

УДК 628.2

Самедов А.М., д.т.н., проф., НТУУ «КПИ»;
Савченко С.В., НТУУ «КПИ»

О РАСЧЕТЕ КОЛЛЕКТОРНЫХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ КОЛЬЦЕВОГО БЕСШАРНИРНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В ТРЕЩИНОВАТЫХ ИЛИ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГОРНЫХ ПОРОДАХ

АННОТАЦИЯ

Рассмотрены проблемы расчета коллекторных подземных сооружений кольцевого бесшарнирного поперечного сечения в трещиноватых или неустойчивых горных породах. Предложены методы определения внутренних усилий в произвольных сечениях кольца как свободно деформированная система. Определены эпюры распределения нормальных давлений и внутренних усилий в коллекторных тоннелях различных диаметров.

Ключевые слова: коллекторные подземные сооружения, трещиноватые или неустойчивые горные породы, методы определения внутренних усилий.

В инженерной практике часто требуется расчёт коллекторных подземных сооружений кольцевого бесшарнирного поперечного сечения при различных инженерно-геологических условиях. С изменением геологических условий резко изменяются расчётные схемы и методы расчёта. Существуют различные методы расчёта подземных сооружений кольцевого сечения и трубопроводов, из них некоторые приведены в [1-5], однако эти методы не полностью позволяют произвести расчёт коллекторных сооружений в трещиноватых горных породах. Поэтому будет актуальным рассмотреть поведение коллекторных подземных сооружений кольцевого бесшарнирного поперечного сечения в трещиноватых или неустойчивых горных породах.

В трещиноватых или неустойчивых горных породах схему загрузки подземных сооружений кольцевого сечения можно принимать в виде равномерно распределенной по двум взаимно перпендикулярным направлениям (рис. 1).

Обозначим равномерно распределенные по диаметру кольцевого сечения нагрузки через q_v и $q_б$ (первую условно будем считать вертикальной, а вторую - боковой). Величины вертикальной на-

грузки q_v можно определить с помощью свода горных давлений для подземных сооружений глубокого заложения в виде $q_v = \gamma_{гр} h_{св} k_p$, а при мелком заложении эта величина определяется от собственного веса вышестоящих слоёв грунта над подземным сооружением и от собственного веса подземных сооружений, где $\gamma_{гр}$ - удельный вес грунта или трещиноватой горной породы, k_n/M^3 ; k_p - коэффициент условий работы грунтового массива или трещиноватой породы, принимаем $k_p = 1,2$; $h_{св} = h_1 = B/2\psi$ - высота свода давления трещиноватой породы; $B = b + 2tg(45^\circ - \varphi/2)$ - пролёт свода давления с учётом образования призм обрушения под углом $45^\circ - \varphi/2$; b - ширина наружной поверхности сооружения; φ - угол внутреннего трения грунта; $\psi = tg\varphi$ - коэффициент внутреннего трения грунтов или трещиноватой породы. Центральный угол α будет отсчитываться от радиуса, проведенного в параллельном направлении вертикальной нагрузки. Если считать, что $\eta = q_б/q_v$, тогда $q_б = \eta \cdot q_v$ - боковое давление горной породы на сооружение можно принимать $\eta = 0,3...0,35$, т.е. $q_б = 0,3 \cdot q_v$.

Разложим нагрузки на поверхности кольцевого сечения на нормальную и касательную составляющие, получим три вида нагрузок: нормальную (радиальную) постоянной интенсивности $0,5q_v(1+\eta)$; косинусоидальную нормальную $0,5q_v(1-\eta)\cos 2\alpha$; синусоидальную касательную $0,5q_v(1-\eta)\sin 2\alpha$ (рис. 1). Условие уравновешенности нагрузки можно рассматривать для радиальной (по оси x) нагрузки только косинусоидальной, а для касательной (ось z) - только синусоидальные члены ряда.

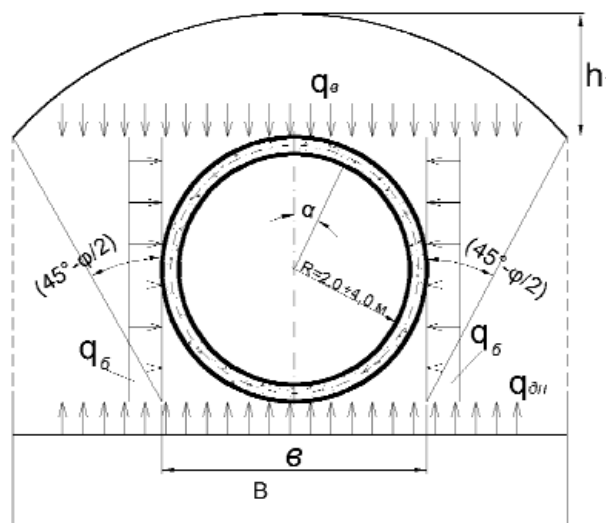


Рис. 1 Расчетная схема монолитных подземных сооружений кольцевого сечения в неустойчивых породах

Здесь ось x направлена в горизонтальном, z – в вертикальном направлении.

Задачу подземных сооружений относительно коллекторов кольцевого сечения можно считать плоской.

От выше приведенных нагрузок в поперечном сечении подземных сооружений возникают внутренние усилия в произвольных сечениях кольца как свободно деформируемая система, которые можно определить для плоских задач следующими формулами:

$$Q_x(\alpha) = 0,5 \cdot q_a \cdot (1 - \eta) \cdot R \cdot \sin 2\alpha; \quad (1)$$

$$N_z(\alpha) = 0,5 q_a \cdot [(1 + \eta)R \sin 2\alpha - (1 - \eta)\cos 2\alpha] \cdot R; \quad (2)$$

$$\dot{I}_\delta(\alpha) = 0,25 q_a \cdot (\eta - 1) \cdot \left(1 - \frac{l_0}{R}\right) \cdot R^2 \cdot \cos 2\alpha; \quad (3)$$

$$\dot{I}_\delta(\alpha) = 0,125 \cdot q_a \cdot (\eta - 1) \cdot \left(1 - \frac{l_0}{R}\right) \cdot \frac{R^3}{E \cdot I_y} \sin 2\alpha; \quad (4)$$

$$x(\alpha) = \frac{1}{12} \cdot q_a \cdot (\eta - 1) \left(1 - \frac{l_0}{R}\right) \cdot \frac{R^4}{E \cdot I_y} \cos 2\alpha + \frac{1}{3} \cdot (1 - \eta) \cdot \cos 2\alpha \cdot \frac{R^2}{E \cdot F}; \quad (5)$$

$$z(\alpha) = \frac{1}{24} \cdot q_a \cdot (1 - \eta) \cdot \left[\left(1 - \frac{l_0}{R}\right) + 8 \cdot \frac{i_y^2}{R^2} \right] \cdot \frac{R^4}{E \cdot I_y} \sin 2\alpha; \quad (6)$$

где $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}}$ – радиус инерции сечения; I_y – момент инерции по направлению оси y поперечного кольцевого сечения подземных сооружений;

R – внутренний радиус кольцевого сечения;

α – произвольный угол, отсчитываемый от направления преобладающего горного давления на поверхности кольца;

E – модуль упругости материала кольца;

$E I_y$ – жесткость конструкции кольца по направлению оси y ;

F – площадь поперечного сечения на 1 п.м. толщины элемента кольца;

l_0 – расстояние от линии центров тяжести до цилиндрической поверхности, в которой лежит нагрузка q_B ;

$\delta(\alpha)$, $z(\alpha)$ – радиальное перемещение конструкции кольцевого сечения соответственно по оси x и z .

Расчетные формулы (1) – (6) также применимы и для расчета сплошной трубы, канализационных городских коллекторов, нефтепроводов, газопроводов. Только для расчета этих сооружений более правильно будет заменить модуль E величиной

$$\frac{E}{1 - \mu^2}$$

(μ – коэффициент Пуассона материала сооружения).

Уравнения (1) – (6) являются общими уравнениями для расчета бесшарнирного кольцевого тоннеля применительно к некоторым характерным схемам взаимодействия с боковыми породами. Вычисления имеют компактный вид и могут быть выполнены как вручную, так и в программном виде на компьютере.

Экспериментальные эпюры нормального давления на конструкции коллекторных тоннелей диаметром 2; 2,6 и 4 м при разных углах α приведены на рис. 2.

Для анализа этих эпюр и расчетов по ним коллекторных конструкций возникает необходимость аналитического представления этих замеренных нормальных давлений. Поэтому аппроксимируем эпюру давлений суммой нескольких членов триго-

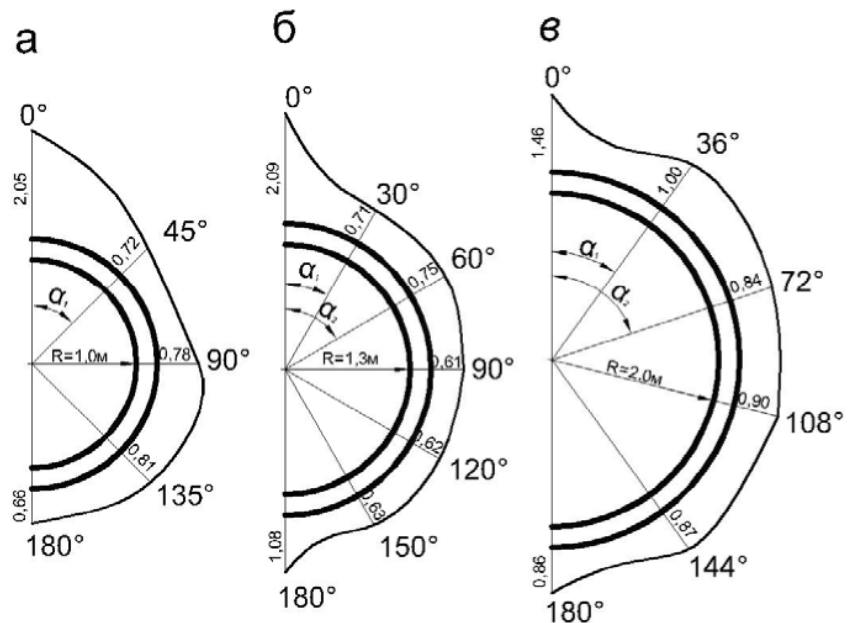


Рис. 2 Экспериментальные эпюры нормального давления обделки коллекторных тоннелей диаметром: а – 2м; б – 2,6м; в – 4м

нометрического ряда, причем количество членов определяем числом точек на контуре конструкции тоннелей, в которых замерялось давление.

Поверхность конструкции коллектора разделим на отрезки, где замерялось давление, на $2n$ равных частей, так что центральный угол между этими отрезками равен:

$$\alpha_n = \pi/n. \quad (7)$$

Центральный угол, определяющий положение i -той точки в отрезках, в которых замеренная интенсивность давления равна p_i , определяется по формуле:

$$\varphi_i = \frac{\pi}{n} \cdot i, (i = 0, 1, 2, \dots, 2n); \quad (8)$$

При обозначениях коэффициентов рядов Фурье для разложения давлением используем формулу:

$$p_k = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=0}^{2n-1} p_i \cdot \cos \frac{ik\pi}{n}. \quad (9)$$

Интенсивность давления (нагрузки) производного сечения кольца коллектора можно представить в виде следующего многочлена:

$$p(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot p_0 + p_1 \cos \alpha + p_2 \cos 2\alpha + \dots + \frac{1}{2} \cdot p_n \cos n\alpha. \quad (10)$$

Здесь $p_0, p_1 \dots p_n$ – являются амплитудой радиального давления (отпора или радиального смещения конструкции коллектора), определяемой формулой:

$$p(\alpha) = -\eta_x \cdot x(\alpha), \quad (11)$$

где η_x – коэффициент радиального отпора породы по направлению оси x имеющей размерность $H/\text{см}^3$ для сплошной конструкции коллектора или аналогично будет касательный отпор:

$$p_z(\alpha) = -\eta_z \cdot z(\alpha). \quad (12)$$

Здесь η_z – коэффициент тангенциального упругого отпора породы.

Из соотношений (1) и (6), а также (11) и (12) заключаем, что при действии на кольцевую конструкцию коллектора косинусоидальной радиальной $p_{xk} \cos k\alpha$ и синусоидальной касательной $p_{zk} \sin k\alpha$ нагрузок (давлений) интенсивность радиального отпора породы изменяется по закону косинусов, а касательного – по закону синуса той же частоты.

Амплитуда радиального и тангенциального отпора для k членов ряда согласно (11) и (12) определяется из равенности:

$$p_{xk} = -\eta_{xk} \cdot x_k; p_{zk} = -\eta_{zk} \cdot z_k, \quad (13)$$

где x_k, z_k – соответственно амплитуды радиальных и тангенциальных смещений контура поверх-

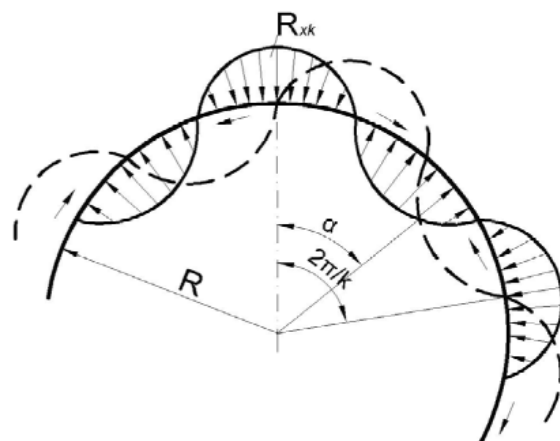


Рис. 3 Схема нагружения кольца гармоническими нагрузками

ности конструкции кольца коллектора, обусловленные совместным действием k гармоник активных и реактивных нагрузок (рис. 3).

Это видно из схемы нагружения кольца гармоническими нагрузками (рис. 3), которые представляют собою упругую циклическую систему. Считая от $\alpha=0$, имеем k диаметральных плоскостей симметрии, проведенных с интервалом центрального угла, равным $2\pi/k$. Для решения задачи можно использовать в качестве предельных условий взаимное равенство силовых и деформационных параметров, которые приведены в формулах (1) – (6), где имеется шесть необходимых условий для определения шести начальных параметров: трёх силовых факторов $M_y(\alpha), Q_x(\alpha), N_z(\alpha)$ и трёх перемещений $[\theta(\alpha), x(\alpha), z(\alpha)]$.

Если принять, что породы проявляют свойства упругого основания с односторонними связями, то радиальный отпор действует только на участках поверхности кольца, смещающихся в сторону массива. Эпюра радиального давления отпора в этом случае является прерывистой (рис.3).

На основании аналитических и экспериментальных исследований поведения подземных тоннелей можно с достаточной для инженерных расчетов точностью, не превышающей до 5 % в наиболее неблагоприятных случаях, принять характер распределения интенсивности упругого отпора при действии k членов активной нагрузки, как показано на рис. 4.

Таким образом, отпор действует только при отрицательных радиальных перемещениях, поэтому закон изменения интенсивности сил отпора принят по косинусу этой частоты, т.е. имеем:

$$p_x(\alpha) = p_{xk} \cos k\alpha; \frac{\pi}{2k} \leq \alpha \leq \frac{3\pi}{2k}; \frac{5\pi}{2k} \leq \alpha \leq \frac{7\pi}{2k};$$

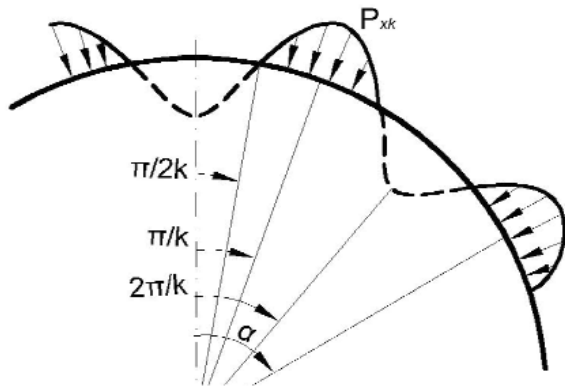


Рис. 4 Схема реактивных нагрузок при одностороннем отпоре

$$p_x(\alpha) = 0; \frac{3\pi}{2k} \leq \alpha \leq \frac{5\pi}{2k}; \frac{7\pi}{2k} \leq \alpha \leq \frac{9\pi}{2k}, \quad (14)$$

Для определения p_{xk} , p_{zk} используем формулы (13). Для того, чтобы определить влияние радиального отпора, распределенного по рис. 4, на внутренние усилия в кольце и его деформацию, разложим эту прерывную нагрузку (давление) в тригонометрический ряд, т.е заменим прерывное нагружение суммой непрерывных гармоник. В результате разложения получим:

$$p_{xk}(\alpha) = p_{xk} \left[\frac{1}{\pi} - 0,5 \cos k\alpha + \frac{2}{\pi} \left(\frac{1}{1,3} \cos 2k\alpha - \dots \right) \right]$$

$$- \frac{1}{3,5} \cos 4k\alpha + \frac{1}{5,7} \cos 6k\alpha - \dots) \quad (15)$$

При разложении заданной активной нагрузки на n гармоник радиальный отпор в произвольном сечении кольца определяется по формуле:

$$P_x(\alpha) = \sum_{k=1}^n P_{xk}(\alpha) \quad (16)$$

где $p_{xk}(\alpha)$ принимается по (15).

Таким образом, при расчете конструкции коллектора необходимо учитывать разгружающее действие отпора породы, вводя в расчетную формулу нагрузку (16) которую можно записать в виде:

$$P_x(\alpha) = \frac{1}{\pi} \sum_{k=2}^n P_{xk} - \frac{1}{2} \sum_{k=2}^n P_{xk} \cos k\alpha + \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{1}{3} \sum_{k=2}^n P_{xk} \cos 2k\alpha - \frac{1}{3,5} \sum_{k=2}^n P_{xk} \cos 4k\alpha + \frac{1}{5,7} \sum_{k=2}^n P_{xk} \cos 6k\alpha - \dots \right) \quad (17)$$

Проанализировав влияние членов этой суммы на внутренние усилия в кольце коллектора и его деформации, можно заключить, что с достаточной для инженерных расчетов точностью можно ограничиться первыми двумя слагаемыми. Тогда будем иметь:

$$p_x(\alpha) = \frac{1}{\pi} \sum_{k=2}^n p_{xk} - \frac{1}{2} \sum_{k=2}^n p_{xk} \cos k\alpha. \quad (18)$$

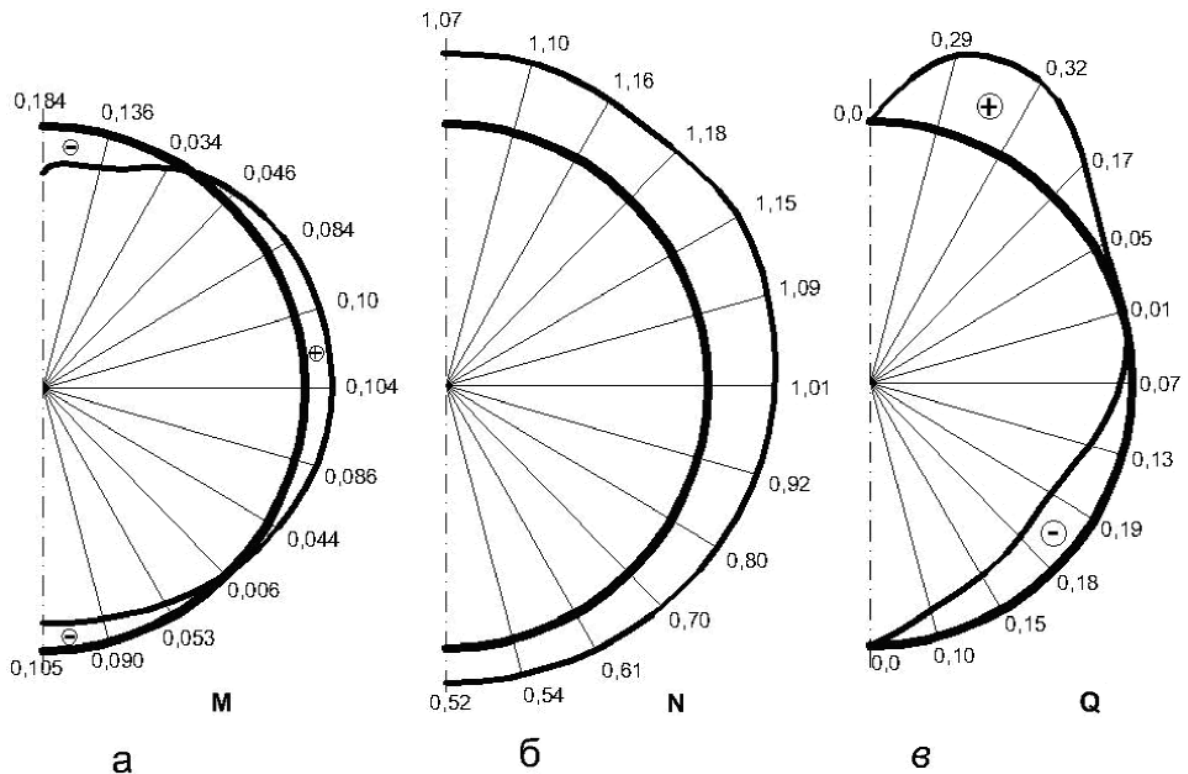


Рис. 5 Эторы внутренних усилий в обделке диаметром 2,6м
а – изгибающие моменты; б - продольные силы; в - поперечные силы.

Вводя эту нагрузку (давление) в расчетные формулы (10) вместо p_{xk} , учитывая $p_0, p_1 \dots p_n$, то для конструкций коллекторов диаметром 2,6 м получим аппроксимирующие тригонометрические многочлены в следующем виде:

$$p_x(\alpha) = 0,818 + 0,213 \cos \alpha + 0,320 \cos 2\alpha + 0,120 \cos 3\alpha + 0,075 \cos 4\alpha + 0,018 \cos 5\alpha + 0,168 \cos 6\alpha,$$

а для коллектора диаметром 4 м соответственно будем иметь:

$$p_x(\alpha) = 0,957 + 0,151 \cos \alpha + 0,131 \cos 2\alpha + 0,120 \cos 3\alpha + 0,075 \cos 4\alpha + 0,018 \cos 5\alpha.$$

Все члены такого разложения нагрузки (давления) являются самоуравновешенными, кроме члена, содержащего $\cos \alpha$. Этот член нормальной составляющей давления может быть уравновешенным только членом его тангенциальной составляющей, содержащей $\sin \alpha$ с коэффициентом, равным по величине и обратным по знаку.

Внутренние силовые факторы в сечениях конструкции диаметром 2,6 м изгибающий момент $M_y(\alpha)$, продольная $N_z(\alpha)$ и поперечная $Q_x(\alpha)$ силы при действии косинусоидальной нормальной нагрузки по формулам (1)–(3) приведены на рис. 5.

Как видно из рис. 5, при действии вертикальной нагрузки q_v возникает изгибающий момент в кольце конструкции коллектора верхней и нижней поверхности, т.е. от действия нагрузок кольца он «сплющивается» и происходит вдавливание в боковые стороны горной породы, что требует армирования конструкции. Армирование конструк-

ции определяется как железобетонные элементы сооружений. Для определения армирования требуется назначить класс бетона и класс арматуры.

Принимаем бетон В30 с показателями $R_b = 17 \text{ МПа}$, $R_{bn} = 22 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$, $E_b = 3,25 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; арматуры А-IV с показателями $R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$, $R_s = 510 \text{ МПа}$, $R_{sc} = 450 \text{ МПа}$ (для первой группы), $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Назначаем начальное количество и диаметр продольной арматуры в кольцевом сечении. Сначала принимаем $d = 14 \text{ мм}$, тогда рабочая высота при толщине кольца 120 мм будет:

$$h_0 = \delta - a - \frac{d}{2} = 120 - 30 - \frac{14}{2} = 83 \text{ мм};$$

где $\alpha = 30 \text{ мм}$ – защитный слой от поверхности кольца. Коэффициент,

$\beta_0 = \frac{M_{max}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2}$, где M_{max} – максимальный изгибающий момент, R_b – осевое сжатие для первого предельного состояния, $R_b = 17 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 1$ – коэффициент условий работы; $b = 1 \text{ п.м}$ – ширина выделенного отрезка. Допустим, максимальный изгибающий момент, вычисленный по формуле (3) $M_{max} = 18,4 \text{ кНм}$, тогда

$$\beta_0 = \frac{184000}{17 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (0,083)^2} = 0,157.$$

Коэффициенты:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\beta_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,157} = 0,172;$$

$$\theta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,172 = 0,914$$

Площадь арматуры в продольном направлении принимаем 6ø14 А-IV, $A_{сф} = 9,23 \text{ см}^2$ шагом 120 мм на 1 п.м поверхности в два ряда, т.е. 12ø14 А-IV на 1 п.м.

Подземные сооружения кольцевого сечения могут быть изготовлены в виде монолитного или сборного железобетона.

На основе вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Предложены методы определения внутренних усилий в произвольном сечении от верхних трещиноватых горных пород и боковых давлений, как свободно деформируемая среда.

2. Проанализированы распределения эпюр нормальных давлений коллекторных тоннелей различных диаметров. Установлено, что при действии на кольцевой коллектор распределённой нагруз-

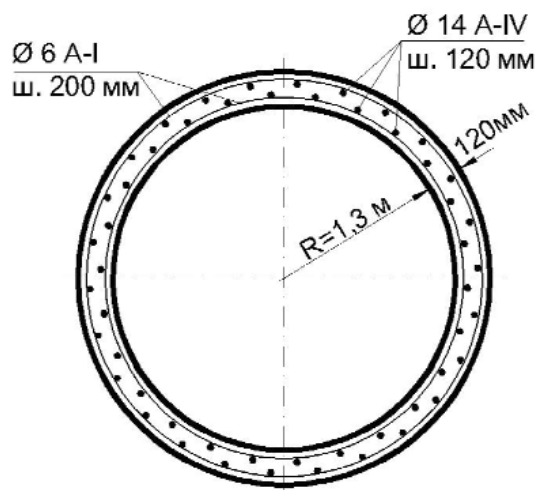


Рис. 6 Армирование подземных сооружений коллектора

кой інтенсивність опора породи змінюється в різному напрямленні по закону косинуса, а касательні – по закону синуса.

3. Установлено, що трещиноваті горні породи мають властивостями пружних основань, тому кільцеві колекторні споруди мають гармонічну навантаження.

ЛИТЕРАТУРА

1. Давыдов С.С. *Расчёт и проектирование подземных сооружений*. М.: Стройиздат, 1950. – 350с.

2. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. *Балки плиты и оболочки на упругом основании*. М.: Госстройиздат, 1960. – 240с.

3. Клейн Г.К. *Расчёт подземных трубопроводов*. М.: Изд. лит по стр-ву, 1969. – 240с.

4. Клейн Г.К., Скуратов Л.В. *Расчёт балок на линейно-деформированом основании, Строительная механика*. М.: Стройиздат, 1966. – с.24-28.

5. Болотин В.В. *Об упругих деформациях подземных трубопроводов, прокладываемых в статически неоднородном грунте*. – *Строительная механика и расчёт сооружений*, 1965, № 1. – с.5-11.

АНОТАЦІЯ

Розглянуті проблеми розрахунку колекторних підземних споруджень кільцевого безшарнірного поперечного перерізу в тріщинуватих або нестійких гірських породах. Запропоновані методи визначення внутрішніх зусиль в довільних перерізах кільця як вільно деформованої системи. Визначені епюри розподілу нормальних тисків і внутрішніх зусиль в колекторних тунелях різних діаметрів.

Ключові слова: колекторні підземні споруди, тріщинуваті або нестійкі гірські породи, методи визначення внутрішніх зусиль.

ANNOTATION

The problems of calculation of collector underground building of circular hingeless cross-sectional are considered in unsteady mountain breeds. The methods of determination of internal efforts are offered in the arbitrary sections of ring as the freely deformed system. The epures of distribution of normal pressures and internal efforts are certain in the collector tunnels of different diameters.

Keywords: collector underground building, unsteady mountain breeds, methods of determination of internal efforts.

УДК 69.001.57.,69:338.45

Г. М. Рижаківа, к.е.н., доцент КНУБА

ЕКОНОМЕТРИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСУ ФОРМУВАННЯ ОБСЯГІВ РЕАЛІЗАЦІЇ ПРОДУКЦІЇ МАЛИХ ПІДПРИЄМСТВ У БУДІВНИЦТВІ

АНОТАЦІЯ

У статті розроблена економетрична модель залежності показника обсягу реалізації будівельної продукції (робіт, послуг) малих підприємств від основних факторів, на основі якої розраховані коефіцієнти еластичності впливу кожного фактора на показник.

Ключові слова; економетричне моделювання, будівельна продукція.

Будівельна галузь – це важливий вид діяльності економіки, який втілює розвиток нових технологій, машин, обладнання у виробництво різних видів продукції та вирішує питання соціального розвитку суспільства. Розвиток будівельної галузі в Україні за 2002 – 2008 рр. характеризується показниками, які наведені в табл. 1.

У таблиці не наводяться дані за 2009 рік, оскільки вплив фінансової кризи на економіку України, періодом початку якої можна вважати кінець 2008 року, і посилення негативних тенденцій впливу на розвиток безперечно всіх галузей народного господарства в 2009 році, ставить в непорівнянні умови та потребує проведення окремого дослідження при аналізі динаміки та порівнянні наведених показників з обов'язковим урахуванням таких цінних факторів, як девальвація гривні, різна зміна курсу іноземної валюти, підвищення кредитних ставок та скорочення кредитної маси банківськими установами, дефіцит платіжного балансу за поточними і довгостроковими зобов'язаннями як на мікро-, так і на макрорівні, рівень інфляції.

Аналіз даних табл. 1 показує:

- обсяг реалізованої будівельної продукції щорічно значно зростає з 19,8 млрд. грн. у 2002 р. до 128,3 млрд. грн. у 2008 р., тобто за 7 років він збільшився у 5,5 рази;

- основні засоби будівництва також зростали, але меншими темпами з 17,3 млрд. грн. у 2002 р. до 52,1 млрд. грн. у 2008 р., тобто за 7 років вони зросли у 3 рази, фондівдача збільшилася значно;