

УДК 624.131:625.42

ЧИСЛЕННОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ СВОДА ОБРУШЕНИЯ С ПОМОЩЬЮ ПК «ЛИРА»

К-т техн. наук Г.Л. Ватуля, аспид. Е.А. Проказа

ЧИСЕЛЬНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ВИСОТИ АРКИ ОБРУШЕННЯ ЗА ДОПОМОГОЮ ПК «ЛИРА»

К-т техн. наук Г.Л. Ватуля, аспір. Є.А. Проказа.

ARCH COLLAPSE NUMERICAL DETERMINATION USING LIRA SOFTWARE PACKAGE

PhD, Associate Professor Glib Vatulia, Graduate Yevhenii Prokaza

В статье предложен новый способ проверки и определения высоты свода давления (обрушения) с помощью компьютерного моделирования грунтового массива в ПК «ЛИРА», который совпадает с параметрами свода обрушения определяемого по методу профессора М.М. Протодьяконова. Его можно использовать при сложных инженерно-геологических условиях проходки тоннелей мелкого и глубокого заложения. В конкретных случаях с помощью этого метода, можно уменьшить нагрузку горного давления на обделку тоннелей метрополитенов, так как он учитывает физико-механические характеристики вышележащих слоев грунта, которые тоже включаются в работу сводообразования.

Ключевые слова: свод обрушения, свод давления, численное моделирование, метод конечных элементов.

У статті запропоновано новий спосіб перевірки та визначення висоти арки тиску (обвалення) за допомогою комп'ютерного моделювання грунтового масиву в ПК «ЛИРА», який збігається з параметрами арки обвалення, що визначається за методом професора М.М. Протодьяконова. Його можливо використовувати при складних інженерно-геологічних умовах проходки тунелів неглибокого та глибокого закладення. У конкретних випадках за допомогою цього методу, можливо зменшити навантаження гірського тиску на обробку тунелів метрополітенів, так як він враховує фізико-механічні характеристики верхніх шарів ґрунту, які теж включуються в роботу склепінняутворення.

Ключові слова: арка обвалення, арка тиску, чисельне моделювання, метод скінченних елементів.

The authors describe the methodology of floor pressure arch determination using the finite element computer simulation. The obtaining results were compared with the parameters of floor arch calculated on base of prof. Protodiakanov method. It's proved that the proposed approach could be used in complicated geotechnical conditions during the low-depth and deep tunnel boring. The proposed method helps to precise the value of rock pressure on the subway liner plate due to consideration of overlying soil physical-mechanical properties during the calculations.

Keywords: arch collapse, floor pressure arch, computer simulation, finite element method.

Вступ. В горном деле большинство расчетов конструкций и сооружений используют теории проф. М.М. Протодьяконова. На его таблице крепости пород было построено не одно подземное искусственное сооружение. Но моментами решение задач в определении нагрузок при сложных неустойчивых грунтах сводилось к увеличению загрузки тоннелей от всей толщи грунта, что естественно вело к завышенным толщинам или неправдоподобным

результатам расчета, хотя на практике все выглядело иначе.

Постановка проблемы. Проблема заключалась: найти способ определения сводообразования, который мог бы учитывать в совместной работе весь грунтовый массив. Для этого требовалось провести анализ метода сводообразования по М.М. Протодяконову [2] и сравнить, с результатами, полученными в конечно-элементной модели грунта.

Анализ основных исследований и публикаций. Грунты, слагающие горный массив, рассматривают как линейно деформируемые, используя для определения их напряженно-деформированного состояния методы теории упругости. Такое допущение является обоснованным не только для скальных, но и для пластичных грунтов, так как при изменении давления на грунт в сравнительно небольших пределах между напряжением и деформациями существуют примерно линейная зависимость.

Деформированное или нарушенное сечение выработки принимает форму в виде сводчатого очертания, такая форма есть условием равновесия. Окружающий выработку грунт приспособляется к изменившимся условиям и силовые линии главных сжимающих напряжений, первоначально бывшие вертикальными, обтекают выработку, сгущаясь

$$f = \operatorname{tg} \varphi^k = \tau / \sigma = (\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c) / \sigma = \operatorname{tg} \varphi + c / \sigma \quad (1)$$

φ – действительный угол внутреннего трения грунта.

Из рассмотрения общего выражения для f (связные грунты) можно сделать вывод, что в сыпучих грунтах ($c=0$) он равен $\operatorname{tg} \varphi$.

В скальных грунтах истинное сцепление определяется силами молекулярного сцепления. В этом случае проф. М.М. Протодяконов рекомендует определять коэффициент крепости грунта в зависимости от его кубиковой прочности R (МПа) на раздробление:

$$f = R/10 \quad (2)$$

На основании наблюдений за поведением крепей и обобщения обширного опыта проведения горных выработок была предложена классификация грунтов по крепости СНиП II-44-

вблизи от неё вследствие концентрации напряжений в стенах.

Проблема аналитического определения горного давления, действующего на конструкции подземных сооружений, исключительно сложна вследствие многообразия природных факторов, влияющих на его значение и характер распределения. Существует много различных гипотез горного давления, основанных на разнообразных предположениях и поэтому дающих удовлетворительные результаты в весьма узких пределах, соответствующих законности этих предположений.

Наибольшее значение для практики имеют гипотезы, базирующиеся на предположении об образовании над выработкой свода естественного равновесия. Гипотеза проф. М.М. Протодяконова, предложена для широкого диапазона грунтов – от слабых до скальных [1]. В качестве объединяющей их характеристики в этой теории принят коэффициент крепости f , являющийся кажущимся коэффициентом трения, т.е. тангенсом угла внутреннего трения, определенного с учетом сцепления c между частицами грунта. Кажущийся коэффициент трения равен отношению касательного τ и нормального σ напряжений на контакте между частицами грунта в момент предельного равновесия, т.е.

78 [1]. В соответствии с ней грунты делятся на десять категорий, для которых коэффициент крепости изменяется от 20 до 0,3.

Принятие в качестве универсальной характеристики коэффициента крепости грунта равносильно отождествлению всех грунтов с сыпучими телами, имеющими кажущийся угол внутреннего трения

$$\varphi^k = \operatorname{arctg} f \quad (3)$$

В сыпучих телах, в стенах выработки образуются плоскости сползания, наклоненные под углом $(45 - \varphi^k/2)$ к вертикали. Вследствие этого расширяется зона нарушения окружающих выработку грунтов.

На уровне верха обделки пролет этой зоны

$$L = B + 2htg(45 - \varphi^k/2) \quad (4)$$

B - пролет выработки с учетом принимаемого в зависимости от способа разработки грунта от 5 до 15см (большое значение перебора соответствует применению взрывных работ);

h - высота выработки;

Над выработкой и призмами сползание грунта образуется вывал, верхняя граница которого носит название свода давления.

Выше свода давления находится несущий свод, прочность которого должна быть достаточной, чтобы выдержать давление вышележащих более слабых грунтов.

Высоту свода давления h_1 , образующегося над выработкой и очерченного по квадратной параболе, определяют по формуле:

$$h_1 = L / 2f \quad (5)$$

Формула дает значение высоты свода давления над незакрепленной выработкой и, следовательно, максимальную интенсивность горного давления, соответствующего гипотезе сводообразования. Основным её недостатком является трудность количественной оценки коэффициента крепости грунта, который должен приниматься с учетом степени трещиноватости и обводненности.

Формулирование целей статьи.

Определение значения горного давления по формулам является грубо приближенным, так как при этом из всех влияющих на неё многообразных факторов учитываются лишь размеры выработки и некоторые характеристики свойств грунта (f , φ , c). Недостаточная определенность значения коэффициента крепости грунта делает затруднительной правильную оценку действительных нагрузок, действующих на обделку.

В связи с этим особое значение приобретает экспериментальные или численные методы определения горного давления, дающие учесть различные факторы и получить более надежные данные для расчета тоннельной конструкции.

Горное давление можно определять двумя способами, измеряя напряжения и деформации в обделке с последующим

переходом к вызвавшим их нагрузкам или непосредственно контактные напряжения, возникающие по наружному контуру обделки [2].

Первый способ косвенного определения горного давления содержит много неопределенностей (характер распределения давления, влияния на напряженное состояние обделки условий монтажа и начальных напряжений в элементах обделки).

Второй способ является наиболее удобным. Измерение горного давления в натуре является лучшим методом определения действительных нагрузок на подземные сооружения. Однако эксперименты в подземных выработках часто затруднительны и не дают возможности создавать условия, необходимые для проверки теории и выделения различных факторов на результат эксперимента. Поэтому для развития теории горного давления имеют большое значение также опыты в лабораторных условиях на моделях уменьшенного масштаба. Еще возможен вариант определения коэффициента с помощью прибора ПОК (рис.1) по [4]. Прибор для определения крепости ПОК, состоит из стакана 1, вставленного в него трубчатого копра 2, внутри которого свободно помещается гиря 3 массой $2,4 \pm 0,01$ кг с ручкой 4, привязанной к гире шнуром. Трубчатый копер имеет в верхней части отверстия, в которые вставляются штифты 5, ограничивающие подъем гири. В комплект прибора входит объемметр, состоящий из стакана 6 и плунжера 7 со шкалой измерений с диапазоном показаний от 0 до 150 мм вдоль его продольной оси.

Основной материал исследований. Для определения коэффициента крепости f теоретическим путем с помощью ПК «ЛИРА» нам потребуются прочностные характеристики горных пород. Согласно [2] в настоящее время принято оценивать эти характеристики так называемым паспортом прочности твердых пород, в основе которого лежит теория прочности О. Мора.

Паспортом прочности представляет собой совокупность характеристик механической прочности горной породы при

определенном воздействии на нее механических нагрузок. Разрушение материала по этой теории происходит от действия сдвигающих (касательных) или растягивающих напряжений, возникающих в плоскостях скольжения или отрыва.

Средние значения некоторых физико-механических характеристик горных пород, собственно для которых мы и будем находить высоту сводаобразования, приведены в табл.1 [2].

В местах релаксации бытового давления (рис.2) наблюдается подвижность грунта в сторону выработки, шельга выработки находится, в данном случае, на глубине 23м, то есть имеется замкнутый контур, который давит на обделку тоннеля.

Проведя численные эксперименты, анализируя ситуации при разных размерах выработки, можно прийти к выводу, что давление, которое «исчезло», вследствие релаксации грунта, и есть то давление, которое действует на обделку в шельге выработки, а высота свода обрушения, найдена с помощью

ПК «ЛИРА», попадает в пределы высоты свода обрушения, определенной по методу проф. М.М. Протодяконова.

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg1} + \sigma_{zg2} \quad (6)$$

σ_{zg} – бытовое давление (стадия 1), т/м²;

σ_{zg1} - давление вследствие релаксации грунта (стадия 2), т/м²;

σ_{zg2} - активное давление, которое действует на выработку в верхней точке (разница), т/м².

Из формулы (6) следует:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg} - \sigma_{zg1} \quad (7)$$

Для того чтобы над выработкой образовался свод равновесия, необходимо условие, чтобы его высота h_1 была меньше действительной высоты налегающего слоя породы H . Относительно величины необходимого запаса существуют различные мнения. В литературе можно встретить указания о необходимости запаса от 1.5 до 2 [5]. В противном случае необходим учет полного веса налегающего столба грунта.

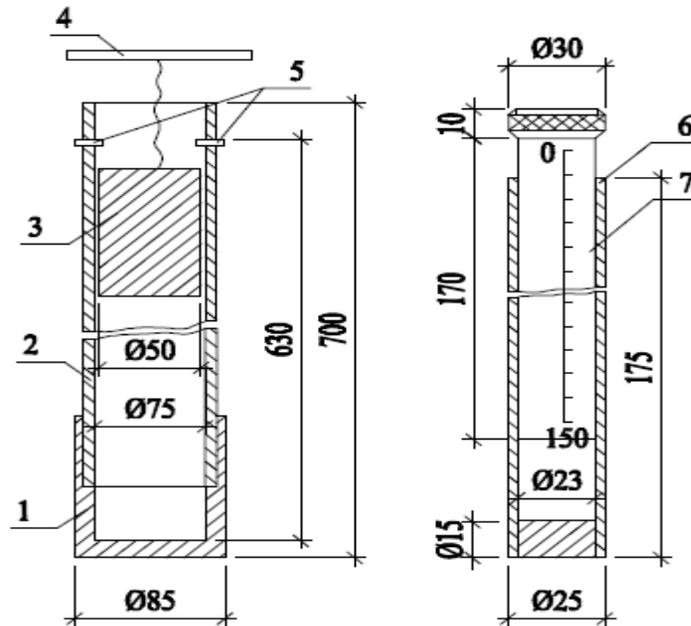


Рис.1. Прибор для определения крепости ПОК

Физико-механические характеристики горных пород

Породы	Объемный вес γ , т/м ³	Пределы прочности, кг/см ²			Сцепление τ , кг/см ²	Модуль упругости при сжатии $E \cdot 10^{-5}$, кг/см ²	Коэф. Пуассона μ	Модуль сдвига G , кг/см ²	Угол внутреннего трения φ , град
		Сжатие $\sigma_{сж}$, кг/см ²	Растяжение $\sigma_{р}$, кг/см ²	Изгиб $\sigma_{из}$, кг/см ²					
Песок	1,89	-	-	-	0,28	0,02	-	-	30-35
Песок глинистый	1,95	-	-	-	0,4-0,7	0,03	0,3-0,4	0,01	28-30
<u>Глина пластичная</u>	<u>1,91</u>	<u>18-46</u>	<u>2-10</u>	<u>8-10</u>	<u>1,9</u>	<u>0,02-0,08</u>	<u>0,35-0,4</u>	<u>0,02</u>	<u>9</u>
Глина непластичная	2,19	50-75	13-20	20-25	1,5-6,0	0,05-0,07	0,3-0,4	0,02	29
Глина песчанистая	2,02	25-40	8-15	-	0,5-1,25	0,04-0,06	0,3-0,4	0,02	18-28
Глинистые сланцы	2,82	200-600	10-80	-	380	2,0-3,5	0,25-0,35	1,0	33,5
Песчанистые сланцы	2,8	500-800	40-100	-	150	2,0-3,5	0,2-0,3	1,0	37
Уголь бурый	1,3	50-100	15-25	20-25	25,0	0,07-0,09	0,2-0,3	0,03	30
Уголь каменный	1,28-1,58	80-250	6-20	10-30	28,0	0,1-0,3	0,2-0,3	0,08	36
Песчаник	2,53	600-1600	50-120	300-600	11,0	3,0-4,5	0,1-0,15	1,5	35
Известняк	2,54	600-1500	60-150	-	140-220	6,0-7,0	0,25-0,3	2,5	33
Алевриты	2,13-2,51	230	-	-	17-70	-	-	-	31-33
Аргиллиты	2,02-2,45	290	-	-	3-40	-	-	-	29

Чтобы найти высоту свода давления h_1 необходимо и достаточно активное давление поделить на объемный вес грунта γ с учетом условия сводообразования:

$$h_1 = \frac{\sigma_{zg}^2}{(2 \dots 1,5) \cdot \gamma} \quad (8)$$

Выводы. С помощью ПК «ЛИРА» был задан плоский массив грунта (глина пластичная) размером 100x100м с размером ячейки КЭ281-284 0.2м, для которого использовались характеристики приведенные в табл.1. При

реализации расчета учитывалась стадийность (стадия 1 – приобретения НДС грунта массива, стадия 2 – демонтаж выработки грунта высотой h и шириной B). В результате было посчитано 50 вариантов выработок, провиден анализ сравнения результатов в виде диаграмм определения высоты сводообразования с использованием ПК «ЛИРА» и по методу проф. М.М. Протодяконова, рис.3.

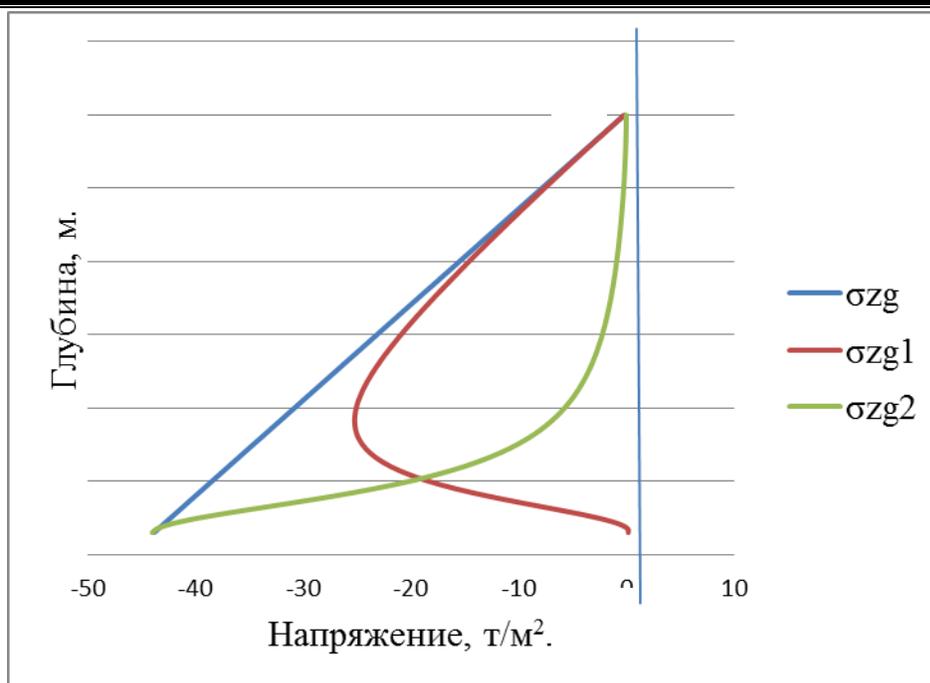


Рис.2. Характер напряженно-деформированного состояния в грунте при выработке в виде прямоугольника.

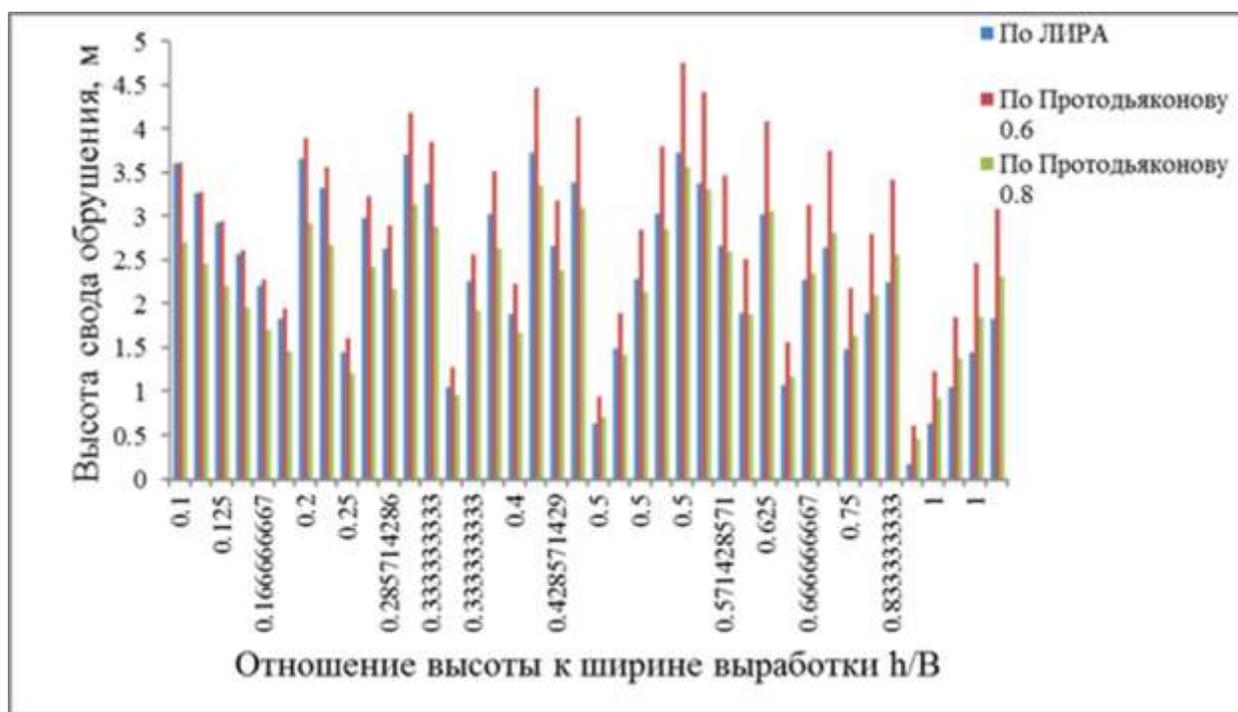


Рис.3. Диаграмма сравнения результатов определения высоты сводаобразования с использованием ПК «ЛИРА» и по методу проф. М.М. Протодяконова.

Список использованных источников

1. СНиП 32-04-97. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Взамен СНиП II-44-78; введ. 01.01.1998. – М.: Изд-во стандартов, 1998. – 24 с.

Будівельні матеріали, конструкції та споруди

2. Механика горных пород и крепление горных выработок. Л. Н. Насонов. М., Изд.-во «Недра», 1969, стр. 330.

3. Тоннели и метрополитены: Учебник для вузов В.Г. Храпов, Е.А. Демешко, С.Н. Наумов и др. Под ред. В.Г. Храпова. – М.: Транспорт, 1989. 383 с.

4. ГОСТ 21153.1-75*. Породы горные. Метод определения коэффициента крепости по Протодеяконову. Взамен ГОСТ 15490-70 в части разд. Ш. – М.: Изд-во стандартов, 2004. – 64 с.

5. Расчет тоннельных обделок: Учебник для вузов М.М. Архангельский, Д.И. Джинчарадзе, А.С. Курисько. Под ред. проф. М.И. Дандурова. – М.: Трансжелдориздат, 1960. 344 с.

Рецензент д-р техн. наук, профессор Плугин А.А.

Ватуля Глеб Леонидович, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой строительной механики и гидравлики Украинской государственной академии железнодорожного транспорта. Тел.: (057) 730-10-70. E-mail: vatulya@kart.edu.ua

Проказа Евгений Анатольевич, аспирант кафедры строительной механики и гидравлики Украинской государственной академии железнодорожного транспорта. Тел.: (057) 730-10-71.

Vatulia Glib Leonidovich, PhD, Associated Professor, Head of Building Mechanics and Hydraulics Department Ukrainian State Academy of Railway Transport. Tel.: (057) 730-10-70. E-mail: vatulya@kart.edu.ua

Prokaza Yevhenii Anatolijovych, Post Graduate Student of Building Mechanics and Hydraulics Department, Ukrainian State Academy of Railway Transport. Tel.: (057) 730-10-71.