

УДК 624.042.8

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

О РАСЧЕТЕ ЖЕСТКИХ СВОДЧАТЫХ (ИЛИ АРОЧНЫХ) ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

АННОТАЦИЯ.

Рассмотрены проблемы расчета арочных элементов подземных сооружений. Проанализированы существующие литературные источники. Предложены методики определения действующих нагрузок и расчет арочных элементов подземных сооружений. Определены внутренние усилия в арочных элементах от внешней нагрузки в замке и в пяте.

Ключевые слова: жесткие, сводчатые, бесшарнирные элементы, грунтовые условия, вертикальное и боковое давление, упругий центр свода, замок свода, пята свода.

Многие подземные сооружения, такие как тоннели метрополитена, авто- и железнодорожные, пешеходные тоннели перекрывают сводчатыми или арочными железобетонными элементами конструкций, что характеризует актуальность настоящей проблемы.

Иногда поперечные сечения подземных сооружений достигают значительных размеров, поэтому применять балки или прогоны в этих условиях нельзя. Для возведения подземных сооружений шириной до 25 м можно принимать сводчатые или арочные элементы конструкций.

Существуют некоторые литературные источники, в которых приведены способы расчетов и проектирования сводчатых, арочных и купольных эле-

Рис.1. Подземные сооружения с жесткими стенами и арочными конструкциями, нагруженные вертикальным давлением q_v и боковым q_b . d_0 – толщина свода (арки) в замке; d_n – толщина свода в пяте; R – равнодействующая сил; S_1 – сопротивление к трению между боковой поверхностью стен и грунтом; σ , σ_x – напряжение; S_2 – сила трения в днище.

ментов конструкций [1 ÷ 5]. Однако в этих трудах указанные конструкции, в основном, применяются к наземным сооружениям, где не учитываются грунтовые условия.

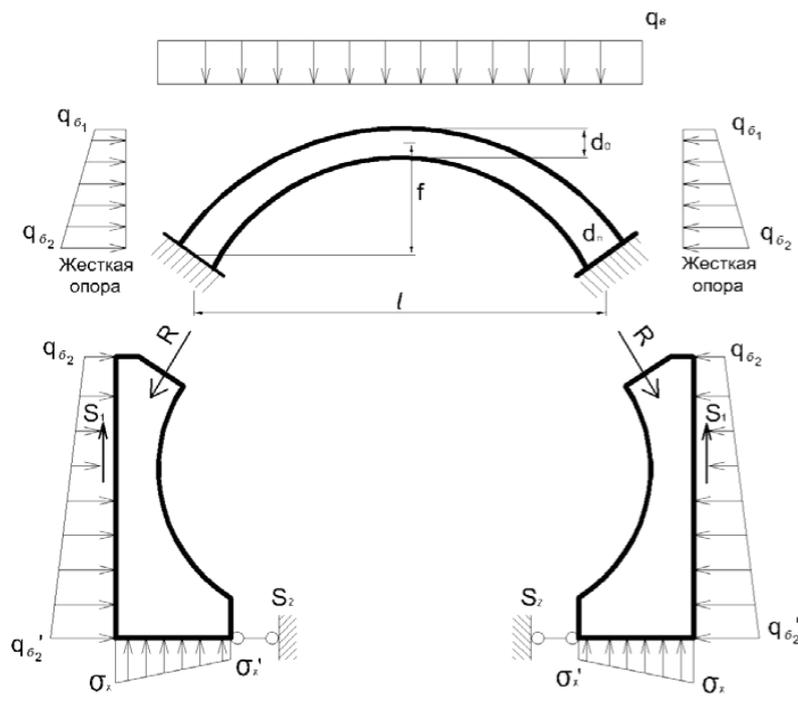
Цель настоящей работы заключается в том, чтобы, учитывая грунтовые условия исходя из глубины расположения подземных сооружений произвести расчет сводчатых или арочных элементов конструкций подземных сооружений.

Как известно, сводчатые или арочные элементы конструкций как перекрытия подземных сооружений могут быть гибкими, жесткими, шарнирно закрепленными и жестко соединенными узлами со стенками сооружений.

Рассмотрим расчет бесшарнирных сводчатых (или арочных) элементов конструкций из монолитного железобетона подземных сооружений.

Возведение таких сооружений требует в основном принятия жестких конструкций свода или арки с жесткими узлами соединения со стенкой сооружения исходя из монолитности железобетонных конструкций.

Расчетную систему этих сооружений можно принимать условно с расчленением в отдельных элементах, таких как своды (или арки) и стены, без учета влияния их совместных деформаций. При этом сводчатые (или арочные) элементы конструкций можно рассчитывать как бесшарнирные на неподвижных опорах в жестко защемленном виде (рис.1).



При условном расчленении сооружений на своды и стены свод воспринимает нагрузки от собственного веса вышележащих слоев грунта, внешние нагрузки от поверхностных сооружений и в виде равнодействующих сил R передает к стенам подземных сооружений. Стены имеют сопротивление к трению между боковой поверхностью и грунтом S_1 под напряжением σ , а в днище силу трения S_2 с грунтом и под напряжением σ работают на сжатие.

Способы определения действующих нагрузок от собственного веса грунтов по принципу расположения сооружений можно отличить в двух условиях:

1) в случае, когда подземные сооружения расположены в слабых грунтах при коэффициенте крепости $f_{кр} \leq 0,8$ и на небольшой глубине при

$$\dot{I} < 5\alpha_1$$

$$\text{где } \alpha_1 = \alpha + h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2});$$

α – половина ширины сооружения по наружным размерам; h – высота сооружения по наружным размерам, вертикальное давление следует принимать равным весу всего столба породы – от дневной поверхности и до верхней части арки, т.е. $q_a = \gamma \cdot \dot{I}$;

2) в случае, когда подземные сооружения любого поперечного сечения расположены в слабых или трещиноватых породах при коэффициенте крепости $f_{кр} > 0,8$ и на большой глубине при $\dot{I} > 5\alpha_1$, вертикальное горное давление следует принимать как образующее разгружающего свода размерами, определяемыми следующими формулами (рис.2).

$$h_1 = \frac{\alpha_1}{f_{кр}}; h_x = h_1 \cdot (1 - \frac{x^2}{\alpha_1^2});$$

$$h' = h_1 \cdot (1 - \frac{\alpha^2}{\alpha_1^2}); q_a = \gamma \cdot h_1;$$

$$\alpha_1 = \alpha + h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}),$$

где γ – объемный вес вышележащих грунтов, φ – угол внутреннего трения грунта, x – произвольное сечение.

Боковое давление на подземные сооружения по своей величине значительно меньше вертикального (примерно $q_b = 0,3q_v$) и, как правило, является второстепенным видом нагрузки на стенки подземных сооружений.

Основным способом определения бокового давления является применение теории сыпучего тела с использованием разгружающего грунтового свода по следующим формулам (см.на рис.2):

$$q_{b1} = \gamma \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$q_{b2} = \gamma \cdot (h_1 + h_2) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Боковые давления на сооружения показаны на рис.3.

Следует отметить, что бесшарнирный свод (или арка) является системой **трижды статически неопределимой** и требует составления трех дополнительных уравнений. Канонические уравнения для этого случая могут быть сведены к трем независимым уравнениям. Такое разделение неизвестных может быть достигнуто при помощи различных основных систем. В качестве одного из воз-

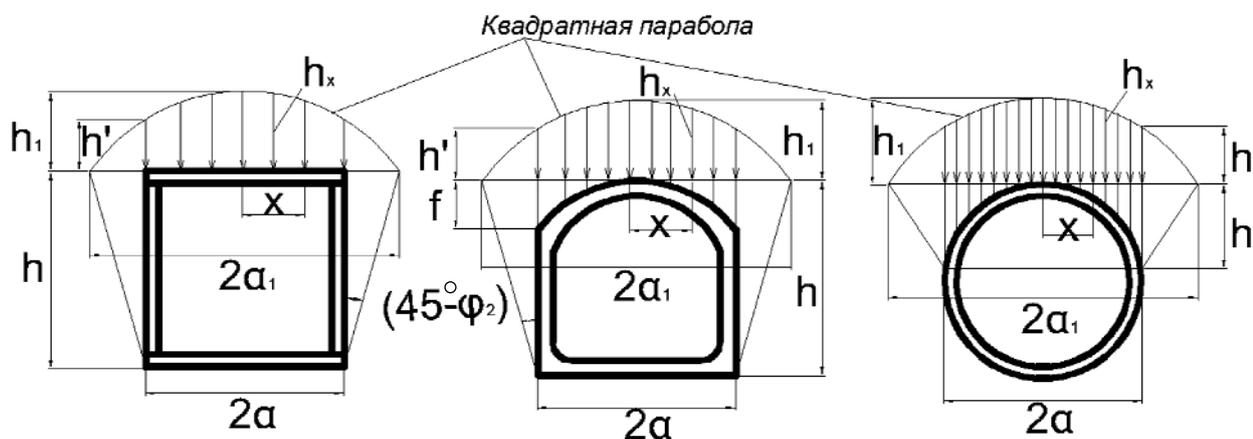


Рис.2. Схемы по определению вертикального давления q_v от разгружающего свода грунта

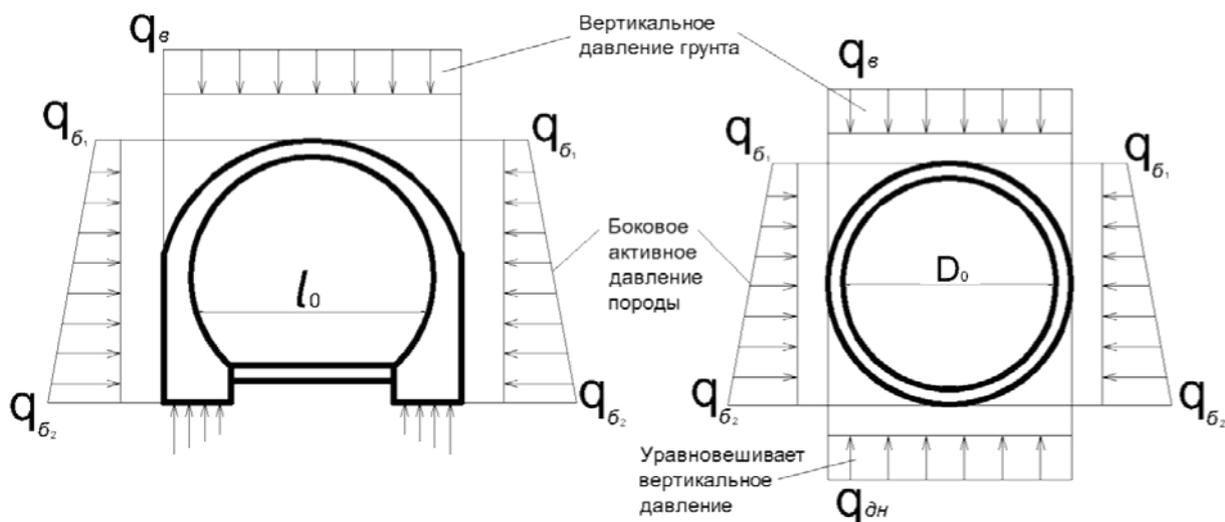


Рис.3. Расчетные схемы сооружений

можных вариантов решения задачи будем иметь, если сделаем разрез в замке свода (или арки), прикрепим к обоим сечениям бесконечно жесткие консоли длиной l_1 и приложим к ним неизвестные M_1^0, H_2^0, Q_3^0 . Полученная основная система практически является наиболее удобной при расчете конструкций сводов или арок подземных сооружений (рис.4).

Канонические уравнения, выражающие условия полной взаимной неподвижности обеих жестких консолей, имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot M_1^0 + \delta_{12} \cdot H_2^0 + \delta_{13} \cdot Q_3^0 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{21} \cdot M_1^0 + \delta_{22} \cdot H_2^0 + \delta_{23} \cdot Q_3^0 + \Delta_{2p} &= 0 \\ \delta_{31} \cdot M_1^0 + \delta_{32} \cdot H_2^0 + \delta_{33} \cdot Q_3^0 + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned} \right\} (1)$$

Первое из уравнений (1) показывает, что взаимный поворот консолей в замке равен нулю; вто-

рое выражает отсутствие их взаимного горизонтально-го расхождения; третье уравнение показывает, что консоли не имеют взаимного смещения в вертикальной плоскости. Для вычисления перемещений $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \Delta_{10}; \sigma_{21}, \sigma_{22}, \sigma_{23}, \Delta_{20}, \sigma_{31}, \sigma_{32}, \sigma_{33}, \Delta_{30}$ расположим начало координат в замке. Тогда $\sigma_{13} = \sigma_{31} = \sigma_{23} = \sigma_{32} = 0$ и остаются только симметричные перемещения, т.е. канонические уравнения примут вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot M_1^0 + \delta_{12} \cdot H_2^0 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{21} \cdot M_1^0 + \delta_{22} \cdot H_2^0 + \Delta_{2p} &= 0 \\ \delta_{33} \cdot Q_3^0 + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned} \right\} (2)$$

Из формулы (2) силу Q_3^0 можно определить независимо от двух других неизвестных. Чтобы усилия I_1^0 и I_2^0 получились также независимыми одно от другого, необходимо соответственно выб-

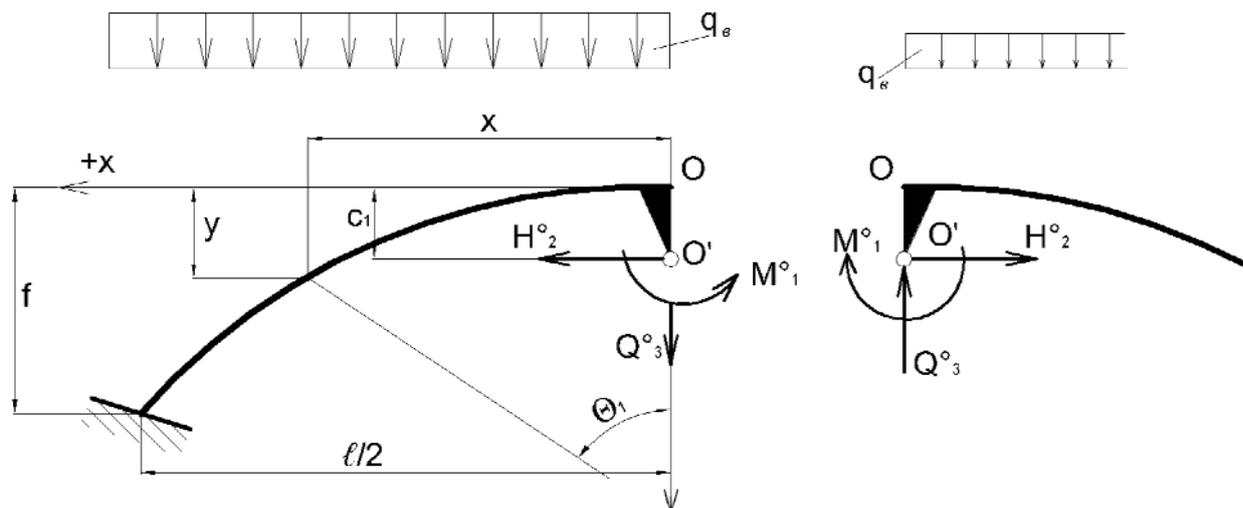


Рис.4. Основная система свода с использованием особых свойств упругого центра

рять длину консолей n . Ее следует подобрать из того условия, чтобы действие момента I_1^0 не вызвало горизонтального расхождения между точкой I и точкой O . Для практических расчетов величины n можно определить по формуле:

$$n = 1/3 \cdot f,$$

где f – высота свода (арки) или $c_1 = 0,337 \cdot f$.

Точка I является упругим центром перемещения свода (или арки). В том случае, если сила I_2^0 будет приложена в точке I , перемещение свода будет:

$$\sigma_{12} = \sigma_{21} = 0.$$

Тогда формула (2) упрощается и получит вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot M_1^0 + \Delta_{1p} &= 0 \\ \delta_{22} \cdot H_2^0 + \Delta_{2p} &= 0 \\ \delta_{33} \cdot Q_3^0 + \Delta_{3p} &= 0 \end{aligned} \right\} . \quad (3)$$

Отсюда будет:

$$\dot{I}_1^0 = -\frac{\Delta_{1\delta}}{\delta_{11}}; \dot{I}_2^0 = -\frac{\Delta_{2\delta}}{\delta_{22}}; Q_3^0 = -\frac{\Delta_{3\delta}}{\delta_{33}} \quad (4)$$

Усилия в замке свода будут иметь вид:

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_1^0 - \dot{I}_2^0 \cdot \tilde{n}_1; \dot{I}'_0 = \dot{I}'_2^0; Q_0 = Q_3^0. \quad (5)$$

При проектировании подземных сооружений параболической конструкции сводчатого или арочного типа действующие нагрузки на свод (арку) можно считать равномерно распределенными и дополнительно треугольной, приложенной сверху и сбоку, как показано на рис.5.

При этом момент в основной системе от вертикальной внешней нагрузки $q_e + \Delta q_{en}$ или $q_e + \Delta q_{en}$ (в левой и правой части свода или арки) будет:

$$\dot{I}_\delta^0 = -\left(\frac{q_a \cdot x^2}{2} + \frac{\Delta q_a \cdot x^3}{3 \cdot l} + \frac{q_a \cdot y^2}{2} + \frac{\Delta q_a \cdot y^3}{6 \cdot f} \right) \quad (6)$$

Заменяя $\dot{I}_\delta^0 = \frac{4 \cdot f}{l^2} \cdot x^2$, найдем

$$M_x^0 = -\left(\frac{q_e \cdot x^2}{2} + \frac{8 \cdot f^2}{l^4} \cdot q_e \cdot x^4 + \frac{32 \cdot f^2}{3 \cdot l^6} \cdot x^6 \right) \quad (7)$$

Рассмотрим случай, когда толщина свода слабо изменяется (см. рис.1.) по пролету, т.е.

$$F = \frac{F_0}{\cos \theta}; \quad I = \frac{I_0}{\cos \theta}; \quad c_1 = 0,337 \cdot f \quad (8)$$

где F_0 и F – площадь поперечного сечения в замке и в пяте;
 I_0 и I – момент инерции в замке и в пяте;
 f – высота свода (арки).

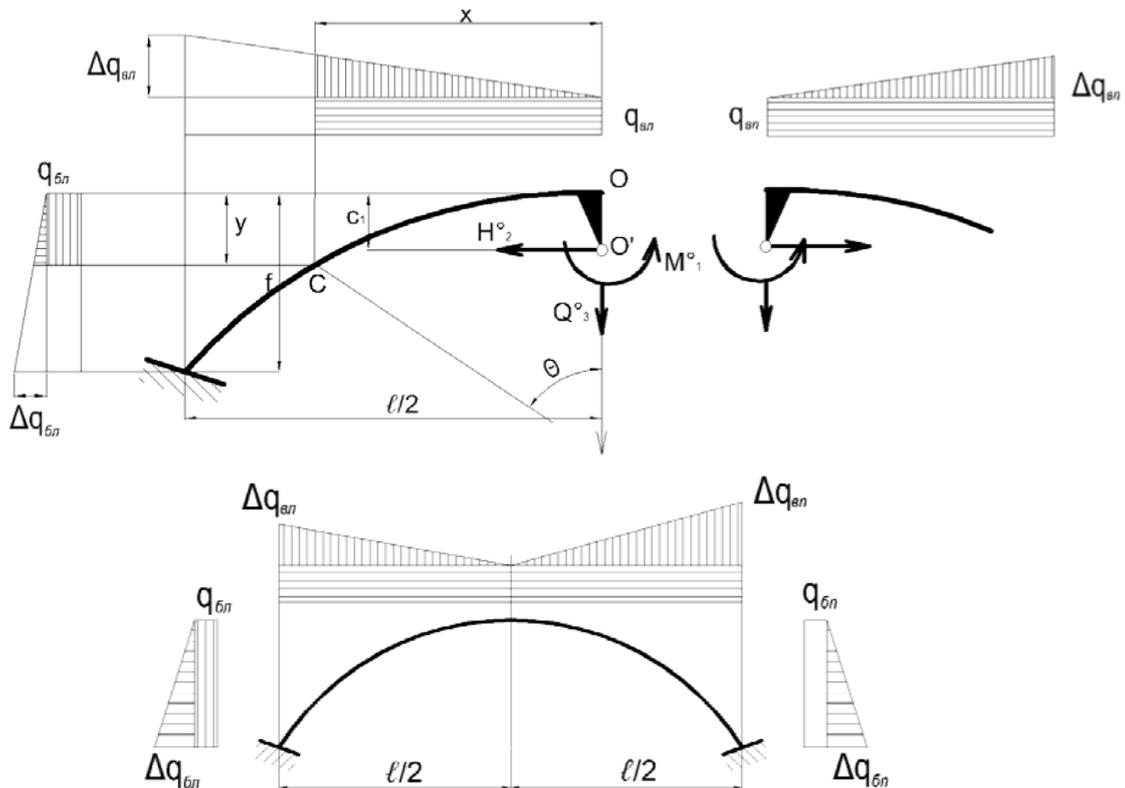


Рис.5. Расчетная нагрузка на свод параболического очертания.

Предположим, что **нагрузка несимметрична**: слева действуют $q_{вл}; q_{бл}; \Delta q_{бл}$; справа $q_{бн}; \Delta q_{бн}$, а вертикальная $q_{он}; \Delta q_{он}$, как показано на рис.5.

Перемещения от внешней нагрузки будут:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1p} &= -\frac{l^3}{192} \cdot [8 \cdot q_{\text{в}} + (\Delta q_{\text{вл}} + \Delta q_{\text{он}})] - \frac{f^2 \cdot l}{420} \cdot [21 \cdot (q_{\text{бл}} + q_{\text{бн}}) + 5 \cdot (\Delta q_{\text{бл}} + \Delta q_{\text{бн}})] \\ \Delta_{2p} &= -\frac{f \cdot l^3}{1440} \cdot [36 \cdot q_{\text{в}} + 5 \cdot (\Delta q_{\text{вл}} + \Delta q_{\text{он}})] - \frac{f^3 \cdot l}{756} \cdot [27 \cdot (q_{\text{бл}} + q_{\text{бн}}) + 7 \cdot (\Delta q_{\text{бл}} + \Delta q_{\text{бн}})] + c_1 \cdot \Delta_{1p} = \\ &= \frac{f \cdot l^3}{288} \cdot [3,156 \cdot q_{\text{в}} + 0,4945 \cdot (\Delta q_{\text{вл}} + \Delta q_{\text{он}})] - \frac{f^3 \cdot l}{378} \cdot [7,1307 \cdot (q_{\text{бл}} + q_{\text{бн}}) + 1,9835 \cdot (\Delta q_{\text{бл}} + \Delta q_{\text{бн}})] \\ \Delta_{3p} &= -\frac{l^4}{480} \cdot (\Delta q_{\text{он}} - \Delta q_{\text{вл}}) - \frac{l^2 \cdot f^2}{192} \cdot [4 \cdot (q_{\text{бн}} - q_{\text{бл}}) + (\Delta q_{\text{бн}} - \Delta q_{\text{бл}})] \end{aligned} \right\} (9)$$

Значения неизвестных усилий из значений единичных перемещений получим в следующем виде:

$$\begin{aligned} M_1^0 &= -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{l^2}{192} \cdot [8 \cdot q_{\text{в}} + (\Delta q_{\text{вл}} + \Delta q_{\text{он}})] + \frac{f^2}{420} \cdot [21 \cdot (q_{\text{бл}} + q_{\text{бн}}) + 5 \cdot (\Delta q_{\text{бл}} + \Delta q_{\text{бн}})]; \\ H_2^0 &= -\frac{\Delta_{2p}}{\delta_{22}} = \frac{l^2}{f \cdot \left[1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f}\right)^2\right]} \cdot \left\{ \frac{1}{25,2461} \cdot [3,156 \cdot q_{\text{в}} + 0,4945 \cdot (\Delta q_{\text{вл}} + \Delta q_{\text{он}})] + \right. \\ &+ \left. \left(\frac{f}{l}\right)^2 \cdot \frac{1}{33,1355} \cdot [7,1307 \cdot (q_{\text{бл}} + q_{\text{бн}}) + 1,9835 \cdot (\Delta q_{\text{бл}} + \Delta q_{\text{бн}})] \right\} = \\ &= \frac{0,03961 \cdot l^2}{f \cdot \left[1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f}\right)^2\right]} \cdot \left\{ [3,156 \cdot q_{\text{в}} + 0,4945 \cdot (\Delta q_{\text{вл}} + \Delta q_{\text{он}})] + \left(\frac{f}{l}\right)^2 \cdot [5,443 \cdot (q_{\text{бл}} + q_{\text{бн}}) + \right. \right. \\ &+ \left. \left. 1,511 \cdot (\Delta q_{\text{бл}} + \Delta q_{\text{бн}})] \right\}; \\ Q_3^0 &= -\frac{\Delta_{3p}}{\delta_{33}} = \frac{12f}{\left[1 + \psi_2 \cdot \left(\frac{d_0}{l}\right)^2\right]} \cdot \left\{ \left(\frac{l}{f}\right) \cdot \frac{1}{480} \cdot (\Delta q_{\text{вл}} - \Delta q_{\text{он}}) + \left(\frac{f}{l}\right) \cdot \frac{1}{192} \cdot [4 \cdot (q_{\text{бн}} - q_{\text{бл}}) + \right. \right. \\ &+ \left. \left. (\Delta q_{\text{бн}} - \Delta q_{\text{бл}})] \right\} = \\ &= \frac{f}{\left[1 + \psi_2 \cdot \left(\frac{d_0}{l}\right)^2\right]} \cdot \left\{ \frac{l}{40 \cdot f} \cdot (\Delta q_{\text{он}} - \Delta q_{\text{вл}}) + \frac{f}{16 \cdot l} \cdot [4 \cdot (q_{\text{бн}} - q_{\text{бл}}) + (\Delta q_{\text{бн}} - \Delta q_{\text{бл}})] \right\} \end{aligned} \quad (10)$$

где – d_0 толщина свода (арки) в замке;

d_n – толщина свода в пьете.

Значения коэффициентов приведены в таблице 1.

Таблица 1. Значения коэффициентов ψ_1 и ψ_2

f/l	1/2	1/2,5	1/3	1/3,5	1/4	1/4,5	1/5	1/5,5	1/6
ψ_1	0,528	0,605	0,663	0,711	0,750	0,780	0,806	0,825	0,841
ψ_2	0,446	0,366	0,306	0,255	0,214	0,183	0,155	0,135	0,118

В случае **симметричной нагрузки**

$$\Delta q_{\epsilon} = \Delta q_{\epsilon l} = \Delta q_{\epsilon n}; q_{\bar{\epsilon}} = q_{\bar{\epsilon} l} = q_{\bar{\epsilon} n}; \Delta q_{\bar{\epsilon}} = \Delta q_{\bar{\epsilon} l} = \Delta q_{\bar{\epsilon} n}$$

и формула (10) получит вид:

$$\left. \begin{aligned} M_1^0 &= \frac{l^2}{96} \cdot (4 \cdot q_{\epsilon} + \Delta q_{\epsilon}) + \frac{f^2}{210} \cdot (21 \cdot q_{\bar{\epsilon}} + 5 \cdot \Delta q_{\bar{\epsilon}}); \\ H_2^0 &= \frac{0,07922 \cdot l^2}{f \cdot \left[1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right]} \cdot \left[(1,578 \cdot q_{\epsilon} + 0,4945 \cdot \Delta q_{\epsilon}) + \left(\frac{f}{l} \right)^2 \cdot (5,433 \cdot q_{\bar{\epsilon}} + 1,511 \cdot \Delta q_{\bar{\epsilon}}) \right]; \\ Q_3^0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Рассмотрим решения численных примеров.

Пример 1.

Допустим требуется рассчитать свод (арку)

пролетом $l=8м$, высотой $f=2м$, т.е. $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$; толщина в замке

$\frac{d_0}{l} = 0,1$; толщина свода в пяте $d_i = 0,89i$

Нагрузка несимметричная (рис.5); вертикальные давления:

$$q_{\epsilon} = q_{\epsilon l} = q_{\epsilon n} = 40кН / м; \Delta q_{\epsilon l} = 10кН / м;$$

$$\Delta q_{\epsilon n} = 25кН / м$$

боковые давления:

$$q_{\bar{\epsilon} l} = 5кН / м; q_{\bar{\epsilon} n} = 15кН / м; \Delta q_{\bar{\epsilon} l} = 2,5кН / м; \Delta q_{\bar{\epsilon} n} = 7,5кН / м.$$

Толщина свода (арки) по пролету **меняется мало**. Неизвестные усилия, приложенные в упругом центре (замке), найдем по формулам(10).

Из табл.1 при $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$ найдем:

$$\psi_1 = 0,75; \psi_2 = 0,214$$

Момент будет:

$$M_1^0 = \frac{8^2}{192} \cdot [8 \cdot 40 + (10 + 25)] + \frac{2^2}{420} \cdot [21 \cdot (5 + 15) + 5 \cdot (2,5 + 7,5)] = 118,30 + 4,47 = 122,77кН \cdot м$$

Распорная сила:

$$\begin{aligned} H_2^0 &= \frac{0,03961 \cdot 8^2}{2 \cdot (1 + 0,750 \cdot 0,4^2)} \cdot \left\{ 3,156 \cdot 40 + 0,4945 \cdot (10 + 25) + \left(\frac{2}{8} \right)^2 \cdot [5,433 \cdot (5 + 15) + 1,511 \cdot (2,5 + 7,5)] \right\} = \\ &= \frac{0,03961 \cdot 32}{1,12} \cdot 151,27 = 171кН. \end{aligned}$$

Вертикальная составляющая:

$$Q_3^0 = \frac{2}{1 + 0,214 \cdot 0,1^2} \cdot \left\{ \frac{8}{40 \cdot 2} \cdot (25 - 10) + \frac{2}{16 \cdot 8} \cdot [4 \cdot (15 - 5) + (7,5 - 2,5)] \right\} = 4,4кН.$$

Усилия в замке свода (арки) согласно формуле (5)

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_1^0 - \dot{I}_2^0 \cdot \tilde{n}_1; \dot{I}_0 = \dot{I}_2^0; Q_0 = Q_3^0,$$

где $\tilde{n}_1 = 0,337 \cdot f = 0,337 \cdot 2 = 0,674i$ будут иметь величины:

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_1^0 - \dot{I}_2^0 \cdot \tilde{n}_1 = 122,77 - 171,0 \cdot 0,674 = +7,52\hat{e}I$$

$$\dot{I}_0 = \dot{I}_2^0 = 171,0\hat{e}I; Q_0 = Q_3^0 = 4,4\hat{e}I.$$

Пример 2.

Допустим, **нагрузка симметричная:**

$$q_{\hat{a}} = 60\hat{e}I / i; \Delta q_{\hat{a}} = 40\hat{e}I$$

$$q_{\hat{a}} = 20\hat{e}I / i; \Delta q_{\hat{a}} = 8\hat{e}I / i;$$

принимаяем $d_0 = 0,8i; \frac{d_0}{f} = 0,4; \frac{d_0}{l} = 0,1;$

$$1 + \psi_1 \cdot \left(\frac{d_0}{f}\right)^2 = 1,12; c_1 = 0,674m; d_n = 0,89m, \text{ как в}$$

примере 1.

Толщина свода (арки) мало меняется по пролету. Неизвестные усилия, приложенные в упругом центре (в замке свода или арки), получим из выражения (11):

$$M_1^0 = \frac{8^2}{96} \cdot (4 \cdot 60 + 40) + \frac{2^2}{210} \cdot (21 \cdot 20 + 5 \cdot 8) = 195,43 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$H_2^0 = \frac{0,07922 \cdot 8^2}{2 \cdot 1,12} \cdot \left[1,578 \cdot 60 + 0,4945 \cdot 40 + \left(\frac{2}{8}\right)^2 \cdot (5,433 \cdot 20 + 1,511 \cdot 8) \right] = 275 \text{кН};$$

$$Q_3^0 = 0$$

Усилия в замке свода (или арки) найдем по формулам:

$$M_0 = M_1^0 - H_2^0 \cdot c_1 = 195,43 - 275 \cdot 0,674 = 10,43 \text{кН} \cdot \text{м}; H_0 = H_2^0 = 275 \text{кН}; Q = 0.$$

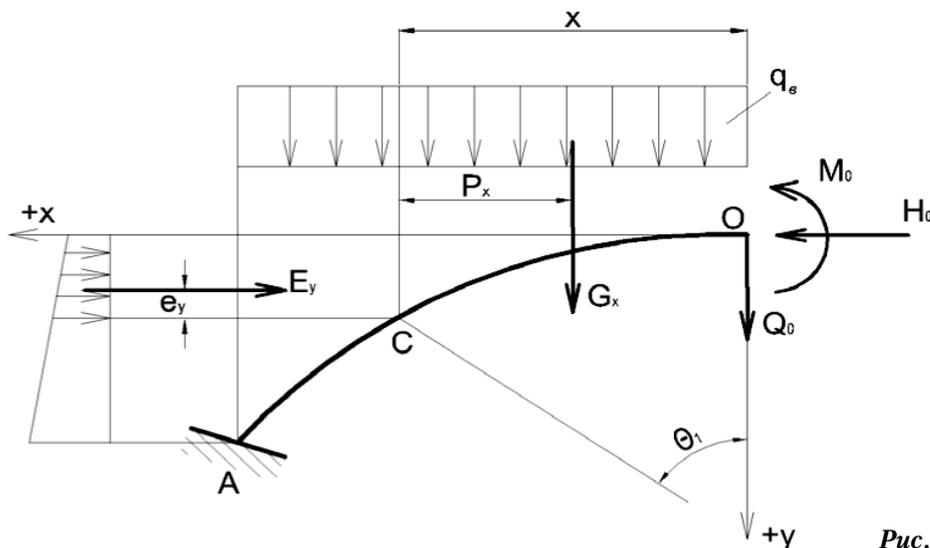


Рис.6. Усилия M, N и Q в своде.

Усилия в любом сечении свода (или арке) найдем по формулам (рис.6):

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_0 + H_0 \cdot y - Q_0 \cdot x + M_x^0; \\ N_x &= H_x \cdot \cos \theta_1 + Q_x^0 \cdot \sin \theta_1; \\ Q_x &= Q_x^0 \cdot \cos \theta_1 - H_x \cdot \sin \theta_1. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

где

$$\left. \begin{aligned} M_x^0 &= - \left(\frac{q_e \cdot x^2}{2} + \frac{\Delta q_e \cdot x^3}{3 \cdot l} + \frac{q_e \cdot y^2}{2} + \frac{\Delta q_e \cdot y^3}{6 \cdot f} \right); \\ H_x &= H_0 - q_e \cdot y - \Delta q_e \cdot \frac{y^2}{2 \cdot f}; \\ Q_x^0 &= q_e \cdot x + \Delta q_e \cdot \frac{x^2}{l} + Q_0. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Усилия в пяте свода (или арки) получим: $x = \frac{l}{2}; y = f; \theta_1 = \theta_n;$

$$\left. \begin{aligned} M_n &= M_0 + H_0 \cdot f - Q_0 \cdot \frac{l}{2} - \left(\frac{q_6 \cdot l^2}{8} + \frac{\Delta q_6 \cdot l^2}{24} + \frac{q_6 \cdot f^2}{2} + \frac{\Delta q_6 \cdot f^2}{6} \right); \\ N_n &= H_n \cdot \cos \theta_n + Q_n^0 \cdot \sin \theta_n; \\ Q_n &= Q_n^0 \cdot \cos \theta_n - H_n \cdot \sin \theta_n; \\ H_n &= H_0 - \frac{f}{2} \cdot (2 \cdot q_6 + \Delta q_6); \\ Q_n^0 &= \frac{l}{4} \cdot (2 \cdot q_6 + \Delta q_6) + Q_0. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Для нашего примера найдем:

$$M_n = 10,43 + 275 \cdot 2 - \left(\frac{60 \cdot 8^2}{8} + \frac{40 \cdot 8^2}{24} + \frac{20 \cdot 2^2}{2} + \frac{8 \cdot 2^2}{6} \right) = -71,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$H_n = 275 - \frac{2}{2} \cdot (20 \cdot 2 + 8) = 227 \text{ кН}; Q_n^0 = \frac{8}{4} \cdot (2 \cdot 60 + 40) = 320 \text{ кН};$$

$$\text{tg} \varphi_n = \frac{4 \cdot f}{l} = \frac{4 \cdot 2}{8} = 1; \cos \varphi_n = \sin \varphi_n = 0,707;$$

$$N_n = 0,707 \cdot 227 + 0,707 \cdot 320 = 386 \text{ кН};$$

$$Q_n = 0,707 \cdot 320 - 0,707 \cdot 227 = 65,7 \text{ кН}.$$

Напряжения:

а) в замке

$$\sigma_0 = \frac{H_0}{d_0} + \frac{6 \cdot M_0}{d_0^2} = \frac{275}{0,8} + \frac{10,43}{0,8^2} \cdot 6 = 442 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

б) в пяте

$$\sigma_n = \frac{H_n}{d_n} + \frac{6 \cdot M_n}{d_n^2} = \frac{227}{0,89} + \frac{71,57}{0,89^2} \cdot 6 = 865 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Эпюры М, N, Q приведены на рис.7.

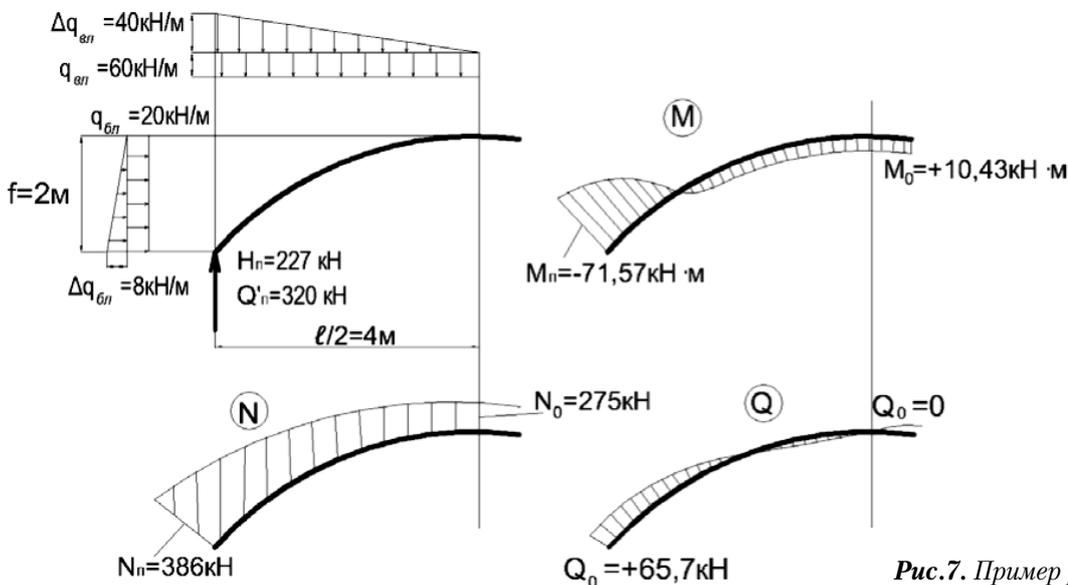


Рис.7. Пример расчета свода

На основе вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Бесшарнирный монолитно железобетонный свод является трижды статически неопределимой системой и требует составления и решения трех дополнительных канонических уравнений.

2. Можно принимать упругий центр перемещения свода (или арки) в замке и определить длину жесткой консоли, приложить к этим консолям неизвестные усилия, которые не вызывают горизонтальных перемещений и относительных поворотов из-за жесткости консоли и позволяют определить величины усилий в замке свода или арки.

3. Возможность приведения действующих нагрузок к симметричным позволяет упрощать расчет вычисления внутренних неизвестных усилий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Овечкин А.М. Расчет статически неопределимых арок по методу предельного равновесия. Труды (Сб.тр.Науч.тр.)/МИИТ. — М.:Трансжелдориздат, 1953, N. — 78. — С.18-25.

2. Лужин О.В. Динамический расчет сферического купола с защемленным краем. Вестник трудов ВИА, 178, 1961. — С.35-41.

3. Бондарь Н.Г. Устойчивость колебания параболических арок. Инж. сб., т. XIII. Изд-во АН СССР, ОН, 1952. — С. 52-61.

4. Давыдов С.С. Расчет и проектирование подземных конструкций. — М.: Стройиздат. 1950. — 376 с.

5. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Упругопластические арки кругового очертания. Справочник про-

ектировщика. Динамический расчет зданий и сооружений. — М.: Стройиздат. 1984. — 304 с.

6. Самедов А.М., Зуевская Н.В., Жданова Е. А. О расчете монолитных подземных сооружений прямоугольного сечения на упругом и упруго-ползучем основании. Межведоств. научно-техн. сборник «Строительное производство», НДІБВ, 2007. — Вып. 48. — С. 32-39.

АНОТАЦІЯ

Розглянуті проблеми розрахунку арокних елементів підземних споруд. Проаналізовані існуючі літературні джерела. Запропоновані методики визначення діючих навантажень і розрахунок арокних елементів підземних споруд. Визначені внутрішні зусилля в арокних елементах від зовнішнього навантаження в замку та в п'яті.

Ключові слова: жорсткі, склепінчасті, безшарнірні, ґрунтові умови, вертикальні і бокові тиски, пружний центр склепіння, замок та п'ята склепіння.

ANNOTATION

Have been considered problems of calculation the arched elements of underground buildings. Existent literary sources are analyzed. Have been offered methods of determination the operating loadings and calculation of the arched elements of underground buildings. Have been defined internal efforts in the arched elements from the external loadings in a lock and in the «heel».

Keywords: rigid, arched, hingeless, vertical and lateral pressure, resilient center of the vault, the lock and the «heel».