных и неогеновых водоносных горизонтов;
- техногенные грунты на изучаемом участке обладают преимущественно высокой коррозионной активностью по отношению к алюминию и свинцу, средней – к железу. На отдельных участках отмечается сильная и высокая коррозионная активность грунтов по отношению к бетону марки W4;

– делювиальные лессовидные суглинки, расположенные выше уровня грунтовых вод, обладают просадочными свойствами. В подтопленных районах, с уровнем воды на глубинах 2-2,5 м, мощность просадочной толщи равна нулю и возрастает с увеличением глубины залегания грунтовых вод до 12-17 м. Лессовидные грунты могут проявлять способность к набуханию. Редко встречаются разновидности тяжелых скифских глин, которые могут быть отнесены к слабонабухающим грунтам. В строительных котлованах глины необходимо защищать от высыхания и выветривания.

– глубина сезонного промерзания для глинистых и суглинистых грунтов составляет 0,90 м. По степени морозного пучения грунты, находящиеся в зоне сезонного промерзания непучинистые;

– на участке предполагаемого строительства отмечается потенциальная возможность проявления просадки, которая приводит к деформациям зданий и сооружений. Необходимо предусмотреть проведение различного рода мероприятий, в соответствии с нормативными документами, регламентирующими строительство на просадочных грунтах I и II типа грунтовых условий по просадочности. При мощности просадочных грунтов более 6 м, участок строительства, как правило, относится ко II типу;

– на участке высокого берега долины реки Темерник в разрезе отмечена погребенная толща оползневых отложений, представленная суглинками и глинами твердой консистенции с отдельными плоскостями скольжения. На дальнейших стадиях проектирования необходимо предусмотреть дополнительные исследования данного склона в части его оползнеустойчивости;

– фактором, осложняющим инженерно-геологическую обстановку является большая мощность насыпных грунтов (до 8 м);

– в западной и центральных частях рассматриваемого участка, где глубина залегания уровня подземных вод до 4 м, территория находится в естественно подтопленном состоянии;

– инженерно-геологические условия строительства линий метрополитена сложные. Делювиальные лессовидные суглинки ниже уровня грунтовых вод характеризуются потерей устойчивости в забоях, что вызывает необходимость в принятии мер по обеспечению стабильности забоев; на участках вблизи городской застройки и коммуникаций необходимо применение специальных методов работ. На участках открытого способа проходки рекомендуется крепление котлованов методом «стена в грунте», либо других способов технической мелиорации грунтов, а также усиление оснований;

– грунтовые воды обладают сильной сульфатной агрессивностью к бетонам;

– по степени сложности инженерно-геологические условия территории предполагаемого строительства характеризуются как сложные – III категория (СП II – 105-97), геотехническая категория – III (МГСН 2.07-01).

### **Библиографический список**

1. Меркулова К.А. Инженерно-геологические условия г. Ростова-на-Дону, Ростов н/Д: РПГУ, 2006 – 130 с.

## **ОЦІНКА ТОЧНОСТІ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ТРІЩИН**

*Наведена коротка характеристика існуючих методів вимірювання і кількісної оцінки тріщинуватості масиву. Виконано порівняльний аналіз деяких методів та встановлено найбільших оптимального методу використання для більш точної оцінки тріщинуватості масиву на основі нижче розглянутих.*

**Актуальність теми.** Тріщинуватість масивів - найважливіша гірничо-геологічна характеристика гірських порід. Тріщинуватість являє собою загальну властивість масиву гірських порід. Вона характеризує структуру, геохімічні властивості масиву, гірничо-геологічні умови дослідження ділянок земної кори, а також досить суттєво впливає на вихід блоків у процесі їх видобування. Саме тому найбільш достовірне і повне визначення основних параметрів систем тріщин як на початковій, так і подальших стадіях розвитку родовища є важливим фактором.

**Мета статті.** Дослідження оцінки точності визначення параметрів тріщин на основі аналізу методів вимірювання і кількісної оцінки тріщинуватості масиву.

**Аналіз досліджень та публікацій.** Вивченням даного питання займались багато вчених, серед яких Чернишов С.В., Рілов А.П., Тимофеев Є.П. [1], Букринський В.О. [2], Ушаков І.М. [3], Бакка М.Т. [4] та багато інших, але жодним із них не було проведено порівняльного аналізу методик вимірювання і кількісної оцінки тріщинуватості масиву.

**Викладення основного матеріалу статті.** Тріщинуватість масиву має досить великий вплив на якість та вихід блоків з добувної корисної копалини, а також визначає вибір технології та комплектів обладнання, розташування й напрямку фронту гірничих робіт щодо простягання кутів падіння тріщин головних систем. При вивченні тріщинуватості важливе місце відводиться обґрунтуванню методів вимірювання і кількісної оцінки тріщинуватості, яке використовується при оцінці блочності масиву та обґрунтуванні параметрів технології добування блоків.

Існують прямі та непрямі методи визначення тріщинуватості. Прямі методи використовуються безпосередньо при наявності оголеного масиву, тобто безпосередньому виході його на поверхню, по керну, по стінках свердловини, а також можуть визначатися за допомогою фото планіметрії і стереозйомки. Зазвичай, прямі вимірювання тріщин та визначення їх параметрів можуть бути неможливими через відсутність або недостатню оголеність масиву. Тоді є доцільним використання непрямих геофізичних методів, які базуються на зв'язках параметрів тріщин з різними властивостями масивів. Тріщини впливають фактично на всі властивості масиву. Однак непрямі методи в більшості випадків не визначають окремі параметри структурної моделі сітки тріщинуватості. Вони дають відносну оцінку ступеня тріщинуватості для різних точок ділянки або різних напрямків в масиві. Найбільш розповсюджені непрямі методи визначення тріщинуватості масиву ґрунтуються на вимірюваннях швидкості поширення ультразвукових, пружних, електромагнітних хвиль, змінах поглинання води або повітря тріщинуватим масивом. Найбільший ефект при вивченні тріщинуватості зон дає комплекс використання різних методів.

Спробуємо розглянути та визначити найбільш ефективний, точний та не досить вартісний прилад для вимірювання тріщинуватості, що може відноситися як до прямих, так і непрямих методів вимірювання.

Одним з таких приладів може бути гірничий компас (рис.1) - прилад, що призначений для визначення елементів залягання гірських порід, азимутів простягання та кутів падіння. Має досить широке застосування. На відміну від звичайного туристичного компаса, він має клінометр (пристрій для визначення вертикальних кутів) і наявність іншого градуювання лімба (кругової градусної шкали). Лімба гірничого компаса розмічений проти годинникової стрілки, тобто Захід та Схід в ньому змінені місцями. Це пов'язано з іншою системою визначення азимута. Лімба компаса не рухомий, тому сторону компаса з відміткою „С” або „0” називають Північною.



Рис.1. Гірничий компас: 1 – основа; 2- лімба круга; 3 – магнітна стрілка; 4 – вістря, на якому обертається магнітна стрілка; 5 – затисний гвинт магнітної стрілки; 6 – вістря; 7 – лімба відвіса; 8 – затискач відвіса; 9 – північний кінець магнітної стрілки.

Для вимірювання азимута на певну точку, Пн. сторону компаса направляють на об'єкт, приводять компас в горизонтальне положення за допомогою рівня, розаритирують магнітну стрілку за допомогою відповідної кнопки, і після заспокоєння стрілки знімають відлік. Азимутом на об'єкт буде той відлік по лімбі, який вказує північний кінець стрілки. Отриманий азимут буде магнітним. В сучасних приладах може бути присутній спеціальний гвинт, що може бути використаний для отримання значення істинного азимута одразу. Для визначення лінії падіння за допомогою компаса, потрібно відпустити із фіксованого положення відвіс клінометра. Покласти компас так, щоб клінометр опинився під компасом. Лінія, на якій можна буде отримати максимальний кут по клінометру, і буде лінією падіння.

Гірничий компас на даному етапі розвитку має ряд моделей, які мають різні сфери застосування та свої певні особливості. Адже технічна характеристика кожного приладу відповідає певному виду робіт. Так, наприклад, гірничий компас типу ГК-2 призначений для визначення азимута і кута нахилу лінії падіння площини маркованого зразка гірської породи, а гірничо-геологічний компас типу ГГК-2 призначений для орієнтованого визначення елементів залягання виходу пластів гірських порід, орієнтування на місцевості, прокладення зйомочних маршрутів, візування тощо. Точність визначення азимута і вертикального кута даних моделей  $\pm 0,50$ . В загальному, гірничий компас має досить не велику вагу, низьку вартість в порівнянні з більш високоточними вимірювальними пристроями, які використовуються в інших методах та є малогабаритним. Проте і недоліки теж не відсутні.

Ще одним приладом, який використовується для вимірювання тріщинуватості масиву є радіохвильовий шпуровий прилад РВШ-4 (рис.2), який відноситься до непрямих методів, а саме радіохвильового. Радіохвильовий метод контролю базується на розходженні діелектричної проникності порід монолітних і порід порушених, тобто розбитих тріщинами і маючих у зв'язку з цим визначену пустотілість.

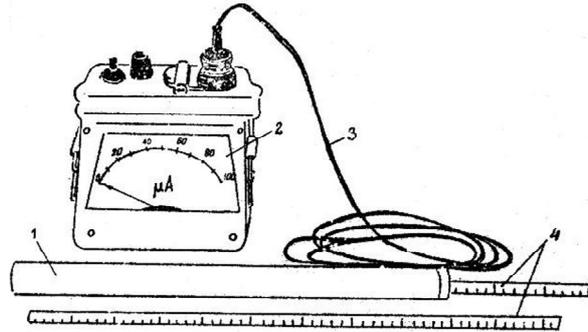


Рис.2. Радіохвильовий шпуровий прилад РВШ-4 для визначення параметрів тріщинуватості

Даний прилад складається із зонда 1, з'єднаного з вимірювальним пристроєм 2 чотирьохжильним кабелем 3 і мірної посилочної штанги 4. Основними елементами приладу є автогенератор, антена і мікроамперметр, що реєструє. Зонд приладу РВШ-4 зібраний у трубі з полімерних матеріалів із зовнішнім діаметром 38 мм. У ньому розташовується генератор високої частоти, погоджуючий підсилювач, коливальний контур, прийомна котушка, підсилювач високої частоти, блок випрямлення й антена. Вимірювальний пристрій містить блок реєстрації і блок живлення. Призначення даного приладу полягає у контролі зрушеності масиву за допомогою спеціально пробуреного шпуру діаметром 42 мм. Для того щоб зонд приладу опустити в шпур використовуються спеціальні штанги. Ці штанги виготовляються з мідної труби діаметром 16 мм. Для визначення місцезнаходження зонда в шпурі на штангах нанесена шкала з ціною поділки 0,5 см. Визначення тріщинуватості масиву гірських порід проводиться при попередньому бурінні шпура діаметром 42 мм на необхідну довжину. Опускають зонд в отвір шпура і проводять вимірювання за допомогою мікроамперметра. При введенні зонда в шпур рівень сигналу на мікроамперметрі знизиться. Якщо необхідний шпур буде пробурений у породі, яка буде однорідною, то рівень сигналу залишиться незмінним. Наявність тріщин у породі зумовить відхилення стрілки мікроамперметра у більшу сторону. При цьому на ділянці збільшення сигналу потрібно зафіксувати максимум, що вкаже нам точне місцезнаходження тріщин. Величина розкриття тріщини буде визначатися за максимальним відхиленням стрілки мікроамперметра:

$$\Delta a = I_{\max} - I_{\text{масс}} - I_{\text{тр}} \Delta I + 1$$

де  $\Delta a$  – величина розкриття тріщини, мм;  $I_{\max}$  – максимальна величина струму на тріщині, мкА;  $I_{\text{масс}}$  – величина струму в монолітних породах, мкА;  $I_{\text{тр}}$  – величина струму на тріщині з розкриттям до 1мм, мкА;  $\Delta I$  – чутливість приладу, мкА/мм.

Спрямованість тріщин на показання приладу можна встановити наступним чином. Якщо при переході зонда приладу тріщини, яка орієнтовано перпендикулярно осі шпура, графік зміни буде мати мінімальну розтягнутість по довжині шпура. Проте, при відхиленні тріщини від перпендикулярного положення, розтягнутість буде збільшуватися.

При проведенні аналізу даних, які були отримані в результаті проведених вимірювань, можна встановити відстань між тріщинами або їх кількість, що знаходиться на 1 м довжини шпура, величину розкриття тріщин і наявність косо спрямованих тріщин стосовно осі шпура.

Для більш точної оцінки тріщинуватості, можна було б використати теодоліт. Саме його найпростіші моделі, могли б визначити та встановити певні параметри тріщин. Наприклад, теодоліт Т30 та його модифікації. Точність даного приладу при проведенні вимірювань, може досить суттєво допомогти при вирішенні даного завдання.

В загальному можна зробити висновок про те, що використання певного чи якогось одного методу вимірювання та кількісної оцінки тріщинуватості масиву не можливо. Оскільки, кожен метод має свої неточності та потребує певних доповнень. Найбільш ефективним і раціональним було б поєднання декількох методів. Перш за все доцільним було б використання, як основи, прямого методу вимірювання тріщин по оголеному масиву за допомогою гірничого компасу і, як доповнення, використання одного з непрямих методів, такого як радіохвильовий за допомогою приладу РВШ-4. Оскільки, будова, незначна вартість даного приладу та метод вимірювання дає можливість в повній мірі визначити положення, спрямованість та величину розкриття тріщин безпосередньо не тільки на поверхні, але й в самому масиві.

### **Бібліографічний список**

1. Рылов А.П., Тимофеев Е.П. Горная геометрия. – М.: Недра, 1975. – 231 с.
2. Букринский В.А. Геометрия недр: Учебник для вузов. – М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2002. – 549 с.
3. Ушаков И.Н. Горная геометрия: Учебник для вузов. – М.: Недра, 1979. – 440 с.
4. Бакка М.Т., Кузьменко О.Х., Сачков О.Х. Видобування природного каменю: Підручник. – Київ, Інститут системних досліджень, 1993. – 352 с.

УДК 622.012.2

*М.В. Ваденин, научный руководитель к.т.н., доц. Анциферов С.В., Тульский государственный университет, Россия*

### **ОБЗОР МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ, БАЗИРУЮЩИХСЯ НА РЕШЕНИЯХ ПЛОСКИХ ЗАДАЧ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ**

*Приведен краткий обзор разработанных в ТулГУ аналитических методов расчета обделок тоннелей на статические нагрузки, в основу которых положены*

*аналитические решения плоских задач теории упругости.*

*A brief review of analytical design methods for tunnel linings subjected to static loads is presented. All the methods considered have been developed in Tula State University and are based on the analytical solutions of plane elastic problems.*

Совершенствование транспортных, коммуникационных, энергетических и других систем крупных современных городов требует активного использования подземного пространства. Подземные сооружения часто характеризуются пространственным расположением тоннелей, также наличием близко расположенных параллельных тоннелей, испытывающих как взаимное влияние, так и влияние земной поверхности, а также действие веса зданий, сооружений или транспортных средств на поверхности. В сложных геологических и инженерных условиях в практике строительства тоннелей используются многослойные или комбинированные обделки, состоящие из слоев, выполненных из различных материалов. Такие обделки в ряде случаев обладают прочностными и деформационными свойствами, которые недостижимы для однородных конструкций.

В течение достаточно продолжительного периода времени в практике проектирования подземных сооружений применяются подходы, основанные на рассмотрении обделки как инженерной конструкции в предположении ее взаимодействия с окружающим массивом в соответствии с гипотезой Винклера или более сложными закономерностями. Это, например, метод Метрогипротранса, разработанный Б.П.Бодровым и Б.Ф.Матери. В нем подземная конструкция представлялась в виде рамы вне массива грунта, расчет которой выполнялся методами строительной механики - начальных параметров, методом сил или методом перемещений, предусматривающих три этапа: задание по сути неизвестных внешних нагрузок, которые в силу тех или иных соображений или гипотез могли бы действовать на конструкцию, определение внутренних усилий, а затем - напряжений и деформаций в элементах конструкции, на основе которых осуществлялась оценка их прочности, жесткости или устойчивости.

Помимо методов, реализующих подходы строительной механики, к расчету конструкций подземных сооружений применяют методы, базирующиеся на решениях контактных задач теории упругости, полученных аналитическим путем. Общепринятым в настоящее время является представление о совместной работе многослойной обделки (крепя) тоннелей и массива грунта (пород) как элементов единой деформируемой системы. Это, в конечном итоге, позволяет в большей мере использовать несущую способность окружающего массива грунта, и в ряде случаев позволяет обоснованно применять более экономичные, но достаточно прочные конструкции обделок. Такой подход, отвечающий принципам механики подземных сооружений - науки о напряженно-деформированном состоянии, прочности и устойчивости конструкций подземных сооружений, рекомендуется в качестве базового метода рядом нормативных и нормативно-технических документов.

Принцип взаимодействия крепи (обделки) с массивом пород (грунта), положенный в основу математической модели рассматриваемых объектов, требует выбора в качестве модели массива пород линейно-деформируемой среды. Совместные перемещения на контакте постоянной крепи (обделки) с массивом малы по величине, и в силу малости этих перемещений связь между напряжениями и деформациями в массиве пород на стадии совместного деформирования можно считать линейной, что делает возможным использование механикой подземных сооружений математического аппарата теории упругости, развитого в трудах Мусхелишвили Н.И. [3], Шермана Д.И. [5], Булычева Н.С. [2], Фотиевой Н.Н. [4] и в других работах [1].

Эти положения позволяют с единых позиций исследовать напряженно-деформированное состояние всех видов конструкций обделок, включая замкнутые монолитные бетонные и сборные железобетонные, набрызгбетонные и анкерные, многослойные и комбинированные, обделки тоннелей произвольного поперечного сечения при статических, тектонических и сейсмических воздействиях. Данные методы предназначены для расчета как для одиночных, так и для близко расположенных параллельных тоннелей, в том числе - испытывающих влияния поверхности и объектов на ней.

В основу методов расчета положены строгие аналитические решения плоских задач теории упругости для бесконечной или полубесконечной линейно-деформируемой среды, моделирующей массив грунта, ослабленной конечным числом подкрепленных многослойными кольцами круговых или некруговых отверстий при соответствующих граничных условиях. После введения комплексных потенциалов, характеризующих напряженно-деформированное состояние соответствующих областей, задачи теории упругости сводятся к краевым задачам теории функций комплексного переменного. Решения получены с использованием аппарата аналитического продолжения комплексных потенциалов через границу полуплоскости, свойств интегралов типа Коши и рядов Лорана.

Методы позволяют учесть основные факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние обделок - размеры поперечного сечения тоннеля и слоев обделки, глубину заложения тоннеля, деформационные характеристики грунта и материалов слоев обделки, начальное поле напряжений в массиве грунта, обусловленное его собственным весом или давлением грунтовых вод, положение и размеры участков приложения распределенной нагрузки на поверхности, моделирующей вес зданий или сооружений, существующих до проходки тоннеля или возводящихся над уже построенным тоннелем, последовательность сооружения слоев обделки, а также реологические свойства грунта на основе теории линейной наследственной ползучести с использованием метода переменных модулей, согласно которому деформационные характеристики грунта, входящие в решения соответствующих задач теории упругости, представляются как функции от времени.

### **Библиографический список**

1. Анциферов С.В. Метод расчета многослойных обделок параллельных взаимовлияющих тоннелей мелкого заложения // Изв. ТулГУ. «Геомеханика. Механика подземных сооружений». Вып.2. 2004. - С.22-37.
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов.- М.: Недра, 1994. - 382 с.
3. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М: Наука, 1966. - 707 с.
4. Фотиева Н.Н. Аналитические методы расчета обделок тоннелей мелкого заложения// Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды Юбилейной научно-практической конференции, Москва, 15–16 марта 2000 г. – М. – 2000. – С. 123 – 132.
5. Шерман Д.И. О напряжениях в весоной полуплоскости, ослабленной двумя круговыми отверстиями // Прикладная математика и механика. - 1951. - Т. 15. - №3. - С. 297-316.

С.О. Золотарев, научный руководитель к.т.н., доц. С.В. Анциферов, Тульский государственный университет, Россия

## РАСЧЕТ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ, СООРУЖАЕМЫХ С ПРИМЕНЕНИЕМ ИНЪЕКЦИОННОГО УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТА

Приведены результаты расчета монолитных обделок двух параллельных круговых тоннелей, сооруженных с применением инъекционного укрепления грунта, полученные с использованием разработанного в ТулГУ аналитического метода расчета.

*Stress state of two parallel tunnel linings constructed with grouting application are determined with help of the analytical design method developed in Tula State University. Results of the design are given.*

Практика проектирования тоннелей в сложных геологических условиях требует разработки новых методов расчета подземных конструкций, в том числе – позволяющих учесть влияние инъекционного укрепления грунта, которое приводит к заполнению пустот за обделками тоннелей и изменению его деформационных характеристик, что позволяет в полной мере использовать несущую способность грунта и обоснованно использовать более экономичные конструкции обделок.

В Тульском государственном университете разработан аналитический метод расчета многослойных обделок взаимовлияющих параллельных круговых тоннелей мелкого заложения, сооружаемых закрытым (горным) способом, на действие статических нагрузок с учетом инъекционного укрепления грунта вокруг тоннелей.

Ниже рассмотрен случай взаимодействия монолитных обделок кругового поперечного сечения двух параллельных тоннелей мелкого заложения, сооружаемых с применением инъекционного укрепления, при действии собственного веса грунта. С этой целью рассматривается линейно-деформируемая весомая однородная изотропная полубесконечная среда, ослабленная подкрепленными отверстиями (рис. 1).

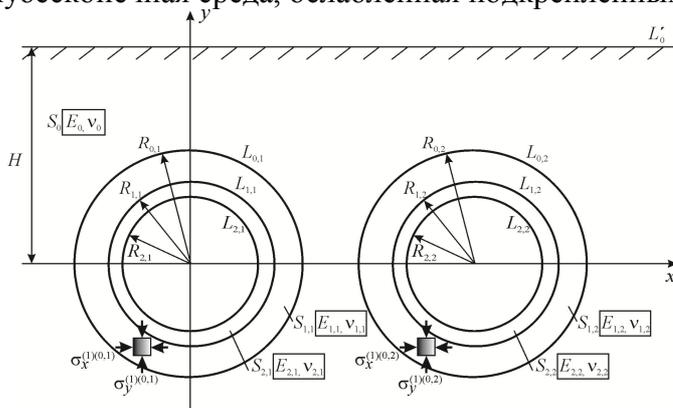


Рис. 1. Расчетная схема

Среда  $S_0$ , которая моделирует массив грунта, ограничена прямой  $L'_0$  и контурами  $L_{1,m}$  отверстий радиусами  $R_{1,m}$ , центры которых расположены произвольным образом. Кольца  $S_{2,m}$  с внутренними контурами  $L_{2,m}$  радиусами  $R_{2,m}$  которые моделируют монолитные обделки тоннелей.

Наружные по отношению к контурам  $L_{2,m}$  кольца  $S_{1,m}$  с характеристиками  $E_{1,m}$ ,  $\nu_{1,m}$  ( $m = 1, 2$ ) моделируют слои укрепленного грунта. Среда и кольца деформируются совместно, т.е. на линиях контакта выполняются условия непрерывности векторов смещений и полных напряжений. Контур  $L_0$  и внутренние контуры поперечных сечений обделок тоннелей свободны от действия внешних сил.

В данной постановке учитываются следующие основные факторы, оказывающие влияние на напряженное состояние обделок тоннелей - взаимное расположение тоннелей и размеры их поперечных сечений; глубину заложения каждого из тоннелей; толщину обделки каждого из тоннелей, деформационные характеристики материалов обделок; наличие и поперечные размеры зон грунта вокруг тоннелей, подверженных укреплению; последовательность сооружения тоннелей, а также отставание возведения обделки от забоя в каждом из тоннелей в случае, а также реологические свойства грунта в рамках теории линейной наследственной ползучести.

Поставленная задача решается с использованием теории аналитических функций комплексного переменного на основе метода Арамановича И.Г. [2], получившего развитие в работах [1,3].

Ниже приведены результаты расчета монолитных бетонных обделок двух параллельных тоннелей, сооруженных с применением инъекционного укрепления грунта, на действие собственного веса грунта:  $E_0 = 100 \text{ МПа}$ ,  $\nu_0 = 0,35$ ,  $E_{1,1} = E_{2,1} = 250 \text{ МПа}$ ,  $\nu_{1,1} = \nu_{2,1} = 0,3$ ,  $E_{1,2} = E_{2,2} = 23000 \text{ МПа}$ ,  $\nu_{1,2} = \nu_{2,2} = 0,2$ , обделки возводятся непосредственно в забое (рис.2).

На рис. 3 а,б сплошными линиями показаны эпюры нормальных тангенциальных напряжений, возникающих на внутреннем (а) и наружном (б) контурах сечения левого тоннеля (для правого тоннеля приведенные результаты справедливы с учетом симметрии), пунктирными линиями даны эпюры напряжений при отсутствии зоны укрепленного грунта (напряжения указаны в скобках).

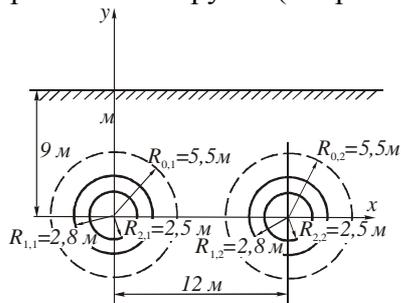


Рис. 2. Схемы компоновки тоннелей

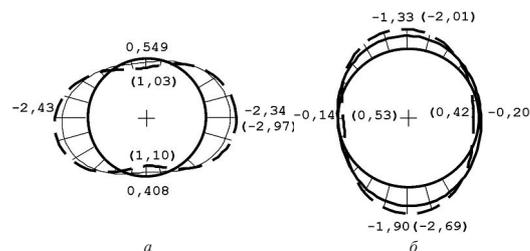


Рис. 3. Напряжения  $\sigma_\theta$ , МПа на внутреннем (а); наружном (б) контурах обделки левого тоннеля

Расчеты показали, что укрепление грунта вокруг тоннелей может оказывать существенное влияние на напряженное состояние обделок, приводя, например, к снижению растягивающих напряжений более, чем в два раза.

## Библиографический список

1. Анциферов С.В. Метод расчета многослойных обделок параллельных взаимовлияющих тоннелей мелкого заложения // Изв. ТулГУ. «Геомеханика. Механика подземных сооружений». Вып.2. 2004. -С.22-37.
2. Араманович И.Г. О распределении напряжений в упругой полуплоскости, ослабленной подкрепленным круговым отверстием// Докл. АН СССР. - М., 1955. - Т. 104. - №3. - С. 372-375.
3. Фотиева Н.Н. Аналитические методы расчета обделок тоннелей мелкого заложения // Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды Юбилейной научно-практической конференции, Москва, 15–16 марта 2000 г. – М. – 2000. – С. 123 – 132.

УДК 622.35

*Махно А. Н., ассист. кафедры геотехнологий им. проф. Бакка Н.Т., Хмелюк Т. С., магистр, научный руководитель Кальчук С.В., к.т.н., доц. ЖГТУ, Житомир*

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТРУКТУРНЫХ НЕОДНОРОДНОСТЕЙ МОНОЛИТОВ ОБЛИЦОВОЧНОГО КАМНЯ УЛЬТРАЗВУКОВЫМИ МЕТОДАМИ

*В работе представлено исследование неоднородности монолитов облицовочного камня ультразвуковым методом, обосновано его основные преимущества. Произведено вычисление скорости распространения ультразвуковых волн в массиве горных пород с помощью ультразвукового ефектоскопа «Пульсар1.2»*

*The study of heterogeneity decorative stone monoliths by ultrasonic method is based on its main advantages. It's produced by the calculation of the propagation velocity of ultrasonic waves in the array by setting the "Pulsar 1.2".*

**Введение.** Житомирская область владеет хорошо развитой сырьевой базой для производства строительных материалов и насчитывает 263 месторождения и 65 объектов учета полезных ископаемых, что используются в строительстве.

В пределах территории области на сегодняшний день насчитывается 107 месторождений облицовочного камня (граниты, лабрадориты, габбро, перекристаллизованные известняки) с широкой гаммой цветовых и декоративных свойств. Ежегодная добыча облицовочного камня в области составляет около 70% от общей добычи по Украине. [4]

**Анализ литературных источников.** Следует отметить, что трудоемкость обработки в значительной степени зависит от: наличия в горной породе включений и ее анизотропных свойств, способа и направленности обработки камня, степени кристаллизации породы и размеров кристаллов, пористости. Важнейшей горно-геологической характеристикой залегания горных пород является трещиноватость массивов, которая, в конечном счете, оказывает решающее влияние на выход блоков при их добыче и дальнейшей обработке.

Для пород различных генетических типов существует несколько классификаций трещин, разделяющих трещины по генезису, геометрическим признакам, свойствам и другим их характеристикам. На практике чаще всего используется генетическая классификация Р. Болка, основанная на классификационных признаках Г. Клооса,

согласно которой трещины подразделяются на продольные S, поперечные Q, диагональные D и первично-пластовые L. [2]

На каждом предприятии по добыче блочного камня, тем более облицовочного, основной целью есть получение цельных монолитов (блоков), достижение максимального коэффициента выхода блоков в конкретных условиях.

В настоящее время существует несколько методов оценки структурных неоднородностей месторождений облицовочных камней. Эти методы подразделяются на несколько видов: статистические, графоаналитические, геофизические методы (акустические, электрические, магнитные, тепловые, пьезоэлектрические, ультразвуковые), графо-статистического моделирования. [3].

**Цель работы.** Определить эффективность использования ультразвукового метода исследований структурных неоднородностей блока горной породы.

**Материалы и результаты исследований.** Ультразвуковые методы исследования имеют перед статическими следующие основные преимущества: отсутствие всяких разрушающих и повреждающих воздействия на испытуемый образец, возможность неограниченного повторения испытаний, что придает особую достоверность получаемым показателям, высокая точность измерения, быстрота испытаний и практически «мгновенное» получение результатов. Эффективность и большие достоинства ультразвука делают его мощным средством в исследовательской работе. Данный метод позволяет не только определять свойства горных пород, но и объяснять физическую природу тех или иных явлений, происходящих в них.

Скорость распространения звуковых волн  $c$  (м/с) можно определить со следующих зависимостей:  $c = \lambda f$  (1) или  $c = l/t$  (2), где  $\lambda$  – длина волны,  $f$  – частота колебаний (кГц),  $l$  – ширина измеряемого образца,  $t$  – время прохождения ультразвука. [1]

Предметом данного исследования являлся добытый блок габбро (Быстреевское

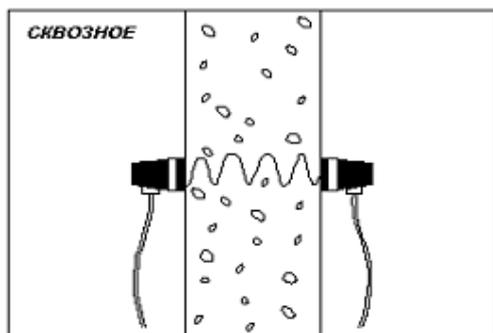


Рис. 1. Сквозной вариант прозвучивания образца горной породы ультразвуком

месторождение) который подвергался ультразвуковому прозвучиванию по лобовым и боковым граням с помощью прибора «ПУЛЬСАР-1.2» (измеритель времени распространения ультразвука). Изменениям скорости распространения ультразвуковых волн, в сравнении с образцовым элементом, дает нам возможность определить структурные неоднородности данного блока. В данном исследовании использовался сквозной вариант прозвучивания (рис.1.). Для улучшения контакта образца преобразователем используют связывающий слой с хорошей проводимостью ультразвуковых волн. Как акустически связывающее пространство могут использоваться нефть, вода, глицерин, жидкие масла, но наибольшего распространения получило трансформаторное масло. Усредненные скорости распространения продольных ультразвуковых волн для габбро данного месторождения составляют примерно 6900 м/с, но в направлениях со структурными неоднородностями скорость распространения волн уменьшается до 6280-6380 м/с.

**Выводы.** Развитие электронной техники и совершенствование физических методов, в том числе ультразвуковых, открывают большие возможности для создания комплекса простых, надежных в эксплуатации и недорогих приборов для быстрого исследования горных пород без разрушения. Это позволяет более глубоко и всесторонне изучить структуру, прочностные и другие свойства горных пород.

После проведения испытаний заданного блока можно определить, что он не имеет структурных неоднородностей, в частности трещин, которые могут влиять на дальнейшую обработку. Диапазон скорости распространения ультразвуковых волн может также колебаться в пределах  $\pm 150$  м/с в зависимости от направления и размеров составляющих горную породу кристаллов в образце.

### Библиографический список

1. Ямщиков В. С. Ультразвуковые и звуковые методы исследования горных пород : учебник. - М. : Московский институт радиоэлектроники и горной электромеханики, 1964. - 71 с.
2. Протождяконов М. М. Трещиноватость и прочность горных пород в массиве. – М.: Наука, 1964. – 65с.
3. Бака Н.Т., Ильченко И.В. – Облицовочный камень. Геолого-промышленная и технологическая оценка месторождений: Справочник. – М.: Недра, 1992. – 303с.
4. <http://5ka.at.ua/load/ekologija/>.

УДК 622.1:55

*Толкач О.М., аспірант кафедри геотехнологій ім. проф. Бакка М.Т., Житомирський державний технологічний університет*

### ВАРІОГРАМНИЙ АНАЛІЗ КУР'ЯНІВСЬКОГО РОДОВИЩА ПИРОФІЛІТОВИХ СЛАНЦІВ

*Проведено варіограмний аналіз вмісту  $Fe_2O_3$  на Кур'янівському родовищі пірофілітових сланців*

*Проведено вариограммный анализ содержания  $Fe_2O_3$  на Курьяновском месторождении пиррофиллитовых сланцев*

*A content analysis of variogram  $Fe_2O_3$  on the field of Kuryanovsky pyrophyllite deposit*

При застосуванні геостатистики для вирішення різних практичних гірничо-геологічних задач полягає необхідність у побудові варіограмної моделі досліджуваного об'єкту (масиву родовища, блоку, рудо потоку), яка повинна максимально відповідати справжній структурі мінливості об'єкту [1].

Експериментальна варіограма задається наступним співвідношенням:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N} \sum_{i=1}^N [x(t_i) - x(t_i + h)], \quad (1)$$

де  $N$  – кількість пар значень просторової змінної  $x(t_i)$  та  $x(t_i + h)$ , які знаходяться в точках на відстані  $h$ .

Експериментальна варіограма знаходиться обчисленням дисперсії вмісту в кожній точці множини по відношенню до кожної іншої точки і зображається у вигляді графіку залежності дисперсії від відстані між даними точками в заданому інтервалі величин.

При обчисленні емпіричної варіограми відстані між усіма парами розсіяних точок розділяються на певну кількість інтервалів, або лагів. Дисперсії усіх пар точок, відстані яких одна від одної попадають в один і той же лаг, усереднюються. Результати усереднення виводяться у вигляді графіку залежності емпіричної варіограми від збільшення відстані, яка відповідає більшому чи меншому інтервалу. Це призводить до того, що для кожного лага відображається лиш одна точка емпіричної варіограми.

Схема обрахунку емпіричної варіограми для двовірного випадку представлено на рис. 1.

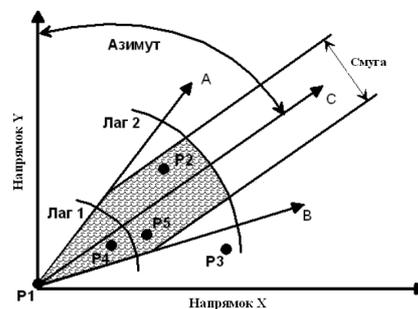


Рис.1. Схема обрахунку емпіричної варіограми

При проведенні гірничо-геометричного аналізу Кур'янівського родовища пірофілітових сланців із метою попередньої оцінки мінливості показників якості покладу було побудовано емпіричні варіограмні моделі. Методика побудови полягала в наступному. Спочатку було визначено напрямку лінії падіння та простягання пласта (рис. 2).

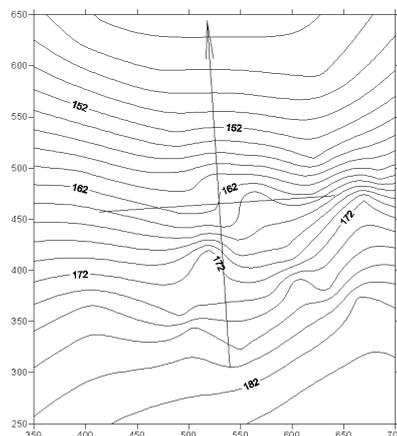


Рис. 2. Визначення напрямку падіння та простягання пласта на гіпсометричному плані

Після цього було побудовано варіограми вмісту  $Fe_2O_3$  за падінням пласта та простяганням (рис. 3).

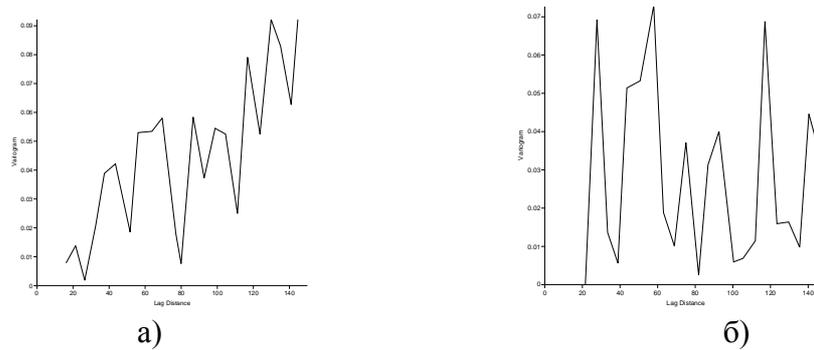


Рис. 3. Варіограмні моделі вмісту  $Fe_2O_3$ : а - за падінням пласта; б – за простяганням пласта

Із проведеного аналізу випливає, що мінливість вмісту  $Fe_2O_3$  за падінням пласта має вужчий діапазон розсіювання порівняно із мінливістю цього ж показника за простяганням пласта.

Застосування варіограмного аналізу при попередній геологорозвідці родовища дасть можливість оптимізувати параметри розміщення геологорозвідувальних свердловин, збільшуючи щільність буріння саме в місцях інтенсивної мінливості. В свою чергу, при розробці родовища на основі експлуатаційних проб можна, детально вивчивши мінливість, визначати оптимальні напрямки проведення гірничих робіт із забезпеченням стабільної якості сировини.

### Бібліографічний список

1. Капутин Ю.Е. Геостатистика в горно-геологической практике / Ю.Е. Капутин, А.И. Ежов, С. Хенли. – Апатиты: КНЦРАН, 1995. – 191 с.

УДК 622.27

*Ю.Ю. Турчин, магистрант кафедры открытых горных работ, В.К. Слободянюк, к.т.н., доцент кафедры открытых горных работ, Криворожский национальный университет*

### ВЛИЯНИЕ ЛИВНЕВОГО СТОКА НА ГОРНЫЕ РАБОТЫ В ГЛУБОКОМ КАРЬЕРЕ

*Определены параметры карьера, при достижении которых усложняется технология горных работ из-за вероятности периодических затоплений глубоких горизонтов. Предложены технологические схемы производства горных работ при вскрытии новых уступов.*

*The parameters of the open pit, which cause the complication of mining operations due to the probability of intermittent flooding of deep levels were determined. The mining operation diagrams for opening up the new benches are proposed.*

В последние годы с увеличением глубин карьеров и их размеров по дневной поверхности возросло число случаев периодического затопления глубоких горизонтов. При неблагоприятных метеорологических условиях, на откачивание из карьера объема ливневого стока уходит 10-20 рабочих смен, что приводит к отклонениям от разработанных квартально-месячных планов развития горных работ. Быстрое затопление дна карьера может стать причиной выхода из строя горнотранспортного оборудования, задействованного во вскрытии новых горизонтов. Решение данной проблемы только за счет увеличения мощности и количества насосов карьерного водоотлива нельзя признать рациональным. Большой гибкостью обладают технологии разработки месторождения, допускающие периодическое затопление глубинной части рабочей зоны карьера.

В теории горного дела [1,2] защите карьеров от поверхностных и подземных вод уделено значительное внимание. Работы [3,4] посвящены разработке технологических схем отработки обводненных карьеров. При этом влияние ливневого стока на технологию открытых горных работ исследовано недостаточно.

Целью работы является исследование зависимости между геометрическими параметрами карьера и вероятностью затопления ливневым стоком его глубоких горизонтов; обобщение и анализ технологических схем открытых горных работ, допускающих затопление глубинной части рабочей зоны карьера.

На основе формулы В.В. Ржевского [1] была построена математическая модель для расчета в зависимости от главных параметров карьера (длины и ширины нижнего горизонта карьера, угла откоса борта) объема выработанного пространства карьера, площади его верхнего контура и объема ливневого стока, при том или ином предположении об интенсивности выпадения осадков (л/с×га). На рис.1 приведены результаты моделирования затопления нижних горизонтов карьера для следующих условий: длина дна 400м, ширина дна 300м, угол откоса борта карьера 35°. С шагом в 25м были рассчитаны параметры карьеров в интервале глубин от 50м до 550м. Для каждого из карьеров на основе известных зависимостей интенсивности ливня от его продолжительности и данных гидрогеологических наблюдений были определены объемы ливневых осадков при различных интенсивностях (от 100 до 200 л/с×га).

Анализ результатов моделирования показывает, что для карьеров глубиной более 250-300м существует опасность затопления глубоких горизонтов ливневыми осадками. На рис. 1 штриховой линией указан объем въездной траншеи. При глубине карьера более 250м объема ливневого стока достаточно, чтобы затопить въездную траншею на дне карьера.

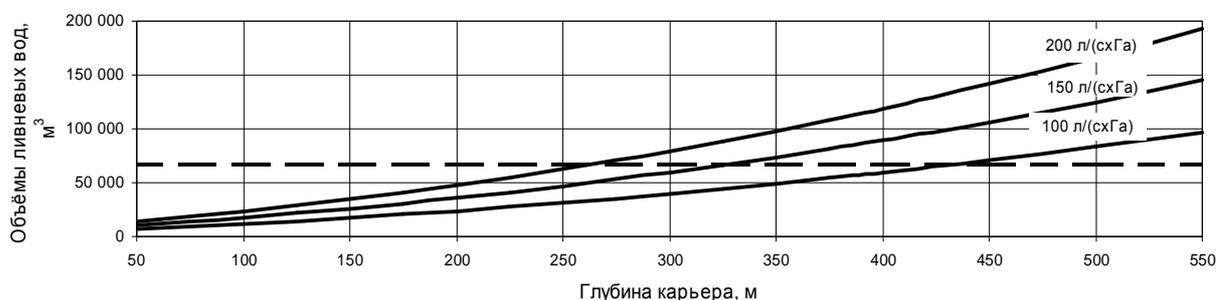


Рис 1. Зависимость объема поверхностного стока (м³) от глубины карьера при разной интенсивности (л/схГа) ливневых осадков. Штриховая линия - геометрический объем въездной траншеи (м³).

Использование в глубоких карьерах для вскрытия новых горизонтов только прямых лопат типа ЭКГ уже не является эффективным технологическим решением. С одной стороны, кинематическая схема прямой мехлопаты определяет ее расположение на дне траншеи (т.е. в самой глубокой части карьера), с другой стороны, наличие электрического привода не позволяет эксплуатировать экскаватор при подтоплении траншеи. Очевидно, что при вскрытии и отработке нижних горизонтов глубоких карьеров существует потребность в использовании технологических схем и комплексов горнотранспортного оборудования, допускающих полное или частичное затопление рабочего уступа.

В качестве базовой выемочно-погрузочной машины для вскрытия новых горизонтов в условиях риска их подтопления можно рассматривать следующее оборудование: драглайн; обратную гидравлическую лопату; одноковшовый погрузчик; прямую гидравлическую лопату.

При строительстве карьеров в сложных гидрогеологических условиях известны схемы послышной проходки траншей с помощью драглайна [1]. Проходя траншею нижним черпанием, экскаватор расположен на кровле уступа, выше уровня подтопления. Однако, с учетом стесненных параметров глубинной части рабочих зон железорудных карьеров и рабочих параметров драглайнов, способных экскавировать взорванную скальную горную массу, эту схему нельзя признать рациональной.

Технологические схемы с использованием дизельных гидравлических выемочно-погрузочных машин снизят зависимость карьера от климатических факторов, обеспечат необходимую безопасность и планомерность открытых горных работ.

В результате выполненных исследований сформулирована важная научно-практическая задача, заключающаяся в разработке и развитии ресурсосберегающих технологий отработки глубоких горизонтов с помощью мобильного и высокопроизводительного оборудования, допускающих частичное или периодическое затопление дна карьера.

### Библиографический список

1. Ржевский В.В. Технология и комплексная механизация открытых горных работ. – М.: Недра, 1975. – 574с.

2. Руководство по дренированию карьерных полей / под ред. В.А.Мироненко. – Л.: ВНИМИ, 1968. – 171 с.

3. Методическое обоснование выбора рациональной схемы водоотлива в условиях кимберлитовых карьеров. / Е.Л. Алькова, С.В. Панишев, С.А. Ермаков // Горн. информ.-аналит. бюллетень. 2010.- №10.- С.192-198.

4. Организация горных работ при подготовке новых горизонтов на обводненных карьерах / И.И. Дуданов, Д.Н. Лигоцкий, Г.А. Холодняков, В.С. Авраамов // Записки Горного института. 2009. - Том 181.- С. 61-64.

УДК 624.459.5

*Проф. Минеев С.П., студенты Горбунов Н.А, Карпенко А.В., НГУ, г. Днепрпетровск, Украина*

## ИССЛЕДОВАНИЯ ОБРАЗЦОВ ГРУНТОВ ПРИ ИХ СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ ВДАВЛИВАНИИ СВАЙНОГО ЭЛЕМЕНТА

Сваевдавливающие машины применяются при устройстве свайных фундаментов гражданских и промышленных зданий, защитных стен свайного или шпунтового типа. Экологическая безопасность, бесшумность, компактность и быстрдействие, а также безопасность для соседних зданий и конструкций, делают эффективным применение сваевдавливающих машин в условиях плотной застройки города. Наиболее эффективной областью применения данной технологии и оборудования является

погружение железобетонных свай или шпунта вблизи или внутри существующих зданий и сооружений.

В работе была изучена возможность повышения эффективности вдавливания сваи за счет дополнительного вибрационного воздействия на нее. Для решения поставленной задачи был разработан специальный стенд, схема которого представлена на рис. 1. Главным элементом стенда является вибровозбудитель с регулируемой частотой вращения и системой сменных дебалансов для изменения амплитуды воздействия на массив. В процессе эксперимента вдавливаемая свая моделировалась металлическим штырем, внедряемым в массив. Вибровозбудитель и внедряемый штырь помещен в специальном модуле, свободно перемещающемся в вертикальной плоскости с помощью специальных подшипников.

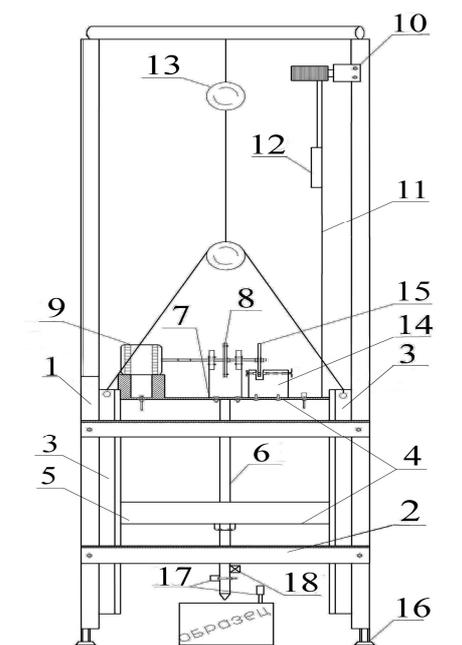


Рис. 1. Экспериментальный стенд для исследования внедрения свайного элемента в образец: 1, 2 корпус, направляющие, 4 – вибромодуль, 5 – нагружающий отсек, 6 – штырь, 7 – крепежный элемент, 8- дебаланс, 9 - электродвигатель, 10 – датчик перемещения модуля, 11 – трос, 12 – противовес, 13 – полиспасть, 14, 15 – индикатор определения скорости вращения дебаланса, 16 – регулирующие шпильки, 17- датчик параметров вибрации, 18- датчик температуры

Глубина внедрения штыря в образец в экспериментах была принята 10 см. Штырь внедрялся в образец, изготовленный из глинопористой мелочи разной влажности и уплотнения. Образец изготавливался по специальной методике с замораживанием. Различные прочностные параметры исследуемого образца моделировались изменением влажности, уплотнения материала и температуры замораживания. Влажность образца перед его замораживанием принималась 10%, 12,5% и 15%. Внедрение штыря в образец осуществляли в статическом режиме и с наложением вибрации с различными параметрами.

В ходе эксперимента, при погружении штыря в образец фиксировалось его перемещение и регистрировалось время за которое штырь погружался до определенной глубины. На основании полученных данных построены зависимости между временем прохождения и перемещением штыря в образце. Начальная точка отчета перемещения - начало погружения штыря в породный образец.

Измерение волновых процессов, происходящих в образце при погружении штыря в образец производилось с помощью датчиков вибрации 17 с помощью акселерометра DeltaTron, используемого в комплекте с виброшумомером «Briel & Kjaer» типу 2250.

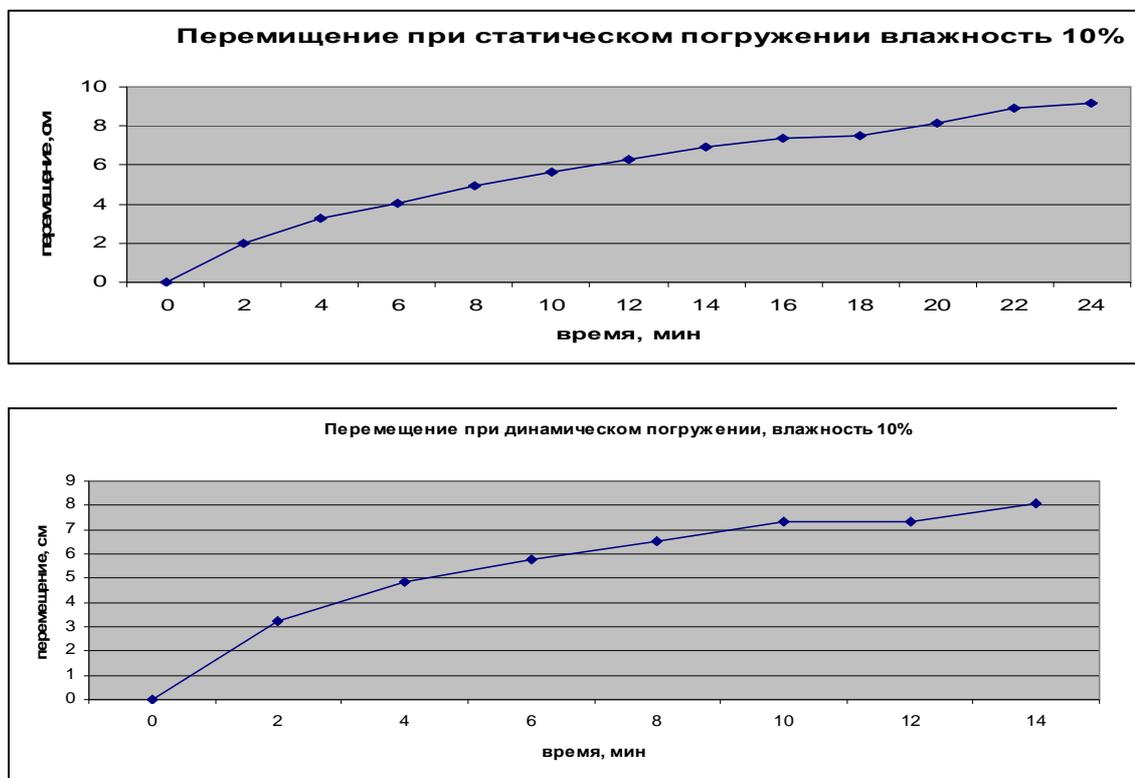


Рис. 2. Внедрение штыря в образец при статическом и вибростатическом нагружении при влажности 10%.

Осредненные результаты экспериментов, полученные при проведении стендового эксперимента, приведены на графике (см. рис. 3).

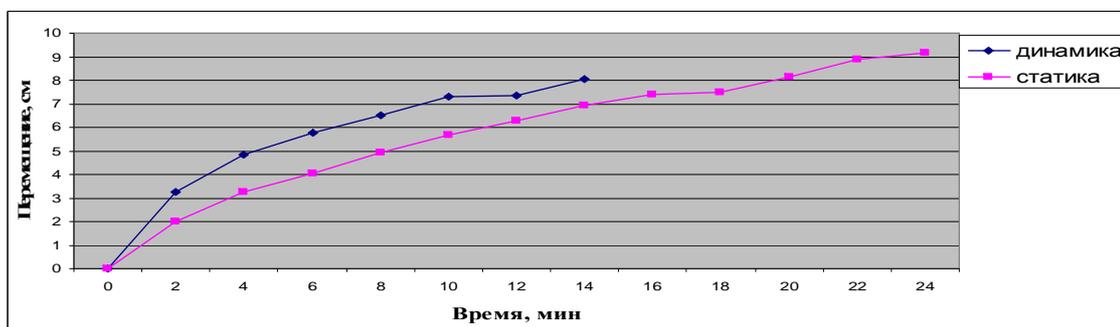


Рис. 3. Внедрение в исследуемый образец штыря при его статическом и вибростатическом нагружении

Из полученных данных, приведенных на графике видно, что при внедрении шпунта под действием статического и вибрационного воздействия скорость внедрения шпунта в испытываемый образец различна. При внедрении шпунта с использованием вибрации скорость увеличивается до 20-30% относительно внедрения его только при статическом нагружении, что может существенно повысить производительность использования оборудования при строительстве.

#### Библиографический список

1. Савинов О.А, Лускин А.Я. Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве. Л.: Госстройиздат, 1960.
2. Вибрация в технике: Справочник. / Ред. Совет: В.Н. Челомей.- М.: Машиностроение, Том 4., 1981.
3. Минеев С.П., Сахненко А.Л., Обухов С.А. Вибрационное и волновое рыхление агрегированной сыпучей массы. – Днепропетровск: Днепро, 2005.

*Левковская Н.С. магистр, V курс, гр. РР-23м, ГЕФ, научный руководитель — к.т.н., доц. Кальчук С.В. Житомирский государственный технологический университет*

#### ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТОДОВ ПОВЕРХНОСТНОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА НА РАБОЧИХ ПЛОЩАДКАХ КАРЬЕРОВ В УСЛОВИЯХ ПОВЫШЕННОЙ УВЛАЖНЕННОСТИ

*В исследовании рассмотрены рациональные методы укрепления неустойчивых рабочих площадок карьеров. Предложены новые методы, которые заключаются в комплексном подходе к проблеме. Проведен ряд экспериментов по предложенным методам поверхностного уплотнения грунтов.*

*In research considered rational methods strengthening unstable work sites and quarries. Proposed new methods, which involve a comprehensive approach to the problem. Series of experiments on the proposed methods of ensuring the stability of rocks.*

**Введение.** Одной из наиболее распространенных проблем при работе техники на карьерах является недостаточная прочность опорного грунта на рабочих площадках. А при повышенной увлажненности большинство грунтов снижают свою несущую способность, в частности глинистые породы.

Иршанский ГОК является примером одного из предприятий, на карьерных полях которого встречаются переувлажненные глинистые породы.

В связи с высоким содержанием переувлажненных глинистых песков в промышленном пласте часто возникают существенные сложности эффективной добычи. Они связаны со значительным проседанием опорной части платформы и механизма передвижения драглайна в породу. Следует отметить, что на сегодня существует множество методов поверхностного уплотнения почвы. Однако в данной работе исследуются и предлагаются методы, являющиеся наиболее рациональными в использовании при разработке россыпных месторождений, и являются экономически оправданными и технологичными.

**Анализ литературных источников.** Проблемами исследований методов укрепления неустойчивых уступов занимались такие ученые: Гальперин А.М., Гольдштейн М.Н., Борисов А.А., Далматов Б.И. В материалах этих ученых исследуются методы укрепления неустойчивых уступов и механические свойства пород. Однако остаются мало исследованными методы укрепления обводненных рабочих площадок карьеров.

**Целью работы** является проведение исследований и внедрение новых методов поверхностного уплотнения грунта в условиях повышенной увлажненности.

**Материалы и результаты исследований.** При выборе методов укрепления пород следует учитывать следующие факторы: состав, строение и их свойства; структуру породного массива; физико-химические показатели пород после укрепления; гидрогеологические и климатические факторы; область применения; экономическую эффективность.

Рассмотрим методы, которые учитывают выше перечисленные факторы.

1. Комбинированный метод поверхностного уплотнения грунта с применением примесей извести (рис. 1, а).

Данный метод заключается в смешивании измельченной извести в сочетании с рядом примесей. Преимуществом в применении данного метода на переувлажненных участках является свойство извести связывать влагу. А в сочетании с различными добавками (зола сухого отбора, цемент, мел и др.) достигают высоких показателей прочности глинистых пород. После обработки поверхности грунта до начала ведения работ необходимо выдержать не менее 72 часов. Данный метод обеспечивает прочность пород в пределах 1,5-3 МПа в зависимости от формы реализации и соблюдения технологии.

2. Метод с использованием геотекстильной решетки

Геотекстиль представляет собой нетканый материал, изготовленный из термически закрепленных бесконечных волокон из 100% полипропилена, что обеспечивает стойкость к влаге и химическим соединениям, в частности к щелочам, кислотам, неподверженность гниению.

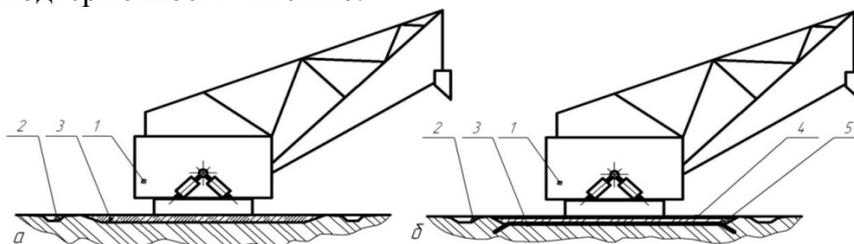


Рис.1. Методы поверхностного уплотнения почвы: комбинированный метод с применением примесей извести (а) и метод с использованием геотекстильной решетки (б): 1 - экскаватор ЭШ 10/70, 2 - водосток 3 – геотекстильная решетка, 4 - измельченная известь, 5 – камни, которые отделяют от ильменитсодержащих песков или щебень.

При данном методе геотекстиль используется следующим образом. Площадку, подлежащую укреплению, предварительно подготавливают, а затем подвергают известкованию, посыпая равномерным слоем извести. Участок просушивается в течение 24 часов. После этого его накрывают геотекстильной сеткой. Затем площадку засыпают равномерным слоем щебня или камня и утрамбовывают. Способ корректировки площадки и улаживания сетки показано на рис.1, б.

Проведен эксперимент по определению прочностных характеристик глинистых пород по Ребиндеру после применения предлагаемых методов укрепления. Металлический конус с углом заострения  $\alpha$  вдавливаются в грунт под действием силы  $P$ . Результаты исследования можно представить в виде формулы:

где  $h$  — глубина погружения конуса;  
 $c$  — сцепление (сопротивление сдвигу).

В результате проведения эксперимента получили показатели прочности грунтов, которые превышают максимальное давление техники на основу рабочей площадки  $\sigma_r=0,1539$  МПа.

**Выводы:** В данной работе предложен ряд методов по укреплению неустойчивых обводненных рабочих площадок и проведены эксперименты по проверке методов в лабораторных условиях. Преимущества и недостатки каждого из них зависят от условий, сложившихся на предприятии. При выборе конкретного метода для внедрения необходимо учитывать ряд факторов для каждого из карьеров.

### Библиографический список

1. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М. Н Гольдштейн. — М.: Стройиздат, 1971 — 386 с.
2. Шемитько Н.С. Анализ методов укрепления неустойчивых уступов в условиях Иршанского ГОКа ЗАО «Крымский титан» / Н. С. Шемитько, С. В. Кальчук. — Тезисы VIII Всеукраинской научной конференции студентов, магистров и аспирантов «Современные проблемы экологии и геотехнологий», 23-25 марта 2011 года. — ЖДТУ, 2010. — с. 285 — 286.
3. Шемитько Н.С. Применение метода поверхностного уплотнения грунта с использованием извести с примесью на рабочих площадках карьеров Иршанского ГОКа ЗАО «Крымский титан» / Н. С. Шемитько, С. В. Кальчук. — ЖДТУ, 2010. — с. 181 - 182.

*О.М. Левищева, аспирант кафедры МехМат, (4872)33-22-98, (Россия, Тула, ТулГУ)  
А.С. Саммаль, д-р техн. наук, проф., (4872)33-22-98, (Россия, Тула, ТулГУ)*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОБДЕЛКИ КОЛЛЕКТОРНОГО ТОННЕЛЯ, СОЗДАВАЕМОЙ В РЕЗУЛЬТАТЕ ВОССТАНОВИТЕЛЬНОГО РЕМОНТА**

*Излагается аналитический метод расчета обделок коллекторных тоннелей, восстанавливаемых бестраншейным способом. В основу предлагаемого метода положено соответствующее решение плоской задачи теории упругости для трехслойного кольца, имеющего средний слой переменной толщины, подкрепляющего круговое отверстие в весомой линейно-деформируемой среде.*

*The analytical method for the designing sewer tunnel linings, being restored using trenchless technology is presented. The proposed method is based on the corresponding solving of the plane contact problem of elasticity theory for a three-layer ring with a middle layer of variable thickness, supporting the circle hole in a heavy linearly deformable medium*

Коллекторные тоннели являются неотъемлемой частью городской коммунальной инфраструктуры, нормативный срок службы которых составляет пятьдесят лет. В процессе эксплуатации этих сооружений происходит снижение несущей способности обделок, обусловленное рядом факторов, основными из которых являются негативное воздействие агрессивной газовой среды в тоннелях, а также истирающее действие абразивных частиц, находящихся в стоках, которые приводят к локальным уменьшениям толщины подземных конструкций. Разрушения обделок коллекторных тоннелей могут явиться причиной возникновения аварийных ситуаций, последствия которых оцениваются как экологические катастрофы.

В настоящее время перспективным технологическим решением по восстановлению обделок коллекторных тоннелей является бестраншейная технология методом «труба в трубе», позволяющим производить ремонтные работы без вскрытия грунта по всей длине тоннеля. В ходе ремонтных работ внутри старой поврежденной железобетонной обделки тоннеля протягивается труба, как правило, из ПВХ меньшего диаметра, а образовавшееся пространство между старой конструкцией и новой трубой заполняется бетонным раствором. В результате восстановленная обделка представляет собой трехслойную конструкцию, несущая способность которой повышается. Следует отметить, что на сегодняшний день не существует научно-обоснованных методов оценки напряженного состояния и несущей способности реконструированных коллекторных тоннелей, и, следовательно, проблема оценки эффективности восстановления таких сооружений остается актуальной.

В связи с этим целью настоящей работы является математическое моделирование напряженного состояния обделок коллекторных тоннелей, восстанавливаемых бестраншейным способом, и разработка нового аналитического метода их расчета. В основу предлагаемого метода положено аналитическое решение плоской задачи теории упругости для трехслойного кольца со слоями переменной толщины, моделирующего обделку тоннеля, подкрепляющего отверстие в линейно-деформируемой бесконечной или полубесконечной среде, моделирующей массив грунта (пород).

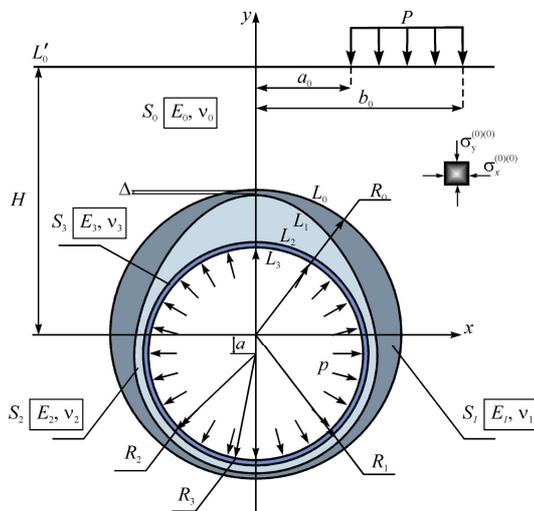


Рис.1. Расчетная схема обделки коллекторного тоннеля восстановленного методом «труба в трубе»

ками  $E_3, \nu_3$  моделирует новую трубу.

Слои кольца  $S_j$  ( $j=1, 2, 3$ ) и среда деформируются совместно, т.е. на линиях контакта  $L_j$  ( $j=0, 1, 2$ ) выполняются условия непрерывности векторов смещение и полных напряжений. Внутренний контур  $L_3$  свободен от внешних сил, либо нагружен равномерным нормальным давлением -  $p$ , моделирующим действие заполняющей с напором тоннель жидкости (рассматривается наиболее опасный напорный режим работы тоннеля в период водосброса).

Действие собственного веса пород моделируется наличием в области  $S_0$  начальных напряжений, определяемых формулами:

$$\sigma_x^{(0)(0)} = -\lambda\gamma H\alpha^*, \quad \sigma_y^{(0)(0)} = -\gamma H\alpha^*, \quad \tau_{xy}^{(0)(0)} = 0, \quad (1)$$

где  $\gamma$  – удельный вес пород,  $H$  – глубина заложения выработки,  $\lambda$  – коэффициент бокового давления пород в ненарушенном массиве,  $\alpha^*$  – корректирующий множитель, введенный для учета технологических особенностей сооружения обделки [1].

Действие веса зданий и сооружений на поверхности моделируется наличием на участке  $a_0 \leq x \leq b_0$  прямолинейной границы  $L'_0$  равномерно распределенной нагрузки интенсивностью –  $P$ . При этом рассматриваются два случая, когда здание возводится вблизи существующего тоннеля и когда тоннель проводится под имеющимся на поверхности зданием. В последнем случае смещения, вызываемые нагрузкой до образования отверстия, исключаются из граничного условия, отражающего непрерывность векторов смещений на контуре  $L_0$ .

После введения в рассмотрение комплексных потенциалов  $\tilde{\phi}_j(z)$ ,  $\tilde{\psi}_j(z)$  ( $j=0, \dots, 3$ ), характеризующих напряженное состояние областей  $S_j$  ( $j=0, \dots, 3$ ) и связанных с напряжениями и смещениями известными формулами Колосова–Мухелишвили, поставленные задачи сводятся к краевым задачам теории аналитических функций комплексного переменного, которая сводится к отысканию 3-х пар комплексных

Общая расчетная схема приведена на рис. 1.

Здесь среда  $S_0$ , деформационные свойства которой характеризуются модулем деформации  $E_0$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_0$ , моделирует массив пород. Слои кольца  $S_1$  и  $S_2$ , материалы которых имеют деформационные характеристики  $E_j, \nu_j$  ( $j=1, 2$ ), моделирующие старую обделку тоннеля, подвергшуюся коррозионному повреждению, и заполняющий слой бетона соответственно, имеют переменные толщины.

Внутренний слой  $S_3$  с деформационными характеристиками

потенциалов и решается с применением аппарата конформных отображений, приема аналитического продолжения функций через прямолинейную границу и свойств комплексных рядов.

Полученное аналитическое решение задачи реализовано в виде компьютерной программы, полностью автоматизирующей процесс определения напряжений в каждом слое кольца, а также усилий в каждом нормальном сечении внутреннего слоя, которые позволяют перейти к решению вопроса оценки несущей способности и прочности обделки тоннеля в целом.

УДК 622.281.74

*асс. Халимендик А.В., асп. Халимендик А.В., Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина*

## **ПОВЫШЕНИЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПРОТЯЖЕННЫХ ВЫРАБОТОК И ИХ СОПРЯЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ**

*В статье рассмотрены пути повышения длительной устойчивости таких сложных горно-технических объектов как сопряжения. Сделаны выводы о наиболее перспективном направлении.*

*The article deals with ways to improve long-term stability of such complex mining and technical facilities as a pairing. The conclusions about the most promising direction.*

В обеспечении Украины собственным качественным углем при допустимом уровне цены немаловажную роль играют затраты на проведение и поддержание выработок различного назначения.

Основной проблемой при этом является необходимость подготовки новых добычных участков, находящихся на нижележащих горизонтах взамен отработанным.

Кроме того, в связи с интенсификацией горных работ для обеспечения постоянно возрастающих транспортных потоков и вентиляции габариты проводимых выработок будут увеличиваться при росте гравитационной составляющей горного давления. При этом выработки будут испытывать повышенное горное давление, а обеспечение их устойчивости будет требовать проведение дополнительных мероприятий.

Особенно остро вопрос повышения устойчивости горных выработок стоит в местах всевозможных сопряжений, пересечений и примыканий, т.к. эти узлы являются наиболее слабыми и проблемными участками в сети горнотехнических объектов, а от их непрерывной и безопасной работы зависит эффективность функционирования всего шахтного комплекса. Поэтому обеспечение эксплуатационного состояния сопряжений является актуальной научно-технической задачей.

В настоящее время на шахтах Центрального и Западного Донбасса для обеспечения устойчивости сопряжений используются разнообразные крепи, по-разному взаимодействующие с породным массивом. Однако основную часть составляют крепи подпорного типа и лишь в последние годы начали широко применяться комбинированные рамно-анкерные системы.

Тем не менее, в сложных горно-геологических условиях при формировании больших зон разрушенных приконтурных пород традиционные типы крепи не

обеспечивают необходимого уровня устойчивости и требуют проведения дополнительного усиления проблемного участка.

Наиболее перспективным в этом случае для повышения устойчивости, как участка, так и горной выработки в целом является применение анкерных систем глубокого заложения с повышенной несущей способностью, в частности канатных анкеров.

Назначение канатных анкеров – упрочнение приконтурного массива вокруг выработки за счет сшивки слоистой толщи пород и подвески неустойчивой части массива к устойчивой.

Как показывает практика, широкомасштабный переход крепления горных выработок от рамного способа к рамно-анкерному с использованием канатных систем глубокого заложения (когда анкеры закрепляются за контуром зон дезинтеграции массива), приводит к существенному снижению материалоемкости, повышению эффективности ведения горных работ, расширению технологических возможностей подземной угледобычи в целом.

Общий вид канатного анкера приведен на рис. 1.



Рис. 1. Общий вид канатного анкера

На рис. 2 приведена принципиальная схема крепления сопряжения с использованием канатных анкеров.

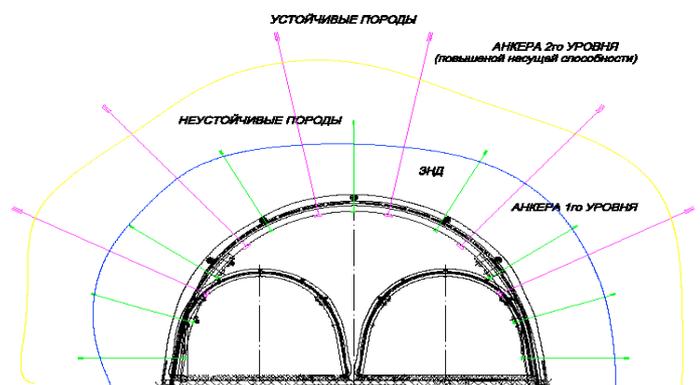


Рис. 2. Принципиальная схема крепления сопряжения с использованием канатных анкеров

Таким образом - переход на рамно-анкерное крепление является перспективным направлением в обеспечении устойчивости горных выработок.

*В.В. Хворост, ассистент, Криворожский национальный университет, Кривой Рог, Украина*

## ИССЛЕДОВАНИЯ ФАКТОРОВ ВЛИЯЮЩИХ НА СОБСТВЕННУЮ ЧАСТОТУ КОЛЕБАНИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПОВЕРХНОСНОГО КОМПЛЕКСА ШАХТ

*Выполнен анализ работы конструкций пролетных строений на поверхности горнодобывающих предприятий Кривбасса при условии перехода на облегченные ограждающие конструкции*

*The analysis of the structures on the surface of superstructures mining Krivbass provided the transition to lightweight walling*

**Проблема и ее связь с практическими задачами.** Важнейшей динамической характеристикой пролетного строения галереи является частота собственных поперечных колебаний. При динамических расчетах галерей можно учитывать только первую частоту собственных колебаний, среднее вероятное значение которой может быть определено по формуле:

$$\theta = \alpha \frac{\beta}{l} \sqrt{\frac{EhP^*}{R_o P_o}} \quad (1)$$

**Постановка задачи.** На рис. 1 собственная частота колебания пролетного строения представлена как функция от длины пролета  $\theta(l)$ . Соответствующие частотам формы колебаний фермы приведены на рис. 2.

Введем в формулу (1) коэффициент  $K$ , который равен  $K = \frac{P^*}{P_o}$ , тогда формула примет вид:

$$\theta(K) = \alpha \frac{\beta}{l} \sqrt{\frac{EhK}{R_o}} \quad (2)$$

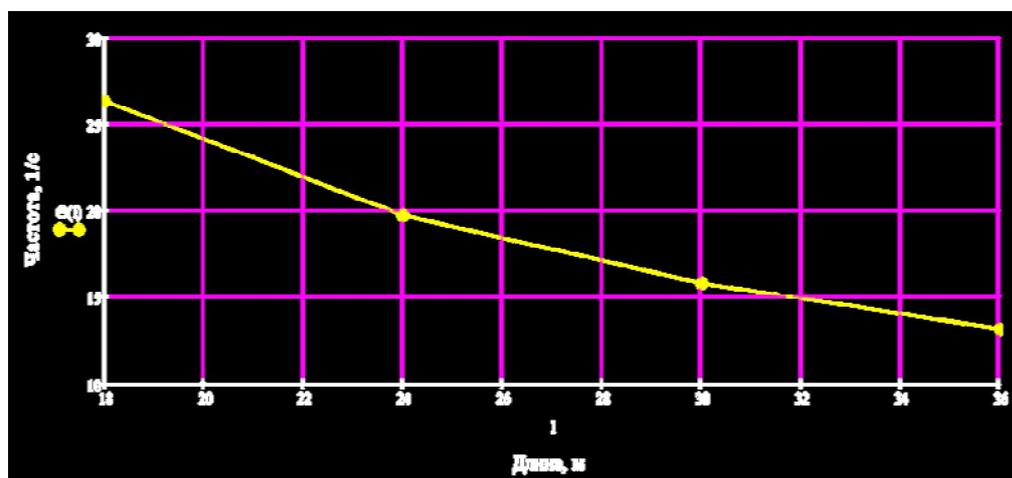


Рис. 1. Влияние длины пролета на значение собственной частоты колебаний

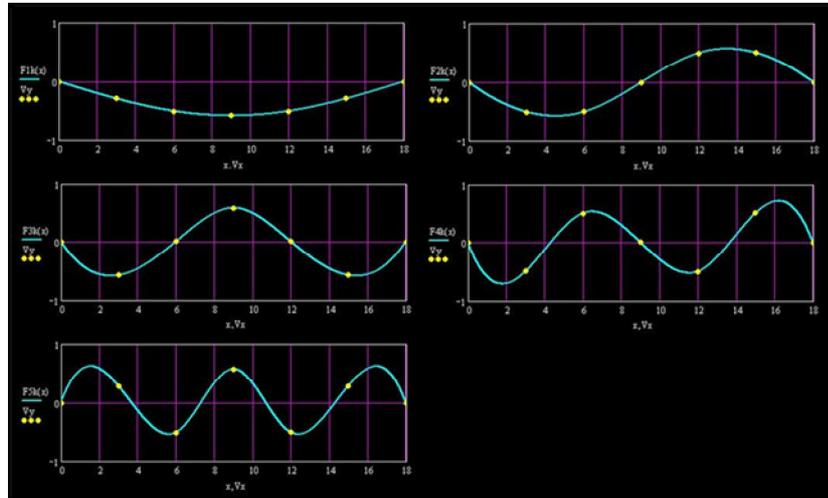


Рис. 2. Формы собственных колебаний фермы.

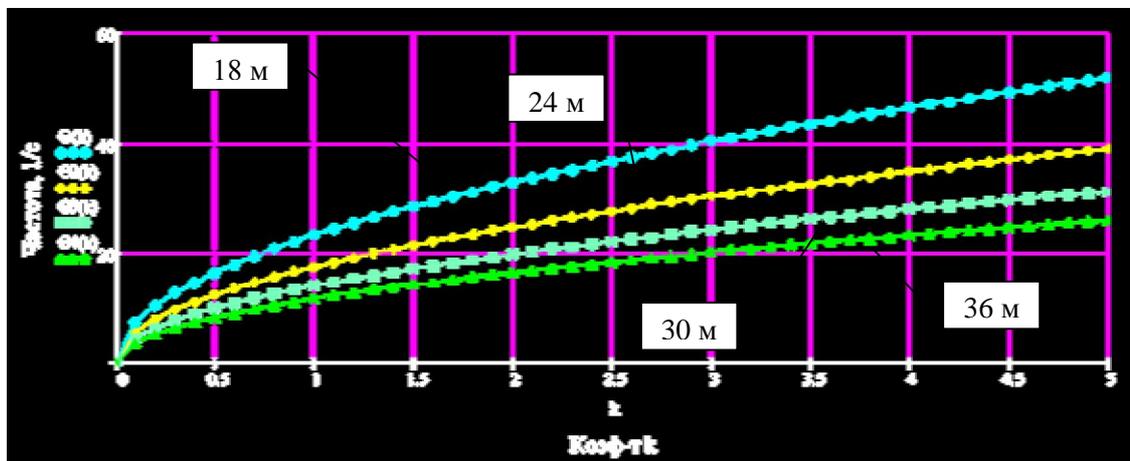


Рис. 3. Зависимость частоты собственных поперечных колебаний от коэффициента  $K$  при различной длине  $l$  пролетного строения.

**Изложение материала и результатов.** График зависимости собственной частоты колебаний пролетного строения галерей от коэффициента  $K$  при различной длине пролета представлен на рис. 3.

Из формулы (2) выразив  $\theta^2$  получим:

$$\theta^2 = \frac{\alpha^2 \beta^2 E h K}{R_0 l^2}. \quad (3)$$

Примем, что  $w = \frac{\alpha^2 \beta^2 E h K}{l^2}$  тогда формула (3) примет вид:

$$\theta^2 = \frac{w}{R_0} \quad (4)$$

Представим значение  $w$  как функцию от коэффициента  $K$ .

$$w(K) = \frac{\alpha^2 \beta^2 E h K}{l^2}. \quad (5)$$

График, отображающий функцию  $w(K)$  при различных значениях длины пролета, представлен на рис. 4.

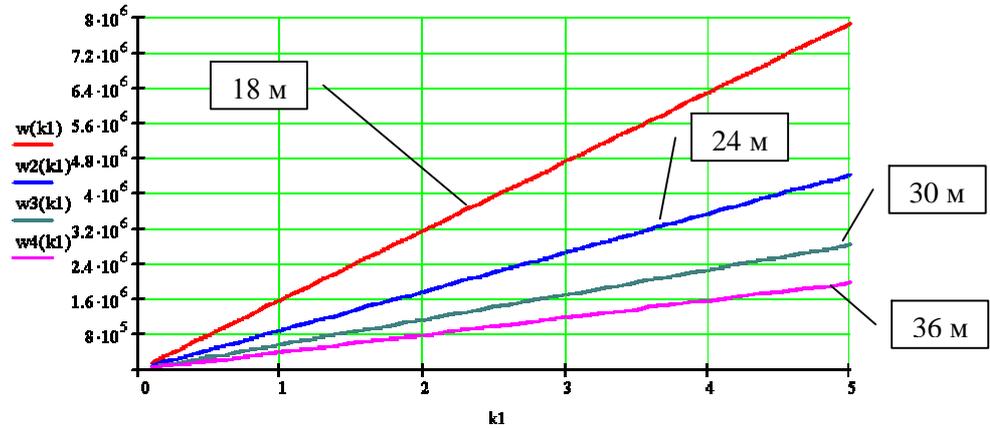


Рис. 4. Зависимость параметра  $w$  от коэффициента  $K$  при различной длине  $l$  пролетного строения.

На строительные конструкции галерей от транспортера передаются систематические и эпизодические нагрузки.

Эпизодические динамические нагрузки от рабочей ветви транспортера:

$$P_{a,y} = \frac{1.2 \cdot 10^{-5} v^2}{d_p} \left[ K_1 (q_e + q_i) + 2q_e + 4K_2 (q_p + q_o) \right] \quad (6)$$

где  $v$  – скорость движения ленты, см/с;  $K_1$  – коэффициент, принимаемый равным при транспортировке кусков породы более 250 мм – 1.2, в остальных случаях  $K_1 = 1$ ;  $K_2$  – коэффициент, равный 1, – для роликов из листовой стали, 1.6 – для роликов из прокатных труб;  $q_e, q_o, q_i, d$  – принимается по прил. 4 [1].

Допустим, что  $f = 1.2 \cdot 10^{-5} \left[ K_1 (q_e + q_i) + 2q_e + 4K_2 (q_p + q_o) \right]$  и зависит от

ширины транспортной ленты, тогда получим следующую функцию:

$$f(l_e) = 1.2 \cdot 10^{-5} \left[ K_1 (q_e + q_i) + 2q_e + 4K_2 (q_p + q_o) \right]$$

Тогда формула (6) примет вид:

$$P_{a,y}(f) = f(l_e) \frac{v^2}{d_p} \quad (8)$$

Введем в формулу (8) коэффициент  $t(v, d_p) = \frac{v^2}{d_p}$  получим:

$$P_{a,y}(f, t) = f(l_e) t(v, d_p) \quad (9)$$

График функции  $P_{a,y}(f, t)$  представлен на рис. 5.

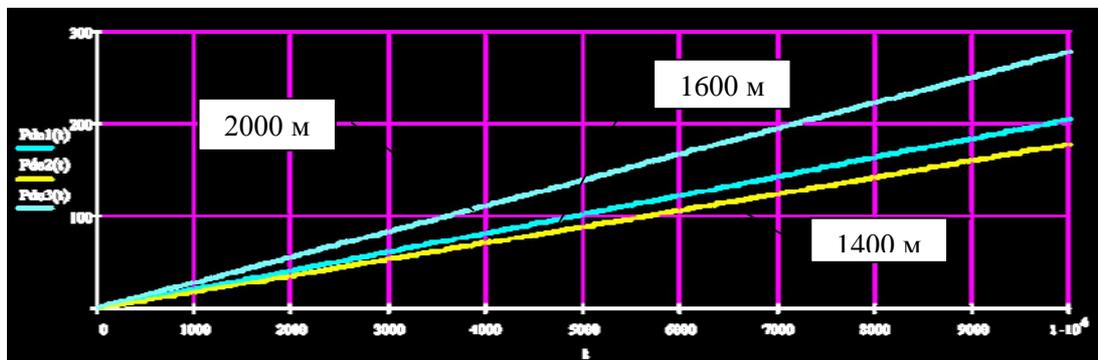


Рис. 5. Систематическая динамическая нагрузка как функция от  $t$  при разной ширине транспортной ленты.

Систематические динамические загрузки от рабочей ветви транспортера

$$P_{a.n} = \lambda P_{a.y}(f, t) \quad (10)$$

где  $\lambda$  – коэффициент синфазности принят для числа роликов рабочей ветви, равного 18.

**Выводы и направление дальнейших исследований.** В результате проведенных исследований получены ряд зависимостей, благодаря которым значительно упрощаются проверочные расчеты на стадии проектирования реконструкции транспортерных галерей.

#### Библиографический список

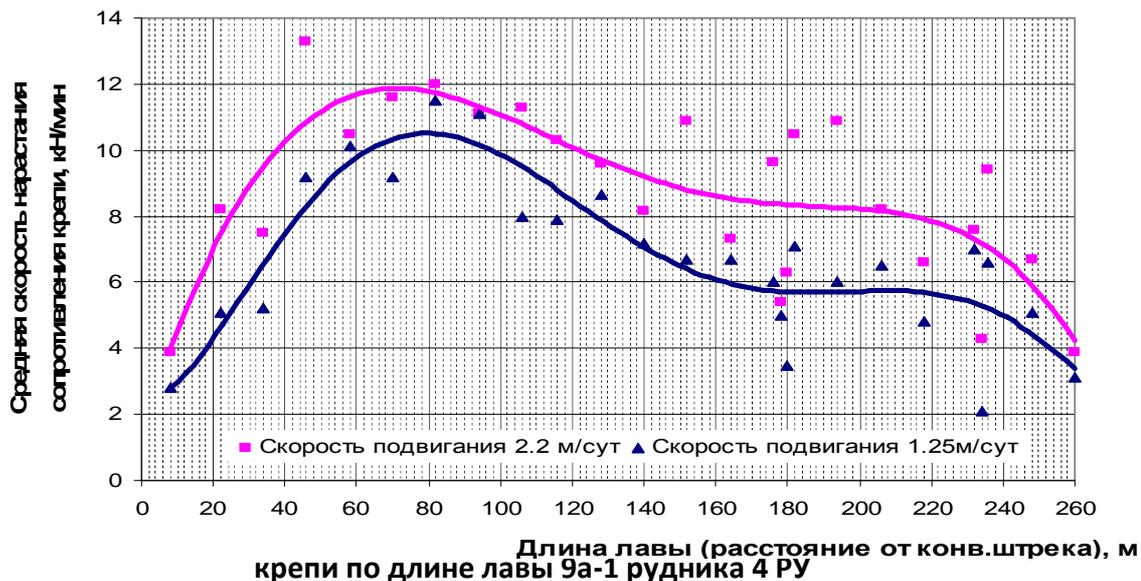
1. Руководство по проектированию транспортерных галерей / Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1979. – 104 с.
2. Максимов А.П. Горнотехнические здания и сооружения / Максимов А.П. - Изд. 3-е, перераб. и доп.- М.: Недра, 1970. - 313 с.
3. Баклашов И. В. Проектирование и строительство горнотехнических сооружений. Строительные конструкции зданий и сооружений / И.В. Баклашов, В.Н. Борисов. - М.: Недра, 1990. - 272 с.
4. Пособие по проектированию конвейерных галерей (к СНиП 2.09.03-85) / ГПИ Ленпроектстальконструкция Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1989. – 106 с.
5. Кулябко В.В. Динамика пространственных объектов – расчеты, принципы конструирования и стабилизации / В.В. Кулябко // Пространственные конструкции зданий и сооружений. – 2004. - Вып. 9. - С. 74-82.

*А.В. Леонов, магистрант, научный руководитель к.т.н. В.А. Мисников, Белорусский Национальный Технический Университет*

#### К МЕХАНИЗМУ ФОРМИРОВАНИЯ ОПОРНОГО ДАВЛЕНИЯ ЛАВ КАЛИЙНЫХ РУДНИКОВ

*В статье рассматривается классический механизм возникновения опорного давления впереди очистного забоя, а также выдвигается гипотеза о формировании в зоне опорного давления затухающих колебаний, которые могут вызывать внезапные обрушения кровли.*

Из литературных источников [1], а также из результатов исследований проявления горного давления в лавах калийных рудников Старобинского месторождения известно, что размер зоны опорного давления лавы, а также интенсивность проявления в ее забое горного давления зависит от скорости подвигания лавы. При набранном пролете отработки увеличение скорости подвигания лавы может способствовать росту пригрузки крепи (смотри рисунок 1).



Одним из объяснений этого явления является теория кинематики. Согласно ей в нетронутом массиве породы находятся в состоянии напряженного равновесия. При проведении горных работ происходит перераспределение сил в массиве. Появляются зоны опорного давления, в которых увеличивается значение давления, т.е. породы находят новую точку опоры и пытаются опять прийти в состояние равновесия. Так, впереди длинных очистных забоев появляется опорное давление, величина которого зависит от скорости подвигания забоя. Чем выше скорость подвигания, тем выше величина и зона опорного давления. После каждого очистного цикла возникает остаток потенциала энергии упругого последействия одного цикла [1]. Часть остатка потенциала оказывает влияние на опорное давление очередного цикла, другая часть приводит к пучению почвы позади лавы. При постоянном движении лавы происходит рост суммарного потенциала остатков, а следовательно, увеличивается величина опорного давления внутри массива. В случае же остановки лавы происходят реологические процессы в зоне опорного давления, остаток потенциала энергии уменьшается, как следствие уменьшается величина опорного давления. Данные явления также наблюдаются и на Старобинском месторождении калийных солей. Однако данный подход не объясняет причины увеличения пригрузок на крепь при замедлении подвигания лавы, и даже при ее остановке.

Кроме энергетического объяснения данных явлений, в последнее время в литературе появляются и новые формы интерпретации этих процессов. Одной из таких форм является объяснения этих процессов с точки зрения колебания пород, вызванных очистными работами. Согласно [2], вдоль забоя лавы наблюдаются огибающая линия, которая как "волна конвергенции" сопровождает перемещение крепи.

Наши исследования, а также исследования авторов [2] подтверждают возникновение таких волнообразных изменений давления в стойках крепи.

Если учесть волновой характер происходящих процессов, то можно говорить о том, что в зоне опорного давления возникают затухающие колебания, которые

підтримуються енергією наслідків очистних циклів. А раз існують коливання, то можуть виникати і резонанси. На думку авторів роботи, раптові обвалення кровлі відбуваються в результаті резонансу коливань. В користь цієї гіпотези говорить і те, що одним з заходів при виникненні небезпечного обвалення є зміна швидкості підведення лави [3], т.е., згідно нашої гіпотези, зміна частоти коливань.

Для перевірки або підтвердження нашої гіпотези потрібні додаткові дослідження гірського тиску на Старобинському родовищі.

### Бібліографічний список

1. Дудукалов В. П. Механізми впливу швидкості періодичного підведення лави на проявлення опорного тиску і пучення ґрунту // Уголь. — 2008. — №10. — С. 3-5.
2. Ройтер М., Курфюрст В., Майрхофер К., Векслер Ю. Хвилясте розподілення гірського тиску вздовж забоя лави // ФТПРПИ. -2009. - № 2. -С.38-44.
3. Гавриков А.А., Курчевський А.Н. Аналіз процесу формування гірського тиску в лавах Старобинського родовища, нова технологія управління підведенням лав і кровлей// Гірська механіка.-2006. -№3 – С.59-66.

УДК 622.235.5

*Лазоренко А.С. магістрант, Криворучко Н.І. аспірант, науковий керівник проф. Бойко В.В., Інститут гідромеханіки НАН У*

### СПОСОБИ СЕЙСМОБЕЗПЕЧНОГО ВІДПРАЦЮВАННЯ ЗАКРИТИХ УЧАСТКІВ КАР'ЄРНОГО ПОЛЯ

**Вступ.** В даний час перед практикою і науковцями поставлено завдання – досягти якісного подрібнення гірської маси, опрацювання підшви при допустимому сейсмічному ефекті.

**Аналіз проблеми.** Зі збільшенням масштабів масових вибухів і наближенням робіт до будівель та споруд громадського та промислового призначення, ці задачі набувають усе більш важливого значення щодо їх сейсмонезпечної експлуатації та нормальної психологічної обстановки місцевого населення.

**Мета роботи** - опрацювання надійного методу оцінки рівня сейсмічності схем короткосповільненого підведення.

З метою охорони навколишніх об'єктів, розташованих в зоні сейсмічного дії вибуху, розроблений вище метод побудови сейсмонезпечних зон та способи зниження сейсмоефекта вибуху стосовно умов гранітних і вапнякових кар'єрів України. Вивчення впливу технологічних схем підведення на сейсмоколивальні в районах розташування об'єктів, що охороняються, проводилося з використанням сейсмічної апаратури по методу багатоканального дослідження коливань. Вплив схем короткосповільненого підведення на результати вибуху встановлювали по величині швидкості коливань в районах розташування об'єктів, що охоронялися. По діагональній, хвилястій і порядній схемах вимірювалися сейсмічні коливання від масових вибухів з однаковою приведеною масою заряду. При цьому лінія укосу уступу була паралельною основній системі тріщинуватості



вибухів, що включає певну послідовність відпрацювання кар'єрного поля по блоках висаджуваних серією свердловинних зарядів (рис.2). Напряму фронту ведення гірських робіт задається так, щоб висаджуванні блоки орієнтувалися перпендикулярно тильною своєю частиною до об'єктів, що охоронялися. Спочатку відпрацьовуються блоки, ближні від об'єктів, що охороняються. При цьому кожна серія свердловинних зарядів в блоці передбачає застосування розроблених схем підривання з обов'язковим дотриманням орієнтування врубових зарядів з боку об'єктів, що охороняються. Таке розташування зарядів в блоці створює умову, при якій вибух врубових зарядів утворює екран у напрямі об'єктів. Це дозволяє відвести максимум сейсмоефекта основних зарядів від об'єктів, що охороняються.

УДК 622.275

*Богуцкий С.Ю. магистрант, Горобчишин О.В. соискатель, Зуевская Н.В., к.т.н., доц. кафедры геостроительства и горных технологий НТУУ «КПИ» ИЭЭ*

## **ВЛИЯНИЕ МЕТОДОВ ДОБЫЧИ БЛОЧНОГО КАМНЯ НА ЕГО ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ**

Украина имеет около 5% мировых ресурсов природного декоративного камня, занимая при этом всего 0,4% площади мировой суши. Почти одна треть (200 тыс. кв. км.) территории государства приходится на украинский кристаллический щит, состоящий преимущественно из уникальных по своим формам и текстурным рисунком гранитов, диоритов, лабрадоритов, габбро и других разновидностей горных пород. Основную часть экспорта Украины составляет сырье, что свидетельствует о сравнительно низкой конкурентной способности продукции отечественных камнеобрабатывающих предприятий.

Основными условиями эффективности добычи блочного камня является сохранение его монолитности, обеспечение правильной параллелепипедной формы блоков природного декоративного камня с минимальными неровностями на гранях, а также минимальной трещиноватостью. Нарушение монолитности камня при добыче резко снижает качество готовой продукции. Сейчас существуют различные технологии разделения камня от массива, и их выбор зависит от свойств породы и трещиноватости массива. Вообще по характеру воздействия на массив все способы можно разделить на три группы (механические, взрывные, физико-технические и их комбинация). Одними из основных свойств влияющих на качество блочной продукции являются механические. Механические свойства характеризуются поведением горных пород в различных силовых полях и распределяются на три группы: акустические, прочностные, упругие.

Мы исследовали изменения механических свойств гранитных образцов с помощью ультразвукового дефектоскопа итальянской фирмы MATEST модель С372N на примере изменения значений модуля упругости. Общий вид ультразвукового дефектоскопа итальянской фирмы MATEST модель С372N изображен на рис.1. Данный прибор предназначен для обнаружения дефектов, полостей мелких трещин внутри декоративных плит и блоков и контроля воздействия вследствие факторов окружающей среды. С помощью прибора можно определить данные об однородности материала, создавая ультразвуковые импульсы, которые передаются в продукт.

Основным параметром который я исследовал был модуль упругости в приборе он вычисляется по формуле:

$$E = \rho * v^2 * (L * 1000000/h)^2 - 4 * v^2 / (L * 1000000/h)^2 - v^2;$$

где  $\rho$  – плотность кг/м<sup>3</sup>;  $v$  – скорость м/с;  $h$  – время относительного пролета мс;  $L$  – длина см.



Рис.1. Общий вид ультразвукового дефектоскопа

A1 – сенсорный экран с ЖК-дисплеем; A2 – внешний блок питания; A3 – 2 ультразвуковых датчика; A4 – колебровочный цилиндр; A5 – контактный разъем для ультразвуковых датчиков.

Целью есть определение изменения одного из основных показателей прочностных характеристик блочного камня (модуля упругости) в зависимости от метода добычи.

### Библиографический список

1. Ржевский В. В. Открытые горные работы: в 2 ч. Учебник для вузов. – М.: Недра, 1985.
2. Кутузов Б.Н., Тарасенков В.П. Физика взрывного разрушения горных пород. – М.: Изд. МГИ, 1975.
3. Коробийчук В.В., Зубченко Е.А. Особенности горной экспертной квалиметрии // Добыча, обработка и применение природного камня. – Магнитогорск, 2006.
4. Руководство по эксплуатации Высокопроизводительный ультразвуковой дефектоскоп код руководства: С372N.

Гембарская М.А., аспирант, научный руководитель Снисаренко В.И., д.т.н., проф.  
НТУУ «КПИ»

## **ИМИТАЦИОННЫЕ ИСПЫТАНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

*Обычные методы расчета буронабивных свай не принимают во внимание нелинейное поведение грунта окружающего их. Эту проблему могут решить специальные расчетные программы. В статье представлено результаты сравнительного анализа данных имитационных и статических испытаний.*

*Common methods of calculation of drilled piles don't take into account nonlinear behavior of soil. Special calculation programs can solve this problem. Comparative analysis of results getting from static test and computer calculation are shown in this article.*

В 2011 г. проводилось обследование здания одного из банков с целью определения его технического состояния. В процессе работы и ознакомления с предоставленной документацией возникла проблема несоответствия данных геологии. Таким образом, перед проведением инженерных расчетов последующих осадок этого здания было необходимо определить, какую из двух имеющихся геологических моделей следует использовать.

Геологические изыскания на объекте проводились в 1992 и 2001 гг. Разведанная толща грунтов состоит из песков, супесков, суглинков и спондиловой глины. Основное различие данных 2001 г. в сравнении с 1992 г. заключается в выделении над спондиловой глиной прослойки «наглинка»; кроме этого существует разница значений модулей деформации разных слоев грунта, которая колеблется в пределах 20-27%; отличаются также и их другие прочностные характеристики: угол внутреннего трения и сцепление.

При решении проблемы определения достоверности той или другой инженерно-геологической модели в распоряжении исследователей были результаты статических испытаний двух буронабивных свай. Основываясь на наличии этих данных принято решение использовать метод имитационных испытаний.

В качестве логико-математического описания объекта использовано модель в виде конечных элементов массива грунта и сваи. При этом для грунтовой среды окружающей сваю принято механическую модель Кулона-Мора, а для тела сваи – модель абсолютно жесткого тела.

Для численной реализации определенной имитационной модели использовано программу Plaxis 3D Foundation. В программе произведено серию расчетов типа «нагружение-осадка» в диапазоне до 112,5 тс; при этом нагрузка на сваю прикладывалась ступенчато с теми же значениями, что и при статических испытаниях.

Расчет проводился для трех вариантов задачи в зависимости от геологического разреза и значений физико-механических свойств грунта.

По полученным данным построено графики зависимости «нагружение-осадка». (рисунок 1)

Сопоставление результатов натуральных испытаний с результатами имитационного моделирования проведено с использованием корреляционного анализа. Самый высокий показатель корреляции  $R=0,79$  был получен при использовании данных геологии 2001 г.

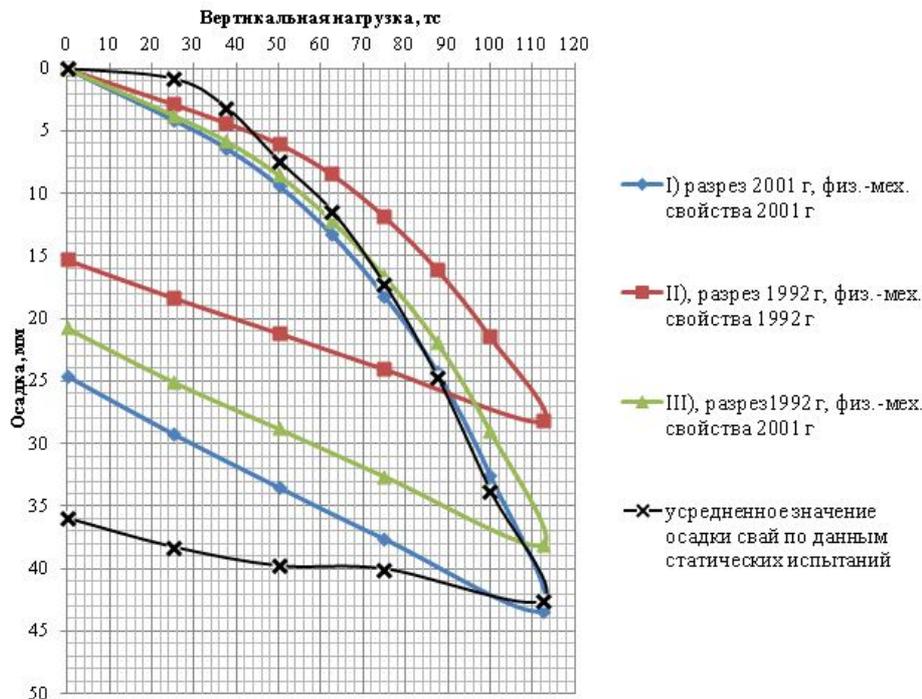


Рис. 1. Значение осадки сваи в зависимости от грунтовых условий

Таким образом, основываясь на полученных результатах можно утверждать, что:

- имитационное моделирование с использованием конечных элементов и механических моделей грунта и железобетонных конструкций дает приемлемое для практического использования значение нагрузок и осадок буронабивных свай в диапазоне нагрузок, которые обычно применяются при испытании свай согласно действующим нормам;

- для оценки достоверности данных имитационного моделирования путем сопоставления с натурными испытаниями целесообразно использовать методы корреляционного анализа;

- имитационное моделирование целесообразно применять для оценки механических и деформационных характеристик грунта, определенных инженерно-геологическими изысканиями, а также оценки осадки свай в тех точках участка, где не проводились статические испытания.

### Библиографический список

1. Заключение об инженерно-геологических изысканиях по проекту строительства пристройки к зданию банка по ул. Ковпака, 29 в г. Киеве. Книга 1 / ПКБ «Эпюра» - К.:, 1992
2. Исполнительная документация по сваям (Акт геодезической разбивки, Исполнительная съемка свайного поля, Журналы статического испытания свай №29 и №31, паспорта на бетонную смесь, Акты освидетельствования буровых скважин, Журнал изготовления буронабивных свай, Акт сдачи свайного основания из буронабивных свай) / Специализированный трест «Укбурвод». Киевское СУ580 –К.:, 1993
3. Обследование и оценка возможности надстройки здания АКБ «Укрсоцбанка» по ул. Ковпака, 29 в г. Киеве / ООО Экспериментальная производственно-строительная фирма «ПСР» - К.:, 2001.

## **РАССМОТРЕНИЕ ПОДДЕРЖИВАЮЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ МИКРОТОННЕЛИРОВАНИИ В НЕОДНОРОДНОМ МАССИВЕ ГОРНЫХ ПОРОД**

*Рассмотрены общие теоретические положения по определению параметров поддерживающей конструкции при микротоннелировании в неоднородном массиве горных пород.*

*The general theoretical position on the characterization of the supporting structure for microtunneling in a heterogeneous rock massif.*

Проходка тоннелей малого сечения в сложных горно-геологических условиях, представленными слабыми и обводненными грунтами, имеющими малую строительную прочность, связана с решением множества задач. Одна из наиболее труднорешаемых - создание прочного основания под трассой тоннеля, которое обеспечило бы беспрепятственную проходку, исключило возможность потери тоннелепроходческого щита и изменение прямолинейности тоннеля [1].

Для решения данной задачи рассмотрен механизм проведения подземных горных выработок в сложных горно-геологических условиях, в результате разработана технология создания прочного основания под тоннель.

Сущность технологии заключается в следующем: на пути трассы тоннеля возводят поддерживающую конструкцию под тоннелепроходческий щит и крепь тоннеля, для чего в пределах массива слабых грунтов устанавливают поочередно несколько свай так, что верх оголовка свай соответствует нижней отметке лотка тоннеля. Для этого в пределах массива слабых пород по оси трассы горной выработки бурят с обсадкой группы скважин диаметром (0,05—1,5)  $D_{\text{щит}}$  ( $D_{\text{щит}}$  — внешний диаметр тоннелепроходческого щита) на определенном расстоянии одна от другой. При значительной мощности массива слабых пород (20—40 м), глубина бурения выбирается из условия суммарной несущей способности свай под ее нижним концом и по боковой поверхности [2], при небольших мощностях (3—20 м) бурение производят до коренных грунтов, заглубляют скважину в коренной грунт на глубину (0,5—10)  $D_{\text{щит}}$ , после чего бурение продолжают без обсадки до проектной расчетной глубины. Далее в пробуренные скважины устанавливают и центрируют в площади поперечного сечения заранее изготовленные сваи, затем пространство между сваями и стенкой скважины заполняют вяжущим материалом на высоту свай в пределах ее оголовка, например, цементным раствором.

Расстояние между каждой из последующих свай выбирают таким, чтобы обеспечить устойчивое прямолинейное прохождение по ним тоннелепроходческого щита и крепи тоннеля.

На сегодняшний день стоимость земляных, буровых, горнопроходческих, бетонных работ является весьма значительной и зачастую определяет выбор того или иного способа производства работ, а иногда и целесообразности возведения объекта [3]. Поэтому при выборе расстояния между сваями необходимо учитывать ряд факторов, способных в значительной степени повлиять на устойчивость возводимого тоннеля и сохранность тоннелепроходческого оборудования. К основным факторам можно отнести следующие: геометрические размеры, вес, тип тоннелепроходческого комбайна и крепи тоннеля, прочностные характеристики грунта в основании тоннеля,

водонасыщенность массива горных пород, вид слабых грунтов, способность к деформации под нагрузкой. Каждый тип слабых грунтов характеризуется отличными от других прочностными и горно-геологическими свойствами, поэтому при проектировании тоннелей в массиве слабых грунтов необходимо отдельно рассматривать все физико-механические характеристики грунтов [4].

Необходимым условием устойчивости и прямолинейности проходимого тоннеля является наличие как минимум одной точки опоры под каждым из элементов тоннеля, а значит расстояние между двумя соседними сваями следует принимать соответствующим длине одного элемента тоннеля, в зависимости от того, что меньше — длина одной секции крепи, либо длина тоннелепроходческого щита (рис. 1).

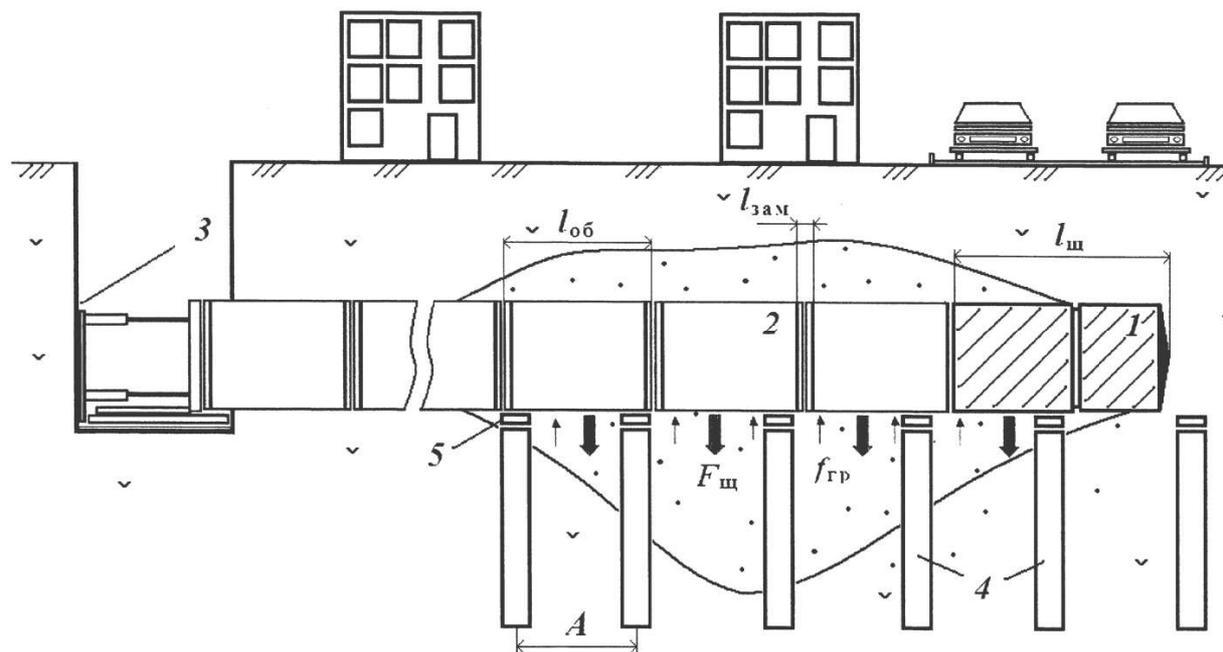


Рис. 1. Схема проходки тоннеля с применением поддерживающей конструкции из свай:  $l_{щ}$  — длина тоннелепроходческого щита;  $l_{об}$  — длина одной секции крепи;  $l_{зам}$  — длина соединительного замка (раструба);  $A$  — расстояние между сваями; 1 — тоннелепроходческий щит; 2 — крепь тоннеля из специальных железобетонных труб; 3 — монтажный котлован; 4 — поддерживающие сваи; 5 — направляющий оголовок; 6 — прочные породы; 7 — слабые породы; 8 — нагрузка, оказываемая тоннелепроходческим щитом и крепью тоннеля на окружающие породы; 9 — противодействующая сила, действующая со стороны окружающих пород на тоннель.

В процессе проходки тоннеля, а соответственно и передвижении щита и крепи по поддерживающей конструкции при расстоянии между сваями, равным длине наименьшего элемента тоннеля, отмечается момент, когда хотя бы одна из составных частей тоннеля будет находиться не на свае.

На основании анализа теоретических и лабораторных исследований возможно вывести формулу для определения расстояния между сваями в поддерживающей конструкции:

$$A = 0,75 \frac{l_{ia} - 2l_{cai}}{2}$$

При возведении поддерживающей конструкции необходимо учитывать, что в процессе проходки тоннеля тоннелепроходческим комплексом и крепью создается значительная нагрузка на нижележащие породы, которая возникает из-за их

значительного веса, лобового давления в зоне рабочего органа и трения об окружающие породы. Когда прокладываемая горная выработка приближается к массиву слабых пород, может возникнуть призма сползания. Поэтому сваи необходимо устанавливать как до начала массива горных пород, так и после. Место установки первой и последней свай, а также их число необходимо определять в зависимости от физико-механических свойств пород, по которым ведется проходка.

Поскольку горно-геологических, технических и технологических факторов, влияющих на устойчивость откоса на границе с массивом слабых грунтов, много и учесть их влияние сложно, для оценки зоны сползания, а значит и минимального расстояния до неоднородности, на котором необходимо начать установку поддерживающей конструкции, производят с применением угла естественного откоса пород. Дополнительно при определении расстояния установки первых свай следует учитывать тип, свойства и горно-геологические условия залегания неоднородности. Например, если массив неоднородности представлен разжиженными слабыми грунтами или пльвунами, которые обладают внутренним давлением, действующим и на окружающий массив будет препятствовать сползанию грунта, в этом случае возможна установка меньшего количества свай.

Другой случай, когда неоднородность представлена сильносжимаемыми грунтами или заполнена воздухом, тут отсутствует какое-либо противодействие сползанию грунта, и требуется установка ряда дополнительных свай.

В процессе проходки тоннеля в массиве неоднородности возможно возникновение проблем по обеспечению прямолинейности тоннеля, устойчивости щита и крепи тоннеля на поддерживающей конструкции и связанных с необходимостью уменьшения силы трения тоннеля о поддерживающую конструкцию.

### Библиографический список

1. Сорокина Г.В. Строительные свойства слабых грунтов в основании сооружений. М.: Стройиздат, 1996. — 222 с.
2. Чикишев В.М. Экспериментально- теоретические основы расчета фундаментов из свай повышенной несущей способности в сложных инженерно-геологических условиях. Пермь, 1997.- 428 с.
3. Бикинеев М.Г., Проектирование технологии строительства тоннелей, расположенных в слабоустойчивых грунтах и сооружаемых с применением спецспособов. М.: МИИТ, 2003. — 32 с.
4. Барабошкина Т.А. Исследование природных и техногенных грунтов Московского региона: автореф. дис.канд. геол.-мин. наук. — М.: 1991. — 19 с.

УДК 622.235.5

*Лазоренко А.С. Івах П.В. магістранти, науковий керівник проф. Бойко В.В.*

### СЕЙСМОБЕЗПЕЧНА ПРОМИСЛОВА ТЕХНОЛОГІЯ ЗНИЩЕННЯ ШАХТ ПУСКОВИХ УСТАНОВОК

**Вступ.** Особливість виконання вибухових робіт по ліквідації ШПУ полягає в безпосередній близькості житлових об'єктів від місця проведення робіт. Тому проведення технології демонтажу, що має небезпечний сейсмічний вплив на навколишнє середовище, повинна дати можливість ведення вибухових робіт без евакуації населення, з забезпеченням повної їх безпеки й відсутності ризику. А всі вибухи

повинні контролюватися за рівнем сейсмічних навантажень спеціалізованою організацією.

**Аналіз проблеми.** Промислове знищення ШПУ на території України проводилось з виконанням наступних етапів: розробки типового проекту, визначення сейсмічних допустимих норм на навколишніх будівель і споруд, проведення тарувального вибуху з використанням сейсмовимірювальної апаратури для визначення максимально допустимих зарядів, проведення по визначених обмеженнях послідовних вибухів з сейсмоапаратурним контролем з видачею експертних висновків щодо сейсдобезпеки.

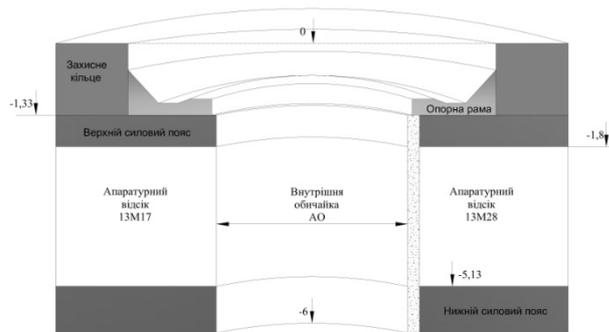


Рис.1. Частина конструкції ШПУ, яка підлягає руйнуванню

Умовний конструктивний стан ШПУ приведений на Рис. 1.

Як приклад проведемо розрахунок величини зарядів при руйнуванні верхнього силового пояса (Рис. 2):

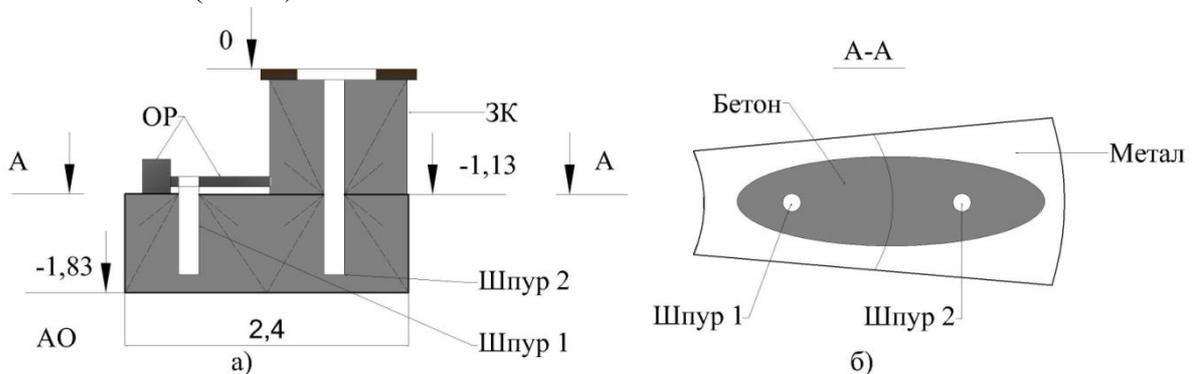


Рис. 2. Розрахунок величини зарядів при руйнуванні верхнього силового пояса

Руйнування верхнього силового пояса здійснюється разом із захисним кільцем і опорною рамою, як показано на рис 2. Така схема застосовується після експериментальних відпрацювань тарувальних вибухів для визначення максимального допустимого заряду. За такою схемою два заряди на осередок дроблять бетон, розділяють метал по зварених швах, з повним відривом днища і викидають бетон в низ.

Кількість одночасно руйнуючих зарядів (вузлів) обмежувалась близькістю охоронних об'єктів від місця розташування ШПУ.

До найбільш небезпечних ліквідованих ШПУ слід віднести 110, які розташовувались ближче 500 м від житлових будинків. Найближче від населеного пункту була ШПУ №54, розташованого в 130 м від житлового будинку (с. Гнатівка Добровеличківського р-ну Кіровоградської області). Вибухові роботи тривали 24 робочих дня, витрачено 1,4 т тротилу, в день виконувалося до 10 підривів з контролювання рівня сейсмічних навантажень.

Для визначення допустимого рівня коливань навколишніх житлових, адміністративних та іншого призначення будівель і технічних споруд попередньо проводиться оцінка їх технічного стану

Дані обстеження аналізуються із усіх об'єктів обстеження за допустиму масову швидкість приймається швидкість, отримана для об'єкта, який знаходиться в найгіршому технічному стані. Вибрана допустима норма коректується в залежності від АЧХ «грунт-будівля». Сректрована масова швидкість є основною для визначення розрахунку гранично допустимої маси заряду ВР на разовий вибух. У разі багаторазового ведення вибухових робіт розрахункова гранично допустима маса заряду ВР, отримана на разовий вибух, зменшується.

При проведенні дослідження механізму розповсюдження сейсмічних хвиль від руйнації ШПУ ставилась задача щодо визначення впливу на навколишнє середовище амплітуди масової швидкості збудженої від вибуху зарядів, які руйнують верхні конструкції ШПУ, та коливань самої (стовбура) шахти. В рішення поставленої задачі в ході відпрацювання технології вибухового руйнування вузлів і конструкцій з полідоуючому виконанні вимірів сейсмічних навантажень був виявлений негативний акустичний ефект, що супроводжував випромінювання сейсмічних хвиль від коливання самого стовбура ШПУ. Цей ефект проявлявся в тому, що застосовуючи, в межах допустимих, маси заряду, фіксувались випадки що приводили до руйнівних наслідків в будівлях, розташованих далеко за сейсдобезпечною зоною.

**Результати.** Для ліквідація виявленого негативного ефекту була розроблена сейсдобезпечна технологія, яка включає наступний порядок демонтажу ШПУ:

1. Зняття кришки ШПУ.
2. Вирізання в металі горизонтальної (рівень 6 м) і чотирьох вертикальних щілин (по довжині 6 м) по внутрішній і зовнішній обичайок. Відділення стовбура шахти від верхнього і нижнього її поясів.
3. Вибухове руйнування конструкції починається з нижнього силового поясу (НСП) із застосуванням шпурових зарядів ВР з водяною і піщано-глинистої збійкою. При цьому місцем початку руйнування є підривання шпурових зарядів з боку охоронного об'єкта.

**Висновок.** Розроблена технологія ліквідації ШПУ вибуховим способом дозволила забезпечити безпеку по всім видах вибухового впливу і впевнено виконувати роботи поблизу житлових об'єктів.

УДК 624.154

*С.О. Левченко, магістрант, научный руководитель В.И. Снисаренко, д.т.н., проф. НТУУ «КПИ» ИЭЭ*

## **СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОГРАММ PLAXIS И ОТКОС ПРИ ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОПОЛЗНЕВОГО СКЛОНА**

*Выполнена оценка устойчивости склона с использованием метода конечных элементов (МКЭ), и метода переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу (МПСМ). Подан сравнительный анализ программ.*

*The evaluation of slope stability using the finite element method (FEM), and method of variable degree of mobilization resistance of change (MVDMR). The comparative analysis of program is given.*

Среди стихийных бедствий и катастроф природного характера в Украине оползни занимают первое место, в мире – второе, после землетрясений. Более половины всего материального ущерба, причиняемого оползнями, связано с ошибками, допущенными при расчете устойчивости склонов и проектировании противооползневых сооружений. Анализ устойчивости оползнеопасных территорий является весьма важной задачей гражданского и промышленного строительства.

Территория изучаемого района расположена в северной части Донецкого края. Почвы пермского и триасового периодов представляют собой мощную толщу, в строении которой принимают участие аллювиальные, озерно-аллювиальные и болотные отложения.

В настоящее время существует много методов для оценки устойчивости откосов, среди них наиболее известные метод круглоцилиндрической поверхности скольжения, метод Г.М. Шахунянца, метод Маслова-Беррера и др. Эти методы основаны на теории предельного равновесия и сводятся к разбивке склона на отсеки и поиску коэффициента устойчивости и оползневого давления. Ни один из классических методов не может справиться с задачей поиска количественных деформаций склонов.

Данную проблему решает метод конечных элементов (МКЭ), реализованный в программном комплексе PLAXIS, получивший широкое распространение лишь в последнее время. Для обоснованности применения МКЭ в решении задач устойчивости откосов был выполнен анализ устойчивости склона с использованием программного комплекса PLAXIS и сравнение полученных результатов с классическим методом, реализованном в программе ОТКОС.

При создании геометрической модели грунтовый массив разбивался на 15-узловые треугольные изопараметрические конечные элементы, в которых перемещения определяются во всех 15 узлах, а напряжения – в 12 точках. Для грунта использована упругопластическая модель Кулона-Мора – упругопластическая модель, содержащая 5 основных параметров:  $E$  и  $\nu$  – параметры упругости грунта,  $c$  и  $\phi$  – параметры прочности грунта,  $\psi$  – угол дилатансии.

Результат расчета в программном комплексе PLAXIS представлены на рис. 1.

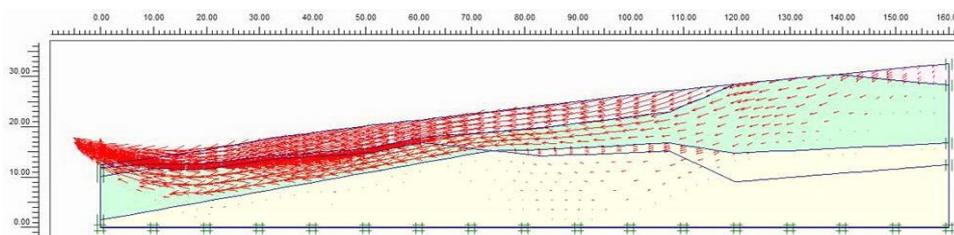


Рис.1. Полные перемещения грунта  $U_{\max}=210,03$  мм

Таким образом, с помощью программного комплекса PLAXIS мы определили максимальные величины перемещений в грунтах, их направление и характер, увидели картину распределения напряжений (не показано на рис.). Также мы можем визуально определить линию скольжения оползня.

Программа ОТКОС входит в программный комплекс SCAD Office и предназначена для определения коэффициента запаса устойчивости откосов и склонов. Программа основана на методе переменной степени мобилизации сопротивления сдвигу (МПСМ). В качестве механизма потери устойчивости принимается механизм скольжения оползающего массива относительно неподвижной части откоса. Сопротивление сдвигу по поверхности скольжения рассчитывается для статических условий. Вдоль всей поверхности выдерживается критерий разрушения грунта, принимаемый в виде закона Кулона.

Реальное сдвигающее напряжение, получаемое расчетом, сопоставляется с предельным сопротивлением сдвигу, и результат этого сравнения выражается в виде коэффициента запаса устойчивости. Коэффициент запаса устойчивости склона (откоса) является минимальным из коэффициентов запаса устойчивости по всем возможным поверхностям скольжения, удовлетворяющим заданным ограничениям, заложенным в методе расчета.

Результаты расчета в программе ОТКОС представлены на рис. 2.

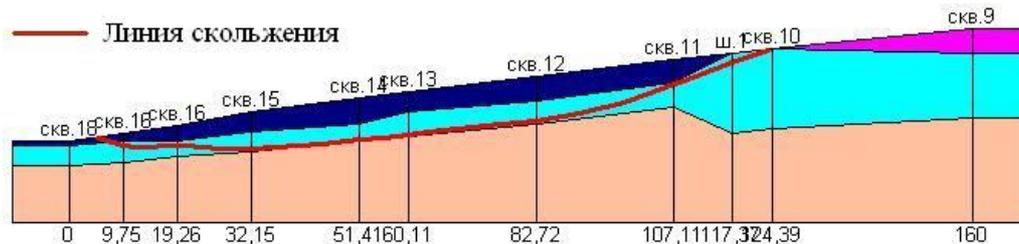


Рис. 2. Схема откоса с линией скольжения.

По результатам расчетов коэффициент запаса устойчивости составляет 1,096, то есть согласно ДБН В.1.1-3-97 «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от оползней и обвалов. Основные положения», грунтовый массив находится в предельном состоянии и требует применения мероприятий по укреплению оползнеопасных территорий.

С помощью программы ОТКОС нам удалось рассчитать коэффициент запаса устойчивости и построить линию скольжения. Среди преимуществ программы следует отметить простоту использования, полную русификацию интерфейса. Но, несмотря на это, ОТКОС сильно проигрывает PLAXIS за своими функциональными способностями. ОТКОС можно применять как вспомогательную программу для быстрого определения линии скольжения и коэффициента устойчивости склона, в то время, как программный комплекс PLAXIS можно широко использовать для полного анализа устойчивости склонов.

### Библиографический список

1. PLAXIS. Учебное пособие. Версия 8.
2. ДБН В.1.1-3-97 «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от оползней и обвалов. Основные положения»
3. Перельмутер М.А., Федоровский В.Г. ScadStructure. Откос. Анализ устойчивости откосов и склонов. Версия 1.5. Руководство пользователя.
4. Розин Л.А. Метод конечных элементов. Соросовский образовательный журнал, том 6, №4, 2000.

*Лях Е.П., к.т.н. Жмуденко А.С., к.т.н., Зувеская Н.В., к.т.н., доц. кафедры геостроительства и горных технологий ИЭЭ*

### ГЕОСВАИ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Около 70% почв Украины представлены просадочными лессовыми грунтами и развитие методов их усиления есть актуальная проблема.

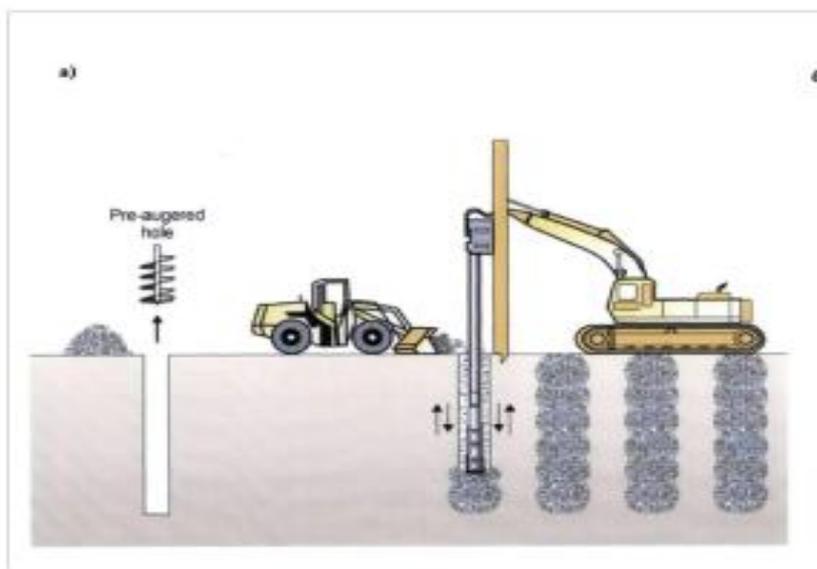
Технология геосвай, или как ее еще называют в зарубежной литературе, каменных колонн, является одной из наиболее широко используемых для улучшения

почвенных условий в мире. До недавнего времени, технология использовалась для уплотнения сыпучих грунтов, но последние 35 лет стала использоваться для укрепления просадочных и вязких грунтов.

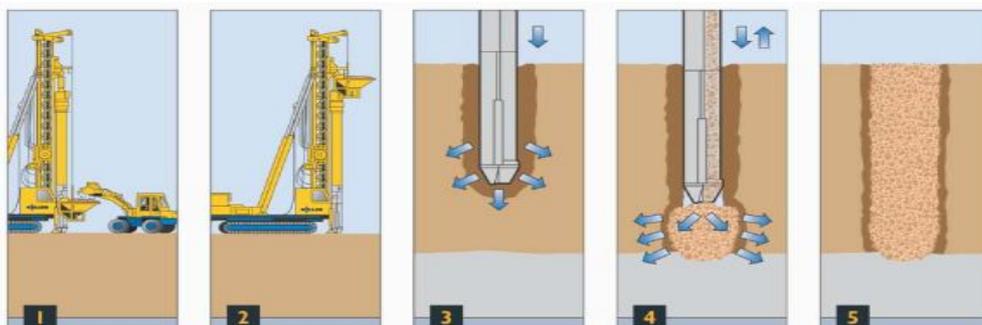
Впервые подобная технология была применена в Германии в 1930 году для усиления сыпучих грунтов на берегу рек, таким образом, она использовалась до 1960 года. Для улучшения связных грунтов ее использовали в Ирландии в 1970-х годах. Технология с применением геосвай продолжает набирать популярность в связи с значительной экономией расходов и сокращения графика работ.

Каменные колонны формируются трамбовками с использованием щебня или гравия. В зависимости от грунтовых условий различают два метода построения колонны:

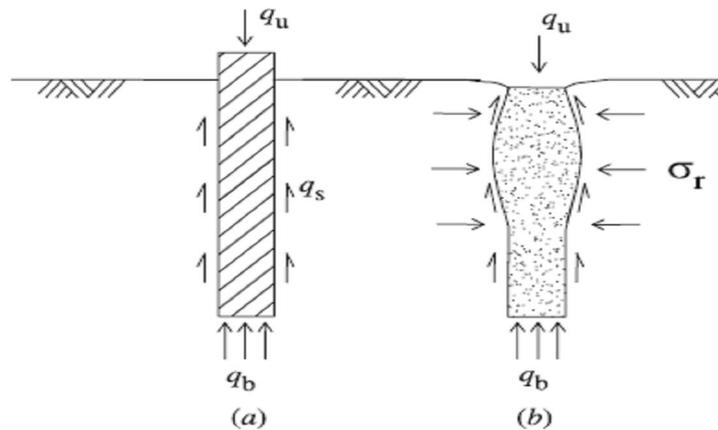
1) После проникновения на контрольную отметку рабочий орган вибратора полностью извлекают, в отверстие начинают подавать камень (диаметром 40-75мм) с поверхности, постепенно уплотняя его. При поднятии и погружении рабочего органа часть камня выходит наружу.



2) Камень подается на нижние горизонты с отдельно стоящего бункера через трубы. При такой подаче используют камень меньшей фракции (15-45мм). В этом случае вибробулава постоянно находится в земле и поэтому подходит для почв с высоким уровнем грунтовых вод и с пониженной устойчивостью.



Каменные колонны предназначены работать как одно целое с грунтом и могут видоизменяться под действием бокового давления, в то время как жесткие включения (сваи), используются как опоры. На рисунке показаны жесткие сваи и каменные колонны.



Каменные колонны используются для увеличения несущей способности грунта. Они служат также как дренажи, ускоряя естественный процесс консолидации и снижая риск сжижения. Они иногда используются для улучшения общей стабильности земляной структуры.

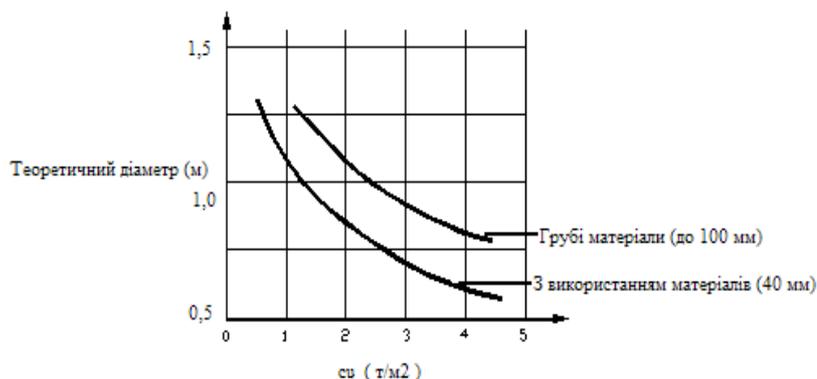
В таблице представлен порядок эффективности применения каменных колонн и стоимость этой технологии в процентном отношении к сваям:

Метод	Осадка	Цена
Почва без отделки	100%	0%
Каменные колонны	33-50%	20-33%
Сваи	3,3-5%	100%

Материал наполнителя должен иметь размер частиц  $d > 10$  мм. Это могут быть отходы каменной промышленности, щебень, гравий, бутовый камень в зависимости от региона. Кроме того материалы должны иметь высокие механические свойства ( $R_c > 25$  МПа).

Заполнители нижней части колонны рекомендуют использовать уменьшенного размера (40 мм), а в верхней части использовать грубые материалы (до 100 мм).

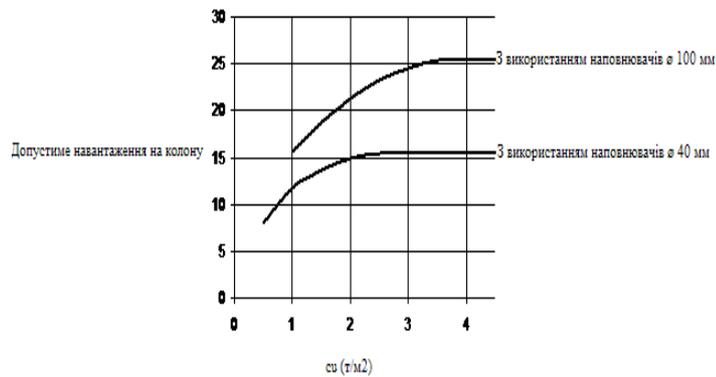
На графике показано изменение сцепления грунта с колонной в зависимости от фракции материала-заполнителя.



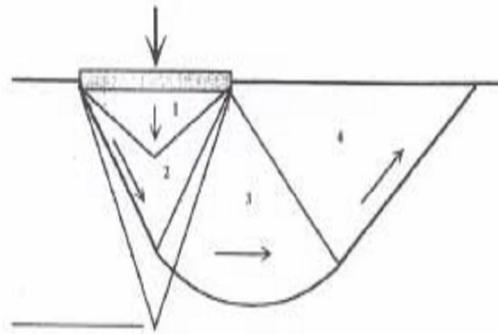
Допустимое напряжение на колонну прямо пропорционально усилию сцепления, поэтому его расчет осуществляется на основе исследования  $C_u$ .

На следующем графике показаны результаты этого расчета, в зависимости от размера наполнителя.

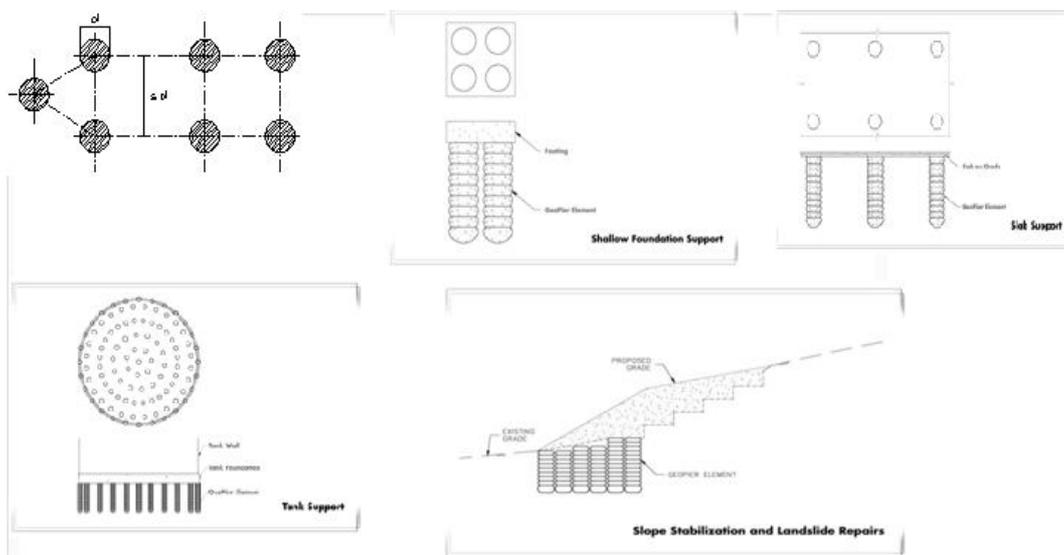
При усилии сила сцепления нормализуется и стабилизируется: для мелкого наполнителя около 15 тонн, а также 25 тонн для грубых материалов наполнителя.



Существуют четыре основные зоны уплотнения грунта под действием свай: 1 - зона непосредственно находится под основанием сваи, она практически не деформируется и обеспечивает пассивную опору, 2 - находится непосредственно под зоной 1, именно она передает нагрузку на грунт, 3 - эффективно обеспечивает боковую поддержку; 4 - показывает предел "расширения" зоны действия механизма.



В зависимости от назначения здания или сооружения и грунтовых условий используют разные конфигурации расположения свай:



В результате, можно сделать вывод, что области применения метода геосвай – это промышленное строительство; строительство мостов и инженерных сооружений;

складские помещения; ветросиловые установки; общее наземное строительство; строительство дорог.

Экономически выгодно применять геосваи при таких характеристиках грунта: связные и смешанные грунты (суглинок, глина, суглинок песчаный, илистый песок, глинистый песок); органический грунт; минеральные и / или органические насыпи;

Не предназначена технология геосвай для использования при следующих характеристиках грунта: песок и щебень с высоким уровнем грунтовых вод; почва с крупными включениями пород (содержание > 30%).

*Л.В. Шайдецька, ст.преп., Т.С. Мацюк, Н.С. Мацюк, студ., Национальный технический университет Украины "Киевский политехнический институт"*

## **СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ СПЛОШНЫХ И ПУСТОТЕЛЫХ СВАЙ**

**Анализ исследований и публикаций.** Анализ литературных источников показал, что некоторые исследователи рекомендуют вместо сплошных свай применять сваи-оболочки под фундаменты сооружений. Наибольшая эффективность применения пустотелых свай наблюдается при строительстве в грунтах с низким расчетным сопротивлением, а также при использовании высокопрочных бетонов. По этому целью наших исследований было сравнить несущую способность свай сплошного сечения и сваи-оболочек различного диаметра.

По форме поперечного сечения железобетонные сваи разделяются на сплошные квадратные, квадратные с круглой полостью, сплошные прямоугольные, полые цилиндрические или трубчатые диаметром до 800 мм, сваи-оболочки диаметром свыше 800 мм.

По способу армирования сваи изготавливаются с ненапрягаемой продольной арматурой, с предварительно-напряженной стержневой, проволочной или прядево продольной арматурой. По длине сваи делятся на цельные и состоящие из отдельных секций. Конструкция нижнего конца полых свай может быть закрытой, открытой и с камуфлетной пятой.

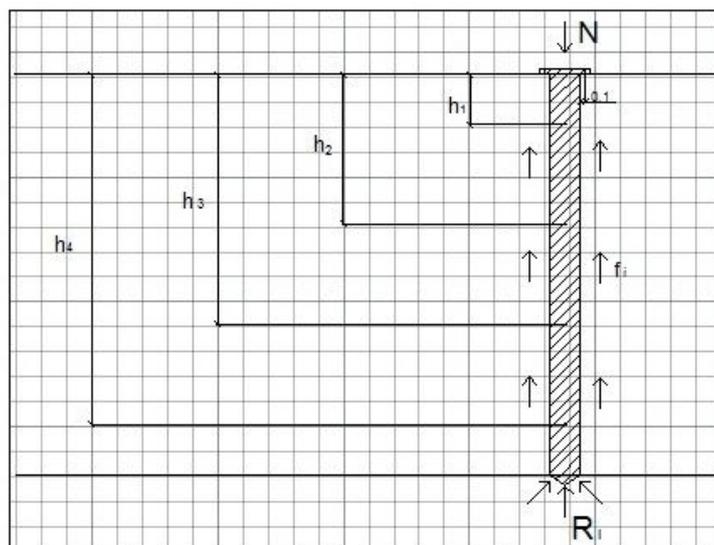
В соответствии с технологией изготовления выделяются три основные группы (типа) буронабивных свай:

- Устраиваемых в сухих и маловлажных связных грунтах, не требующих специальных мероприятий по креплению стенок скважин;
- Изготавливаемых в не связных, слабых и обводненных грунтах, стенки скважин которых удерживаются от обрушения избыточным давлением воды или глинистым раствором;
- Сооружаемых в аналогичных грунтовых условиях с креплением стенок при помощи обсадных труб ( неизвлекаемых или инвентарных ).

### **Постановка задачи.**

1. Определить несущую способность сплошных и пустотелых свай различного диаметра в заданных инженерно-геологических условиях.
2. Провести анализ зависимостей несущих способностей от диаметра сплошных и пустотелых свай.
3. Сравнить затраты бетонной смеси на изготовление сплошных и пустотелых свай, при фиксированной несущей способности.

**Материалы и результаты исследований.** Для исследования выбираем почвенные условия составлены суглинками с показателем текучести  $I_L < 0,5$ , свая длиной  $L=8$  м, толщина пласта грунта  $h_i=4$  м, расчетное сопротивление пласта грунта по боковой поверхности сваи  $f_i=0,022$  мПа, расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи  $R=1,43$  мПа.



Для оценки эффективности применения пустотелых буронабивных свай выполнен расчет удельного несущей способности свай-оболочек и свай сплошного сечения, используемых при строительстве фундаментов.

Для сплошных свай в целом несущая способность по грунту  $F_d$  составляет:

$$F_d = \gamma_c \cdot \left( \gamma_{ср} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{сф} \cdot f_i \cdot h_i \right)$$

Несущая способность под нижним концом сваи, [кН]:

$$F_{осн} = \gamma_{ср} \cdot R \cdot A,$$

где  $\gamma_{ср}$  - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи;  $R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи;  $A$  - площадь опирания сваи,  $m^2$ .

Для сваи сплошного сечения площадь опирания будет составлять:

$$A = \pi \cdot r^2,$$

где  $r$  - радиус сплошного сечения сваи, м

Площадь опирания пустотелого сечения сваи:

$$A = \pi \cdot r^2 - \pi \cdot r_1^2,$$

где  $r_1$  - внутренний радиус пустотелого сечения сваи.

Несущая способность по боковой поверхности, [кН]:

$$F_{бок} = U \cdot \gamma_{сф} \cdot \sum f_i \cdot l_i$$

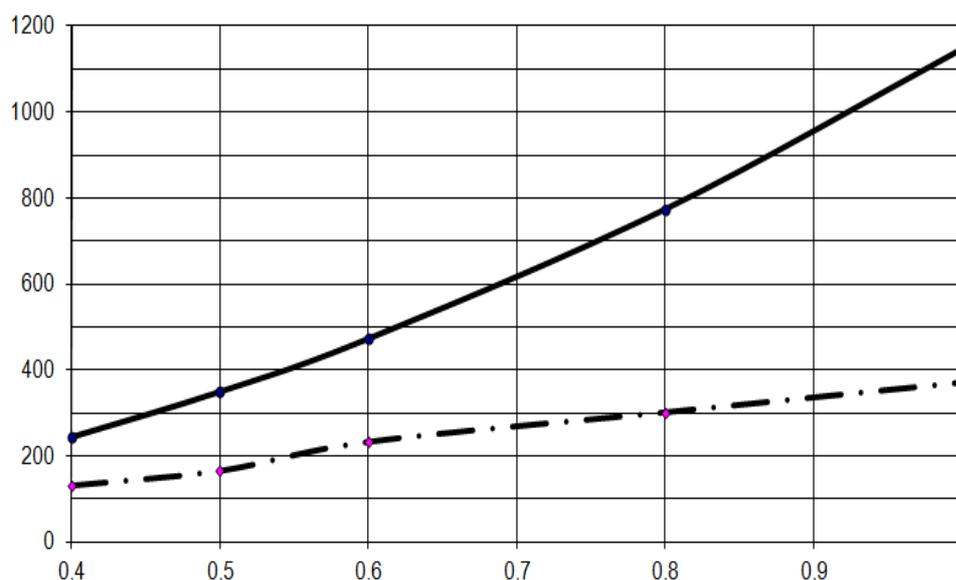
где  $U$  - периметр ствола сваи, м;  $\gamma_{сф}$  - коэффициент условий работы сваи по боковой поверхности;  $f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи,  $кН/м^2$ ;  $l_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, примыкающего к боковой поверхности, м.

Для оценки эффективности применения пустотелых буронабивных свай выполнен расчет несущей способности свай оболочек и свай сплошного сечения. Все данные скомпонованы и занесены в таблицу 1.

Таблица 1- Сравнение технических показателей свай сплошного и полого сечений

Виды свай	Диаметр d, м	Толщина стенки t, м	Несущая способность F, кН
Сплошные	0,4	-	243,2
	0,5	-	348,9
	0,6	-	472,5
	0,8	-	773,7
	1,0	-	1146,7
Полые	0,4	0,08	131,3
	0,5	0,08	165,6
	0,6	0,1	232,7
	0,8	0,1	301,4
	1,0	0,12	370,1

По результатам расчетов построена графическая зависимость (изменения несущей способности от диаметра соответственно сплошных свай и свай-оболочек).



Анализ показывает, что при увеличении диаметра сваи несущая способность свай оболочек уменьшается соответственно до сплошных свай. (Например, если взять сплошную сваю и сваю-оболочку диаметром 0,4 м, то несущая способность уменьшится в 1,8 раза, а при диаметре 1,0 м в 3,2 раза).

Следовательно, таким образом проведение исследования показывают, что при существующих типоразмерах свай оболочек, нормативных требованиях их применение на данном этапе при строительстве сооружений является не эффективным.

**Выводы и направления дальнейших исследований.** Анализ графической зависимости показывает, что сплошная буронабивная свая  $d=0,5$  м способна обеспечивать несущую способность 348,85 кН, такую же несущую способность может обеспечить пустотелая свая  $d=1$  м. Однако при этом расходы бетонной смеси на

изготовление пустотелой сваи будет больше на 30%, чем затраты бетона на изготовление цельной сваи. Дальнейшие исследования необходимо направить на нахождение рационального и эффективного решения устройства свай.

### Библиографический список

1. Бучок Ю.Ф., Будівельні конструкції – Київ, Вища школа, 1994
2. М.И Смородинова., Основания и фундаменты-Москва, Стройиздат, 1976

УДК 624.131

*Кравец В.Г., д.т.н., проф., Стовпник С.Н., старший преподаватель, Филько Д.В., аспирант, Национальный технический университет Украины «КПИ»*

### АНТРОПОГЕННАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ КАК ФАКТОР РАЗВИТИЯ ОПОЛЗНЕВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ (НА ПРИМЕРЕ Г. КИЕВ)

*Рассматриваются основные виды антропогенного воздействия, влияющие на возникновение оползней, дана их характеристика. Приведены примеры прямого антропогенного воздействия на проявление оползней в ряде оползневых участков и подведены некоторые общие направления изучения мероприятий по борьбе с оползнеобразованием.*

*The main types of antropogenic impacts affecting landslides occurrence are considered, their characteristics are given. Examples of direct human influence on the landslides manifestation in the several areas are given, some general direction of examination of the landslide control measures are summarized.*

Воздействие человека на природу приняло столь широкие масштабы, что состояние атмосферы, гидросферы, биосферы и литосферы стало изменяться. В науке о Земле появились новые понятия о деятельности человека как геологическом факторе (В.И. Вернадский, А.Е. Ферсман, А.П. Павлов, Ф.П. Саваренский).

В городах и промышленных центрах наиболее активны воздействия человека на природу; природный ландшафт в городах преобразуется, формируется культурный ландшафт, в котором взаимосвязи природной обстановки изменяются в результате инженерно-хозяйственной деятельности человека [6].

Вопросу изменения инженерно-геологических условий г. Киева под влиянием деятельности человека уделено большое внимание в работе Котлова Ф.В., Брашниковой И.А., которую можно считать одной из первых, где обобщены данные по этому направлению [5]. Вопросы геологии и геоморфологии г. Киева касаются Грубрин Ю.Л., Палиенко Е.Т. Исследованию инженерно-геологических условий г. Киева уделяет большое внимание Демчишин М.Г.

В данной работе освещены вопросы формирования и особенностей развития антропогенных геологических процессов и явлений. Конкретная сущность самих процессов и проявление их в виде оползней в условиях большого города раскрываются главным образом на примере г. Киева.

Современная застройка в городе из-за отсутствия свободных площадей выполняется преимущественно близко у бровок склонов и часто по склонам, в результате чего активизируются старые оползни и развиваются новые деформации склонов. В Киеве насчитывается около трех тысяч гектаров оползневых территорий.

Территория Киева в качестве объекта изучения антропогенных геологических процессов и явлений выбрана не случайно. Город находится в специфической

регионально-геологической и географической обстановке, на стыке восточного склона Украинского кристаллического щита и Днепровско-Донецкой впадины, в лесостепной зоне - в области широкого распространения лёссового покрова. Вследствие особенностей рельефа, климата и геологического строения здесь весьма разнообразно и интенсивно проявляются экзогенные геологические процессы и явления.

На территории города оползни известны давно. Они развивались в основном вдоль правых берегов Днепра и его притока р. Лыбеди, а также на склонах многочисленных оврагов и балок.

В Генеральном плане города правобережный склон рассматривается и как составная часть водно-зеленой полосы, которая формируется вдоль Днепра, и как зона исторического ландшафта, и часть городского центра. Поэтому обеспечение долгосрочной устойчивости склонов для сохранения архитектурно-ландшафтного комплекса исторической части города имеет большое значение и в большей степени зависит от инженерно-геологических условий, постоянно меняющихся под действием природных и техногенных факторов.

Инженерная и хозяйственная деятельность человека часто создает условия, благоприятные для развития оползней. На современном этапе урбанизации техногенные факторы являются главными при развитии склоновых процессов. Основными видами антропогенной деятельности, прямым или косвенным образом влияющими на развитие оползневого процесса, являются следующие [4]:

1. неконтролируемое площадное освоение территории (строительство новых зданий и сооружений, прокладка линейных объектов и инженерных коммуникаций);

2. изменение естественных гидрогеологических условий в результате неорганизованного сброса хозяйственных вод, утечек воды из подземных и наземных коммуникаций, что приводит к переувлажнению пород, слагающих склоны, и к резкому ухудшению их физико-механических свойств;

– перегрузка склонов отвалами земляных работ, строительными и другими материалами, а также весом возводимых сооружений;

– подрезка склона для хозяйственных и инженерных потребностей;

– заполнение отрицательных форм рельефа насыпными и намывными грунтами;

– уменьшение устойчивости горных пород на склонах после уничтожения древесной растительности;

– образование свалок бытового и строительного мусора;

– неудачные противооползневые меры и планировка склонов и т.п.

Все это резко нарушает существовавшее равновесие с природой и оказывает самое негативное влияние на экзогенные геологические процессы. Пораженность территории теми или иными видами человеческой деятельности чрезвычайно высока, что заставляет предельно внимательно относиться к техногенному фактору оползнеобразования.

Ниже приводятся несколько частных примеров прямого техногенного воздействия на активизацию оползней.

*Искусственное обводнение и увлажнение пород.* Имеет место на территориях городской застройки и промышленных предприятий, а также при чрезмерном поливе сельскохозяйственных угодий. Вода из утечек коммуникаций или поливная просачивается в почвы и скапливается на первом водоупорном ложе, движется в сторону зеркала грунтовых вод и может явиться поверхностью скольжения оползневых масс. Этот фактор значительно ускоряет процесс оползнеобразования. Искусственное обводнение рыхлых четвертичных отложений на склонах сточными хозяйственно-бытовыми водами, утечками воды из водопроводной системы и других коммуникаций,

нерационально спланированная система дренажных канав и отсутствие ливневой канализации способствуют повышению уровня грунтовых вод, приводит к излишней обводненности осадочных покровов склонов и, как следствие, потере их устойчивости.

Например, подпорная стенка Киевского Зеленого театра не имела застенного дренажа и закрыла выход подземным водам из подморенных песков и пресноводных суглинков. Уровень грунтовых вод стал подниматься, насыщать вышележащие породы, а грунтовый поток стал двигаться в обход стенки, в результате произошло оползание части склона. Объем сместившихся масс составил 500 куб. м.

В перечне оползней, зарегистрированных на территории г. Киева СУППРом состоянием на 1 января 2001 г. непосредственно на участке склона Парка Вечной Славы, под площадкой обозрения, зарегистрированы смещения грунтов в объеме около 3000 куб. м, причиной которых являются неорганизованный поверхностный водоотвод и планировка склона.

*Подрезка основания склонов и их рыхление* - очень важный фактор развития и активизации оползневых процессов, обычно сопровождается сведением леса и нарушением растительного покрова. При прокладке объектов линейной инфраструктуры, дорог, подрезающих основание склонов необходимо учитывать особенности литологического и стратиграфического строения склонов, необдуманная подрезка становится причиной активизации и бесконечного схода оползней [1].

Так, например, при строительстве Дворца спорта была подрезана нижняя часть склона Черепановой горы, что вызвало смещение откоса по пестрым глинам и каолинизированным полтавским песчаникам. Деформации откоса в виде трещин отмечались еще в 1959 г. на площади около 300 кв. м, а в 1960 г. произошло смещение пород на площади более 500 кв. м.

На период февраль-март месяц 2002 г. наблюдалась явно выраженная трещина откола на склонах в пределах между площадками обозрения Парка Вечной Славы. Плановое расположение трещины указывало сложные процессы деформации откосов, ориентированные на ослабленные разуплотненные зоны вдоль участка ДШС протяженностью 220 м. Деформациями охвачены склоновые отложения, а также насыпные грунты, которые использовались для засыпки вершин оврагов и для планирования откосов. По предварительным оценкам объем пород, охваченный деформациями, составляет около 150 тыс. куб. м.

*Вибрационно-динамические нагрузки.* Существенным фактором появления новых оползневых деформаций является дополнительная нагрузка на склон проезжающим по дорогам тяжелым автотранспортом. Сам по себе данный фактор не имеет решающего значения, но в совокупности с искусственным и атмосферным обводнением склонов приводит к частичной или полной деформации дороги и ее защитных сооружений.

В июне 2009 на склоне Днепровского спуска сошел оползень. После исследований специалистами установлено, что сдвижной процесс вызван постоянным перемещением по дороге тяжелых грузовиков и влиянием подземных грунтовых вод.

Борьба с оползнями в Киеве ведется давно. Противооползневая борьба - очень специфический вид услуг. И в первую очередь необходимо определиться в реальной ее потребности. Первоочередной задачей является не борьба с оползнями, а укрепление берегов и склонов на основании полного учета инженерно-геологических и гидрогеологических условий. Склоны - это природные сооружения, требующие постоянного ухода, в противном случае на них возможны разрушительные, аварийные, а в отдельных случаях и катастрофические проявления оползней [2].

В первую очередь необходимо надлежащим образом урегулировать условия поверхностного и подземного стоков на склонах, на прилежащих к ним участках возле

верхней бровки и в основании склонов, уступов и террас. Нагорные канавы, лотки, ливнестоки должны иметь соответствующие уклоны и покрытия, вода везде должна стекать по поверхности с минимальным поступлением в массив. На поверхности склона и в зоне его влияния не может быть открытых котлованов, траншей, углублений, отвалов, преград разного вида, которые затрудняют поверхностный сток.

Пересмотрения требует и состояние подземного хозяйства в присклоновых массивах, особенно гидротехнические сооружения, системы водопровода и канализации. Заложенные на склоне, в зонах медленных деформаций, водопроводные сети часто выходят из строя и способствуют развитию оползней. По возможности сети должны быть проложены за пределами влияния склонов, обеспечены на случай прорывов средствами немедленного отключения аварийных участков, иметь параллельные коллектора для удержания и отведения воды, устранение возможности ее попадания в массив.

В случае необходимости нарушения растительного покрова склонов, вырубки деревьев или кустов водорегулирующая и укрепительная роль растений должна быть компенсирована проведением соответствующих мероприятий по дренажу и закреплению.

Любое преобразование склона как сооружения должно осуществляться на основании знания дела. Только взвешенный подход помогут избежать материальных убытков, снизить риск, обеспечить надежность зданий и сооружений на склонах и в зонах их влияний.

Рассмотренные материалы и анализ опыта использования склонов в пределах Киева дают возможность утверждать, что во все времена проблемы разрушения склонов были непосредственно связаны с деятельностью человека, что в основном проявлялось в уничтожении растительного покрова, ведении земляных работ, устройстве на склонах подземных выработок. Разрушение склонов, как правило, проходило при чрезмерных атмосферных увлажнениях. Таким образом, градостроительная деятельность на протяжении столетий во многих местах нарушила механизмы природного саморегулирования и самовосстановления на склонах, что привело к активному развитию эрозийно-гравитационных процессов. В связи с этим задачей специалистов в области градостроения является постоянное внимание к состоянию оползнеопасных территорий и внедрение в практику строительства опережающих мер защиты склонов.

### **Библиографический список**

1. Билеуш А. И. Оползни и противооползневые мероприятия / Билеуш А. И. – К.: Наукова думка, 2009. – 330 с.
2. Демчишин М. Г. Техногенні впливи на процеси в геологічному середовищі України / М. Г. Демчишин // Геологія в ХХІ столітті. Шляхи розвитку та перспективи. – К.: Знання. – 2001. – С. 93-102.
3. Костомаров В. М. Противооползневые мероприятия в городах / В. М. Костомаров. – М.: Издательство литературы по строительству, 1967. – 109 с.
4. Котлов Ф. В. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека / Ф. В. Котлов. – М.: Недра, 1978. – 263 с.
5. Котлов Ф. В. Город и геологические процессы / Котлов Ф. В., Брашнина И. А., Сипягина И. К. – М.: Наука, 1967. – 228 с.
6. Osipov V. Geological problems of megapolices / V. Osipov // 29<sup>th</sup> International geological congress, 24 august - 3 september 1992, Japan: abstracts. – V. 1., 1992. – P. 70.

## КЛАССИФИКАЦИЯ БЕСКАРБОНАТНЫХ И МАЛОКАРБОНАТНЫХ СЛАБЫХ ГОРНЫХ ПОРОД ПО УКРЕПЛЕНИЮ

*Рассмотрены свойства некоторых бескарбонатных и малокарбонатных легких и тяжелых гидрослюдистых слабых горных пород в виде супесей, суглинков и глины и классифицированы с целью укрепления их для использования как оснований подземных сооружений.*

*Проанализированы структура образования слабых горных пород из породообразующих минералов и обосновано классификации этих пород. Предложены возможности укрепления этих грунтов с помощью фосфатных вяжущих.*

*The properties of some low-carbonate and carbonate-free light and heavy hydromica weak rocks in a sandy loam, loam and clay and are classified in order to strengthen them for use as bases of underground facilities.*

*Analyzed the structure of weak rock formation of rock-forming minerals and justify the classification of these rocks. Offered opportunities to strengthen these soils using phosphate binders.*

*Розглянуто властивості деяких безкарбонатних і малокарбонатних легких і важких гідрослюдистих слабких гірських порід у вигляді супісків, суглинків, глини, і класифіковані з метою зміцнення їх для використання як основ підземних споруд.*

*Проаналізована структура утворення слабких гірських порід з породоутворюючих мінералів та обґрунтовано класифікації цих порід. Запропоновано можливості зміцнення цих ґрунтів за допомогою фосфатних в'язучих.*

**Введение.** Малокарбонатные и бескарбонатные легкие и тяжелые гидрослюдистые супеси, суглинки и глины относятся к слабым горным породами, как основания подземных сооружений без укрепления не пригодны. Эти горные породы являются продуктами разрушения магматических, метаморфических и оргоногенных пород различного происхождения и относятся к осадочным породам.

**Цель работы.** Классифицировать по грунтам слабые горные породы исходя из физико-механических и гранулометрических свойств. Разработать способы укрепления их и подобрать соответствующие вяжущие для каждой группы. Изложение результатов исследований.

Следует отметить, что среди большого разнообразия природных минералов только часть их участвует в образовании горных пород. К числу этих минералов, называемых **породообразующими**, относят **кварц, полевые шпаты (натриевые и калиевые), слюды, карбонаты, сульфаты и железисто – магнезиальные минералы.**

После выветривания все, выше перечисленные, минералы образуют слабые горные породы. К слабым горным породам, как используемые для оснований подземных сооружений, относятся в основном глинистые грунты, такие как супеси, суглинки, мелкодисперсные глины, пылеватые запесоченные глины с различными включениями, карбонатных, слюдистых и гумусовых отложений. Укрепление этих грунтов как оснований подземных сооружений является весьма сложной проблемой, так как не все вяжущие вещества взаимодействуют с этими грунтами.

Глины состоят из различных окислов, свободной и химически связанной воды, органических примесей и вышеперечисленных выветренных породообразующих минералов, которые, в основном, инертные и не вступают к химическим реакциям без

активации. В перечень окислов, составляющих глины входят: глинозем  $Al_2O_3$ , кремнезем  $SiO_2$ , окись железа  $Fe_2O_3$ , окись кальция  $CaO$ , окись натрия  $Na_2O$ , окись магния  $MgO$ , окись калия  $K_2O$  и др.

Для оценки возможности использования выветренных слабых горных пород как оснований сооружений испытывали образцы этих грунтов в компрессионном приборе (одометре) и строили компрессионные кривые. Из компрессионных кривых определяли коэффициент сжимаемости, относительный коэффициент сжимаемости, затем определяли величины расчетного модуля деформации грунта в компрессионных условиях. Условное расчетное давление для этих грунтов не превышает  $R_0 \leq 0,15$  МПа.

Слабые горные породы, состоящие из различных вышеперечисленных глинистых грунтов, не укрепляется цементными растворами, силикатными и полимерными суспензиями.

Предприняты попытки найти специфические вяжущие для укрепления этих грунтов и разделить их на следующие группы:

**I-группа:** Супесь и суглинок легкий, бескарбонатный – содержащий значительное количество окислов железа и обменных катионов;  $H^+, Al^{+++}, Fe^{+++}$  число пластичности  $I_p = 0,03 \div 0,12$ , щелочность  $pH < 5$  водной вытяжки, содержание  $CaCO_2 + MgCO_3 < 2\%$ , содержание гумуса меньше 5%, содержащий в составе гидрослюда в большом количестве. Хорошо взаимодействуют с фосфатными вяжущими.

**II-группа:** Суглинок и супесь тяжелый, пылеватые пески, тощая глина – малокарбонатная, ожезненная, гидрослюдистая – имеющие в составе обменных катионов  $H^+, Al^{+++}, Fe^{+++}$  и в малом количестве  $Ca^{++}, Mg^{++}$ , число пластичности  $I_p = 0,12 \div 0,25$ , щелочность  $pH < 6,2$  водной вытяжки, содержание  $CaCO_2 + MgCO_3 < 3\%$ , содержание гумуса  $< 10\%$ , мало гидрослюда в составе. Также хорошо взаимодействует с фосфатными вяжущими

**III-группа:** Карбонизированная супесь, суглинок и глина с незначительным содержанием окислов железа (менее 2%), в составе не более 20% каолиновой глины. Состав обменных катионов  $Ca^{++}, Mg^{++}$  и в малом количестве  $H^+, Al^{+++}, Fe^{+++}$ . Число пластичности  $I_p = 0,05 \div 0,25$ , щелочность  $pH < 7,2$ , содержание гумуса 10%, отсутствует в составе гидрослюда или имеется в малом количестве, содержание  $CaCO_3 + MgCO_3 < 4\%$ . Малопригодны для укрепления фосфатными вяжущими.

**IV-группа:** Карбонатная супесь, суглинок и глина, глина каолиновая, бентонитовая, монтмориллонитовая. Число пластичности  $I_p = 0,05 \div 0,25$ , щелочность  $pH > 4$ , содержание  $CaCO_3 + MgCO_3 > 4\%$ , содержание гумуса  $> 10\%$ . Состав обменных катионов  $Ca^{++}, Mg^{++}$ . Отсутствуют окиси железа, алюминия и гидрослюда. Не пригодны для закрепления фосфатными вяжущими.

Способы укрепления этих грунтов фосфорсодержащими вяжущими является специальной проблемой, которую следует подробно рассматривать.

### Библиографический список

1. Безрук В.М. Укрепление грунтов. М.: "Транспорт", 1961 – 120с. – Библиогр.: с. 118?119.
2. Мищенко Н.Ф. и др. Химическое укрепление грунтов в аэродромном и дорожном строительстве / Под ред. проф. Н.Ф. Мищенко – Н.Ф. Мищенко, Н.М. Серов, Л.А. Мирков, Н.И. Ковалев, В.М. Кнатько, И.В. Егоров, В.Г. Дидура, В.А. Филатов. Изд-во М.: "Транспорт", 1967 – 212с. – Библиогр.: с.203?210.

3. Самедов А.М. и др. Взаимосвязь вязкопластического течения масс пород с инфильтрацией водного раствора в процессе закрепления оснований сооружений / А.М. Самедов, Е.В. Скобленко, Вісник, НТУУ «КПІ», серія «Гірництво», вип. 18, К.: 2009 – с.27?34.

УДК 624

*Колесникова Я.А. студ., Вапничная В.В. к.т.н., доц., НТУУ “КПИ”, г. Киев, Украина*

## **К ВОПРОСУ О ПОВЫШЕНИИ СТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА НЕУСТОЙЧИВЫХ СКЛОНАХ**

Эффективными мероприятиями закрепления неустойчивого склона с расположенными на нем зданиями и сооружениями это устраивание контрбанкетов, контрфорсов и удерживающих противооползневых конструкций [1]. Следует помнить, что здания или сооружения, построенные на склонах, могут деформироваться и независимо от степени стойкости склона. Если склон или укос, на котором (или вблизи которого) возведено здание или сооружение стойкий, а деформации фундаментов происходят, то причины этих деформаций стоит искать в недостаточной несущей способности основы или прочности фундамента. В таких случаях усиления основ и фундаментов делают рассмотренными ниже способами [2].

Выбор метода усиления и реконструкции фундаментов мелкой закладки (как ленточных, так и столбчатых) зависит от причин, которые вызывают необходимость такого усиления конструктивных особенностей существующих фундаментов и грунтовых условий площадки. Применяют такие методы: осуществляют подводку конструктивных элементов (плиты, столбы) под существующие фундаменты; применяют усиление кладки; при невозможности расширения подошвы фундаментов и наличия большой толщи слабых грунтов усиление осуществляют путем устраивания промежуточных опор, которые с помощью обойм замоноличивают с телом фундамента или постановкой фундаментов на сваи. В случаях значительных неравномерных деформаций основы, изменения величины нагрузок и статичной схемы работы фундаментов, необходимости повышения жесткости здания осуществляют перестройку столбчатых фундаментов в ленточные.

Способ усиления ростверков выбирают в зависимости от характера повреждения и причин, что его вызвали. Ремонт мелких поверхностных и неглубоких трещин, заравнивания выпуклых частей устраняют путем обмазки или торкретирования (под давлением цементного раствора по металлической сетке). При сквозных трещинах, недостаточной прочности бетона, недостаточном армировании, а также для предотвращения дальнейшего развития опасных вертикальных трещин в ростверке рядом с цементацией устраивают железобетонные обоймы в виде рубашки или пояса. Усиление свайных фундаментов в случае их недостаточной несущей способности может осуществляться путем забивки свай до упора их нижних концов на плотные грунты или наращивание существующих свай дополнительными секциями. Чаще всего усиления делают погружением дополнительных свай вне контура сооружения (выносные сваи).

На рис. 1, а контрбанкет, который представляет собой отсыпание из почвы и предназначенный для увеличения удерживающих сил в склоне под действием собственного веса. Наибольший эффект от контрбанкета достигается в том случае, когда он расположен над восходящей веткой поверхности скольжения. В отдельных

случаях низовой укос контрбанкета может быть усилен подпорной стенкой или свайной конструкцией. Основу контрбанкета часто выполняют из дренирующего материала (щебень, гравий, крупный песок) для отведения грунтовых вод. Для укрепления склонов вместо сплошного контрбанкета устраивают контрфорс - поперечный вертикальный выступ, ребро или стенку, который усиливает склон (или удерживает конструкцию, например, - подпорную стенку) и принимает на себя давление почвы (рис.1, б). Контрфорсы могут быть как каменными, так и бетонными; каменные контрфорсы одновременно служат для отведения из толщи склона грунтовых вод и их называют контрфорсными дренажами.

Деформации зданий и сооружений на склонах не всегда можно предотвратить устраиванием контрфорса или контрбанкета. В подобных случаях применяют противооползневые удерживающие конструкции глубокой закладки. Такие конструкции чаще всего выполняют из буронабивных свай расположенных поперек движения сдвига и соединенных железобетонными ростверками (рис.1, в).

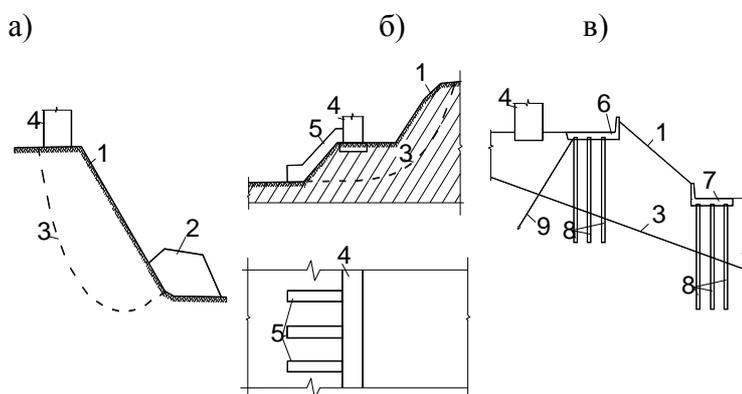


Рис. 1. Усиление склонов:

а - контрбанкетом; б - контрфорсом; в - удерживающими конструкциями; 1 - поверхность склона; 2 - контрбанкет; 3 - поверхность скольжения сдвига; 4 - здание; 5 - контрфорс; 6, 7 - верховая и низовая удерживающие конструкции; 8 - буронабивные сваи; 9 - анкер.

В последнее время противооползневые удерживающие свайные конструкции стали использовать с применением анкера, который прикрепляет ростверк к коренным породам. В качестве анкерных устройств используют наклонные буронабивные сваи диаметром 200-300 мм. Такие конструкции более экономичны, поскольку анкерование головы конструкции существенно облегчает ее работу и позволяет уменьшить число рядов свай, их диаметр и длину.

### Библиографический список

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М.: Д985–479 с.
2. Швец В. Б. Усиление и реконструкция фундаментов / В. Б. Швец, В.И. Феклин, Л.К. Гинзбург. – М.: Стройиздат, 1985 – 203 с.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник для студентов вузов, обуч. по спец... / С. Б. Ухов [и др.] под ред. С.Б. Ухова. – М.: Изд. АСВ, 1994 – 527 с.

*Н.В. Зуевская, доц., к.т.н., А.С. Жмуденко, ст. преп., к.т.н., П.А. Гонтарь, студент, Национальный технический университет Украины «Киевский политехнический институт», г. Киев, Украина*

## **АРМИРОВАНИЕ ПРОСАДОЧНОГО ГРУНТА ЖЁСТКИМ ПРИРОДНЫМ ЗАПОЛНИТЕЛЕМ**

*Рассматривается способ укрепления просадочного массива, путем армирования грунта щебнем с помощью энергии взрыва, с целью повышения несущей способности лессовых грунтов при строительстве жилых и промышленных сооружений.*

**Введение.** За счет широкого распространения лессовых грунтов их изучению, с целью применения как основы для сооружений, всегда уделялось большое внимание. Способность лёссовых грунтов к просадке под действием увлажнения требует существенных предупредительных мероприятий в целях подготовки лёссовых массивов к эксплуатации. Практика городского строительства и эксплуатации подземных тепловых сетей в условиях интенсификации застроек городов и одновременного старения подземных коммуникаций, в последние годы, внесла существенные коррективы в выбор системы противопросадочных мероприятий в связи с проявлением нового - гидротермального фактора, который даже в условно непросадных лессовых массивах провоцирует опасные деформационные процессы. Основные последствия влияния гидротермального фактора проявляются либо в увлажнении лёссовых просадочных грунтов водой с повышенной температурой, либо в передаче тепла от тепловыделяющих сооружений через фундамент в грунт, что в свою очередь приводит к повышению уровня грунтовых вод, их нагреванию и последующему замачиванию оснований фундаментов. В таких условиях укрепление лёссовых грунтов необходимо проводить методами, исключающими процесс обратимости просадки с формированием новой структуры грунта, полностью устраняющей просадочные свойства. Именно взрывные технологии укрепления просадочного грунта, за счет скачкообразного поднятия давления и высокой температуры, способны разорвать сольватные оболочки и полностью изменить структуру грунта, препятствуя обратимости процесса просадочности.

В работе рассматривается формирование взрывным методом грунтощебеночных свай с целью повышения несущей способности лёссовых просадочных массивов в основаниях тепловыделяющих сооружений. Идея метода заключается в формировании сваи диаметром 600-800 мм, опускании пластиковой перфорированной трубы и заполнении свободного пространства сваи щебнем (рис.1). Далее необходимо замочить массив лёссового просадочного грунта до уровня оптимальной влажности, необходимой для внедрения щебня. Происходит это путем нагнетания воды через перфорированную трубу, при этом давление воды поддерживают в пределах 0,5 - 5,0 атм, а скорость нагнетания в пределах 0,5 - 3,0 м<sup>3</sup>/ч. После увлажнения в перфорированную трубу погружается взрывчатое вещество и закрывается инвентарной плитой.

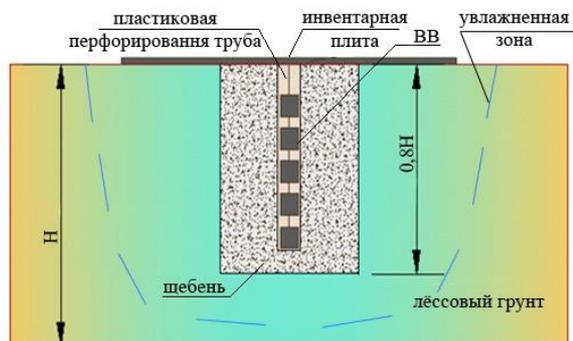


Рис. 1. Схема элементов

В результате взрывного армирования образуется несколько зон: первая зона - воронка, которая заполняется щебнем с последующим его трамбованием. Вторая зона представляет собой уплотненный массив грунтощебня с переменными характеристиками в зависимости от процентного состава щебня в почве. Третья зона - лёссовый грунт, уплотненный за счет динамического воздействия взрыва.

Несущая способность образованной зоны грунтощебня в значительной степени зависит от процентного распределения частиц щебня в массе грунтощебня. В результате взрыва распределение частиц щебня происходит неравномерно. С удалением от центра взрыва процентное соотношение щебня к грунту уменьшается. На рис. 2 представлены результаты экспериментальных исследований по распределению процентного содержания щебня после взрывного армирования, что позволило определить изменения модуля деформации грунта.

Напряженно-деформированное состояние армированного грунтового массива и изменение его несущей способности смоделировано с использованием программного обеспечения PLAXIS, что стало своего рода связующим звеном между теоретическими исследованиями и практической работой.

Для оценки изменения несущей способности массива были рассмотрены две расчетные модели грунтовых оснований: в первой модели основа представлена грунтом с характеристиками, которые соответствуют лёссу, который замачивается водой, во второй модели основа – лёссовый грунт после взрывного армирования (рис. 3).

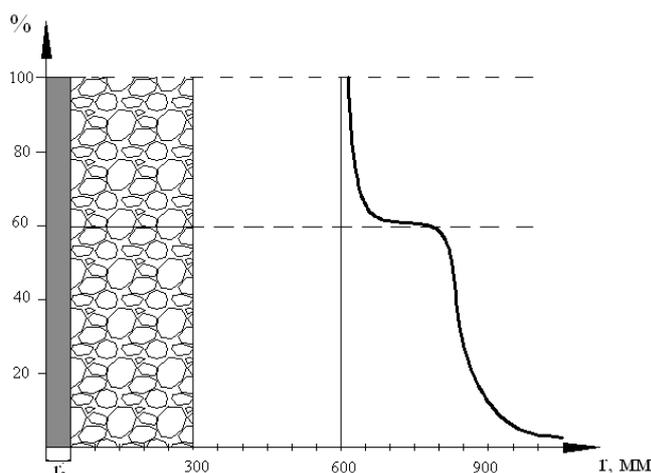


Рис.2. Процентное распределение щебня после взрыва.

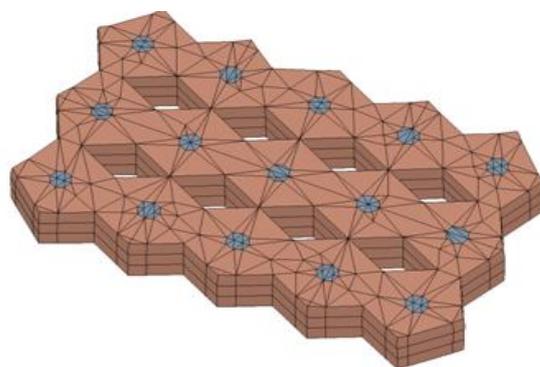


Рис. 3. Сформированная деформированная сетка после взрывного армирования.

В результате для второй модели создано основание для здания, с армированными зонами грунтощебня с шагом  $6 \times 6$  м и диаметром 2,0 м (кластеры в модели заданы серым цветом), а также зоны грунта с улучшенными характеристиками после воздействия на них взрывной волны с диаметром 3 м. Глубина армирования задавалась 10 м.

На рис. 4 представлено сравнение общих перемещений первой и второй моделей, которые наглядно показывают изменения несущей способности грунтового основания под действием нагрузки от здания до и после армирования массива. Перемещение показано цветными полями. Яркий цвет соответствует максимальным перемещениям в расчетной модели.

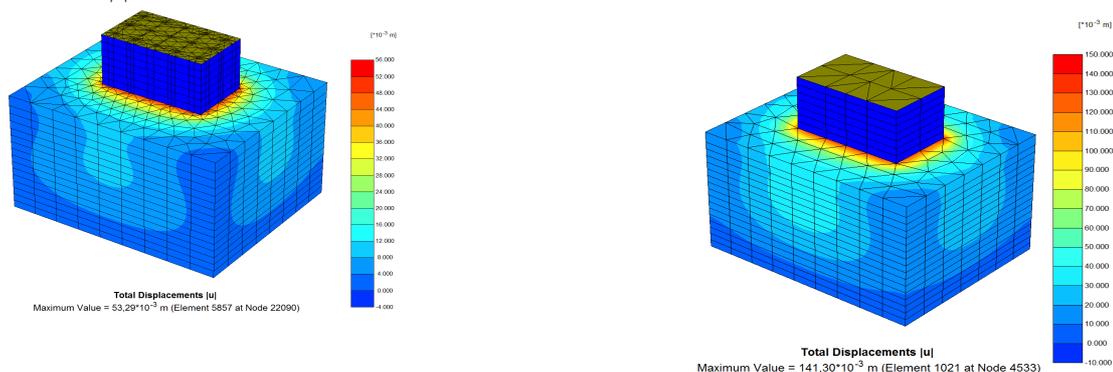


Рис. 4. Общие перемещения для первой и второй моделей

На рис. 5 представлены для сравнения общие касательные деформации для двух моделей. В первой модели за счет неравномерного распределения давления по подошве фундамента, напряжения на его краях будут превышать структурную прочность грунта. Соответственно в этих зонах будут развиваться пластические деформации с уплотнением. Естественно, в зонах, где напряжения превышают структурную прочность грунтов, будут происходить концентрации напряжений и развиваются пластические деформации (деформации сдвига). Армирование грунта сопровождается уменьшением зон деформаций как под фундаментом так и по сторонам от зон сдвигов. Это приводит к уменьшению интенсивности оседания.

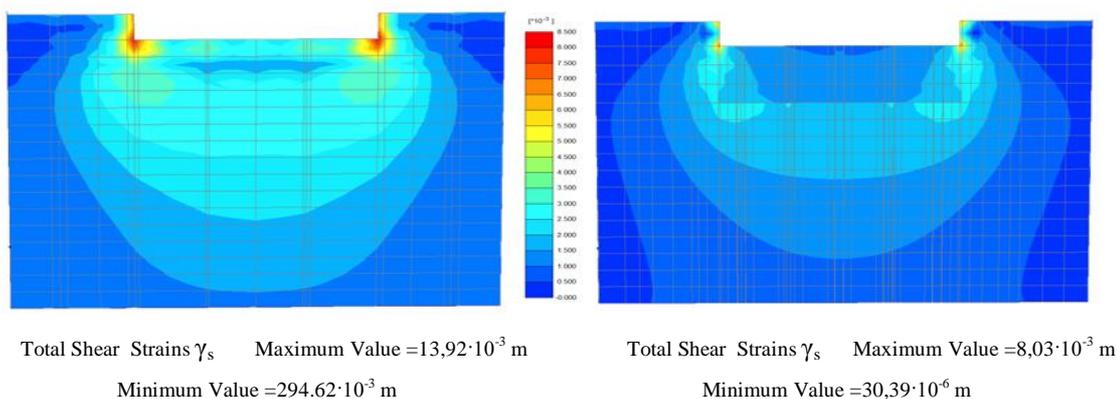
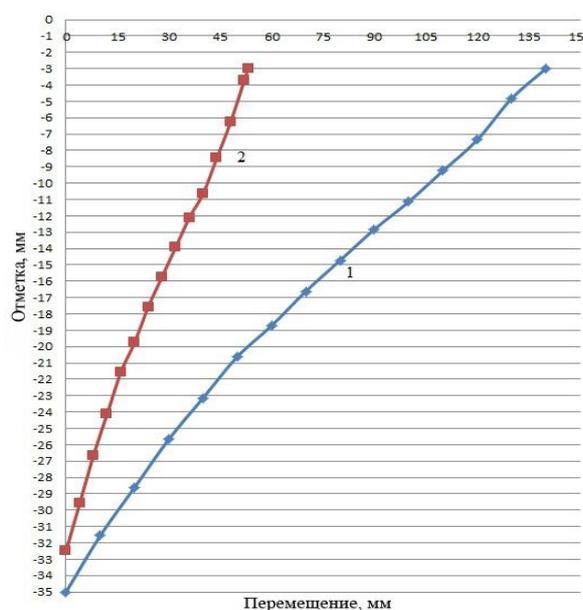


Рис. 5. Общие касательные деформации



На рис.6 показаны закономерности распределения перемещений грунтовой основы по глубине для двух расчетных моделей. Численные значения полей перемещений даны графически. Значение максимального общего перемещения для первой модели, где грунт применяется без армирования, составляет более 14 сантиметров, что приводит к недопустимым деформациям в основаниях сооружения. Для второй модели, где применялось армирование, значение перемещений составляет 5,3 сантиметра, что соответствует допустимым нормам.

Рис. 6. Перемещения грунта по глубине, кривая 1 – до армирования; кривая 2 – после армирования.

### Выводы.

Представленные исследования свидетельствуют об эффективности армирования структурно-неустойчивых грунтов на всю просадочную толщу, путем сочетания замачивания массива и взрывного метода уплотнения с проникновением в массив жесткого природного заполнителя. Армированный массив имеет улучшенные характеристики, втрое увеличенную несущую способность и может быть использован в качестве основы под тепловыми сооружениями.

### Библиографический список

1. Зуевская Н. В. Моделювання несучої спроможності армованого ґрунту жорстким матеріалом з використанням програмного забезпечення / Н. В. Зуевская, Л. В. Шайдецька, Ю. В. Волик // Розробка рудних месторождений: Научно-технический сборник. – 2011. – Вып.94. – С.102-105.
2. Зуевская Н. В. Математичне моделювання вибухового армування просадного ґрунту жорстким заповнювачем / Н. В. Зуевская // Зб. Наук. Праць НГУ. – 2010. - №35, т.2. – С. 234-240.
3. Plaxis 3D Foundation. Version 2. *General information*. Plaxis bv, AN Delft, The Netherland. [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl).

## **О ПРОБЛЕМЕ РАСЧЕТА АНКЕРНОЙ КРЕПИ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК**

Сложной задачей механики подземных сооружений является обоснование основных параметров анкерной крепи: длины, плотности установки, несущей способности.

На ранних этапах развития механики горных пород основным подходом к проектированию крепи являлся расчет на заданные нагрузки, в качестве которых с некоторым коэффициентом запаса принимался вес какой-то части массива.

Современный этап развития механики подземных сооружений характеризуется рассмотрением совместного деформирования массива и крепи, как единой деформируемой системы.

Учет совместного деформирования элементов крепи и массива пород в случае соответствия данной схемы физической сущности процесса, позволяет рассматривать задачу расчета крепи как контактную, решением которой является напряженно-деформированное состояние системы «крепь-массив», а действующие усилия не задаются априори, но получаются в процессе расчета, как результат взаимодействия системы в соответствии с механическими характеристиками элементов.

Такой подход является методологической основой современных способов расчета и конструирования элементов крепи и дает более достоверные результаты.

Труды советских ученых А.И. Динника, С.Г. Лехницкого, Н.И. Мухелишвили, Г.И. Савина, Д.И. Шермана и др. в области теории упругости и Ш.М. Аталиева, Н.С. Булычева, Ж.С. Ержанова, В.Н. Сенецкого, Н.Н. Фотиевой и др. в области расчета подземных сооружений позволяют в настоящее время решать подобные задачи.

Основные представления о работе анкерной крепи сводятся к тому, что существуют в различных модификациях три гипотезы взаимодействия анкерной крепи с массивом.

1. Схема «сшивки» пород. По этой схеме скрепленные штангами породы до образования трещин работают как единая система, сопротивление изгибу которой выше, чем суммарное сопротивление отдельных нескрепленных слоев той же толщины. После появления трещин образуются блоки, связывающим элементом которых являются анкеры. Образовавшаяся блочная система, заклиненная анкерами, воспринимает нагрузку вышележащих слоев пород.

Данная схема вполне отражает действительный характер работы анкерной крепи, но требует более подробных и надежных прогнозирующих данных о свойствах породного массива и более сложна в расчетном отношении. Для расчета необходимо иметь достоверные данные о строении и прочностных характеристиках массива, его напряженном состоянии в зоне влияния выработки и ожидаемых смещениях.

2. Схема «подвешивания», согласно которой разрушенные породы непосредственной кровли подвешиваются к более прочным породам основной кровли. При этом анкеры устанавливаются за пределами естественного свода обрушения и воспринимают нагрузку от веса свода или толщи пород непосредственной кровли. Из выше изложенного следует, что расчет анкерной крепи по данной гипотезе сводится к определению величины нарушенной зоны и предельной прочности закрепления анкера.

Данная схема достаточно проста и наглядна, но не в полной мере отражает действительный характер работы анкерной крепи. Обычно она используется при сравнительно небольших размерах зоны возможного обрушения (до 2 м).

3. Схема, учитывающая влияние анкеров на напряженно-деформированное состояние породного массива вблизи выработки. Данный подход основывается на воздействии ее на напряженно-деформированное состояние окружающего выработку массива. Массив вблизи анкера моделируется упругим полупространством, а воздействие напряженного анкера моделируется системой сил, приложенных к поверхности полупространства и в глубине его.

Общая предпосылка расчета заключается в том, что усилия в анкерах воздействуют на массив, образуя в нем относительно равномерное поле сжимающих напряжений, повышающих устойчивость подкрепленной выработки.

Решение таких задач приводилось в частности в работах Кравченко Г.И. [1], где исследовалось действие сосредоточенной силы в упругой полуплоскости, Степаняна М.Н. [2] для анкеров замкового типа и Завьялова Р.Ю. [3] для анкеров контактного действия. Основными принципами расчета при этом являются следующие:

- монолитная бетонная крепь и породный массив рассматриваются как весомая совместно линейно деформируемая среда;
- анкер испытывает продольные деформации, вызываемые смещением массива и крепи.
- выполняется условие равенства точек крепления анкера и соответствующих точек массива и крепи.

Условие совместности перемещений точек закрепления анкера и соответствующих точек массива пород для анкеров контактного типа можно представить в виде

$$\Delta_{i,i+1}^j = \sum_{k=1}^N \sum_{p=1}^M P_{kp} (U_{i+1}^{kp} - U_{ij}^{kp}) + (U_{i+1,j}(\gamma H) - U_{ij}(\gamma H)),$$

где  $U_{i+1}^{kp}, U_{ij}^{kp}$  – перемещения вдоль оси стержня  $(i+1)$  и  $i$ -й точек закрепления  $j$  - того анкера под действием единичной силы, приложенной в  $p$ -й точке  $k$  - го стержня соответственно;

$U_{i+1,j}^0, U_{ij}^0$  – перемещения указанных точек под действием начального поля напряжений;

$P_{kp}$  – значения усилий, возникающих в точках закрепления анкерных стержней в массиве пород;

$j=1,2,\dots,N; k=1,2,\dots,N; i=1,2,\dots,M; p=1,2,\dots,M;$

$N$  – количество анкерных стержней;

$M$  – количество точек закрепления анкерного стержня в массиве.

В результате решения данного уравнения определяются параметры влияния анкерной крепи на напряженно-деформированное состояние массива. Следует отметить, что существующие методики расчета анкерной крепи по третьей схеме, в частности [1], содержат ряд допущений. Так полученное решение дается без учета срезающих усилий в анкерных стержнях, которые наблюдаются на практике и оказывают значительное влияние на состояние рассматриваемой системы. Не учитываются также слоистость и анизотропия массива, отсутствуют аналитические решения для ряда поперечных сечений выработок. Поэтому методика расчета анкерной крепи нуждается в дальнейшем совершенствовании, в том числе с привлечением численных математических методов расчета.

## Библиографический список

1. Завьялов Р.Ю. Теория и методы расчета анкерной крепи протяженных выработок. – Тула, изд. ТулГУ, 2000. – 162 с.
2. Кравченко Г.И. Облегченные крепи вертикальных выработок. – М.: Недра, 1974. – 208 с.
3. Степанян М.Н. расчет анкерной крепи замкового типа // Механика подземных сооружений / Сб. научн. тр. – Тула: ТулПИ, 1989. – С. 16 - 20.

УДК. 622.258.3

*Д.т.н. Плешко М.С., асп. М.Б. Сотников, ШИ(ф) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия*

### **РАЗРАБОТКА АРМИРОВКИ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ СТВОЛОВ С НИЗКИМ АЭРОДИНАМИЧЕСКИМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ ДВИЖЕНИЮ ВОЗДУШНОЙ СТРУЕ**

Вентиляционные стволы угольных шахт и рудников в большинстве случаев оборудуются вспомогательным клетевым и (или) инспекторским подъемом. Используются клетки малой и средней грузоподъемности, скорости их движения, как правило, не превышают 8 м/с. Величины динамических нагрузок, передаваемых подъемными сосудами на армировку, прямо пропорционально зависят от массы подъемных сосудов и квадрата скорости их движения, поэтому в вентиляционных стволах они существенно ниже чем в главных и вспомогательных, где скорости движения скипов достигают 16 - 20 м/с, клетей – 12 - 16 м/с, а их массы – 25 - 50 т [1].

Это обстоятельство позволяет утверждать, что применительно к армировке вентиляционных стволов на первый план выходят требования не высокой несущей способности и жесткости конструкций, а их технико-экономические характеристики: металлоемкость, трудоемкость монтажа, аэродинамическое сопротивление движению воздушной струе. Последний фактор играет особенно важную роль, так как влияет на величину эксплуатационных затрат при проветривании подземных выработок.

Известно, что аэродинамическое сопротивление ствола во многом определяется схемой армировки. Наихудшие показатели имеют многорасстрельные схемы с частым шагом расположения несущих ярусов и большим количеством центральных и хордальных расстрелов. Отказ от ярусов рамной системы, разгромождение центральной части ствола позволяют снизить аэродинамическое сопротивление армировки в 2 - 3 раза и более.

Другим направлением по уменьшению этого показателя является увеличение обтекаемости поперечного сечения элементов армировки. Наиболее распространенные на практике в России двутавровые и коробчатые профили расстрелов характеризуются большим аэродинамическим сопротивлением из-за наличия выступающих плоскостей и углов. Более эффективным является применение несущих элементов армировки круглого и эллиптического профиля.

С учетом сказанного авторами предлагается концепция безъярусной армировки вентиляционных стволов с креплением проводников непосредственно к стенкам ствола, которая удовлетворяет всем рассмотренным выше требованиям технико-экономической эффективности. Основным отличием данной конструкции является применение вместо ярусов рамного типа или консольно-распорных и блочных несущих

элементов облегченных узлов крепления, индивидуальных для каждой ветви проводника.

Работоспособность предложенной конструкции безрасстрельной армировки во многом определяется схемой армирования, причем наиболее эффективной будет схема с минимальной длиной анкерных консолей, обеспечивающей необходимые зазоры между подъемными сосудами и крепью ствола. В то же время в большинстве существующих на сегодняшний день типовых схем многорасстрельной и безрасстрельной армировки расстояния между проводниками и крепью ствола значительны, поэтому они не отвечают требованиям сформулированной концепции. В связи с этим был разработан ряд схем армировки вентиляционных стволов с угловым и диагональным расположением проводников относительно подъемных сосудов. Пример одной из схем представлен на рис.1.

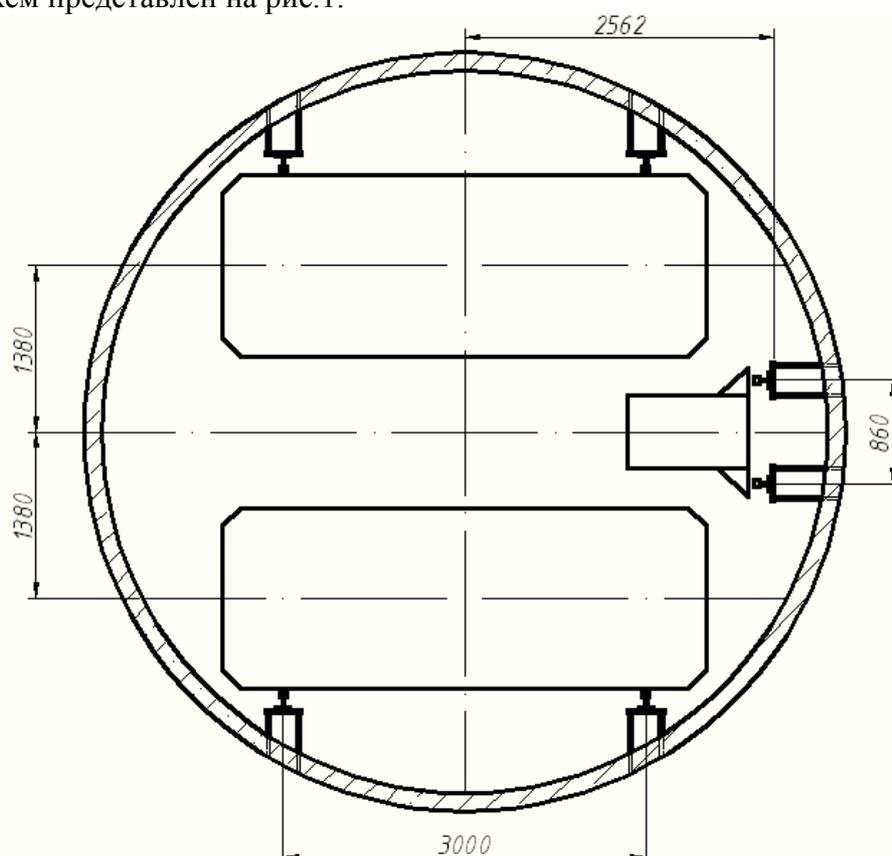


Рис. 1. Безъярусная схема армировки клетевго ствола

Проведенные расчеты свидетельствуют о высокой технико-экономической эффективности таких схем за счет значительного снижения металлоемкости армировки, аэродинамического сопротивления ствола и трудоемкости работ по ее монтажу.

#### Библиографический список

1. Сыркин П.С., Ягодкин Ф.И., Мартыненко И.А. Технология армирования вертикальных стволов. – М.: Недра, 1996. – 202 с.

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕБЕТОННОЙ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ, СООРУЖАЕМЫХ СПОСОБОМ БУРЕНИЯ**

Строительство вертикальных стволов способом бурения получает все большее распространение и является надежным и эффективным в различных горно-геологических условиях.

По сравнению с буровзрывным способом проходка бурением имеет ряд преимуществ: совмещение во времени процессов разрушения и уборки породы, отсутствие влияния от взрыва на окружающие ствол породы, отсутствие людей в забое и, как следствие, большая безопасность ведения работ, значительно менее тяжелые условия труда, большая экономическая эффективность вследствие сокращения сроков строительства ствола и меньшей численности персонала.

Крепление стволов, сооружаемых способом бурения, в большинстве случаев осуществляется сталебетонной крепью. Рассмотрим порядок проектирования таких конструкций на примере проекта строительства скипового ствола №1 горно-обогатительного комбината «Гарлыкского месторождения калийных солей» диаметром в свету 6,5 м и глубиной 364,4 м. Породы в зоне строительства отнесены к IV категории устойчивости [1] и сложены преимущественно каменными солями, силвинитами, аргиллитами и алевролитами малой прочности. Ситуация осложняется наличием 5 водоносных горизонтов и расположением ствола в сейсмически активном районе с величинами расчетных нагрузок на крепь от сейсмического воздействия в пределах 0,03 - 0,28 МПа.

В данных условиях принято применять многослойные конструкции крепи высокой несущей способности с податливыми слоями. В то же время наличие такого слоя приводит к увеличению диаметра ствола вчерне, что затрудняет его сооружение способом бурения и приводит к увеличению затрат. Поэтому было принято решение по усилению внутренней стальной крепи шпангоутами, отказу от традиционного податливого слоя в пользу закрепного слоя цементно-песчаного раствора. Разработанная конструкция крепи приведена на рис. 1.

Рассмотрим особенности расчета крепи. Согласно [2] с точки зрения работы крепи ствола, сооружаемого бурением, выделяем три основные стадии проходки ствола. На первой стадии происходит бурение ствола, при этом ствол заполнен глинистым раствором с объемным весом  $\gamma_w=0,01 - 0,013 \text{ МН/м}^3$ . На контуре сечения ствола напряжения уменьшаются от напряжений в нетронутым массиве  $\lambda\gamma H$  до величины гидростатического давления промывочного раствора  $\gamma_w H_w$ , где  $H_w$  – высота столба раствора.

На второй стадии в стволе монтируется колонна крепи и зазор между крепью и породой цементируется.

На третьей стадии происходит откачка раствора из ствола, которая приводит к деформированию крепи. Этот процесс рассматривается как прикладывание к внутреннему контуру сечения крепи снимаемых напряжений, определяемых из выражения:

$$P^{(1)} = -\gamma_w H_w$$

С учетом этого напряжения на контактах слоев крепи находятся как сумма начальных и снимаемых по формулам:

$$p_{0(1)} = \gamma_w H_w (1 - K_{0(1)}^*); \quad p_{0(2)} = \gamma_w H_w (1 - K_{0(1)}^* \cdot K_{0(2)}^*),$$

и т.д. в зависимости от числа слоев крепи.

Радиальные напряжения на контакте стальной крепи с закрепным слоем определяем по формуле

$$p_{0(1)} = \gamma_w H_w (1 - K_{0(1)}^*).$$

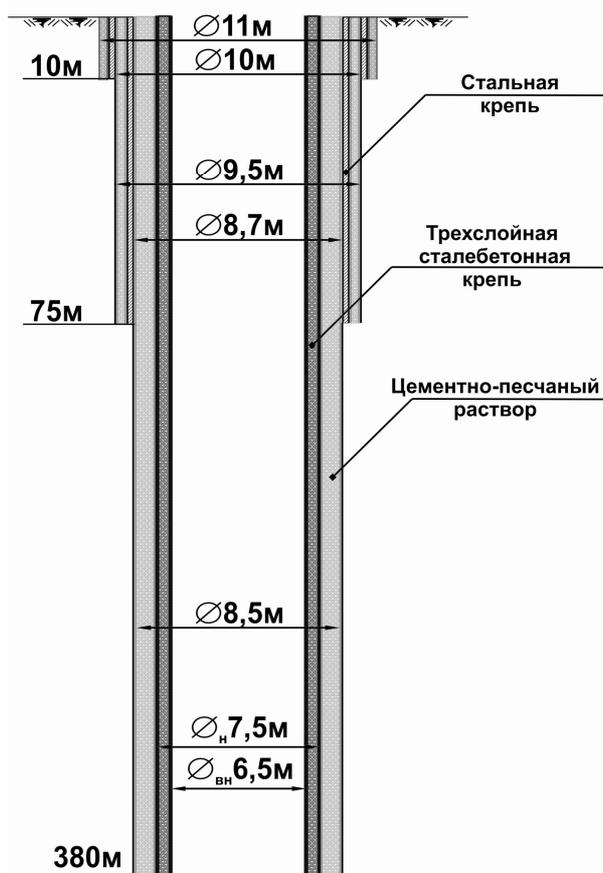


Рис. 1. Разработанная конструкция крепи скипового ствола №1

Нормальные тангенциальные напряжения соответственно на внутреннем и внешнем контурах сечения стальной крепи находим из выражения

$$\sigma_{in} = \frac{P_{0(1)} \cdot m_{1(1)}}{E_o}; \quad \sigma_{ex} = \frac{P_{0(1)} \cdot m'_{1(1)}}{E_o},$$

где  $m_1, m'_1$  – коэффициенты, учитывающие геометрические параметры крепи

$K_y$  – коэффициент усиления, учитывающий влияние шпангоутов на снижение напряжений в стальной крепи.

На основании приведенного алгоритма выполнены расчеты и построены усредненные эпюры напряжений в слоях трехслойной крепи. Анализ полученных

данных показал, что максимальные напряжения в слоях крепи не превышают расчетных сопротивлений материалов крепи (сталь,  $\sigma_T=285$  МПа; слой бетона В25,  $R_b=14,5$  МПа), что свидетельствует о ее достаточной несущей способности.

В целом разработанные технические и технологические решения позволяют до 30% уменьшить себестоимость работ и практически вдвое сократить сроки строительства.

### Библиографический список

1. СНиП II-94-80. Подземные горные выработки / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1982. – 31 с.
2. Н.С. Булычев. Механика подземных сооружений. Учеб. для вузов. – М.: Недра, 1994. – 382 с.

УДК. 622.25.(06)

*Асс. О.В. Пашкова, ШИ(ф) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия*

### **ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ АНКЕРНОГО УПРОЧНЕНИЯ МОНОЛИТНОЙ БЕТОННОЙ КРЕПИ ПРОЙДЕННОГО СТВОЛА ПЕРЕД СООРУЖЕНИЕМ ПРИСТВОЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК**

Сооружение приствольной выработки в эксплуатационном стволе приводит к изменению установившегося равновесного состояния системы «крепь-массив». В крепи возникает несколько зон влияния приствольной выработки, в частности в противоположной проему стенке ствола. Эта зона наиболее характерна для участка камеры загрузочных устройств скипового ствола. Рассечка очередного слоя камеры приводит к увеличению радиальных нагрузок на крепь противоположной стенки ствола на соответствующей высотной отметке и вызывает рост нормальных тангенциальных напряжений в бетоне крепи.

Наиболее целесообразным решением является предварительное анкерное упрочнение крепи и массива до начала работ по рассечке приствольной выработки. В качестве дополнительной меры возможна установка металлической сетки с последующим нанесением слоя набрызгбетона. Такие меры позволят создать единую упрочненную систему «крепь – массив», повысить сопротивляемость крепи деформациям сжатия и изгиба, а также не приведут к существенному уменьшению диаметра ствола.

Важнейшей проектной задачей при этом является обоснование необходимой длины упрочняющей анкерной крепи, так как при ее недостаточных значениях установка анкеров может привести, напротив, к увеличению нагрузки на бетонную крепь, а также возникновению локальных зон концентраций напряжений.

На основании исследования поэтапного изменения напряженно-деформированного состояния пород в зоне влияния приствольной выработки от стенки ствола вглубь массива в процессе строительства камеры шириной равной диаметру ствола, были определены необходимые размеры зон упрочнения пород, обеспечивающие устойчивое состояние системы «крепь – массив» в различных

условиях. В графическом виде для ствола диаметром в свету 6,0 м они приведены на рис. 1. На графике обозначены:  $l_a$  – радиальный размер зоны упрочнения;  $R_{сж}$  – фактическая прочность пород с учетом трещиноватости и реологических свойств;  $\gamma H$  – вертикальное горное давление.

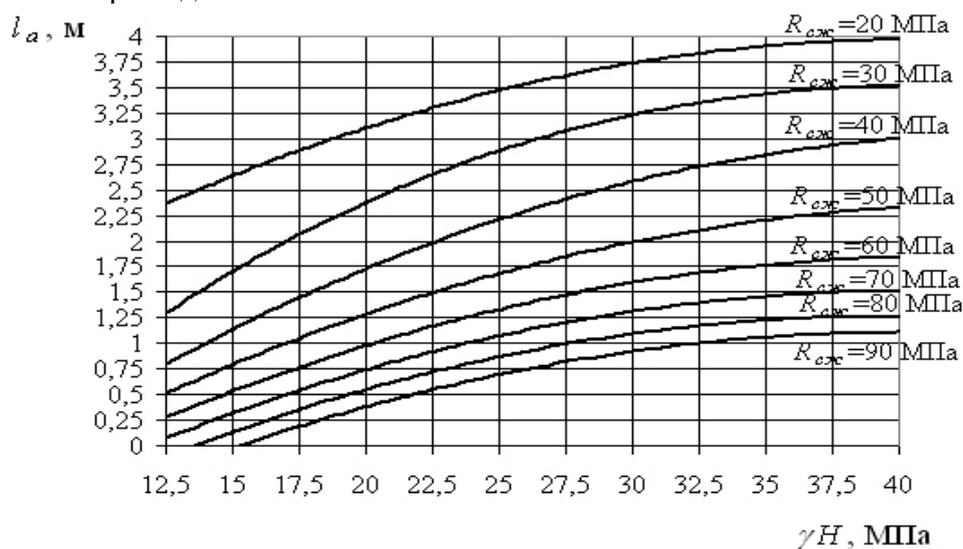


Рис. 1. Необходимые радиальные размеры областей упрочнения породного массива в зоне влияния приствольной выработки

Полученные графики можно использовать при определении длины упрочняющей железобетонной или сталеполимерной анкерной крепи с учетом ее дополнительного увеличения на величину толщины крепи, а также для закрепления концевой части анкера в устойчивых породах.

УДК 622.023

*Д.т.н. Плешко М.С, к.т.н. Мартыненко И.И., соискатель Вчерашняя Ю.В., ШИ(ф) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия*

## ИЗМЕНЕНИЕ ФАКТИЧЕСКИХ УСИЛИЙ В СТАЛЕПОЛИМЕРНЫХ АНКЕРАХ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ДЛИНЫ ЗАДЕЛКИ В СКВАЖИНЕ

Исследование закономерностей формирования максимальных значений растягивающих  $F_{max}$  и срезающих  $T_{max}$  усилий в анкерах проведены в ходе производственных экспериментов с выделением на каждом объекте нескольких опытных участков с близкими горно-геологическими условиями и применением на каждом из них анкерной крепи с параметрами, отличающимися вариантами закрепления анкерных стержней в скважинах: *I* – по всей длине скважины ( $l_{нз} = 0,0$  м); *II*, *III* – с оставлением незаполненным зазора между стержнем и стенками скважины в её устьевой части на участке длиной  $l_{нз} = 0,4$  м и  $l_{нз} = 0,7$  м соответственно. Объектами исследований являлись конвейерные штреки шахты имени Михаила Чиха в период их проходки, осуществляемой на глубине 550 м по пласту  $i_3^{i-1}$  с присечкой пород его почвы и кровли.

В качестве основного метода исследования применялся периодический контроль растягивающих и срезающих усилий в анкерах при помощи портативного двадцати канального прибора *Intrinsically safe strain meter, model 1041 (Soil Instruments Limited, England)* с точностью измерений, составляющей 2 %.

В период проходки опытного участка на замерной станции вблизи забоя в кровлю выработки устанавливались динамометрические анкеры. В их качестве применялись анкеры такой же конструкции и длины, как на всём опытном участке, но с предварительно наклеенными тензорезисторными датчиками *2STRDMT (Soil Instruments Limited, England)*. Первый датчик располагался на расстоянии 60 мм от торца анкера, а остальные чередовались с интервалом 200 мм.

При установке на нижние концы динамометрических анкеров перед навинчиванием гайки наносилась смазка густой консистенции («ЛитоЛ», «Солидол», «Шрус»).

После установки анкеров производилось выравнивание их предварительного натяжения до 40 кН с помощью динамометрического ключа конструкции ДонУГИ с индикатором перемещений часового типа ИЧ-10 (рис. 2.4).

Для статистического анализа данные о наибольших растягивающих нагрузках  $P(F)$  на анкерную крепь и действующих на анкеры при этих нагрузках максимальных усилиях ( $F_{max}$ ,  $T_{max}$ ) были сгруппированы в зависимости от варианта закрепления стержня в скважине ( $l_{нз} = 0,0$  м;  $l_{нз} = 0,4$  м;  $l_{нз} = 0,7$  м). Выборка охватывала весь диапазон условий проведения шахтных наблюдений.

На основании статистической обработки данных шахтных наблюдений установлено, что с увеличением растягивающей нагрузки  $P(F)$  на анкерную крепь максимальное натяжение анкеров  $F_{max}$  возрастает по практически единому линейному закону независимо от вариантов закрепления стержней в скважинах, а максимальные срезающие усилия в анкерах  $T_{max}$  имеют наибольший линейный рост при  $l_{нз} = 0,0$  м и  $l_{нз} = 0,4$  м и весьма небольшой – если расстояние от устья скважины до заделки составляет 0,7 м (табл. 1).

Полученные результаты исследования могут использоваться для обоснования требований к прочности анкера на срез и разрыв в зависимости от прогнозируемого уровня нагрузки на анкерную крепь  $P(F)$ . Установленные стохастические связи между максимальными усилиями ( $F_{max}$ ,  $T_{max}$ ) в анкерах и воспринимаемой ими нагрузкой  $P(F)$  позволяют внести уточняющие корректировки в известные методики расчёта анкерной крепи.

**Таблица 1.** Эмпирические формулы для определения максимальных усилий в анкерах в зависимости от нагрузки на анкерную крепь  $P(F)$  в диапазоне 30 - 100 кПа

Условия применения формул	$l_{нз}$ , м	$F_{max}$ и $T_{max}$ , кН	$R^2$
$\rho_a = 1,0$ анк./м <sup>2</sup> ; $d_a = 22$ мм; $d_{скв} = 30$ мм; $E_{пр} \geq 10$ кН/мм; опорный элемент – металлическая плитка	0,0	$F_{max} = 1,292 \cdot P(F) - 4,8$	0,9407
		$T_{max} = 0,628 \cdot P(F) + 0,6$	0,9086
	0,4	$F_{max} = 1,767 \cdot P(F) - 33,1$	0,9484
		$T_{max} = 0,830 \cdot P(F) - 25,4$	0,8867
	0,7	$F_{max} = 1,669 \cdot P(F) - 21,7$	0,8102
		$T_{max} = 0,153 \cdot P(F) + 7,9$	0,9045

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>Мажаров С.С., Шинкарь Д.И., Масленников С.А.</b> Расчёт напряжений в крепи, возникающих под воздействием давления воды.....	3
<b>Грибанов В.Б., Саммаль А.С.</b> Оценка напряжённого состояния пород в окрестности двух параллельных круговых выработок, сооружаемых в зоне инъекционного укрепления.....	5
<b>Левицкий В.Г., Соболевский Р.В.</b> Дистанционная цифровая съёмка природных отдельностей и товарных блоков на карьерах декоративного камня .....	7
<b>Прокопов А.Ю., Кузнецов А.Ф., Гольц И.А.</b> Автоматизация мониторинга состояния и безопасности условий эксплуатации автодорожных тоннелей.....	9
<b>Прокопов А.Ю., Прилучный Е.А, Хорошайлов А.А.</b> Технология сооружения вентиляционного ствола с опережающей крепью при строительстве автодорожного тоннельного комплекса в г. Сочи .....	11
<b>Прокопов А.Ю., Терещенко Ю.С., Седловский Е.С.</b> Анализ горно-геологических условий строительства метрополитена в г. Ростове-на - Дону .....	13
<b>Павлюк І.В., Соболевський Р.В.</b> Оцінка точності визначення параметрів тріщин .....	16
<b>Ваденин М.В., Анциферов С.В.</b> Обзор методов расчёта обделок тоннелей, базирующихся на решениях плоских задач теории упругости .....	19
<b>Золотарев С.О., Анциферов С.В.</b> Расчёт обделок тоннелей мелкого заложения, сооружаемых с применением инъекционного укрепления гранта.....	22
<b>Махно А.Н., Хмельюк Т.С., Кальчук С.В.</b> Определение структурных неоднородностей монолитов облицовочного камня ультразвуковыми методами.....	24
<b>Толкач О.М.</b> Варіограмний аналіз Кур'янівського родовища пірофілітових сланців.....	26
<b>Турчин Ю.Ю., Слободянюк В.К.</b> Влияние ливневого стока на горные работы в глубоком карьере.....	28
<b>Минеев С.П., Горбунов Н.А, Карпенко А.В.</b> Исследования образцов грунтов при их статическом и динамическом вдавливании свайного элемента ... ..	31
<b>Левковская Н.С., Кальчук С.В.</b> Исследование методов поверхностного уплотнения грунта на рабочих площадках карьеров в условиях повышенной увлажнённости.....	33
<b>Левищева О.М., Саммаль А.С.</b> Определение несущей способности обделки коллекторного тоннеля, создаваемой в результате восстановительного ремонта .....	36
<b>Халимендик А.В., асп. Халимендик А.В.</b> Повышение длительной устойчивости протяжённых выработок и их сопряжений в сложных горно-геологических условиях .....	38
<b>Хворост В.В.</b> Исследования факторов влияющих на собственную частоту колебания пролётных строений поверхностного комплекса шахт .....	40

<b>Леонов А.В., Мисников В.А.</b> К механизму формирования опорного давления лав калийных рудников .....	43
<b>Лазоренко А.С., Криворучко Н.І., Бойко В.В.</b> Способи сейсдобезпечного відпрацювання закритих участків кар'єрного поля .....	45
<b>Богуцкий С.Ю., Горобчишин О.В., Зуевская Н.В.</b> Влияние методов добычи блочного камня на его прочностные характеристики.....	47
<b>Гембарская М.А., Снисаренко В.И.</b> Имитационные испытания буронабивных свай с использованием метода конечных элементов.....	49
<b>Стовпник С.Н., Денисова Л.В.</b> Рассмотрение поддерживающей конструкции при микротоннелировании в неоднородном массиве горных пород.....	51
<b>Лазоренко А.С., Івах П.В., Бойко В.В.</b> Сейсдобезпечна промислова технологія знищення шахт пускових установок.....	53
<b>Левченко С.О., Снисаренко В.И.</b> Сравнительный анализ использования программ PLAXIS и откос при оценке устойчивости оползневого склона.....	55
<b>Лях Е.П., Жмуденко А.С., Зуевская Н.В.</b> Геосваи в современном строительстве.....	57
<b>Шайдецька Л.В., Мацюк Т.С., Мацюк Н.С.</b> Сравнительный анализ эффективности применения сплошных и пустотелых свай...	61
<b>Кравец В.Г., Стовпник С.Н., Филько Д.В.</b> Антропогенная деятельность как фактор развития оползневых деформаций (на примере г. Киев) .....	64
<b>Самедов А.М., Ткач Д.В.</b> Классификация бескарбонатных и малокарбонатных слабых горных пород по укреплению.....	68
<b>Колесникова Я.А., Вапничная В.В.</b> К вопросу о повышении стойкости зданий и сооружений, расположенных на неустойчивых склонах .....	70
<b>Зуевская Н.В., Жмуденко А.С., Гонтарь П.А.</b> Армирование просадочного грунта жёстким природным заполнителем.....	72
<b>Вчєрашня Ю.В., Верещагин В.С.</b> О проблеме расчета анкерной крепи подземных выработок.....	76
<b>Плєшко М.С., Сотников М.Б.</b> Разработка армировки вентиляционных стволов с низким аэродинамическим сопротивлением движению воздушной струе.....	78
<b>Плєшко М.С., Соломойченко Д.А.</b> Проектирование сталебетонной крепи вертикальных стволов, сооружаемых способом бурения.....	80
<b>Пашкова О.В.</b> Об эффективности анкерного упрочнения монолитной бетонной крепи пройденного ствола перед сооружением приствольных выработок.....	82
<b>Плєшко М.С., Мартыненко И.И., Вчєрашня Ю.В.</b> Изменение фактических усилий в сталеполимерных анкерах подземных выработок в зависимости от длины заделки в скважине.....	83

Научно–техническое издание

В сборнике приведены результаты научных разработок студентов, аспирантов и молодых учёных, которые представлены на международную конференцию 06 апреля 2012 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 25.06.2012. Формат 60x90 1/16  
Папір офсетний. Умовн.др. арк. 9,53.  
Друк різнограф. Тираж 30 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