

УДК 622.693

В.А. Тесля

РАСЧЕТ АРОЧНОЙ КРЕПИ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК ОТ НАСЫПНОГО ГРУНТА

В практике шахтного строительства нередко применяется технологический прием, когда наклонная выработка отрабатывается экскаватором до заданной отметки (до 10 м и более), после чего возводится железобетонная арочная крепь с последующей засыпкой ее грунтом. В этом случае крепь подвергается активному воздействию как вертикального, так и горизонтального давления от насыпного грунта. Интенсивность вертикального давления $g = \gamma y$, горизонтального $p = \gamma y m$, где γ - насыпная плотность грунта, y - мощность толщи, $m = \tan^2(45^\circ - 0.5\alpha)$ при угле внутреннего трения грунта α . При обводненном грунте интенсивность обеих нагрузок растет, особенно значительно возрастает интенсивность воздействию бокового (горизонтального) давления из-за уменьшения угла внутреннего трения грунта.

Составим расчетную схему и определим усилия, которые будет испытывать крепь.

Интенсивность вертикального давления g значительно большая в сравнении с горизонтальным давлением p . Непосредственное воздействие по очертанию арки будет изменяться – вертикального - $g \cdot \cos(\varphi)$, горизонтального - $p \cdot \sin(\varphi)$.

Определим закономерности по определению продольного усилия сжатия арки N , поперечной силы Q и величины изгибающего момента M , в характерных точках арки 1, 2, и 3 (см. рис.1). При этом точка 2 имеет угловую координату $\varphi = 45^\circ$.

Интенсивности давления грунта g и p

$$g = g_0 + R\gamma(1-\cos\varphi),$$

$$p = p_0 + R\gamma m(1-\cos\varphi).$$

Здесь g_0 и p_0 наименьшие из значений вертикального и горизонтального давлений грунта. Нормальные суммарные давления по поверхности

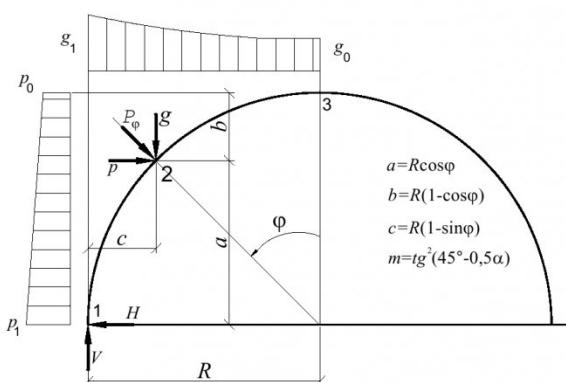


Рис.1. Расчетная схема загружения арочной крепи

арки будут определяться по закону :

$$P_\varphi = g \cos \varphi + p \sin \varphi. \quad (1)$$

В опорной части (точка 1) продольная сила N есть вертикальная опорная реакция V , а поперечная сила Q представляет собой распор H . Вертикальная реакция

$$\begin{aligned} V &= Rg_0 + R^2\gamma^2 \int_0^{\pi/2} (1 - \cos \varphi) \cos \varphi d\varphi + \\ &+ R \int_0^{\pi/2} [p_0 + R\gamma m(1 - \cos \varphi)] \sin \varphi \cos \varphi d\varphi = \\ &= Rg_0 + 0,215R^2\gamma + 0,5Rp_0 + 0,167R^2\gamma m. \end{aligned} \quad (2)$$

Горизонтальная реакция – распор

$$\begin{aligned} H &= R \int_0^{\pi/2} [g_0 + R\gamma(1 - \cos \varphi)] \cos^2 \varphi \sin \varphi d\varphi + \\ &+ Rg_0 + R^2\gamma m \int_0^{\pi/2} (1 - \cos \varphi) \sin \varphi d\varphi = \\ &= 0,333Rg_0 + 0,083R^2\gamma + Rp_0 + 0,5R^2gm. \end{aligned} \quad (3)$$

В точке 2 при угле $\varphi = 45^\circ$ - продольная сила

$$\begin{aligned} N_2 &= R \int_0^{\pi/4} g_0 + R\gamma(1 - \cos \varphi) \cos \varphi d\varphi + \\ &+ R \int_0^{\pi/4} [p_0 + R\gamma m(1 - \cos \varphi)] \sin \varphi d\varphi = \\ &= R(0,707g_0 - 0,078R\varphi + 0,293p_0 + 0,543R\gamma m) \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= H - R \int_0^{\pi/4} [p_1 - R\gamma m \sin \varphi] \cos^2 \varphi d\varphi - \\ &- R \int_0^{\pi/4} [g_1 - R\gamma \sin \varphi] \sin^2 \varphi d\varphi = H - 0,6425Rp_1 + \\ &+ 0,172R^2\gamma m - 0,1425Rg_1 + 0,078R^2\gamma. \end{aligned} \quad (5)$$

Примечания. При определении поперечной силы Q в точках 2 и 3 в целях удобства интегрирование

изменения угла принимается по часовой стрелке, в противоположность тому, как это принималось выше.

В вершине арки (точка 3) усилия определяются по формулам:

$$N_3 = -Rp_0 - 1,5R^2\gamma m ; \quad (6)$$

$$Q_3 = H - 0,785Rp_1 + 0,333R^2\gamma m - 0,785Rg_1 + 0,667R^2\gamma . \quad (7)$$

Нетрудно заметить, что N_3 равняется распору H с обратным знаком. Это позволяет контрольно определить значение

$$m = 0,083 + 0,333g_0 / R\gamma .$$

Изгибающие моменты в любой точке дуги арки будут равны:

$$M_\varphi = HR \sin \varphi - 0,5R^2 p_{cp} \sin^2 \varphi + VR(1 - \cos \varphi) - 0,5R^2 [g_1 - R\gamma \times \times (1 - \cos \varphi)](1 - 2\cos \varphi + \cos^2 \varphi).$$

В этом случае момент в точке 2:

$$M_2 = 0,707HR - 0,25R^2 p_{cp} + + 0,293RV - 0,043R^2(g_1 - 0,293R\gamma). \quad (8)$$

Момент в точке 3 равен:

$$M_3 = HR - 0,5R^2 p_{cp} + + VR - 0,5R^2(g_1 - R\gamma). \quad (9)$$

Выполним расчет по определению усилий M ,

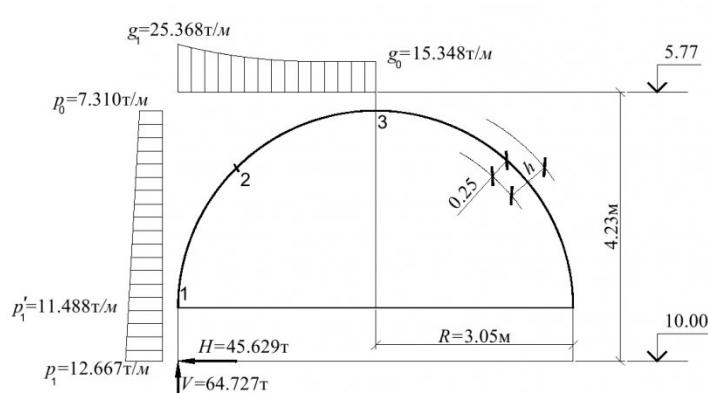


Рис.2. Геометрические размеры и действующие нагрузки на арочную крепь на отметке 10м

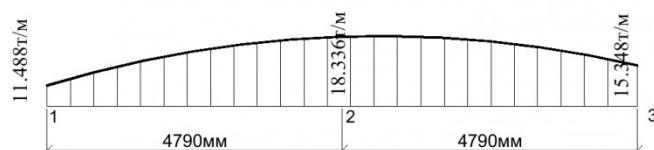


Рис.3. Эпюра нормальных суммарных давлений грунта по длине дуги арки

N и Q для случая заложения арочной крепи на отметке 10м, при грунте с насыпной плотностью $2t/m^3$ и угле внутреннего трения $\alpha=18^\circ$. Геометрические размеры и интенсивность действующих нагрузок при радиусе в 3,05 м приведены на рис.2.

В этом случае нормальные суммарные давления по длине дуги арки имеют место в точке 2 (рис.3).

Расчетные усилия M , N и Q от действия суммарных давлений грунта в заданных точках приведены в таблице:

Усилия	Точки по длине дуги арки		
	1	2	3
Момент, т·м	0	123,691	206,127
Продольная сила, т	64,727	45,458	45,629
Поперечная сила, т	45,629	33,330	-10,195

Выполним конструктивный расчет и армирование железобетонной арочной крепи приняв бетон класса В25 (марка М300), имеющего при $\gamma_{62}=1$ расчетное сопротивление по прочности на сжатие $R_b=148 \text{ кгс}/\text{см}^2$ и рабочую стержневую арматуру класса АIII с равными расчетными сопротивлениями на растяжение и сжатие $R_s=R_{sc}=3750 \text{ кгс}/\text{см}^2$ совместно со специальным взаимозаменяемым профилем СВП27 имеющего площадь поперечного сечения $34,37 \text{ см}^2$ и расчетное сопротивление по классу стали 5 – $2850 \text{ кгс}/\text{см}^2$. Арка испытывает внецентренное сжатие. В этом случае в верхней части сечения возникают напряжения сжатия, а в нижнем – напряжения растяжения.

Если принять оптимальный процент армирования сечения арки $\mu=1,5\%$ [1] можно определить рабочую высоту сечения h_0 при средних значениях расчетных сопротивлений рабочей арматуры и принятой ширине арки $b=100 \text{ см}$ по формуле[1] :

$$h_0 = \sqrt{M_3 / \alpha_m R_b b} .$$

Здесь коэффициент α_m принимается по табл. 20 [2] по значению $\xi = \mu R_s / R_b$. В нашем случае $\alpha_m=0,276$, а рабочая высота сечения арки $h_0=71,04 \text{ см}$. Для расчета принимаем $h_0=70 \text{ см}$.

Таким образом, прочность сечения арки в вершине (точки 3) будет обеспечена при высоте сечения не менее 75 см и двойном армировании как это показано на рис.4а, в точке 2 при угле раскрытия $\varphi=45^\circ$ армирование можно снизить по расходу стержневой арматуры, как это показано на рис.4б.

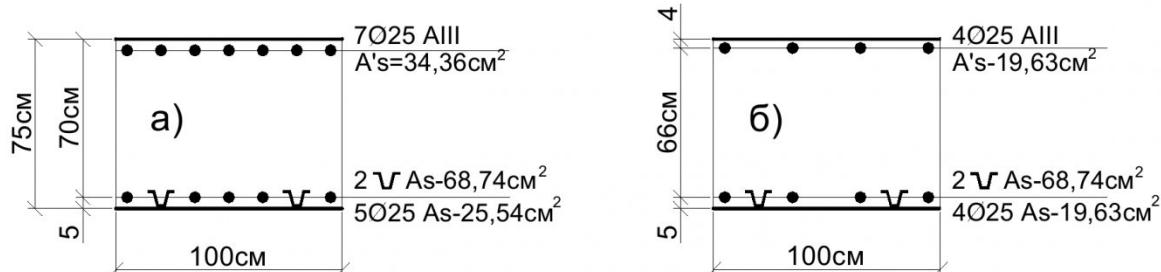


Рис.4. Армирование сечения арочной крепи

С уменьшением глубины заложения наклонного ствола уменьшаются нагрузки, соответственно уменьшаются и усилия M , N и Q в сечении арочной крепи. Так при глубине в 7 метров максимальный момент в точке 3 будет 105,922 тм, при продольной силе в 26,281т. В этом случае высоту сечения арочной крепи необходимо принимать не менее 67см ($h_0=62$ см) и армировать в верхней части 7 Ø20 АIII, что составит $A_s^l=21,99$ см^2 , а нижнюю растянутую зону двумя спец профилями $A_s=68,74$ см^2 и дополнительно пятью стержнями диаметром 20 мм. Тогда суммарная площадь растянутой арматуры составит 84,45 см^2 .

Проверку прочности на смятие в опорной части сечения можно выполнить по условию $N \leq \psi R_a A_s$ при $\psi=0,75$ [2] :

$$45458 \leq 0,75 \cdot 148 \cdot 7500 = 832500 \text{ кгс} -$$

- условие удовлетворяется, при этом давление на материковый грунт $\sigma_{zp}=45458/7500=6,06$ $\text{кгс}/\text{см}^2$, что не допустимо. Поэтому опорная часть арочной крепи должна быть соединена с железобетонной плитой днища. При этом плита армируется сварной сеткой и профильным металлом в виде двух швеллеров №27, что позволяет воспринимать распор. Арматурная сетка из стержней диаметром 12 мм с шагом 250мм в поперечном армировании и с шагом в 500мм в продольном направлении. Последняя арматура является распределенной, а поперечную арматуру необходимо завести за тело арочной крепи на длину не менее 500 мм. Толщину плиты днища принимать не ме-

нее 25см.

В заключение, предлагаемая методика расчета железобетонной арочной крепи может быть использована в практических целях по определению расчетных усилий. Но при этом необходимо помнить, что расчет будет правильным при достоверной величине насыпной плотности грунта и его фактической влажности. Факторов, которые влияют на эти величины, много.

При определении усилий необходимо учитывать, что при механизированной засыпке котлована грунтом и его увлажнении грунтовыми или поверхностными водами насыпная плотность и угол внутреннего трения будут различны на разных отметках.. При проектировании и строительстве всегда полезна проверка значений внутреннего угла трения, так как проектировщик принимает этот угол из таблиц СНиП'а, тогда как эти значения не соответствуют конкретным грунтам. К тому же при изысканиях геологи нередко отбирают недостаточное число образцов и, наконец, между временем изысканий и началом строительства проходит длительный период и за это время происходит стабильное изменение уровня грунтовых вод, которые, как известно, значительно влияют на величину угла внутреннего трения.

От водонасыщения зависит и плотность грунта. Так при понижении уровня грунтовых вод, а это всегда наблюдается при строительстве наклонных выработок, грунты самоуплотняются, что увеличивает их плотность.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. Железобетонные конструкции. М.: Изд. «Стройиздат» - 1985. - 725с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. М.: Центральный институт типового проектирования, - 1989. – 190с.

Автор статьи:

Тесля
Виктор Андреевич
– доцент
каф.строительных конструкций