

УДК 622.83

Балек Александр Евгеньевич

доктор технических наук,
ведущий научный сотрудник
лаборатории геомеханики подземных
сооружений,
Институт горного дела УрО РАН,
620219 г. Екатеринбург,
Мамина-Сибиряка 58
e-mail: balek@igduran.ru

Харисов Тимур Фаритович

кандидат технических наук,
старший научный сотрудник,
лаборатория геомеханики подземных
сооружений,
Институт горного дела УрО РАН
e-mail: timur-ne@mail.ru

Озорнин Иван Леонидович

заведующий лабораторией
геомеханики подземных сооружений,
Институт горного дела УрО РАН
e-mail: ivan.ozornin@igduran.ru

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СОВРЕМЕННЫХ ГЕОДИНАМИЧЕСКИХ ДВИЖЕНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВЫРАБОТОК ДРОБИЛЬНО-ВОДООТЛИВНОГО КОМПЛЕКСА*

Аннотация:

Актуальность исследований обусловлена необходимостью выявления основных критериев возникновения аварийных ситуаций от воздействия современных геодинамических движений на устойчивость камерных выработок рудоворода в процессе проходки.

Цель исследований – выявление наиболее значимых факторов, определяющих устойчивость для последующей разработки технологий снижения риска и уменьшения тяжести последствий аварийных нарушений крепи.

Объектом исследований явились камерные выработки дробильно-водоотливного комплекса горизонта – 320 м шахты «Южная» Гороблагodatского месторождения, их крепи и окружающий напряженный породный массив, сложенный трещиноватыми скальными породами.

В качестве основного метода исследований применялось обобщение и анализ результатов натурных инструментальных измерений реперных линий – метод повторных измерений линий базисов. Результаты исследований показали, что первопричиной произошедших нарушений крепи дробильно-водоотливного комплекса горизонта – 320 м на шахте «Южная» Гороблагodatского месторождения явились деформации окружающего породного массива, происходившие на двух мас-

DOI: 10.25635/2313-1586.2023.01.006

Balek Alexander Ye.

Doctor of Engineering,
Leading Researcher,
Laboratory of geomechanics
of underground constructions,
Institute of Mining, Ural Branch of RAS,
620075 Ekaterinburg,
58 Mamina-Sibiryaka Str.;
e-mail: balek@igduran.ru

Kharisov Timur F.

Candidate of Technical Sciences,
Senior Researcher,
Laboratory of geomechanics
of underground constructions,
Institute of Mining, Ural Branch of RAS
e-mail: timur-ne@mail.ru

Ozornin Ivan L.

Head of Laboratory of geomechanics
of underground constructions,
Institute of Mining, Ural Branch of RAS,
e-mail: ivan.ozornin@igduran.ru

ACCOUNTING OF INFLUENCE OF GEODINAMIC MOVINGS DURING GROOVE CONSTRUCTION FOR GRINDING AND DRAINING COMPLEX

Abstract:

The relevance of the research is due to the need of identifying the main criteria for the occurrence of emergencies from the impact of current geodynamic movements on the stability of the chamber workings of the ore yard during the sinking process.

The purpose of the research is to identify the most significant factors determining stability for the subsequent development of risk reduction technologies and the reducing the severity of the consequences of emergency support violations.

The objects of the research were the chamber workings of the crushing and drainage complex on the horizon – 320 m at the Yuzhnaya mine of the Goroblagodataskoye deposit, their supports and the surrounding stressed rock mass composed of fractured rocks.

Generalization and analysis of the results of full-scale instrumental measurements of reference lines were the main method research, i.e. repeated measurements of baseline lines.

The results of the research showed that the cause of the violations in the support of the grinding and draining complex on the horizon – 320 m at the Yuzhnaya mine of the Goroblagodataskoye deposit were deformations of the surrounding rock mass that occurred at two large-scale levels due to the man-made impact of mining operations: at bases of about 100

* Статья подготовлена в рамках реализации Госзадания № 075-00412-22 ПП, тема рег. № 1021062010536-3-1.5.1.

штабных уровнях вследствие техногенного воздействия горных работ: на базах порядка 100 и более метров – подвижки геоблоков, обусловленные динамическим воздействием крупномасштабного тектонического разлома, что было спровоцировано выпуском из него породы и закачкой тампонажного раствора; на базах порядка 10 м – блоковые подвижки приконтурного породного массива, обусловленные изменениями его напряженно-деформированного состояния вследствие ведения проходческих работ.

Ключевые слова: горный массив, иерархическая блочность, геодинамические движения, напряжения, деформации, вертикальные стволы, околоствольные камеры, проходка, шахта «Южная», Гороблагодатское железорудное месторождение.

meters or more, there had taken place geological block movements caused by the dynamic impact of a large-scale tectonic fault, which was provoked by the release of rock from it and the injection of a grouting solution; on bases of 10 m there were marked block movements of the border zone rock mass caused by changes in its stress-strain state due to tunneling operations.

Key words: mountain massif, hierarchical blockiness, geodynamic movements, stresses, deformations, vertical trunks, near-barrel chambers, sinking, Yuzhnaya mine, Goroblagodatskoye iron ore deposit.

Введение

На шахте «Южная», отрабатывающей Гороблагодатское железорудное месторождение, на протяжении ряда лет наблюдались проблемы с обеспечением устойчивости крепи выработок строящихся околоствольных дворов гор. –320 и –480 м. Происходили неоднократные нарушения целостности монолитной железобетонной крепи выработок дробильного комплекса: камер дробилки, опрокидывателя, дозаторной и монолитной бетонной крепи прилегающих выработок руддвора гор. –320 м, главным образом расщески ствола Южная-1 и обгонной транспортной выработки (рис. 1, 2). Нарушения крепи в основном имели сдвигово-отрывной характер и проявлялись в сколах и отслоениях пластин бетона, раскрытии трещин, а также выпирании петель арматуры, главным образом в замках кровли камер.

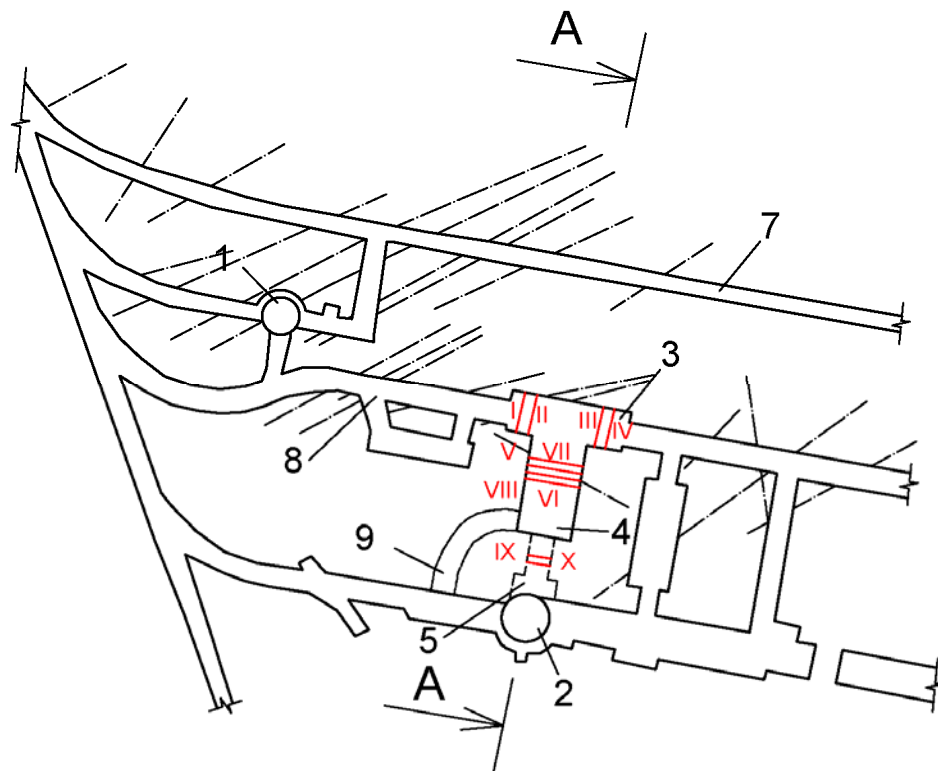


Рис. 1. План руддвора гор. –320 м шахты «Южная»:

- 1 – ствол Южная-2; 2 – камера опрокидывателя; 3 – камера дробилки с реперными линиями; 4, 5 – камера дозаторной с реперными линиями; 6 – насосная камера гор. –480 м с реперными линиями (см. рис. 2); 7 – железобетонный экран; 8 – тубинговое крепление ствола; 9 – штанговое крепление камеры дозаторной

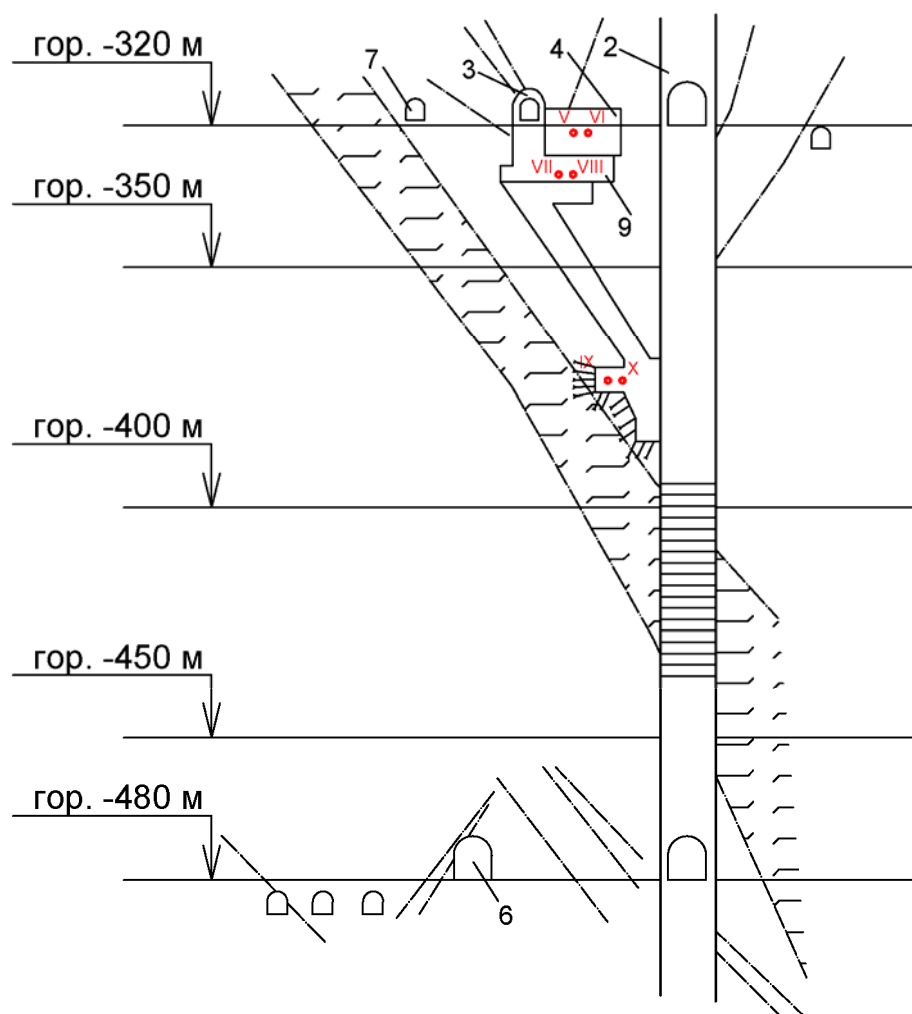


Рис. 2. Вертикальный разрез руд двора гор. -320 м шахты «Южная» по линии А-А (условные обозначения рис. 1)

Опыт работ и натурных геомеханических исследований, проведенных на российских [1 – 5] и зарубежных [6 – 9] рудниках в аналогичных условиях, позволили сформулировать и обосновать геомеханическую модель рассматриваемого участка породного массива шахты. Установлено, что основным фактором, определяющим напряженно-деформированное состояние массива на участке строительства околоствольных дворов гор. –320 и –480 м, явилась близость подвижного тектонического разлома, относящегося к более крупномасштабной структурной иерархии, по сравнению с другими тектоническими разломами, выделенных в пределах шахтного поля. И поэтому если раньше, при строительстве вышележащих горизонтов шахты, напряженное состояние массива формировалось в соответствии с геомеханической моделью сплошной упругой среды, то на рассматриваемом участке оно определяется подвижками больших объемов породного массива (геоблоков) по тектоническому разлому в режиме заданных деформаций.

Обоснование крупномасштабной геомеханической модели позволяло задавать лишь исходные граничные условия, от которых, в свою очередь, зависело напряженно-деформированное состояние более мелкомасштабных уровней, в том числе непосредственно прилегающих к контуру подземных выработок участков породного массива, деформации которых и определяли напряженное состояние крепи. В связи с уменьшением пространственных и временных масштабов деформирования среды изменялись ее прочностные и деформационные характеристики и, соответственно, подлежал пересмотру механизм ее поведения под нагрузкой, поскольку рассматриваемый иерархиче-

ски блочный массив скальных горных пород, деформирующийся на базах 100 – 1000 м в соответствии с пластической моделью, на базе порядка 10 м вполне мог оказаться упругим с учетом достаточно высоких показателей прочности и жесткости слагающих его пород, главным образом сиенитов и порфиритов [10].

В этой связи на шахте были проведены комплексные крупномасштабные геомеханические исследования, направленные на изучение напряженно- деформированного состояния крепи и приконтурного массива выработок дробильно-водоотливного комплекса в условиях воздействия геодинамических движений, спровоцированных процессами строительства.

Изложение рассматриваемых вопросов

Исследования структурного строения пород на обнажениях контура выработок гор. – 480 и – 320 м показали, что рассматриваемый сиенито-порфиритовый массив в целом является типичным для Гороблагодатского месторождения. При коэффициенте трещиноватости порядка 2 – 4, местами 1 – 2 макротрещины на погонный метр, приконтурный массив имеет неупорядоченное блочное строение с не менее чем 3 – 5 системами макротрещин, в основном крутопадающих, как правило без глинки трения и зеркал скольжения с раскрытием не более 1 мм. Согласно пятикатегорийной классификации в целом породы можно отнести к III категории устойчивости (средняя устойчивость). В местах пересечения выработками тектонических нарушений трещиноватость массива возрастает до 10 – 12 трещин на метр и, соответственно, устойчивость его понижается до IV категории (неустойчивый массив).

Зондирование приконтурного породного массива выработок дробильного комплекса с помощью перископического прибора РВП по пробуренным шпурам показало, что проведенный в процессе строительства тампонаж закрепного пространства был выполнен достаточно качественно и практически повсеместно в кровле выработок обеспечена хорошая связь бетона с массивом. При этом бутобетон в кровле прослеживается на значительную глубину, достигающую: в камере дробилки – 2,5 м, в транспортной выработке – 1,5 м.

Между тем в приконтурном массиве, примыкающем к стенкам камер, зафиксированы раскрытия структурных трещин на величину до 1 см и более. Сильнее всего это проявлялось в нижней части камеры дозаторной, находящейся вблизи зоны разлома (см. рис. 2). При разбуривании этого участка разведочными шпурами глубиной 3 м в двух шпурах из 48 были даже зафиксированы локальные пустоты протяженностью (вдоль шпура) до 30 см. Все это свидетельствовало о возможности взаимных смещений отдельных структурных блоков, что, учитывая большие размеры камер, могло происходить даже при коэффициенте трещиноватости массива менее 2 трещин на метр. Таким образом, сам по себе анализ структурного строения породного массива не позволял сделать заключение о механизме деформирования среды. Получить ответ на этот вопрос можно было лишь на основании данных мониторинговых натуральных деформационных замеров, проведенных в крепи рассматриваемых камер на протяжении 13 лет. Места проведения замеров представлены на рис. 1 и 2.

В качестве основного инструмента исследования напряженно-деформированного состояния бетонной и железобетонной крепи применяли метод реперных линий (метод повторного измерения линий базисов). Метод заключается в установке реперов в противоположащих стенках закрепленной выработки и последующих замерах изменения расстояния между ними (конвергенции) в процессе нагружения и деформирования крепи. Для замеров использовали маркшейдерскую рулетку, дополнительно оснащенную скользящим нониусом, для повышения точности отсчета до 0,1 мм, и динамометром, для обеспечения постоянного натяжения. В комплексе с численными методами математического моделирования, использующими соответствующие геомеханические модели поведения нагруженной среды, замеры по реперным линиям позво-

ляли оценивать напряженно-деформированное состояние как отдельных участков крепи, так и конструкции в целом.

В камере насосной горизонта -480 м две горизонтальные реперные линии были установлены в железобетонной крепи основания свода сразу же после его выемки и возведения постоянного крепления (см. рис. 2). Регулярных замеров в процессе дальнейшей проходки камеры не проводили. После полной выемки камеры сжатие линии составило 8,8 мм. С учетом первоначального базиса линии 8062,2 мм это соответствовало приросту относительной деформации на величину 1,09 мм/м.

В камере опрокидывателя 4 горизонтальные линии (I, II, III, IV) были установлены на отметке – 321 м, а в камере дробилки 2 линии (V, VI) – на отметке –323 м в нишах мостового крана и 2 линии (VII, VIII) – на отметке –332 м у основания дробильной установки (см. рис. 1, 2). При этом реперы двух линий камеры опрокидывателя, а именно I и IV, были закреплены в приконтурном породном массиве на границе с бетоном. Реперы остальных линий закреплены в шпурах на контуре железобетонной крепи камер. Все линии установлены до возобновления проходческих работ в камере дробилки. Полученные результаты замеров, представленные в табл. 1, отражают ключевые этапы процесса строительства, а именно:

- 1 этап – проходка монтажной выработки на отметке -333 м;
- 2 этап – выемка 5-метрового слоя под фундамент дробилки;
- 3 этап – проходка рудоспуска в камеру дозаторной;
- 4 этап – проходка камеры дозаторной.

В камере дозаторной две горизонтальные линии IX и X установлены на отметке -377 м в железобетонной крепи под сопряжением рудоспуска с камерой загрузки скипов (см. рис. 1, 2). Установка линий и первоначальный замер выполнены перед тем, как были возобновлены проходческие работы по выемке оставшихся 366 м³ нижележащих слоев камеры. Результаты замеров представлены в табл. 2, где отражены последующие этапы строительства:

- 5 этап – выемка около 100 м³ камеры;
- 6 этап – выемка оставшегося объема камеры до отм. –387 м;
- 7 этап – выемка 30 м³ ниши на отм. –387 м;

В обеих таблицах замеренные значения представлены нарастающим итогом относительно первоначальных базисов соответствующих реперных линий. Отрицательные значения соответствует сжатию, положительные – растяжению линий.

Таблица 1

**Результаты замеров абсолютных сдвижений реперов (мм)
и относительных деформаций (мм/м) реперных линий
в камерах опрокидывателя и дробилки**

№ линии	Первоначальный базис линии, мм	Этапы проходческих работ							
		1-й этап		2-й этап		3-й этап		4-й этап	
		мм	мм/м	мм	мм/м	мм	мм/м	мм	мм/м
I	6379,6	-0,1	-0,02	-1,7	-0,27	-2,4	-0,38	-2,3	-0,36
II	6369,8	-0,1	-0,02	-1,4	-0,22	-2,8	-0,44	-2,5	-0,39
III	6384,8	+0,1	+0,02	-0,5	-0,08	-3,8	-0,60	-3,8	-0,60
IV	6416,6	±0	±0	-0,3	-0,05	-3,1	-0,48	-3,6	-0,56
V	10513,5	-0,9	-0,09	-3,7	-0,35	-4,9	-0,47	-4,8	-0,46
VI	10534,4	-0,8	-0,08	-3,2	-0,30	-3,9	-0,37	-4,1	-0,39
VII	8314,3	-3,6	-0,43	-16,6	-2,00	-	-	-	-
VIII	8357,2	-4,5	-0,54	-31,5	-3,77	-39,1	-4,68	-39,8	-4,76

Таблица 2

**Результаты замеров абсолютных сдвижений реперов (мм)
и относительных деформаций (мм/м) реперных линий в камере дозаторной**

№ линии	Первоначальный базис линии, мм	Этапы проходческих работ							
		5-й этап		6-й этап (до взрыва)		6-й этап (после взрыва)		7-й этап	
		мм	мм/м	мм	мм/м	мм	мм/м	мм	мм/м
IX	4255,0	-2,2	-0,52	-2,9	-0,68	-2,8	-0,66	-2,9	-0,68
X	4305,5	-5,1	-1,18	-12,5	-2,90	-12,6	-2,93	-12,9	-3,00

Анализ результатов замеров по реперным линиям свидетельствовал о неупругом механизме деформирования крепи и приконтурного породного массива. Для крепи на это прежде всего указывали аномально большие значения относительной деформации. В незамкнутых конструкциях, таких как камера насосной и дробилки до бетонирования фундамента, это отражало, главным образом, податливость конструкции крепи и образование пластических шарниров в замке и основании свода. В камере дробилки эти шарниры наглядно прослеживались в местах нарушений бетона и прогиба арматуры. В камере насосной видимых следов нарушения бетона обнаружено не было, однако, судя по величине замеренной деформации реперной линии, трещины разрыва вполне могли быть на внешней поверхности крепи свода.

В замкнутых крепях, а именно: в камерах опрокидывателя, дробилки после бетонирования фундамента и дозаторной в месте установки реперных линий – определяющими становились уже пластические свойства самого конструкционного материала – бетона. При предварительном нахождении бетона в течение 7 – 10 лет под нагрузкой пластическая компонента его деформационных свойств, достигающая 2 – 3 мм/м, оказывалась исчерпана, что и имело место при нарушениях крепи в камере дробилки после возобновления проходческих работ на отметке – 333 м, а также в верхней части камеры дозаторной, когда к ней приблизился восстающий. Выемка дополнительных объемов породного массива и, соответственно, изменения его напряженного состояния обусловили нагружение в упругом режиме и хрупкое разрушение тех участков монолитной железобетонной крепи, где бетон утратил былую пластичность, поскольку был возведен за 7 – 10 лет до этого. Последующее деформирование нарушенных участков бетона происходило уже в соответствии с моделью запредельного поведения материала, а именно в форме неупругого смещения отдельных его частей (блоков) по образовавшимся трещинам.

Таким образом, можно было заключить, что, например, в камере дозаторной (см. табл. 2) прирост относительной деформации сжатия линии II, западный репер которой располагался на расстоянии менее метра от крупной (раскрытие 1 см) сколовой трещины бетонной крепи, на величину $\Delta\varepsilon = -3 \text{ мм/м} = -0,003$ совершенно не соответствовал приросту напряжений $\Delta\sigma$ упругого деформирования бетона с табличным модулем упругости $E = 20000 \text{ МПа}$, составляющим

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon E = -60 \text{ МПа.}$$

С другой стороны, и прирост на величину $\Delta\varepsilon = -0,6 \text{ мм/м}$ деформаций сжатия в камере опрокидывателя, где видимых нарушений бетона зафиксировано не было, также не мог отражать прироста напряжений в соответствии с упругой моделью, а именно:

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon E = -12 \text{ МПа.}$$

При таком приросте напряжений в бетонной крепи, которая к этому времени уже была нагружена в результате выемки камеры опрокидывателя и дробилки, неизбежно проявились бы процессы разрушения. Очевидно, что в реальности имел место

неупругий механизм деформирования как материала, так и конструкции крепи в целом, и фактические напряжения бетона не превышали его предела прочности, т.е. -13 – -15 МПа.

О поведении приконтурного породного массива в соответствии с геомеханической моделью иерархически блочной неупругой среды свидетельствовали факты деформирования тех участков массива, которые находились на большом расстоянии от проходимых в то время выработок. Наиболее наглядно это явление проявилось в приросте деформаций реперных линий III и IV в камере опрокидывателя в период 08.11.95 – 05.04.00, когда ближайшие проходческие работы проводились в рудоспуске, т.е. на расстоянии более 20 м. Причем в это же время деформации двух других линий I и II камеры и верхних линий V и VI камеры дробилки, которые находились ближе к проходческим работам, были существенно меньшими (см. табл. 1). Полученные данные не вписывались в модель деформирования сплошной упругой среды, согласно которой перераспределение напряжений породного массива, обусловленное выемкой некоторой его области (объема), происходит практически мгновенно и проявляется на расстоянии не более 1,5 – 2 диаметра вынудой области. Между тем с позиции модели поведения блочной среды замеренные значения деформаций оказывались вполне объяснимы, как являющиеся следствием взаимных неупругих смещений отдельных геоблоков по существующим структурным ослаблениям породного массива. Эти смещения могли быть спровоцированы как проходкой рудоспуска, так и продолжающимся во времени влиянием выемки последнего слоя камеры дробилки. Согласно установленным закономерностям деформирования массива скальных горных пород в условиях блочной геомеханической модели переход напряженной среды к новому равновесному состоянию оказывается растянут во времени и происходит путем серии знакопеременных длиннопериодных колебаний отдельных геоблоков. Возможность влияния внешних факторов, в частности фактора смещения геоблоков более крупномасштабных иерархических уровней, в данном случае представлялась маловероятной с учетом незначительности замеренных деформаций по другим линиям.

В пользу блочной модели были также интерпретированы результаты замеров в камере дозаторной (см. табл. 2), хотя полученные значения и находились на пределе точности метода. Выемка 30 м³ ниши на отметке -387 м практически не вызвала деформирования реперных линий, расположенных на 10 м выше. Однако спустя месяц при отсутствии проходческих работ по линии II, расположенной на более нарушенном участке крепи, был зафиксирован прирост сжатия на 0,3 мм.

На блоковый механизм деформирования приконтурного породного массива указывала также и несогласованность смещений реперов камеры опрокидывателя: реперов линий I и IV, установленных в породе, с реперами линий II и III, закрепленными на контуре бетонной крепи. Несмотря на разнесение указанных линий в каждой паре на расстояние, не превышающее 2 м, замеренные значения деформаций, даже если судить только по качественным параметрам (см. табл. 1), явно отражали подвижку отдельных породных блоков приконтурного массива.

При этом на участках, где подвижки породного массива превышали возможности пластического деформирования конструкции и материала крепи горных выработок, происходили частичные разрушения бетона и его последующее запредельное деформирование. В любом случае, после прекращения техногенного воздействия происходило затухание деформаций крепи и устойчивое состояние выработок сохранялось, поскольку главным расчетным параметром, определяющим напряженное состояние и, соответственно, устойчивость крепи выработок, являлась неупругая деформация окружающего массива, но не нагрузка на кровлю выработок от собственного веса свода разрушенных пород, которые были закреплены путем тампонажа.

По результатам натурных исследований был сделан практический вывод, что при условии стабильности напряженно-деформированного состояния окружающего

породного массива и, соответственно, отсутствии подвижек геоблоков крепь выработок околоствольных дворов гор. –320 и –480 м будет находиться в устойчивом состоянии, в том числе и на некогда нарушенных участках.

В качестве профилактических предусмотрены следующие мероприятия:

- 1) по контролю за динамическим состоянием тектонического разлома;
- 2) по ограничению подвижности геоблоков приконтурного массива в нижней части камеры дозаторной, непосредственно прилегающей к зоне разлома.

Для реализации первого мероприятия на поверхности шахтного поля запланирована установка реперной линии, пересекающей разлом. Второе мероприятие реализовано путем установки защитного железобетонного экрана из перфорированных труб из стали А-IV диаметром 83 мм с толщиной стенки 8 мм, установленных с шагом 0,25 м поперек разлома (см. рис. 2) для защиты проходческих работ в стволе от прорыва разрушенных пород вниз по разлому. Трубы одновременно являются железобетонными анкерами, способными эффективно ограничивать взаимные подвижки пересекаемых ими геоблоков приконтурного массива камеры дозаторной.

Расчеты и опыт применения аналогичных анкеров из перфорированных труб свидетельствуют, что несущая способность одного трубобетонного анкера на срез составляет порядка $P = 1,5 - 2$ МН. Соответственно, при установке ряда анкеров с шагом 0,25 м, что составит $N = 4$ анкера на 1 м^2 породного массива, сцепление между структурными блоками, пересекаемых трубами, повышается на $\Delta C = 6 - 8$ МПа. Таким образом, при ориентировочной величине сцепления между структурными блоками сиенитово-порфиритового массива, прилегающего к тектоническому разлому и камере дозаторной, составляющей $C = 1$ МПа, трубы защитного экрана обеспечивают сцепление между геоблоками $C' = 7 - 9$ МПа, т.е. повышают его почти на порядок.

В качестве дополнительной профилактической меры для повышения жесткости приконтурного массива камеры было признано наиболее целесообразным крепление традиционными железобетонными анкерами с использованием уже пробуренных по сетке 2×2 м 48 разведочных шпуров глубиной 3 м. При 16- миллиметровом диаметре стержня из стали периодического профиля А-III несущая способность одного анкера составляет около $P = 0,08$ МН. Таким образом, анкерование по сетке 2×2 м, т.е. $N = 0,25$ анкер/ м^2 , повысило междублоковое сцепление породного массива на $\Delta C = 0,02$ МПа, увеличив при этом равномерность нагружения бетонной крепи камеры, предотвращая возникновение сосредоточенных разрушающих нагрузок при подвижках отдельных геоблоков приконтурного массива.

Для ремонта нарушенных участков крепи использован набрызгбетон, поскольку повышения несущей способности существующей крепи не требовалось. Толщина же слоя набрызгбетонного крепления была принята минимальной, порядка 3 – 5 см, т.к. его цель – предотвращение случайных вывалов отслоившихся пластин бетона, главным образом из кровли камер дробилки и дозаторной.

Заключение

Полученные результаты натуральных и аналитических исследований позволили сделать заключение, что первопричиной произошедших нарушений крепи дробильно-водоотливного комплекса горизонта –320 м шахты «Южная» Гороблагодатского месторождения явились деформации окружающего породного массива, происходившие на двух масштабных уровнях вследствие техногенного воздействия горных работ: на базах порядка 100 и более метров – подвижки геоблоков, обусловленные динамическим воздействием крупномасштабного тектонического разлома, которое было спровоцировано выпуском из него породы и закачкой тампонажного раствора; на базах порядка 10 м – блоковые подвижки приконтурного породного массива, обусловленные изменениями его напряженно- деформированного состояния вследствие ведения проходческих работ.

Показан успешный опыт решения проблемы обеспечения устойчивости камерных выработок руддвора в условиях, когда ствол оказался запроектирован на пересечении с геодинамически активным крупным разломом. Выработки дробильно-водоотливного комплекса необходимо было возводить при негативном воздействии геодинамических движений, спровоцированных процессами строительства, в результате чего их крепь деформировало и ломало.

Список литературы

1. Сашурин А.Д., Панжин А.А., 2020. Современные проблемы и задачи геомеханики. *Горный информационно-аналитический бюллетень*, № 3 – 1, С. 188 – 198.
2. Харисов Т.Ф., Балек А.Е., Озорнин И.Л., 2020. Обоснование регламента проходки параллельных взаимовлияющих выработок в напряженных трещиноватых скальных массивах. *Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов*, Т. 331, № 10, С. 71 – 79.
3. Захаров В.Н., Федоров Е.В., Еременко В.А., Лагутин Д.В., 2018. Геомеханическое обеспечение проектирования отработки запасов каменной соли на Илецком месторождении. *Горный журнал*, № 2, С. 41 – 47.
4. Каюмова А.Н., Балек А.Е., Харисов Т.Ф., 2022. Устойчивость камерных и сближенных выработок в сложных горно-геологических условиях. *Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле*, № 2, С. 296 – 312.
5. Avdeev A., Sosnovskaya E., Krinitsyn R., 2018. The geomechanical state of the mine "Mnogovershinnoe" lower levels monitoring. *VII International Scientific Conference "Problems of Complex Development of Georesources". E3S Web of Conferences. September 25 – 27. Khabarovsk, Russia*, P. 20 – 25.
6. Islavath S. R., Deb D., Kumar H., 2020. Development of a roof-to-floor convergence index for longwall face using combined finite element modelling and statistical approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, V. 127, pp. 204 – 221.
7. Elrawy W.R., Abdelhaffez G.S., Saleem H.A., 2020. Stability assessment of underground openings using different rock support systems. *Rudarsko-geolosko-naftni zbornik*, V. 35(1), P. 49 – 64.
8. Qi F., Ma Z., 2019. Investigation of the Roof Presplitting and Rock Mass Filling Approach on Controlling Large Deformations and Coal Bumps in Deep High-Stress Roadways. *Latin American Journal of Solids and Structures [online]*, 16(4), pp. 24. DOI:10.1590/1679-78255586.
9. Zhengzheng Xie, Nong Zhang, Xiaowei Feng, Dongxu Liang, Qun Wei, Mingyue Weng, 2019. Investigation on the evolution and control of surrounding rock fracture under different supporting conditions in deep roadway during excavation period. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.*, vol. 123, 104122. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2019.104122
10. Rust Wilhelm, 2015. *Non-Linear Finite Element Analysis in Structural Mechanics*. Switzerland: Springer International Publishing, 363 p.

References

1. Sashurin A.D., Panzhin A.A., 2020. Sovremennyye problemy i zadachi geomekhaniki [Current problems and tasks of geomechanics]. *Gornyy informatsionno-analiticheskii byulleten'*, № 3 – 1, P. 188 – 198.
2. Kharisov T.F., Balek A.E., Ozornin I.L., 2020. Obosnovanie reglamenta pro-khodki parallel'nykh vzaimovliyaiushchikh vyrabotok v napriazhennykh treshchinovatykh skal'nykh massivakh [Substantiation of the regulations for the sinking of parallel mutually influencing workings in stressed fractured rock massifs]. *Izvestiia Tomskogo politekhnicheskogo universiteta. Inzhiniring georesursov*, Vol. 331, № 10, P. 71 – 79.

3. Zakharov V.N., Fedorov E.V., Eremenko V.A., Lagutin D.V., 2018. Geomekhanicheskoe obespechenie proektirovaniia otrabotki zapasov kamennoi soli na Iletskom mestorozhdenii [Geomechanical support for the design of mining the rock salt reserves at the Iletsk deposit]. *Gornyi zhurnal*, № 2, P. 41 – 47.

4. Kaiumova A.N., Balek A.E., Kharisov T.F., 2022. Ustoichivost' kamernykh i sblizhennykh vyrabotok v slozhnykh gorno-geologicheskikh usloviyakh [Stability of chamber and converged workings in difficult mining and geological conditions]. *Izvestiia Tul'skogo gosudarstvennogo universiteta. Nauki o Zemle*, № 2, P. 296 – 312.

5. Avdeev A., Sosnovskaya E., Krinitsyn R., 2018. The geomechanical state of the mine "Mnogovershinnoe" lower levels monitoring. *VII International Scientific Conference "Problems of Complex Development of Georesources". E3S Web of Conferences. September 25 – 27. Khabarovsk, Russia*, P. 20 – 25.

6. Islavath S. R., Deb D., Kumar H., 2020. Development of a roof-to-floor convergence index for longwall face using combined finite element modelling and statistical approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, V. 127, pp. 204 – 221.

7 Elrawy W.R., Abdelhaffez G.S., Saleem H.A., 2020. Stability assessment of underground openings using different rock support systems. *Rudarsko-geolosko-naftni zbornik*, V. 35(1), P. 49 – 64.

8. Qi F., Ma Z., 2019. Investigation of the Roof Presplitting and Rock Mass Filling Approach on Controlling Large Deformations and Coal Bumps in Deep High-Stress Roadways. *Latin American Journal of Solids and Structures [online]*, 16(4), pp. 24. DOI:10.1590/1679-78255586.

9. Zhengzheng Xie, Nong Zhang, Xiaowei Feng, Dongxu Liang, Qun Wei, Mingyue Weng, 2019. Investigation on the evolution and control of surrounding rock fracture under different supporting conditions in deep roadway during excavation period. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.*, vol. 123, 104122. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2019.104122

10. Rust Wilhelm, 2015. *Non-Linear Finite Element Analysis in Structural Mechanics*. Switzerland: Springer International Publishing, 363 p.