

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И ОПТИМИЗАЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БЛОЧНОЙ КРЕПИ ПОДЗЕМНОГО СООРУЖЕНИЯ

БЯКОВ Н. С., **КОРНИЛКОВ М. В.**, КАРЯКИН А. Л., РАЕВСКАЯ Л. Т.

Методом конечных элементов проведен анализ напряженно-деформированного состояния железобетонного блока вертикального ствола, находящегося под действием горного давления и собственного веса крепи ствола. Элемент ствола шахты выбирался в форме цилиндрической оболочки. На выделенный элемент железобетона прикладывались изгибающий и крутящий моменты, а также нормальные и сдвигающие силы, приложенные к боковым сторонам элемента. В данной работе расчет проводился в комплексе программ Лира-САПР. Расчет основан на принципе возможных перемещений. Определялся минимум функционала полной энергии. При расчете принималась гипотеза плоских сечений и учитывались диаграммы, связывающие напряжения и деформации в бетоне и арматуре. Выполнена оптимизация параметров данной конструкции по критерию минимума стоимости с соблюдением требований норм по надежности и несущей способности сооружения.

Ключевые слова: подземные железобетонные сооружения; метод конечных элементов; оптимизация.

Создание новых и реконструкция существующих шахт, рудников, карьеров, возведение подземных железнодорожных, автомобильных и коллекторных тоннелей, гидроэлектростанций, строительство метрополитена – все это относится к области строительства подземных сооружений. Огромное количество подобных сооружений существует в горной промышленности: в отраслях производства, занимающихся разведкой, добычей, переработкой полезных ископаемых. Горнодобывающие предприятия, компании транспортной отрасли, объекты обороны и защиты страны используют подземные горнотехнические сооружения. В ходе эксплуатации подземных сооружений обеспечивается работа подземного хозяйства предприятий: процессы добычи, складирования, хранения, транспортировки. Подземные горнотехнические сооружения должны соответствовать требованиям высокого уровня надежности. Важнейшими требованиями, которые предъявляются к строительным конструкциям, являются требования по обеспечению прочности, устойчивости, долговечности и надежности. Все это должно быть обосновано аналитическими расчетами.

Одним из методов освоения подземного пространства становится создание сооружений из железобетонных блоков, главным образом в форме тонкостенных

Бяков Никита Сергеевич – начальник Восьмого отдела. 620144, г. Екатеринбург, Сибирский тракт, 3, Государственная экспертиза. E-mail: nikitabyakov@yandex.ru

Корнилков Михаил Викторович – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой шахтного строительства. 620144, г. Екатеринбург, ул. Куйбышева, 30, Уральский государственный горный университет. E-mail: shsdep@ursmu.ru

Карякин Александр Ливневич – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой электрификации горных предприятий. 620144, г. Екатеринбург, ул. Куйбышева, 30, Уральский государственный горный университет. E-mail: gmf.egrp@m.ursmu.ru

Раевская Лариса Трофимовна – кандидат физико-математических наук, доцент кафедры технической механики и оборудования целлюлозно-бумажных производств. 620100, г. Екатеринбург, Сибирский тракт, 37, Уральский государственный лесотехнический университет. E-mail: ltrvsk@yandex.ru

оболочек. Основным материалом несущих конструкций горнотехнических сооружений является монолитный или сборный железобетон. Особенности железобетона связаны с тем, что он как композитный материал состоит из бетона и стальной арматуры, и в силу его анизотропии приходится учитывать характеристики напряженно-деформированного состояния композитного материала. Это означает, что соотношения между усилиями и деформациями не могут быть описаны так, как это принято для упругих изотропных тел. Для железобетонных элементов это может приводить к существенным погрешностям. Под действием эксплуатационных нагрузок в бетоне образуются трещины и развиваются неупругие деформации. Так, в [1] сказано, что «в наиболее полном объеме указанные особенности железобетона могут быть реализованы через физические соотношения, связывающие напряжения и деформации бетона и арматуры, или физические соотношения, связывающие усилия и перемещения железобетонных элементов в целом. Физические соотношения определяются на основе обобщенного закона Гука для анизотропного тела».

На выделенный элемент железобетона будут действовать изгибающий и крутящий моменты, а также силы нормальные и сдвигающие, приложенные к боковым сторонам элемента. Математическая модель получается из уравнений равновесия внешних усилий, действующих по боковым сторонам, и внутренних усилий в нормальном сечении. При расчете принимается гипотеза плоских сечений и учитываются диаграммы, связывающие напряжения и деформации в бетоне и арматуре. В деформационной модели для бетона могут быть использованы диаграммы различной формы: криволинейные, с ниспадающей ветвью, упрощенные трехлинейные, включающие условно упругий, неупругий и условно пластический участки, а также двухлинейные, по типу диаграммы Прандтля, включающие условно упругий и условно пластический участки. Использование таких диаграмм позволяет комплексно учитывать упруго-пластическую работу бетона в отличие от ранее применяемого чисто упругого или чисто пластического расчета. Для арматуры также могут применяться криволинейные, упрощенные трехлинейные и двухлинейные диаграммы. Диаграммы состояния бетона и арматуры путем изменения их параметрических точек и конфигурации позволяют учитывать нелинейные свойства материала для различных видов и классов бетона и арматуры.

Для железобетонных элементов, особенно для элементов с трещинами, гипотеза плоских сечений не отражает в полной мере реальный физический характер деформирования его сечений. Однако, по мнению авторов [1], применение такого достаточно условного характера деформирования сечения позволяет создать необходимый расчетный аппарат, который в целом дает конечные результаты, близкие к экспериментальным данным. При этом деформационная модель позволяет на единой методологической основе производить расчет железобетонных конструктивных систем и элементов различной конфигурации и состава, а также учитывать накопление повреждений, предысторию нагружения эксплуатируемых железобетонных конструкций. В частности, в новых нормативных документах (*Свод правил СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003*) для расчета прочности стержневых железобетонных балок, колонн на действие изгибающих моментов и продольных сил рассматривается расчет по предельным усилиям в сжатом бетоне и растянутой арматуре, основанный на методе предельного равновесия, когда деформации бетона и арматуры достигают некоторых предельных значений. В СП 63.13330.2012 расчет поперечных сил (по предельным значениям) также основан на эмпирических соотношениях.

Обеспечение прочностной надежности подземного сооружения связано не только с оценкой характеристик напряженно-деформированного состояния (НДС), но и с их изменением в процессе эксплуатации. Очевидно, что проектирование подземных выработок предприятий по добыче полезных ископаемых должно производиться исходя из условий снижения трудоемкости, материалоемкости, сметной стоимости строительства и применения широкой механизации горнопроходческих работ, а также в соответствии с требованиями Временной инструкции по разработке проектов и смет для жилищно-гражданского строительства (СН 401-69).

Анализ нормативной документации (СП 91-13330.2012) показывает, что при выполнении расчета железобетонных сооружений не рассматривается задача определения оптимальных параметров, например по критерию минимума стоимости готового элемента. Установлено, что в действующих нормах проектирования и имеющихся результатах научных исследований в области проектирования железобетонных конструкций зданий и сооружений отсутствуют расчетные параметры, позволяющие это учитывать.

Исходя из всего сказанного, целью настоящей работы авторы считают не только исследование напряженно-деформированного состояния конкретного железобетонного сооружения, но и оптимизацию параметров данной конструкции по критерию стоимости. В частности, в настоящей работе объектом исследования является элемент вертикальной крепи из сборного железобетона, выполненный в форме цилиндрической оболочки с толщиной стенок меньше внутреннего радиуса. Подобный элемент крепи (блок) будет работать в области повышенных давлений в связи с использованием его при строительстве подземных сооружений.

Моделирование. Метод расчета. В настоящее время в строительстве для определения усилий, напряжений и деформаций в элементах конструкции используют специальные компьютерные программы и комплексы, в основе которых лежит метод конечных элементов. В данной работе расчет проводился в комплексе программ Лира-САПР. В этом комплексе расчет основан на принципе возможных перемещений: на любом возможном перемещении сумма возможных работ всех сил (внутренних и внешних) равна нулю. Определяется минимум функционала полной энергии $I(u) = \Pi(u) + W(u)$ при условии $a(u,v) + (f,v) = 0$ [2]. Введены следующие обозначения: $I(u)$ – функционал полной потенциальной энергии системы; u – вектор перемещений; $\Pi(u)$ – потенциальная энергия деформации; $W(u)$ – работа внешних сил; $a(u,v)$ – возможная работа внутренних сил, v – возможное перемещение; (f,v) – возможная работа внешних сил; f – вектор внешних нагрузок. Возможные работы вычисляются как

$$a(u,v) = \int_{\Omega} \sigma(u) \varepsilon(v) d\Omega; \quad (f,v) = \int_{\Omega} f v d\Omega,$$

где σ – вектор напряжений; ε – вектор деформаций; Ω – область рассматриваемой задачи. В узлах расчетной сетки вычисляются значения перемещений.

Хотя железобетон – материал анизотропный, упруго-пластично-ползучий, принято считать, что он «воспринимает силовые и несиловые воздействия как монолитное целое», и следовательно, характеризуется некоторой усредненной жесткостью [3]. Поэтому выбирался один для всего материала универсальный конечный элемент оболочки (рис. 1), который в библиотеке элементов программы Лира-САПР числится под номером КЭ-44. Это четырехугольный элемент, предназначенный для расчета тонких оболочек. Конечный элемент представлен в виде пластины, имеющей размеры 20 × 20 см.

В каждом из узлов реализуется шесть степеней свободы – три поступательных – u , v , w и три вращательных относительно координатных осей ix , iy , iz . Степени свободы u , v – это горизонтальные перемещения, положительные направления которых совпадают с положительным направлением координатных осей x_1 , y_1 ; w – вертикальное перемещение (прогиб), положительное направление которого совпадает с осью z_1 ; ix , iy – углы поворота относительно координатных осей, положительное направление которых противоположно направлению вращения часовой стрелки, если смотреть с конца соответствующих осей; iz – угол поворота относительно оси z общей системы координат; u , v отвечают мембранным, а w , ix , iy – изгибным деформациям. Угол поворота iz не входит в число узловых параметров, определяющих деформацию элемента, и в местной системе координат равен нулю. Эта степень свободы появляется при стыковке элементов, не лежащих в одной плоскости, и необходима для учета пространственной работы конструкции.

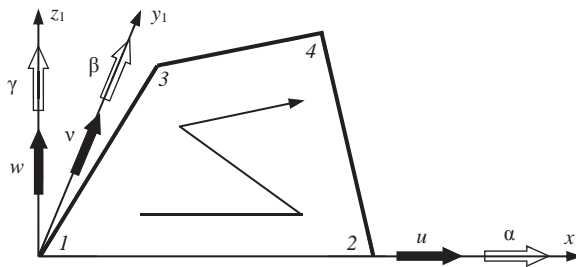


Рис. 1. Схематическое изображение конечного элемента и последовательность нумерации его узлов

Для моделирования оболочечного элемента конструкции принимались следующие параметры. Внутренний радиус оставался постоянным и равным 3,85 м. Постоянной считалась и высота блока, ее величина равнялась 5 м. Толщина оболочки менялась от 200 до 1000 мм с шагом 50 мм. Полученная в программном комплексе модель оболочки показана на рис. 2, а.

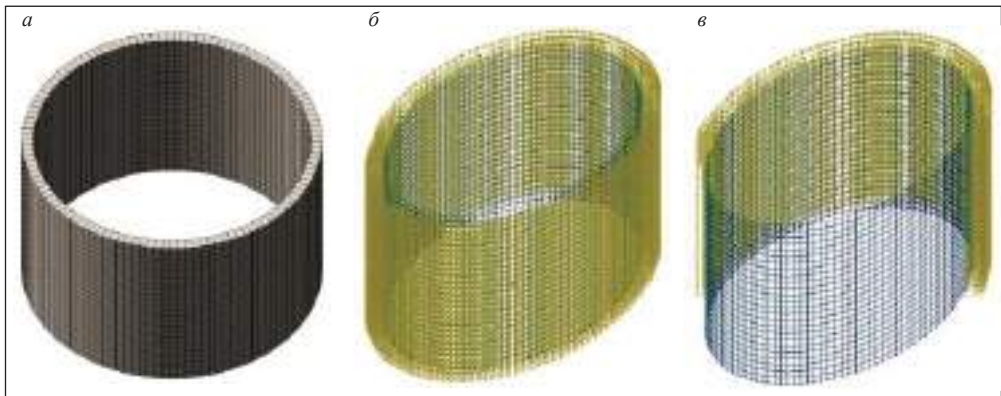


Рис. 2. Модель оболочки:

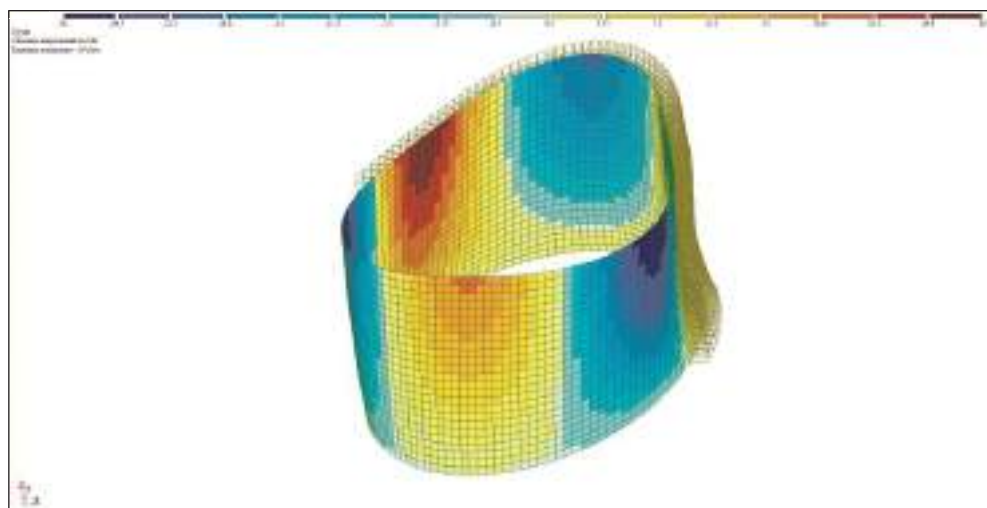
а – без нагружения; б – при симметричном нагружении; в – при несимметричном нагружении

Кроме толщины изменяемым параметром являлся класс бетона, который варьировался от В10 до В30 (ГОСТ 26633-2015). Так, например, для бетона класса В30 в расчете принимались следующие характеристики: начальный модуль упругости $E_b = 3\,250\,000$ т/м²; расчетное сопротивление осевому сжатию $R_b = 1700$ т/м²; расчетное сопротивление осевому растяжению $R_{bt} = 115$ т/м²; нормативное сопро-

тивление осевому сжатию $R_{bn} = 2200 \text{ т/м}^2$; нормативное сопротивление осевому растяжению $R_{bt} = 175 \text{ т/м}^2$. В деформационной модели для бетона использовалась двухлинейная диаграмма состояний.

Армирование выбиралось с использованием проката арматурного класса А500СП (С – свариваемая, П – повышенное сцепление) с эффективным периодическим профилем (*Прокат арматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем. Технические условия ТУ 14-1-5526-2006 (с изменением № 1)*).

а



б

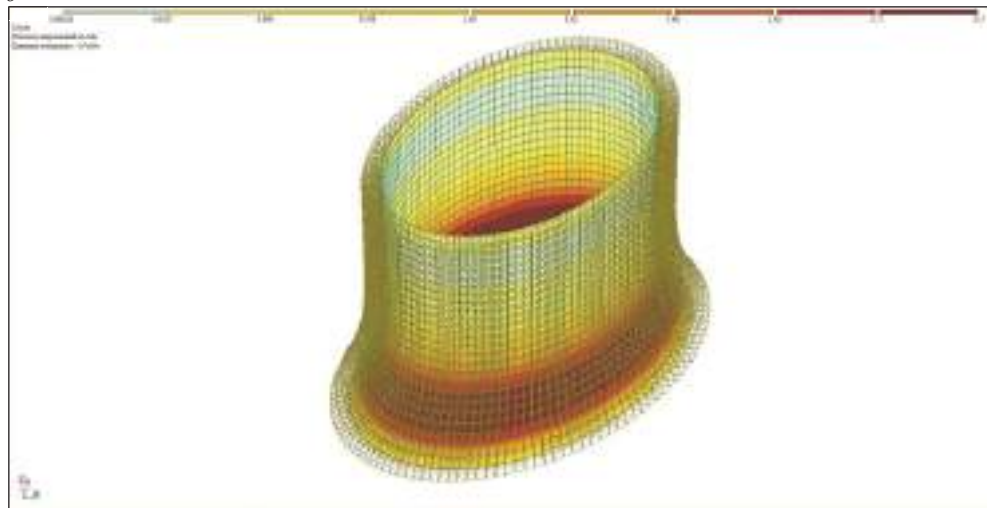


Рис. 3. Мозаика и изополя напряжений по моменту M_x :

а – мозаика при несимметричном нагружении; б – изополя при симметричном нагружении

Стержни арматуры имеют два продольных ребра и поперечные выступы, которые и обеспечивают повышенное сцепление с бетоном, что в свою очередь позволяет говорить о монолитном материале с усредненной жесткостью. Расчетные характеристики арматуры: модуль упругости $E_s = 20\,000\,000 \text{ т/м}^2$; расчетное сопротивление растяжению продольной арматуры $R_s = 45\,000 \text{ т/м}^2$; расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры $R_{sw} = 30\,000 \text{ т/м}^2$; расчетное сопротивление сжатию $R_{sc} = 45\,000 \text{ т/м}^2$. Предел текучести – 500 Н/мм^2 . Преимущества выбран-

ной арматуры по сравнению, например, с арматурной сталью класса А-III марок 25Г2С и 35ГС (ГОСТ 5781-82) тех же диаметров арматуры состоят в улучшенной свариваемости и пластичности, повышенной вязкости и долговечности. Важно также, что сварные соединения не образуют хрупких разрушений, кроме того, получается сравнительно низкая себестоимость производства и значительная экономия стали. Стальной каркас арматуры состоял из двух цилиндрических секток внутри бетонной оболочки.

Нагрузки прикладывались перпендикулярно поверхности оболочки. Нагружение учитывалось в виде симметричного (рис. 2, б) или несимметричного (рис. 2, в) воздействия. Модель сооружения нагружалась расчетными нагрузками, собственный вес конструкций учитывался программным комплексом автоматически в зависимости от толщины оболочки. Опасным сечением модели будет, скорее всего, нижнее сечение. Если располагать элемент ствола таким образом, что его верхнее сечение окажется на уровне поверхности земли, а нижнее, соответственно, на глубине 5 м, то нагрузка от грунта будет возрастать с глубиной, и эпюра нагружения будет иметь форму треугольника. Поскольку глубина расположения подобных элементов ствола крепи достаточно велика (до 100 м), то разница в нагрузке верхнего и нижнего сечения оболочки незначительна. При выборе максимально возможного объемного веса грунта порядка 20 кН/м³ нагрузка величиной 80 т/м² принята с запасом для большинства распространенных типов грунтов (СП 43.13330.2012 «СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий»).

Результаты. 1. Исследование НДС элемента. При проведении исследования напряженно-деформированного состояния элемента вертикальной крепи варьировались следующие параметры: толщина оболочки ствола в пределах 200–1000 мм с шагом 50 мм; диаметры стержней внешней арматурной сетки 25–40 мм по оси *x* и 28–40 мм по оси *y*, а также соответствующие диаметры арматуры, расположенной у внутренней поверхности оболочки 32–40 мм по обеим осям; класс бетона от В10 до В30. Были получены характеристики напряженно-деформированного состояния для всех наборов изменяемых параметров (около ста экспериментов). Некоторые результаты по напряжениям в стенке элемента приведены на рис. 3. Единицы измерения – (т · м)/м. Как следует из рис. 3, а, наибольшее отрица-

тельное напряжение при несимметричном нагружении – в верхней правой части оболочки (темно-синее поле), а максимальное положительное – в верхней левой части (темно-красное поле). Изополя показывают более плавный переход от одного значения напряжения к другому и позволяют определить, где находится наиболее напряженная область. Единицей измерения в знаменателе является погонный метр.

Таблица 1
Зависимость величины напряжений от количества бетона и арматуры на 1,0 м³ оболочки

Объем бетона, м ³	Масса арматуры, кг	Напряжение, Н/мм ²
0,20	246	21,00
0,25	190	15,30
0,30	183	11,20
0,35	169	9,48
0,40	152	7,84
0,45	152	6,63
0,50	152	5,72
0,55	152	5,01
0,60	144	4,45
0,65	135	3,99
0,70	135	3,62
0,75	135	3,30
0,80	135	3,03
0,85	135	2,80
0,90	135	2,61
0,95	130	2,43
1,00	123	2,28

Наибольшее положительное напряжение по шкале в верхней части рис. 3, $a - 30$ (т · м)/м. Умножая эту величину на длину напряженного участка, можем получить предельное значение момента в тоннах на метр и подобрать арматуру. Из рис. 3, a можно примерно оценить длину напряженного участка вдоль верхней линии кольца в 1,2 м, так что максимальное значение момента $M_x = 36$ т · м. На рис. 3, b показаны только изополя напряжений по моменту относительно оси x . Максимальные значения напряжений и моментов M_x оказываются в нижней части элемента. С увеличением объема бетона и расхода арматуры напряжение в элементе падает (табл. 1), что соответствует теоретическим предпосылкам. Были проведены расчеты для всех марок бетонов и различных наборов параметров сооружения.

Таблица 2

Результаты расчета стоимости в зависимости от параметров конструкции

Толщина, мм	Диаметр стержня арматуры, мм				Объем бетона, м ³	Масса арматуры, кг				Расход арматуры, кг/м ³	Стоимость, р.
	внешней по x	внешней по y	внутренней по x	внутренней по y		внешней по x	внешней по y	внутренней по x	внутренней по y		
200	36	32	32	36	0,20	39,95	63,10	63,10	79,90	1230,2	9211
250	32	40	40	32	0,25	31,55	49,32	49,32	63,10	773,2	7515
300	32	36	40	32	0,30	31,55	39,95	49,32	63,10	613,1	7337
350	32	36	40	28	0,35	31,55	39,95	49,32	48,30	483,2	6969
400	32	32	36	40	0,40	31,55	31,55	39,95	49,32	380,9	6533
450	32	32	36	40	0,45	31,55	31,55	39,95	49,32	338,6	6683
500	32	32	36	40	0,50	31,55	31,55	39,95	49,32	304,8	6833
550	32	32	36	40	0,55	31,55	31,55	39,95	49,32	277,1	6983
600	28	32	36	40	0,60	24,15	31,55	39,95	49,32	241,6	6874
650	28	32	36	36	0,65	24,15	31,55	39,95	39,95	208,6	6696
700	28	32	36	36	0,70	24,15	31,55	39,95	39,95	193,7	6846
750	28	32	36	36	0,75	24,15	31,55	39,95	39,95	180,8	6996
800	28	32	36	36	0,80	24,15	31,55	39,95	39,95	169,5	7146
850	28	32	36	36	0,85	24,15	31,55	39,95	39,95	159,5	7296
900	28	32	36	36	0,90	24,15	31,55	39,95	39,95	150,7	7446
950	25	32	36	36	0,95	19,25	31,55	39,95	39,95	137,6	7424
1000	25	28	36	36	1,00	19,25	24,15	39,95	39,95	123,3	7315

В табл. 1 приведены данные для бетона В30. Изменения объема бетона, массы арматуры и напряжения связаны с увеличением толщины оболочки.

2. *Оптимизация конструкции по критерию стоимости.* Ставилась задача определения влияния параметров железобетонных конструкций, в частности в форме оболочки, на стоимость сооружения при соблюдении требований норм по их надежности и несущей способности. Цель – определить те параметры, которые минимизируют стоимость элемента крепи. Как и в исследовании НДС, варьировались толщина оболочки, марка бетона и диаметр арматуры. Стоимость кубического метра бетона не превышала 3000 р./м³, стоимость арматуры была взята в размере 35 000 р./т. Расчетная стоимость в зависимости от диаметра арматуры и толщины стенок для бетона В30 приведена в табл. 2.

Для анализа полученных данных на рис. 4 показана зависимость стоимости от толщины оболочки.

Методом наименьших квадратов в программе SciLab 5.5.2 была получена функция $\varphi(x)$ (рис. 5), аппроксимирующая зависимость, показанную на рис. 4.

На рис. 5 по оси абсцисс откладывается толщина оболочки, по оси ординат – стоимость. Найденные с помощью программы SciLab 5.5.2 коэффициенты функции позволили представить ее в виде многочлена $\varphi(x) = 9941,083 - 10,320x + 0,008x^2$, который можно исследовать на экстремум. Исследования показали, что оптимальная по критерию минимума стоимости толщина оболочки $x = 629$ мм. Минимальная стоимость при этом значении параметра $\varphi(x) = 6684$ р. за элемент конструкции объемом $0,629$ м³.

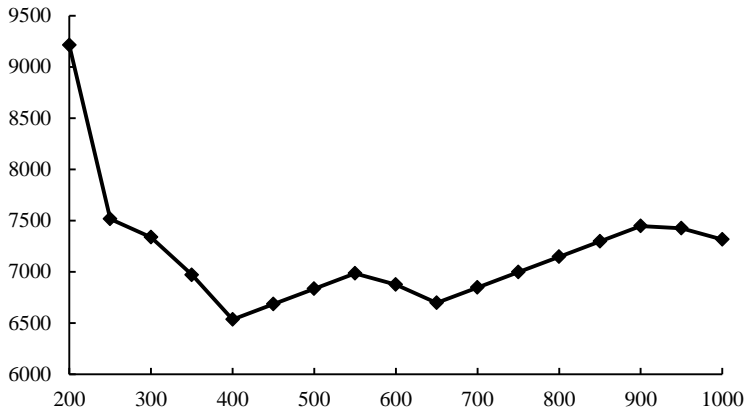


Рис. 4. Зависимость стоимости сооружения (ось y) в рублях от толщины оболочки (ось x) в мм, бетон В30, арматура А500

Таким образом, выполнены расчеты конструкции вертикальной крепи на действие сил бокового давления грунта при двух типах нагружения: симметричном и несимметричном (более неблагоприятном), по результатам расчетов получены усилия, напряжения и перемещения конструкции.

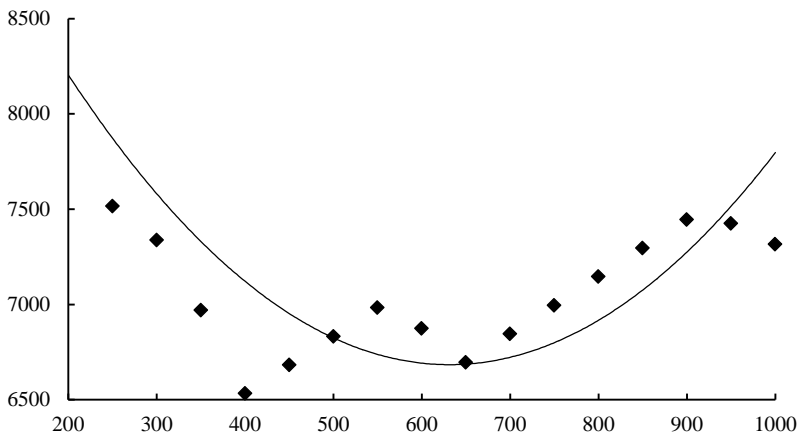


Рис. 5. Аппроксимирующая экспериментальные данные функция $\varphi(x)$ – зависимость стоимости от толщины оболочки

Поставлена и решена задача оптимизации параметров оболочки по критерию минимума стоимости. По расчетным усилиям подобрано армирование конструкции.

Методика расчета, построенная модель, оценки характеристик НДС и оптимальные по стоимости параметры можно использовать не только при строитель-

стве конкретной оболочечной модели, но и любого подземного сооружения в форме оболочки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Залесов А. С., Мухамедиев Т. А. Настоящее и будущее расчета железобетона // Бетон и железобетон. 2005. № 4. С. 3–6.
2. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Факт, 2005. 344 с.
3. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для вузов. М.: Высшая школа, 1987. 384 с.

Поступила в редакцию 27 февраля 2018 года

INVESTIGATION OF STRESS-STRAINED STATE AND OPTIMIZATION OF REINFORCED CONCRETE BLOCK SUPPORT OF AN UNDERGROUND STRUCTURE

Biakov N. S., Kornilkov M. V., Kariakin A. L. – The Ural State Mining University, Ekaterinburg, the Russian Federation. E-mail: nikitabyakov@yandex.ru

Raevskaia L. T. – The Ural State Forest Engineering University, Ekaterinburg, the Russian Federation. E-mail: ltrvsk@yandex.ru

The finite elements method analysis of the stress-strained state of the reinforced concrete block mine shaft under the action of rock pressure and mine shaft support dead load is carried out. The element of the mine shaft was selected in the shape of a cylindrical shell. The selected element of reinforced concrete was subjected to bending moment and torque, as well as the normal and shear forces were acted on the sides of the element. In this paper the calculation was carried out in a set of LIRA-SAPR programs. The calculation is based on the possible displacements principle. The minimum of the total energy functional was determined. In the calculation the hypothesis of flat sections was adopted and the diagrams relating stresses and deformations in concrete and reinforcement were taken into account. Optimization of these construct parameters was carried out based on the criterion of minimum cost with compliance between the requirements of the standards for their reliability and load-bearing capacity of a structure.

Key words: underground reinforced concrete structures; finite elements method; optimization.

REFERENCES

1. Zalesov A. S., Mukhamediev T. A. [The present and the future of reinforced concrete calculation]. *Beton i zhelezobeton – Concrete and Reinforced Concrete*, 2005, no. 4, pp. 3–6. (In Russ.)
2. Gorodetskii A. S., Evzerov I. D. *Komp'yuternye modeli konstruktssii* [Software models of structures]. Kiev, Fakt Publ., 2005. 344 p.
3. Bondarenko V. M., Suvorkin D. G. *Zhelezobetonnye i kamennye konstruktssii: ucheb. dlia vuzov* [School book for the institutions of higher education “Reinforced concrete and stone structures”]. Moscow, Vysshiaia shkola Publ., 1987. 384 p.