УДК 622.2

Методика прогноза напряженно-деформированного состояния крепи вертикального ствола на участке сопряжения с горизонтальной выработкой в соляных породах

М.А.КАРАСЕВ[✉], М.А.БУСЛОВА, М.А.ВИЛЬНЕР, Т.Т.НГУЕН

Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия

Предложена методика и выполнен прогноз напряженно-деформированного состояния крепи вертикального ствола, расположенного в соляных породах, на участке сопряжения с горизонтальной выработкой. Рассмотрено развитие геомеханических процессов в соляном массиве в окрестности сопряжения вертикального ствола, где крепь рассматривается как двухслойная среда: внутренний слой – бетон, внешний слой – компенсационный материал. Для этого применено решение задачи механики сплошной среды в пространственной постановке с учетом длительного деформирования солей и сжимаемости компенсационного слоя. Длительное деформирование соляных пород реализовано за счет введения в численную модель вязкопластической модели деформирования солей, а для моделирования деформирования компенсационного слоя принята модель уплотняемой пены. Такой подход в явном виде учитывает все стадии деформирования материала компенсационного слоя и развития длительных деформаций соляных пород, что позволяет повысить достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния крепи вертикального ствола.

Ключевые слова: геомеханика; соляной массив; длительные деформации; вязкопластическая модель; компенсационный слой; сопряжение; обделка

Как цитировать эту статью: Методика прогноза напряженно-деформированного состояния крепи вертикального ствола на участке сопряжения с горизонтальной выработкой в соляных породах / М.А.Карасев, М.А.Буслова, М.А.Вильнер, Т.Т.Нгуен // Записки Горного института. 2019. Т. 240. С. 628-637. DOI: 10.31897/PMI.2019.6.628

Введение. Строительство вертикальных стволов в соляных породах сопряжено с развитием деформаций породного контура в течение длительного времени. Как показывают данные натурных наблюдений, такие деформации носят неустойчивый характер [5, 6] и могут развиваться в период эксплуатации вертикального ствола. На небольших глубинах (до 200 м) стволы, проводимые через соляные породы, не крепились, однако с увеличением глубины разработки соляных месторождений (более 300-400 м) активно начала проявляться ползучесть каменной соли, что, по данным исследований, происходит при тангенциальных напряжениях на контуре ствола 10-15 МПа [2, 10]. На больших глубинах (1000 м и более) развитие реологических процессов сопровождается значительными деформациями породного контура вертикальных стволов, а нагрузка на жесткие крепи в долговременном периоде увеличивается до 20 МПа и более.

Таким образом, при проектировании строительства вертикального ствола в соляных породах расчет крепи должен выполняться на заданный эксплуатационный период. Особое внимание должно уделяться участкам крепления сопряжений вертикальных стволов с горизонтальными горными выработками [16]. Крепь вертикальных стволов обычно выполняется из материалов, обладающих высокими деформационными характеристиками, что препятствует развитию деформаций породного контура. В то же время сама крепь не может испытывать значительные деформации до момента исчерпания ее несущей способности. С учетом особенностей развития контактных напряжений при взаимодействии крепи и соляных пород несущая способность может исчерпаться еще до завершения периода эксплуатации. Развитие реологических процессов в соляных породах может привести к разрушению крепи, что наблюдалось на многих рудниках [11, 12]. Так, на Четвертом Солигорском калийном руднике была разрушена монолитная бетонная крепь толщиной 600 мм, расположенная на глубине около 800 м. Причиной этому послужили значительные деформации системы «крепь – породный массив». Схожий характер разрушения крепи наблюдался и на рудниках им. Свердлова и Кулушском руднике им. 50-летия Октября. Смещения стенок ствола в последнем случае превысили 200 мм. Анализ предложенных выше работ, а также выводы, представленные в работе [9], показывают, что с увеличением глубины разработки возрастает давление на крепь вертикального ствола.

Чтобы снизить негативное влияние развития деформаций соляного массива на напряженное состояние крепи, между крепью и породным контуром ствола вводится промежуточный компенсационный слой [2, 13, 14]. Податливый слой в процессе его деформирования уплотняется за счет изменения структурной пористости, формируя пониженную (в сравнении с полной) нагрузку на крепь. Этот эффект проявляется до того момента, пока материал компенсационного слоя не достигнет предела сжимаемости и больше уже не сможет компенсировать передачу нагрузки. Обычно параметры компенсационного слоя подбираются исходя из ожидаемой величины радиальных смещений породного контура. Вопросы расчета крепей горных выработок в солях детально изложены в работах Н.С.Булычева [2, 3], однако механическое поведение компенсационного слоя в явном виде не рассматривается, а задается через эквивалентный деформационный показатель, что может отрицательно сказаться на прогнозе напряженного состояния крепи при неравномерном нагружении крепи ствола или при рассмотрении участка сопряжения вертикального ствола с горной выработкой. В работе предложена методика прогноза геомеханических процессов породного массива в окрестности сопряжения вертикального ствола и напряженного состояния обделки на основании численного моделирования в пространственной постановке. Длительное деформирование солей учитывается в явном виде, а задача рассматривается во временной постановке. Уделено внимание и вопросам деформирования компенсационного слоя, предложена модель деформирования такой пористой среды, которая позволяет прогнозировать поведение материала компенсационного слоя во всем диапазоне деформирования.

Разработка методики прогноза нагрузки на крепь сопряжений вертикальных стволов с учетом длительного деформирования солей. Анализ натурных данных выполняется на основании результатов, полученных на Верхнекамском месторождении калийно-магниевых солей [1, 4]. Массив горных пород на Верхнекамском месторождении калийных солей характеризуется ярко выраженными реологическими свойствами и переслаиванием сильвинита и каменной соли, часто разделенных тонкими прослойками глины. Смещения и деформации горных пород в окрестности подготовительных выработок, не подверженных влиянию очистных работ [1], изучали на замерных станциях, оборудованных глубинными и контурными реперами в кровле, почве и боках выработки (рис.1, а). Замерные станции располагались на глубине 330 м в пройденном комбайном панельном штреке по разрабатываемому сильвинитовому пласту Красный-II на Втором Березниковском рудоуправлении. Пласт Красный-II мощностью 4,5 м состоит из семи слоев: сильвинитовых и более тонких галитовых. В кровле залегает 70-сантиметровая пачка переслаивающихся прослоев каменной соли и глины, выше, как и в почве пласта, располагается каменная соль. Залегание пород горизонтальное, осложненное складчатостью. Результаты трехлетних наблюдений за деформациями смещений контура горной выработки представлены на рис.1, б. Смещения развиваются во времени и не обнаруживают тенденции к затуханию. По сравнению с начальным периодом скорость смещения уменьшается и через 200-300 сут практически стабилизируется. Результаты наблюдений позволяют сделать еще один важный вывод: явных отличий в сближении реперов в выработке круглого сечения по различным направлениям измерений нет. Это позволяет считать, что распределение напряжений в ненарушенном соляном массиве близко к гидростатическому (коэффициент бокового давления в массиве $\lambda \approx 1$).

В работе А.С.Ермашова [4] приведены результаты натурных наблюдений за деформированием породного контура подземных выработок с учетом их взаимного влияния (рис.1, б). Замеры сводились к измерениям вертикальных и горизонтальных перемещений контурных реперов во времени. Для сопоставления результатов натурных наблюдений за деформациями горных выработок и расчетных значений на основании принятой реологической модели выполнено построение численной модели в соответствии с условиями, представленными в работе [4]. Средняя глубина заложения камер 400 м. Размеры камер $3,1 \times 5,5$ м и $3,9 \times 5,5$ м. Несмотря на то, что в целом по выработкам наблюдается различное смещение стенок, в целом за период наблюдений (6 лет) взаимное перемещение между опорными точками по базе $\Delta h = 6-26$, а по базе $\Delta l = 18-32$ мм. Отбросив данные, которые выбиваются из общей тенденции, в качестве типовых зависимостей развития деформаций во времени принимаются соответствующие конечным смещения 22 и 32 мм соответственно по базам Δh и Δl .

Рис.1. Сечение конвейерного штрека и измеренные [1] и расчетные смещения породного контура сечения штрека (а), типовая схема установки контурных реперов на подземных наблюдательных станциях и результаты сравнения натурных замеров с результатами численного моделирования (б) [13]: Δh – вертикальная база измерений; Δl – горизонтальная база измерений; н.з. – натурные замеры; расчет – численное моделирование

Развитие деформаций контура породных обнажений использовалось для обоснования параметров реологической модели поведения солей, прогноза развития геомеханических процессов в породном массиве в окрестности вертикального ствола, определения конструкции крепи и развития нагрузки на крепь во временном диапазоне.

Для описания длительных деформаций принята феноменологическая модель, основанная на степенном законе [17]. Несмотря на то, что данная модель позволяет описать все три стадии ползучести за счет введения функции развития длительной прочности, в работе рассматриваются только первые две стадии: неустановившейся и установившейся ползучести, а третья стадия – прогрессирующей ползучести – на настоящий момент не включена в расчет. Зависимость между приращением деформаций ползучести и состоянием породного массива представлена в аналитическом виде:

$$\dot{\varepsilon}_{\Pi} = \left(A(\bar{\sigma}_{\Pi})^h [(m+1)\bar{\varepsilon}_{\Pi}]^m \right)^{\frac{1}{m+1}}, \quad (1)$$

где A , m , n – показатели модели; $\bar{\sigma}_{\Pi}$ – эквивалентные напряжения ползучести; $\bar{\varepsilon}_{\Pi}$ – эквивалентные относительные деформации ползучести.

Результаты апробации модели для прогноза развития длительных деформаций соляного массива представлены на рис.1. Как видно, принятая вязкопластическая модель дает удовлетворительную сходимость с результатами натурных наблюдений как с качественной точки зрения, так и с количественной. Параметры модели вязкопластической среды приведены в табл.1. В п.1

даны обоснованные параметры для глубин 300-400 м. Более полно развитие геомеханических процессов в соляных породах при различной интенсивности напряженного состояния можно описать через набор параметров, представленных в п.2 (табл.1).

Таблица 1

Параметры реологической модели солей

№ п/п	Упругие показатели		Показатели модели ползучести			Длительный предел прочности на одноосное сжатие σ_c^∞ , МПа	Коэффициент длительной прочности k_d
	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент поперечной деформации ν_0	A	n	m		
1	20000	0,32	$1 \cdot 10^{-11}$	1	-0,59	12,5	0,5
2	20000	0,32	$1 \cdot 10^{-25}$	3	-0,43	12,5	0,5

По результатам испытаний материала компенсационного слоя (исследования выполнены в лаборатории Научного центра геомеханики и проблем горного производства Санкт-Петербургского горного университета) получены диаграммы развития напряжений и деформаций в условиях одометрического сжатия (рис.2, б). На диаграмме можно выделить два основных участка деформирования. Первый участок – участок первичного деформирования, который распространяется вплоть до достижения напряжениями значений, соответствующих моменту начала уплотнения пористой структуры компенсационного материала. Этот участок охватывает незначительную часть общей диаграммы деформирования компенсационного материала и может быть представлен линейной кривой. Второй участок характеризует уплотнение структуры пористого материала, которое сопровождается потерей устойчивости стенок пор. Данный участок охватывает относительные деформации в диапазоне от 0,02 до 0,95.

Для описания механического поведения компенсационных материалов под воздействием внешней нагрузки принята модель уплотняемой пены (Crushable Foam Model [15]). Модель предназначена для описания пластического деформирования материала, деформации изменения объема которого формируются за счет потери устойчивости стенок пористой структуры. Выделяется два этапа деформаций: 1-й – упругие деформации; 2-й – пластические деформации. Поверхность пластического течения модели уплотняемой пены (рис.2, а) определяется по формуле

$$F = \sqrt{q^2 + \alpha^2 (p - p_0)^2} - B = 0, \quad (2)$$

где q – эквивалентные напряжения по Мизесу; p – средние напряжения; α – коэффициент формы поверхности пластического течения; B – параметр, определяющий размер поверхности пластического течения по оси q ; p_0 – центр поверхности пластического течения по оси p .

Закон пластического упрочнения модели уплотняемой пены представим в виде

$$p_c(\epsilon_{oc}^{пл}) = \frac{\sigma_c(\epsilon_{oc}^{пл}) \left[\sigma_c(\epsilon_{oc}^{пл}) \left(\frac{1}{\alpha^2} + \frac{1}{9} \right) + \frac{p_t}{3} \right]}{p_t + \frac{\sigma_c(\epsilon_{oc}^{пл})}{3}}, \quad (3)$$

Рис.2. Поверхность пластического течения модели уплотняющейся пены (а) и диаграмма уплотнения компенсационного материала (б), принятая при выполнении численного моделирования

1 – начальное положение поверхности пластического течения; 2 – поверхность пластического течения после упрочнения

где $\varepsilon_{ос}^{пл}$ – относительные пластические деформации при одноосном сжатии; $\varepsilon_{об}^{пл}$ – относительные пластические деформации при изотропном сжатии; p_c – положение поверхности пластического течения в сжатой зоне на оси p ; p_t – фиксированное значение положения поверхности пластического течения в растянутой зоне на оси p ; $\sigma_c(\varepsilon_{ос}^{пл})$ – функциональная зависимость между показателем σ_c и $\varepsilon_{ос}^{пл}$; σ_c – начальное положение поверхности пластического течения при заданной величине $\varepsilon_{ос}^{пл}$.

Формирование нагрузки на крепь вертикального ствола с учетом длительного деформирования солей. Соли, как уже отмечалось выше, являются породами, склонными к значительным деформациям. Строительство подземных сооружений в таких породах формирует как мгновенные деформации породного контура, так и его длительные деформации, которые связаны с реологическими особенностями деформирования солей. Величина деформаций в основном зависит от механического поведения соли и размеров породного обнажения. Устройство жестких крепей в солях может быть рациональным при небольших глубинах заложения и малых размерах поперечного сечения.

Нагрузка на крепь вертикального ствола, расположенного в соляных породах, напрямую зависит от скорости развития деформаций ползучести солей. В работе [6] представлены результаты натурных наблюдений за формированием нагрузки на крепь вертикального ствола и напряженного состояния крепи. По результатам натурных наблюдений в стволе № 9 Закарпатского солерудника получены зависимости формирования нагрузки на крепь (рис.3, б). Видно, что на момент окончания замеров тангенциальное напряжение в бетонной крепи равнялось 23 МПа, в чугунных тубингах – 74,2 МПа. Средняя нагрузка на крепь вертикального ствола составила 4,5 МПа. Как отмечают авторы, тенденции к стабилизации деформирования крепи, а соответственно и изменения ее напряженного состояния, не наблюдалось. Схожие исследования были проведены и на руднике Пийло, их продолжительность составила 7 лет. Результаты наблюдений приводятся за период, равный 230 сут. Тангенциальные напряжения в спинке тубинга по прошествии 90 дней достигли 81 МПа [6].

Рассмотрим формирование нагрузки на крепь вертикального ствола по предложенной выше методике и сравним с фактическими замеренными результатами (рис.3). Условия строительства и основные параметры крепи вертикальных стволов приведены в табл.2. Модуль упругости чугуна СЧ25 принят равным 100 ГПа, коэффициент Пуассона 0,3. Модуль деформации бетона условно принят равным 30 ГПа, коэффициент Пуассона 0,2. Чугунная тубинговая обделка рассматривалась как двухслойное кольцо, первый слой которого моделировал поведение ребра тубинга, второй слой – спинки. Параметры каждого слоя определялись с учетом коэффициента армирования [3], который для спинки принимался равным единице, а для ребер с учетом их суммарной фактической толщины определялся по высоте тубинга.

Рис.3. Модель прогноза НДС крепи вертикального ствола (а) и развитие радиальных напряжений на контакте «крепь – породный массив» в стволе № 9 Закарпатского солерудника на глубине 492 м (б), в стволе рудника «Пийло» на глубине 491 м (в); НД – натурные данные; ЧМ – численное моделирование
1 – Закарпатский рудник (НД); 2 – Закарпатский рудник (ЧМ); 3 – Рудник «Пийло» (НД); 4 – Рудник «Пийло» (ЧМ)

Таблица 2

Условия строительства и параметры крепи вертикальных стволов [6]

Условия строительства	Объекты исследования	
	Ствол № 9 Закарпатского солерудника	Вентиляционный ствол рудника «Пийло»
Глубина заложения, м	492	491
Ориентировочная величина горизонтальных напряжений, МПа	10	10
Горно-геологические условия	Каменная соль	Соленосная глина
Участок строительства	Вновь сооружаемый	Участок перекрепления
Диаметр ствола в свету, м	6,0	7,0
Тип чугунного тюбинга	Тюбинг 6,0-60	Тюбинг 7,0-60
Толщина спинки чугунного тюбинга, мм	60	60
Толщина ребра чугунного тюбинга, мм	210	215
Коэффициент армирования ребра тюбинга	0,185	0,165
Материал чугуна	Чугун СЧ25	Чугун СЧ25
Толщина бетонного слоя, мм	430	500

Сравнение результатов численного моделирования (рис.3, б) с фактическими замеренными величинами нагрузки на крепь показали их хорошую сходимость в рассматриваемом временном периоде (90 дней). Последующее развитие нагрузок на крепь по данным натурных наблюдений для двух рассматриваемых стволов различается: если в первом случае (ствол № 9 Закарпатского солерудника) нагрузки на крепь продолжают расти, то во втором (вентиляционный ствол рудника «Пийло») – наблюдается ее стабилизация. Результаты расчетов также показывают дальнейший рост нагрузки на крепь, и их характер развития качественно и количественно соответствует замерным данным. Хорошая сходимость наблюдается и по величинам тангенциальных напряжений в спинках тюбингов. Так, расчетное значение тангенциальных напряжений в крепи ствола № 9 Закарпатского солерудника составило 84,2 МПа, крепи вентиляционного ствола рудника «Пийло» 84,8 МПа.

В целом можно отметить хорошую сходимость прогнозных и фактических показателей напряженного состояния крепи, а принятый подход и параметры модели в первом приближении можно принять и при расчете напряженного состояния крепи вертикального ствола на участке сопряжения.

Численное моделирование развития длительных деформаций и нагрузки на крепь вертикального ствола в окрестности сопряжений. Как отмечают многие исследователи, участок сопряжения вертикального ствола является наиболее неблагоприятным с точки зрения обеспечения устойчивости породных обнажений и формирования нагрузок на крепь горных выработок. Эксплуатация соляных рудников показала, что техническое состояние сопряжения вертикальных стволов с горизонтальными выработками неудовлетворительно. Основными причинами этого являются интенсивное развитие геомеханических процессов, которое проявляется в виде избыточных деформаций, и разрушение пород в приконтурной области ствола. Увеличение поверхности обнажения, а также формирование большого количества свободных поверхностей приводит к ускорению развития деформаций, величина которых превышает скорость смещения в окрестности протяженной части вертикального ствола до 10 раз [7]. Нагрузки на крепь вертикального ствола на участках сопряжения, пройденного в солях, могут значительно превышать вес вышележащих пород.

В статье рассматривается участок сопряжения вертикального ствола с горизонтальной горной выработкой на глубинах более 1000 м, где нормальные компоненты тензора напряжений в нетронутом массиве в среднем составляют 25 МПа, что для отдельных соляных пород превышает их мгновенную прочность, а для всех соляных пород – длительную прочность. С учетом концентрации напряжений в окрестности породных обнажений вертикального ствола и горизонтальной выработки можно с уверенностью говорить о развитии нагрузок, величина которых будет выше несущей способности жесткой монолитной бетонной или железобетонной крепи. Таким образом, применение жестких видов крепи на данном участке строительства вертикального ствола недо-

Рис.4. Конечно-элементная модель двухстороннего сопряжения вертикального ствола и горизонтальных выработок: *а* – породный массив и участок сопряжения; *б* – модель крепи на участке сопряжения
1 – монолитная железобетонная крепь; 2 – компенсационный слой;
T1-T4 – замерные точки

пустимо (возможность использования чугунных обделок на участке сопряжения вертикального ствола в работе не рассматривается).

Податливые виды крепи на протяженном участке ствола позволяют компенсировать деформации на контакте «крепь – породный массив» и при правильном выборе податливого слоя обеспечить несущую способность крепи на протяжении всего периода эксплуатации вертикального ствола. Однако эффективность данного вида крепи на участках сопряжения не подтверждена. В качестве постоянной крепи рационально использовать монолитную железобетонную крепь, где основным назначением арматуры будет является перераспределение локальных напряжений

в случае возникновения неравномерной нагрузки на контакте «крепь – податливый слой».

Численное моделирование формирования напряженно-деформированного состояния в окрестности сопряжений вертикального ствола с горизонтальными выработками выполнялось в пространственной постановке (рис.4). Модель включала в себя породный массив, компенсационный слой необходимой толщины и монолитную железобетонную крепь толщиной 0,65 м. Начальная толщина податливого слоя из полистирола 0,35 м. Диаметр вертикального ствола в свету 7,0 м. Расчет выполнялся в нестационарной постановке, что позволяло учесть развитие длительных деформаций солей. Для описания солей принята модель ползучести, основанная на степенном законе, выраженном через величину достигнутых деформаций ползучести. При рассмотрении двухстороннего сопряжения модель включала четверть объекта, так как можно было провести две плоскости симметрии, относительно которых деформации породного массива одинаковы. Конечно-элементное представление численных моделей приведено на рис.4.

Параметры реологической модели среды приведены в табл.1. Модуль деформации солей определен на основании лабораторных испытаний пород в условиях одноосного сжатия. Осевые деформации, при которых определялся модуль деформации, равны 0,1 %, что соответствует начальному модулю деформации солей. Таким образом, основной объем деформаций в окрестности сопряжений будет реализовываться за счет вязкопластического деформирования.

Механические показатели модели разрушающейся пены для пенополистирола следующие: плотность 300 кг/м³; модуль упругости 10 МПа; коэффициент Пуассона 0,2; предел упругости 0,3 МПа; $k = 1,1$; $k_t = 0,1$; показатель сжимаемости – см. рис.2, б.

При выполнении численного моделирования принята следующая последовательность:

- 1) стадия формирования начального поля напряженного состояния соляных пород;
- 2) стадия моделирования перераспределения напряженно-деформированного состояния породного массива в окрестности сопряжения вертикального ствола с горизонтальной выработкой в результате ведения проходческих работ;
- 3) стадия моделирования длительного деформирования пород до момента ввода постоянной обделки в работу (условно принята равной 100 дням);
- 4) стадия передачи нагрузки на крепь сопряжения вертикального ствола (рассматривается период протяженностью 50 лет).

Результаты прогноза напряженного состояния крепи вертикального ствола в окрестности сопряжения. Рассмотрим формирование тангенциальных напряжений в крепи вертикального ствола на протяженном участке. Тангенциальные напряжения на внутреннем контуре крепи при жестком режиме взаимодействия с породным массивом резко возрастают на начальном этапе эксплуатации крепи ствола и постепенно приращение напряжений за единицу времени будет снижаться. Через 50 лет напряжения в бетонной крепи достигли бы 104 МПа, что значительно выше его прочности. В отличие от работы жесткой бетонной крепи, в бетонной крепи с податливым слоем после начального роста тангенциальных напряжений до 2 МПа значения напряжений в крепи сохраняются достаточно длительное время. Через 50 лет напряжения в крепи достигли бы 12,5 МПа, что меньше расчетного сопротивления бетона сжатию. В дальнейшем передача нагрузки на крепь ствола через податливый слой ускоряется, а напряжение резко возрастает. Видно, что наличие податливого слоя позволяет контролировать развитие напряжений в крепи вертикального ствола, однако его мощность и механические характеристики должны определяться ожидаемой продолжительностью его эксплуатации.

Результаты расчетов прогноза НДС крепи вертикального ствола на участке сопряжения представлены в виде эпюр развития максимальных главных напряжений на внутреннем и внешнем контурах крепи ствола (рис.5, б-з). Развитие напряжений во времени в целом повторяет

Рис. 5. Развитие главных максимальных напряжений в крепи вертикального ствола: а – протяженный участок; б – участок сопряжения (см. рис.4); в, з – распределение тангенциальных напряжений соответственно вне участка проема и на участке проема (см. рис.4)

1, 2 – внутренний и внешний контур соответственно (вне участка проема); 3, 4 – внутренний и внешний контур соответственно (участок проема)

результаты формирования напряженного состояния в крепи на протяженном участке вертикального ствола. На начальном этапе напряжения возрастают, затем наблюдается участок стабилизации на достаточно длительный период времени. В дальнейшем, по мере истощения податливости, напряжения резко возрастают. При этом значения напряжений вне участка проема достигают 20 и 11 МПа на внешнем и внутреннем контуре крепи соответственно, их величины меньше предела прочности расчетного сопротивления бетона на сжатие. На участке проема сжимающие напряжения 90 МПа на внутреннем и 39 МПа на внешнем контурах крепи. Таким образом, значения напряжений спустя 50 лет с начала эксплуатации сопряжения значительно превышают расчетное сопротивление бетона на сжатие.

Рассмотрим распределение напряжений в крепи на участке сопряжения, сформировавшиеся через 50 лет (рис.5, в, г). Видно, что на участке крепи вне проема максимальные сжимающие напряжения формируются на внешнем контуре – от 16 до 25 МПа по длине рассматриваемого участка. На внутреннем контуре крепи сжимающие напряжения колеблются от 0 до 12 МПа. Это значит, что на отдельных участках крепи формируются растягивающие напряжения. Такой характер развития напряженного состояния связан со сложным видом деформирования крепи – отмечается выгиб крепи в сторону центра сопряжения. На участке проема максимальные напряжения приурочены к зоне интенсивного развития деформаций солей и концентрируются непосредственно над участком проема. По мере удаления от участка проема сжимающие напряжения достаточно быстро снижаются. Так, на внутреннем контуре напряжения снижаются со 120 до 11 МПа, на внешнем – с 30 до 2 МПа. Таким образом, в крепи на участке проема возможно разрушение крепи от действия сжимающих напряжений. Распространение зоны разрушения (повреждения) крепи в работе не рассматривалось, однако можно предположить, что в результате формирования локальных зон разрушения крепи произойдет перераспределение напряжений в ней, а зоны разрушения охватят значительную часть крепи сопряжения вертикального ствола.

Анализ формирования напряженного состояния крепи на участке сопряжения вертикального ствола показал, что включение податливого слоя в схему взаимодействия крепи с породным массивом делает возможным в значительной степени увеличить срок службы крепи, в течение которого она сохраняет нормальное техническое состояние, но по истечении длительного периода времени крепь начнет разрушаться. Идентичные выводы представлены и в работе [6], где отмечается, что податливый слой может значительно продлить срок службы крепи вертикального ствола до момента ее полного выхода из работы. Таким образом, наличие податливого слоя и его конструктивное решение позволит регулировать срок службы крепи на участке сопряжения, а расчет крепи должен вестись на заданный срок.

Заключение. Расчет НДС крепи ствола во взаимодействии с соляным породным массивом и тем более сопряжений ствола с горизонтальными выработками должен вестись на основании схемы совместного взаимодействия, где процесс передачи нагрузки на крепь осуществляется во времени. В работе показана эффективность применения податливого слоя для обеспечения долговременной несущей способности крепи вертикального ствола для протяженного участка ствола. В то же время напряженное состояние крепи на отдельных участках сопряжения вертикального ствола с горизонтальной выработкой может значительно превышать прочность бетона, несущая способность такой крепи будет превышена. Предварительно выполненные численные расчеты с учетом задания прочностных характеристик бетона позволяют говорить о формировании значительных зон повреждения бетонной крепи на участке сопряжения. Таким образом, в конструкцию крепи сопряжения необходимо вносить изменения, так как она не отвечает требованиям безопасности при эксплуатации вертикального ствола, одним из вариантов которого может быть увеличение мощности податливого слоя. Однако такие расчеты пока не проводились.

При выполнении математического моделирования упрощенный подход к учету механического поведения податливого слоя может привести к некорректному прогнозу момента достижения крепью ее несущей способности. При выполнении дальнейших исследований необходимо учесть такие важные особенности механической работы бетона, как ползучесть, а также его пластическое поведение, что позволит повысить достоверность прогноза напряженного состояния бетонной крепи. В целом представленная в работе методика может быть рекомендована для прогноза развития напряженного состояния сложных пространственных подземных сооружений в условиях активного развития реологических процессов в породном массиве.

ЛИТЕРАТУРА

1. Барях А.А. Деформирование соляных пород / А.А.Барях, С.А.Константинова, В.А.Асанов / УрО РАН. Екатеринбург, 1996. 203 с.
2. Булычев Н.С. Крепь вертикальных стволов шахт / Н.С.Булычев, Х.И.Абрамсон, А.Д.Мишедченко. М.: Недра, 1978. 301 с.
3. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах. М.: Недра, 1989. 270 с.
4. Ермашов А.О. Геомеханическое обоснование расчетов оседания земной поверхности при добыче калийно-магниевого руд (на примере Верхнекамского месторождения калийно-магниевого солей): Автореф. дис. ... канд. техн. наук / Горный институт УрО РАН. Пермь, 2015. 20 с.
5. Казикаев Д.М. Нагружение крепи ствола, сооружаемого в солях / Д.М.Казикаев, С.В.Сергеев, А.С.Черныш // Механика подземных сооружений: Сборник научных трудов / Тульский политехнический институт. Тула. 1990. С. 67-72.
6. Казикаев Д.М. Диагностика и мониторинг напряженного состояния крепи вертикальных стволов / Д.М.Казикаев, С.В.Сергеев. М.: Горная книга, 2011. 244 с.
7. Константинова С.А. О причинах неудовлетворительного состояния приствольных выработок Верхнекамских калийных рудников // Шахтное строительство. 1982. Т. 9. С. 12-14.
8. Ливенский В.С. Исследования прочности и деформационных свойств соляных пород Старобинского месторождения / В.С.Ливенский, И.М.Проскуряков // Разработка соляных месторождений. 1973. Т. 139. С. 100-109.
9. Меркулов А.В. Взаимодействие крепи стволов с массивом соляных пород и проектирование рациональной крепи: Автореф. дис. ... канд. техн. наук / Тульский политехнический институт. Тула, 1989. 14 с.
10. Николайчук К.А. Исследование деформирования и разрушения каменной соли с целью получения исходных данных для проектирования крепи стволов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук / ВНИМИ. Л., 1978. 23 с.
11. Ольховиков Ю.П. Крепь капитальных выработок калийных и соляных рудников. М.: Недра, 1984. 238 с.
12. Обручев Ю.С. Охрана вертикальных стволов, сооружаемых в породах, обладающих ползучестью / Ю.С.Обручев, С.И.Абашин, А.Д.Мишедченко // Шахтное строительство. 1983. Т. 9. С. 18-19.
13. Соловьев В.А. Оценка влияния компрессионных свойств деформационных слоев и параметров комбинированной крепи на устойчивость шахтных стволов в соляных породах / В.А.Соловьев, В.Н.Аптуков // Известия вузов. Горный журнал. 2014. Т. 7. С. 43-47.
14. Соловьев В.А. Охрана горных выработок в соляных породах. Теория и практика / В.А.Соловьев, С.А.Константинова, В.Н.Аптуков. Saarbrücken: Palmarium Academic Publishing. 2013. 412 с.
15. Deshpande V.S. Isotropic Constitutive Model for Metallic Foams / V.S.Deshpande, N.A.Fleck // Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2000. Vol. 48. P. 1253-1276.
16. Litvinenko V. Preface. Innovation-Based Development of the Mineral Resources Sector: Challenges and Prospects – XI Russian – German Raw Materials Conference. Potsdam, 7-8 November 2018. London: Taylor and Francis Group. 2019. P. 9-11.
17. Van Sambeek L.L. Creep of Rock Salt under Inhomogeneous Stress Conditions: Ph.D. Thesis, Colorado School of Mines, Golden, Colorado. 1986. P. 311.

Авторы: **М.А.Карасев**, д-р техн. наук, доцент, karasevma@gmail.com (Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия), **М.А.Буслова**, аспирант, busloffm@gmail.com (Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия), **М.А.Вильнер**, аспирант, mary.vilner@gmail.com (Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия), **Т.Т.Нгуен**, аспирант, taitien12@gmail.com (Санкт-Петербургский горный университет, Санкт-Петербург, Россия).

Статья поступила в редакцию 05.06.2019.

Статья принята к публикации 21.06.2019.