

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования «Национальный исследовательский
технологический университет «МИСИС»

На правах рукописи

Кириенко Юрий Анатольевич

**ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ И ПОВЫШЕНИЕ
ДОЛГОВЕЧНОСТИ КРЕПИ СОПРЯЖЕНИЙ СТВОЛОВ В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ**

Специальность 2.8.6 – Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная
аэрогазодинамика и горная теплофизика

Диссертация на соискание
ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:

д.т.н., профессор

ученая степень, ученое звание, должность

Плешко Михаил Степанович

ФИО полностью

Москва 2025

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ОБЕСПЕЧЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ КРЕПИ УЗЛА СОПРЯЖЕНИЙ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ ШАХТ	10
1.1 Актуальность проблемы обеспечения долговечности крепи вертикальных стволов на калийных и соляных месторождениях.	10
1.2 Анализ методов расчета крепи горных выработок, пройденных в соляных и соленосных породах.	21
1.3 Современные методы обеспечения устойчивости и долговечности крепи узлов сопряжений вертикальных стволов на калийных и соляных месторождениях.	24
1.4 Цель и задачи исследования	32
2. ВЫБОР МЕТОДА РАСЧЕТА И РЕОЛОГИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ГОРНЫХ ПОРОД СОЛЯНОГО КОМПЛЕКСА ВЕРХНЕКАМСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ	35
2.1 Выбор и обоснование метода расчета крепи.....	35
2.2 Реологические механические модели	44
2.3 Теория наследственной ползучести	60
2.4. Обоснование параметров КЭ модели сопряжения	71
2.5. Формирование массива исходных данных для КЭ модели сопряжения	74
2.6. Верификация и валидация модели с учетом рассмотрения процесса длительной ползучести соляных пород	76
2.7. Алгоритм разработки математической модели	80
2.8. Систематизация объемно-планировочных решений сопряжений ..	84
Выводы по главе 2.....	86
3. ОБОСНОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ СОПРЯЖЕНИЙ СТВОЛОВ В ПОРОДАХ, СКЛОННЫХ К ПОЛЗУЧЕСТИ	87
3.1. Закономерности распределения вертикальных деформаций соляных пород на участках сопряжений	87
3.2. Закономерности распределения горизонтальных деформаций соляных пород на участках сопряжений.	90
3.3. Оценка влияния регулятивного элемента № 1 (податливый слой) на НДС системы «крепь-массив».	94
3.4. Оценка влияния регулятивного элемента №2 (деформационный шов) на НДС системы «крепь-массив».....	101

3.5. Оценка влияния регулятивного элемента № 3 (опорный венец) на НДС системы «крепь-массив»	106
Выводы по главе 3	112
4 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИИ.....	114
4.1 Методика определения параметров регулятивных элементов на участках сопряжений стволов в соляных породах	114
4.2 Внедрение результатов диссертационного исследования	116
Выводы по главе 4.....	133
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	134
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	136
ПРИЛОЖЕНИЕ А	146

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы. Особое место в комплексе стволов шахт и рудников по добыче калийных и магниевых солей занимают участки сопряжений вертикальных выработок с подземными горизонтами, сооружаемые в породах соленосной толщи, склонных к длительной ползучести. Строительство и эксплуатация сопряжений в таких условиях сопряжено со значительными материальными и трудовыми затратами. Например, на всех стволах Солигорского и Верхнекамских калийных рудников выявлены разрушения крепи и армировки в районах сопряжений с горизонтальными выработками. Аналогичная картина наблюдалась в процессе эксплуатации и строительства шахтных стволов на Солотвинском руднике и руднике им. 50-летия Октября на Прикарпатском месторождении, скипового ствола рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА», где стволы деформировались на участках сопряжений, закрепленных чугунными тубингами.

Перечисленные примеры свидетельствуют о том, что применяемые конструкции крепи в районе сопряжений стволов калийных рудников в большинстве случаев не соответствуют условиям ее работы. Безремонтный срок эксплуатации крепи при этом не превышает 5-7 лет.

В этой связи возникает необходимость пересмотра подходов к определению параметров крепи и способов обеспечения устойчивого состояния сопряжений стволов и необходимой долговечности крепи в породах, склонных к длительной ползучести.

Многолетними усилиями отечественных ученых и специалистов накоплен представительный опыт по обеспечению устойчивости вертикальных стволов горных предприятий, включая участки сопряжений, а также закономерностям проявлений горного давления в околоствольных породах. Представлено множество работ по расчетам крепи горных выработок, их прогнозированию устойчивости, реологическим расчетам и определению механических характеристики каменной соли, мониторингу

горных выработок. Большой вклад в решение этих задач внесли Аптуков В.Н., Баклашов И. В., Барях А.А., Булычев Н.С., Ваулина И.Б., Гальперин А.М., Ержанов Ж.С., Зильбершмидт В.Г., Карасев М.А., Карташов Ю.М., Картозия Б.А., Константинова С.А., Проскуряков Н.М., Протосеня А.Г., Саммаль А.С., Соловьев В.А. и многие другие ученые. В их трудах обоснованы эффективные конструкции крепи стволов и крепи узлов сопряжений, предусматривающие применение деформационных швов, податливых слоев, разгрузочных щелей и других конструктивных решений.

В тоже время следует отметить, что обеспечение устойчивости участков сопряжений в породах, склонных к длительной ползучести, требует комплексного учета закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния (НДС) массива соляных пород и крепи сопряжений с учетом их сложной пространственной конфигурации и влияния временного фактора. Ряд теоретических и практических геомеханических вопросов при этом остаются неизученными.

Так до настоящего времени не разработан комплексный подход по применению на участках сопряжений нескольких регулятивных элементов, включающих опорные венцы, податливый слой и деформационные швы. В связи с этим, исследования направлены на разработку эффективных решений по повышению долговечности и следует считать актуальными и своевременными.

Цель работы: прогнозирование геомеханических процессов на участках сопряжений стволов в соляных породах на весь срок их эксплуатации, служащее основанием для разработки эффективных решений по повышению долговечности крепи.

Идея работы: обеспечение необходимого запаса несущей способности сопряжений стволов в соляных породах и повышение долговечности конструкций крепи достигается путем совместного применения податливых, деформационных и опорных регулятивных элементов с оптимальными параметрами, учитывающими закономерности изменения НДС пород

соляного массива в течении всего срока эксплуатации, а также пространственную конфигурацию рассматриваемых участков.

Научные положения, выносимые на защиту:

1. Установлено, что для обеспечения долговечности крепи сопряжений стволов в соляных породах над и под сопряжением следует возводить участки крепи с податливым слоем, протяжённость которых определяется установленной корреляционной зависимостью от ожидаемого смещения контура незакрепленной выработки за весь срок её эксплуатации.

2. Определено, что для компенсации критических концентраций напряжений в тубинговой крепи стволов на участках сопряжений, многократно превышающих средние уровни и обусловленных неравномерностью пространственных деформаций в процессе длительной ползучести соляных пород, требуется размещение выше сопряжения горизонтального осадочного шва, защищенного податливым слоем, на высоту не менее одного тубингового кольца.

3. Доказано, что для повышения долговечности и увеличения запаса несущей способности крепи стволов на участках сопряжений в соляных породах на 20% необходимо применять комплекс конструктивных мер, включающий горизонтальные осадочные швы, податливый слой и опорные венцы, при этом место заложения последних определяется площадью их поперечного сечения и ожидаемыми смещениями контура незакрепленной выработки за проектный срок её службы.

Научная новизна работы:

1. Установлены зависимости размеров участков крепи ствола с податливым слоем от величин максимальных вертикальных смещений свода сопряжения за расчетный срок ее эксплуатации, а также степени неравномерности горизонтальных деформаций контура ствола.

2. Установлены зависимости изменения концентраций напряжений в крепи сопряжений стволов, пройденных в соляных породах, на период эксплуатации $T=50$ лет от соотношения диаметра ствола и площади

поперечного сечения сопряжения, учитывающие влияние горизонтального деформационного шва и податливого слоя.

3. Определены параметры податливых, деформационных и опорных регулятивных элементов на участках сопряжений стволов, обеспечивающих уменьшение напряжений в крепи и ее необходимую долговечность при взаимодействии с породами, склонными к длительной ползучести.

Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждаются: корректной постановкой исследовательских задач, применением как метода конечных элементов в пространственной постановке, так и классических методов механики подземных сооружений, удовлетворительной сходимостью результатов численных экспериментов и данных по натурным исследованиям в условиях Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей, внедрением полученных результатов на практике.

Методология и методы исследования. Проведение диссертационного исследования осуществлялось с использованием комплексных методов и подходов, заключающихся в обобщении и анализе российского и международного опыта оценки напряженно-деформированного состояния соляных пород в окрестности выработок, использовании классических аналитических методов механики подземных сооружений, численных методов моделирования (метод конечных элементов) с проведением процедуры валидации моделей по натурным данным, полученным в условиях Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей.

Практическая значимость работы

1. Разработана конструкция крепи сопряжений с применением податливых, деформационных и опорных регулятивных элементов, обоснованное взаимное расположение которых позволяет перераспределить нагрузку и, тем самым, уменьшить максимальные напряжения в крепи.

2. Разработаны рекомендации по выбору и определению элементов конструкции крепи сопряжений различного типа (сопряжений шахтных стволов с горизонтами, сопряжений общешахтных бункеров с камерой питателей), пройденных в соленосных породах, позволяющих обеспечить их длительную устойчивость.

Реализация выводов и рекомендаций работы. Результаты диссертационной работы реализованы в виде технических решений в проектах по проходке и креплению общешахтного бункера и сопряжений стволов Усольского калийного комбината.

Апробация работы. Основные положения и результаты работы докладывались на следующих семинарах и конференциях: международный научный симпозиум «Неделя горняка», Москва, 2020 г.; расширенное заседание кафедры «Строительство подземных сооружений и горных предприятий» Москва, 2020, 2021, 2022, 2023 гг.; 18-я международная конференция по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики «Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики» г. Тула, 2022 г.

Личный вклад автора. Личный вклад автора заключается в теоретическом обосновании модели деформирования соляных пород для участков сопряжений; теоретическом обосновании моделей деформирования соляных пород; систематизации объемно-планировочных решений сопряжений; разработке и валидации пространственных математических моделей и проведении численных экспериментов; установлении закономерностей деформирования соляных пород и изменения напряженно-деформированного состояния крепи сопряжений, разработке рекомендаций по применению крепи с применением податливых, деформационных и опорных регулятивных элементов.

Публикации. Основные положения диссертационной работы опубликованы 4-х печатных работах, в том числе три из них в периодическом научном и научно-образовательном издании Горный информационно-

аналитический бюллетень (научно-технический журнал), индексируемом в базе данных скопус (Scopus) и входящим в перечень ВАК.

Объем работы. Диссертация состоит из оглавления, введения, 4 раздела с выводами по каждой из них, заключения, списка литературных источников из 93 наименований. Работа изложена на 147 страницах машинописного текста, содержит 71 рисунок и 23 таблицы.

1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ОБЕСПЕЧЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ КРЕПИ УЗЛА СОПРЯЖЕНИЙ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ ШАХТ

1.1 Актуальность задачи обеспечения долговечности крепи вертикальных стволов на калийных и соляных месторождениях.

Калийные месторождения и бассейны с калийной солью обнаружены в пределах всех континентов за исключением Антарктиды. Больше половины мировых запасов калийных солей сосредоточено в Саскачеванском (Канада) и Верхнекамском (Россия) калиеносных бассейнах. Крупными держателями запасов являются также Белоруссия, Германия, Бразилия, Израиль и Иордания. Государственным балансом запасов Российской Федерации учитывается четыре месторождения калийных солей. В распределенном фонде недр находятся десять из тринадцати участков Верхнекамского месторождения и Гремячинское месторождение. Непское и Эльтонское месторождения остаются нелицензированными. По запасам калийных солей Верхнекамское месторождение – одно из крупнейших в мире. Его геологические запасы оцениваются по карналлитовой породе в 96,4 млрд т, по сильвинитам — 113,2 млрд т, по каменной соли — 4,65 трлн т. [38]. Кроме увеличения добычи на Верхнекамском месторождении, ведется освоение в Волгоградской области Гремячинского месторождения, запасы сильвинитов которого по категории С2 составляют 250 млн.т K_2O при среднем содержании полезного компонента 21-26%.

Калийные соли добываются всего в 14 странах, однако их используют более чем в ста странах, которые импортируют калийную продукцию. В рамках реализации нескольких новых зарубежных проектов планируется извлечение калийного сырья из недр с использованием метода подземного растворения. В России, в процессе освоения новых месторождений, предполагается применять традиционный шахтный способ добычи.

На горнодобывающих предприятиях вертикальные стволы как правило проходят вместе с рассечкой сопряжений и прилегающих к ним выработкам. В таблице 1.1 представлен список капитальных горных выработок, непосредственно примыкающих к стволу. Геометрия и габариты поперечного сечения приствольных выработок и камер определяются их местоположением, назначением, а также физико-механическими свойствами вмещающих пород [50, 56].

Таблица 1.1 – Основные сопрягающиеся или прилегающие к стволу выработки [12]

Типы стволов	Выработки и камеры	Глубина заложения	Направление проведения	Геометрические характеристики
Все виды стволов	Калориферные и вентиляционные выработки	Устье ствола	Выбирается в соответствии с поверхностным комплексом	Форма сечения - прямоугольная; площадь сечения: 2-20м ² .
	Вентиляционные ходки и сбойки, камеры зумфового водоотлива и кабельных муфт, перекачные и редуccionные камеры.	Более 500 м	Определяется назначением, видом и расположением оборудования	Форма и стены прямые, свод пологий или плоский, высота 6,5...9,2 м, размеры в плане 2..5х3..6 м.
Главные	Ходки для чистки зумпфа, камеры загрузочных устройств, дробильно-бункерный комплекс (горнорудные предприятия)	Более 800 м	Выбирается в соответствии с транспортными и технологическими схемами шахт	Форма – прямоугольные стены, пологий свод. Размеры по высоте до 17м, в плане – до 6х7 м.
Вспомогательные, воздухоподводящие, вентиляционные	Сопряжения с околоствольными дворами, водотрубные ходки	Более 800 м	Согласно СНиП, в крест простирающихся вмещающих пород	Форма – арочная с полуциркульным сводом, незамкнутая с прямыми стенами или арочная с обратным сводом, площадью сечения в свету до 40 м ²

На калийных и соляных рудниках сопряжения стволов располагаются в соляных породах (каменная соль, сильвинит) или в породах, содержащих соль.

Проектирование и сооружение узлов сопряжения стволов с околоствольными дворами сопряжено с комплексом технологических сложностей, включающих:

- Образование масштабных поверхностей обнажения горного массива, обусловленное увеличенными геометрическими параметрами пролетов и высоты сопряжений;
- Необходимость применения буровзрывных методов проходки, вызывающих существенную наведенную трещиноватость (дезинтеграцию) породного массива в зоне сопряжения;
- Значительные объемы работ по монтажу монолитных бетонных, железобетонных и многослойных конструкций крепи.

На сегодняшний день накоплен значительный опыт эксплуатации калийных и соляных месторождений, а также изучены особенности проявления горного давления в шахтах, включая сопряжения вертикальных стволов. Важным аспектом проектирования горно-технических сооружений является необходимость учитывать сложное механическое поведение соляных пород, их деформацию и разрушение.

Анализ существующих исследований. Современная геомеханика располагает значительным объемом научных работ, в которых изучались физико-механические параметры соляных породных массивов. Экспериментальные исследования проводились как в контролируемых лабораторных условиях, так и в реальных горно-геологических условиях. В работах [3, 4, 9, 13, 32, 37, 53, 55, 63, 64, 65, 93] и документах [83, 84, 85] систематизированы методики испытаний и приведены обобщенные данные по: прочностным критериям, деформационным модулям, реологическим закономерностям. Фокус исследования в данной работе уделяется анализу специфических механизмов деформирования соляных массивов,

оказывающих непосредственное влияние на характер распределения горного давления и зоны влияния вокруг подземных выработок, особенности формирования напряженно-деформированного состояния в соленосных толщах.

К геомеханическим особенностям соляных месторождений относятся следующие факторы [57]:

- структурная однородность и способность к релаксации напряжений;
- преобладание гидростатического напряженного состояния в ненарушенном массиве, что является результатом многовековых реологических процессов;
- влияние влажности на механические свойства. Экспериментальные исследования выявили обратную зависимость между влажностью соляных пород (W) и их прочностными характеристиками: с ростом W наблюдается снижение прочности при одноосном сжатии ($\sigma_{сж}$), прочности на растяжение (σ_p), модуля деформации (E) и предела длительной прочности (σ_∞). При этом отмечается увеличение коэффициента Пуассона (μ);
- влияние соленосных толщ на горногеологические условия разработки месторождения. Анализ условий отработки кимберлитовых месторождений "Интернациональный" и "Мир" показал, что мощные соленосные толщи существенно изменяют характер поведения вмещающих пород, определяют параметры мульды сдвижения и являются главным фактором при выборе системы разработки и технологии ведения горных работ.
- реологические свойства соляных пород. Исследования подтверждают, что для соляных пород в не зависимости от их месторождения характерны ярко выраженные реологические свойства и зависимость деформационных процессов от временного фактора.

Этими фундаментальными особенностями массива определяются направления поиска и создания охранных систем горных выработок. Основные принципы проектирования горно-технических сооружений месторождения солей должны учитывать эти особенности.

Особенности деформирования и разрушения соляных пород вокруг ствола в районе сопряжения приводят к необходимости использования, для повышения их устойчивости, специальных регулятивных элементов крепи.

По степени нагруженности и напряженно-деформированного состояния крепи сопряжения с горизонтальными выработками околоствольного двора выделяют четыре зоны [12] (см. рисунок 1.1):

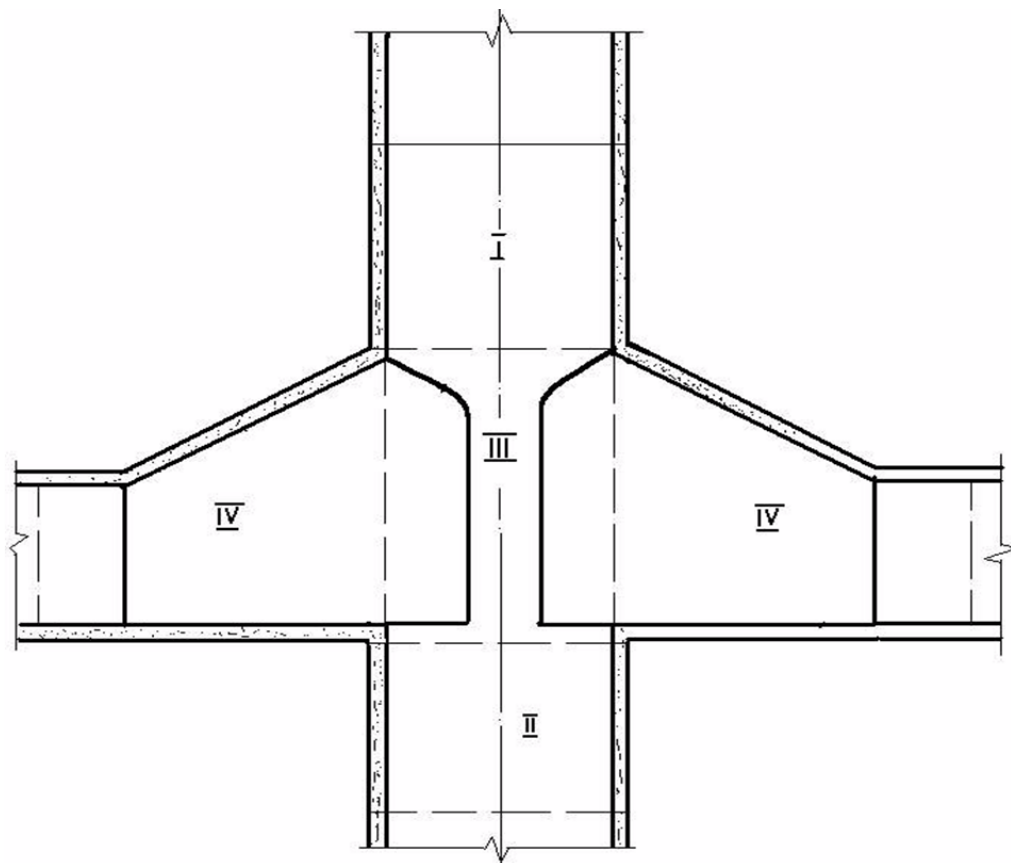


Рисунок 1.1 – Схема типового двустороннего сопряжения ствола
I – зона примыкания протяженной части ствола над сопряжением к горизонту;
II – зона примыкания протяженной части ствола под сопряжением к горизонту;
III – зона наиболее ослабленного сечения ствола в зоне сопряжения;
IV – зона наиболее ослабленного сечения горизонтальной выработки.

Метод зонирования сопряжения состоит в следующем: для I и II зон принята протяженность, вычисляемая по формуле:

$$L = 5r_0, \quad (1.1)$$

где r_0 - радиус ствола в свету.

Учитывая, что стволы в большинстве случаев имеют радиус не превышающий 4,25 м, расчетная протяженность указанных зон составляет

21,25 м. Однако в ходе обследований [12] для унификации методики было принято единое значение 20 м для всех исследуемых объектов. Для IV зоны, согласно требованиям п.7.2.1.15 СП 91.13330.2012 [76], установлен диапазон значений 30-50 м. Результаты обследований выявили случаи несоответствия состояния крепи сопряжений нормативным требованиям, что свидетельствует о недостаточной эффективности существующих расчетных методик и необходимости уточнения деформационных процессов в каждой выделенной зоне. Отсюда следует, что требуется разработка новых подходов к оценке устойчивости крепи сопряжений.

Крепь стволов в месте сопряжения с выработками околоствольного двора разрушается, как правило, вертикальными трещинами на полную высоту приствольной выработки. В первую очередь начинают деформироваться балки. Изгиб балок приводит к деформациям расстрелов и проводников в стволе. Подобные деформации наблюдали на стволах Второго и Третьего Березниковских калийных рудников [55, 56].

При относительно небольших глубинах 220-229 м ствола «Новый» Первого рудника Стебниковского калийного завода бетонная крепь стенок и кровли сопряжения ствола с камерой дозатора нарушена трещинами с разделением на отдельные блоки. Часть блоков выдавлена внутрь сопряжения на 20-25 см. Двутапровые балки и рельсы, заложенные в качестве арматуры, сильно деформированы [9].

Разрушения крепи шахтных стволов, закрепленных монолитной бетонной крепью, отмечены на всех шахтных стволах Солигорских и Верхнекамских калийных рудников и их сопряжениях с примыкающими выработками, что подтверждается данными многолетнего мониторинга [52].

Аналогичная картина наблюдалась в процессе эксплуатации и строительства шахтных стволов на Солотвинском руднике и руднике им. 50-летия Октября на Прикарпатском месторождении.

На Калушском руднике за 10 лет эксплуатации бетонная крепь ствола деформировалась и была разрушена практически полностью [54].

На рудниках Старобинского месторождения калийных солей бетонные и железобетонные крепи дозаторных камер и других выработок не смогли противостоять смещениям, обусловленным ползучестью пород [9]. Через 3-5 лет после ввода сопряжений в эксплуатацию стали проявляться прогибы и нарушения элементов армировки, появились трещины, крепь стала разрушаться. Северная камера питателей с конвейерами ствола №4 Четвертого рудоуправления на горизонте -670 м была закреплена усиленной замкнутой монолитной железобетонной крепью. Первые признаки разрушения крепи появились вскоре после ее возведения. Бетон в своде дозаторной камеры разрушился и отслоился с обнажением арматуры. В южной камере питателей кровля начала деформироваться и трескаться еще в процессе возведения крепи [9].

Сопряжения стволов с примыкающими выработками на Верхнекамских калийных рудниках, закрепленные бетоном толщиной 0,5 м, повреждаются с деформацией расстрелов и проводников.

Стволы рудника Второго Березниковского рудоуправления, имеющие диаметр 7,0 м, в соляной части разреза (в интервале глубин 341-474 м) закреплены бетоном толщиной 500 мм. Через 3 года после сдачи стволов в эксплуатацию началось разрушение сопряжения ствола с примыкающими выработками околоствольного двора на глубине около 400 м. Характер разрушения - вертикальные или близкие к ним сквозные трещины в бетоне на всю высоту сопряжения. Внутри ствола произошло нарушение бетонной крепи с частичным отслоением растрескивающихся линз бетона.

При обследовании обнаружено, что в результате деформации крепи произошло деформирование расстрелов со смещением проводников. Центральный расстрел в районе сопряжения прогнулся на 8 мм.

Через 5 лет после ввода ствола в эксплуатацию проведены первые ремонтные работы в районе дозаторной камеры.

Третий Березниковский рудник сдан в эксплуатацию в 1974 г., и уже в 1975 г. в дозаторной камере появились нарушения, аналогичные

наблюдаемым ранее на Втором Березниковском руднике: образование вертикальных трещин с выкрашиванием бетона в ствол, выпучивание арматуры из стенок дозаторной камеры и деформация расстрелов.

В стволе №1 рудника Третьего Соликамского рудоуправления первые признаки нарушения бетонной крепи в районе дозаторов и сопряжений с рабочим горизонтом были отмечены после первых 10-15 лет эксплуатации ствола. В связи с активизацией деформирования бетонной крепи и ярусов армировки проведен комплекс ремонтно-восстановительных работ по крепи ствола в интервале ярусов 94-104 (рисунок 1.2).

Конструкция стволов выполнена с применением чугунных тюбингов. Наибольшие деформации зафиксированы в зоне сопряжения ствола с дозаторной камерой, где на участке протяженностью 16 м тюбинговая крепь представлена полукольцами, соединенными с монолитным железобетонным обрамлением камеры. Использование разомкнутой кольцевой конструкции существенно снижает несущую способность крепи.

Образование масштабной поверхности обнажения породного массива (высотой 16 м) с железобетонным креплением вызывает существенную конвергенцию противоположных стенок выработки, разрушение конструктивных элементов приствольного оборудования (см. рисунок 1.3).

Длительное реологическое воздействие соленосного массива на монолитную железобетонную крепь дозаторной камеры приводит к локальному разрушению бетонного массива, выпучиванию арматурных элементов, образованию кавернозных дефектов линейного и точечного типа (см. рисунок 1.4)

Сопряжения клетового ствола с примыкающими выработками в связи со значительно меньшими размерами (по сравнению со скиповыми стволами) обнаженных поверхностей подвергаются разрушению в значительно меньшей степени. На рисунке 1.5 показано состояние сводовой части крепи сопряжений горизонтальных выработок с клетовым стволом. В результате сжатия крепи

сопряжения происходит деформация арматуры, ее обнажение с образованием каверн в бетоне.

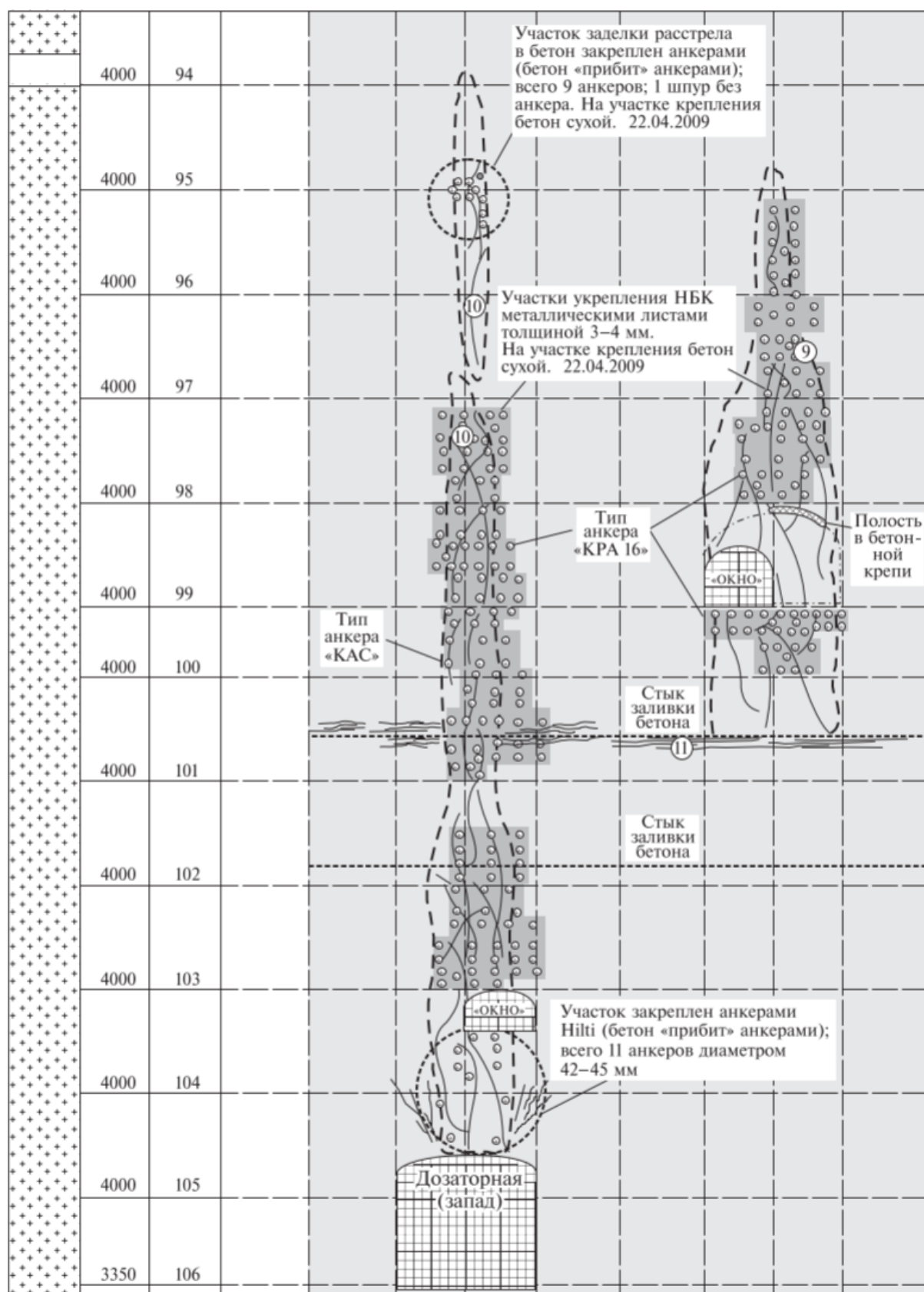


Рисунок 1.2 – Развертка монолитной бетонной крепи ствола №1 в интервале ярусов 94-104 с результатами ремонтных работ [38].

Аналогичная картина наблюдается и в процессе эксплуатации скипового и клетового стволов на руднике «Интернациональный» АК «АЛРОСА».

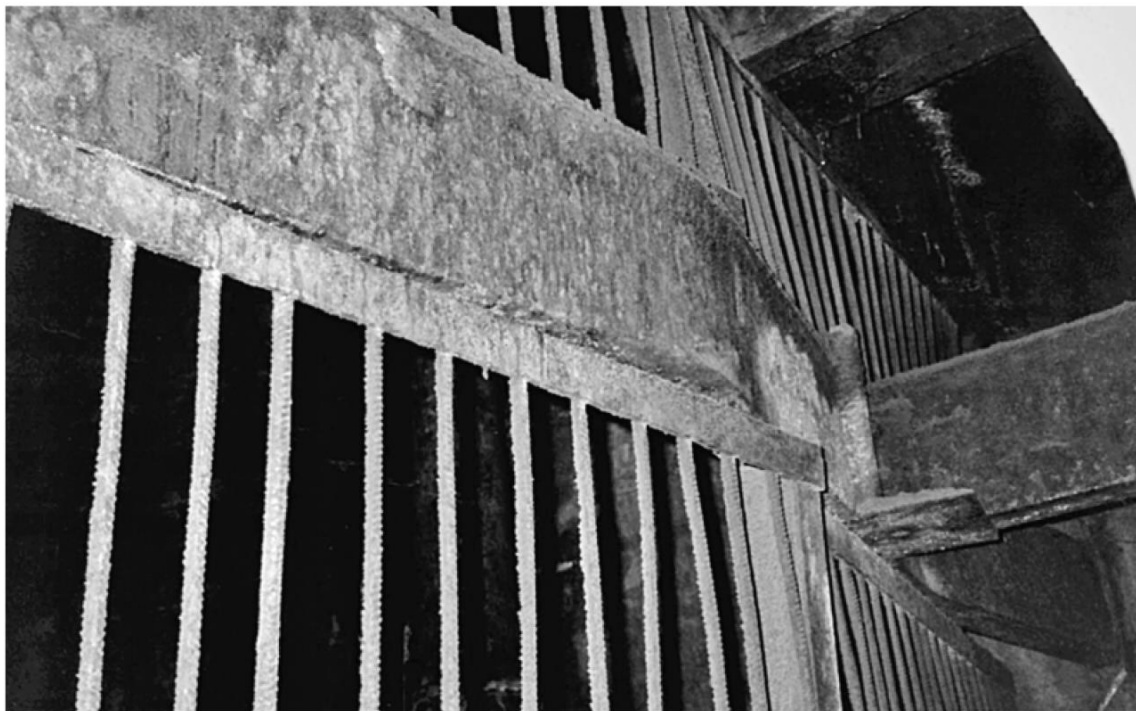


Рисунок 1.3 – Деформация балки (швеллер №24), жестко закрепленного между стенками монолитной бетонной крепи в узле сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой на горизонте 803 м. [38].



Рисунок 1.4 – Дефекты железобетонной крепи в виде каверн, сформировавшиеся вследствие компрессионного воздействия на дозаторную камеру с последующим выпучиванием арматурных элементов [38].

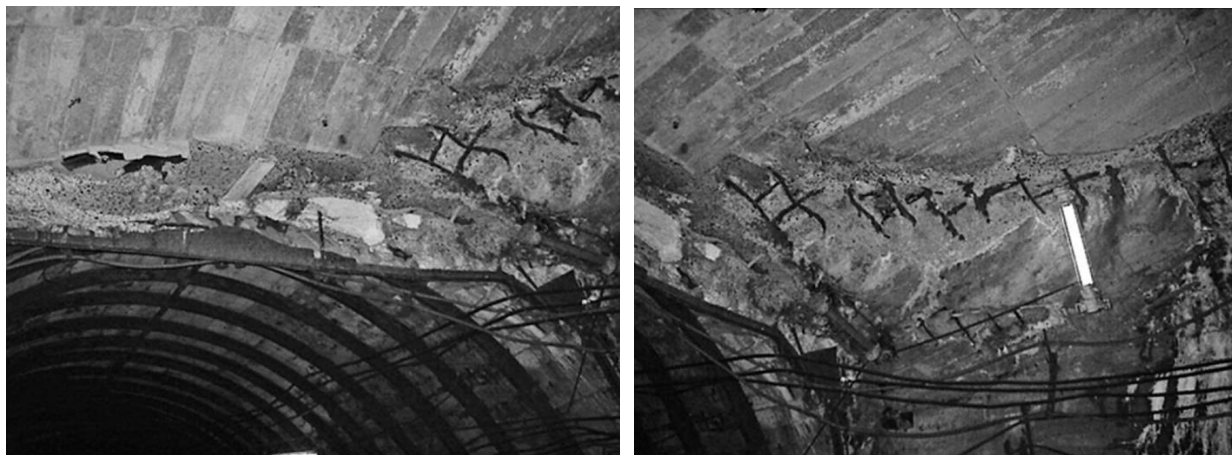


Рисунок 1.5 – Крепь сопряжения клетового ствола с горизонтальной выработкой на руднике «Интернациональный» на горизонте №6 [38].

В работах Масленникова С.А. делается акцент на оптимизации параметров технологии проходческих работ, при проходке в соленосных породах [47, 48].

Таким образом, результаты выполненного анализа позволяют сделать вывод о том, что применяемые конструкции крепи стволов и технологии ее возведения в районе сопряжений в большинстве случаев не соответствуют предъявляемым к ним требованиям.

В качестве объекта для исследования технологии проходки и крепления приствольных выработок в работе рассматривается область сопряжения стволов шахт с выработками околоствольных дворов, как наиболее характерные и сложные по горно-технологическим и геомеханическим условиям сооружения.

Отечественный и зарубежный опыт шахтного строительства свидетельствует о том, что проблема проходки и поддержания сопряжений капитальных выработок и стволов с приствольными выработками остается актуальной. Анализ фактического состояния показывает, что из всех нарушений капитальных выработок 50% приходится на долю сопряжений, так как эти узлы оказываются наиболее чувствительными к изменению условий поддержания. Таким образом, долговечность крепи на участках сопряжений стволов можно оценить как крайне низкую.

1.2 Анализ методов расчета крепи горных выработок, пройденных в соляных и соленосных породах.

Подавляющее большинство стволов шахт и рудников по добыче калийных и магниевых солей имеют комбинированную тубингово-бетонную крепь на всем протяжении ствола или на определенных интервалах. В связи с этим особую актуальность приобретает вопрос о выборе методик расчёта такой конструкций в данных условиях. Согласно нормативным требованиям, изложенным в «Руководстве по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи», параметры крепления должны определяться отдельно для каждого участка ствола: протяженная часть и участок сопряжения ствола с горизонтом.

Особенностью соляных пород, относящихся к IV категории устойчивости, является необходимость применения специализированных методик расчёта нагрузок, разработанных профильными научными организациями. Существующая нормативная база не предоставляет готовых решений для непосредственного определения величин нагрузок на крепь, что составляет основную сложность при проектировании.

Ключевым аспектом при выборе параметров крепи является методика расчёта. Согласно классификации Д.М. Казикаева и С.В. Сергеева [28, 29, 60], все методы можно разделить на три большие группы: основанные на упрощённых гипотезах строительной механики; использующие строгие решения теории упругости; экспериментально-аналитические методы, учитывающие взаимодействие системы «крепь-массив» и данные натурные данные.

На протяжении многих лет в практике расчёта крепей горных выработок преобладали традиционные методики, основанные на интерпретации конструкции крепи как инженерного объекта без учёта полноценного взаимодействия с вмещающим массивом. Расчёт реализовывался в три этапа: назначалась внешняя нагрузка, определялись внутренние усилия в элементах

крепей и производилась оценка прочностных характеристик. Данный подход, подробно описанный в работах таких ученых как И. В. Баклашов., Б. А. Картозия, Э. В. Каспарьян [3, 4, 5, 6, 11, 18], предполагал рассмотрение крепи как пассивного элемента, воспринимающего заранее заданные нагрузки.

Неоценимый вклад в развитие теории расчета подземных конструкций и методов расчета подземных сооружений, основанные на использовании механических моделей массива горных пород внесли такие ученые как Н.С. Булычев, Н.Н. Фотиева, Е.В. Стрельцов [13, 14, 15].

Однако применение классических методов теории упругости и строительной механики не всегда позволяет описать напряжённо-деформированное состояние крепи в сложных горно-геологических условиях, характерных для калийных месторождений [34, 81]. А.Г. Протосеня разработал метод расчёта для пластических пород, основанный на условии совместности перемещений системы «крепь — массив» [63, 64].

Современные исследования демонстрируют преимущества численных методов моделирования, которые позволяют избежать упрощений аналитических решений и повысить достоверность прогнозов. Значительный объём работ посвящён вопросам представления конструкций крепи и описания их механического поведения. В исследованиях С.А. Константиновой [42] процессы в околостоловом массиве описываются уравнениями наследственной вязкоупругости с использованием метода конечных элементов.

Сравнение напряжений в крепи, полученные аналитическим методом механики сплошной среды и методом пространственного численного моделирования приведены в работах Н.М. Качурина и И.А. Афанасьева. Козловский Е.Я., Журавков М.А. и Литвинский Г.Г. исследуют напряжённо-деформированное состояние бетонной крепи с учётом изменения свойств материала во времени, а также анализируют комбинированные системы из пенополистирола и бетона [37, 45, 49].

Зарубежные исследователи, такие как Jia Y.D., Stace R., Williams A., Jin, J. [86, 87], приводят методы расчёта вертикальных выработок с учётом временного фактора. Аналогичные подходы к проектированию крепи глубоких стволов в сложных условиях демонстрируются в работе [90, 91]. Предложены подходы к прогнозированию напряжённого состояния массива при проектировании параметров обделки, моделированию комбинированных систем из полиуретана и бетона, а также расчёту крепи глубоких стволов с учётом реологических процессов.

Научные исследования, посвященные аналитическому расчету многослойных подземных конструкций в том числе и с учетом влияния ползучести пород, были представлены в работе А. С. Саммаль [66].

Отдельного внимания заслуживают работы по моделированию трубчатых крепей. В исследовании [30] анализируется комбинированная крепь из бетона и чугуна, рассматриваемая как двухслойная система с переменной жесткостью. Авторы отмечают хорошую сходимость расчетных данных с результатами натурных наблюдений. В работе [51] представлено трехмерное моделирование крепи вертикального ствола для условий Усть-Явинского рудника с упругим описанием материалов, хотя и с определёнными геометрическими упрощениями.

Современные подходы к расчёту демонстрируют постепенный переход от аналитических методов к комплексному численному моделированию, позволяющему учитывать сложные геометрические, реологические и временные факторы, что особенно важно для проектирования надёжных и экономичных конструкций крепей вертикальных стволов в сложных горно-геологических условиях [51, 61, 71, 78, 80].

1.3 Современные методы обеспечения устойчивости и долговечности крепи узлов сопряжений вертикальных стволов на калийных и соляных месторождениях.

Постоянная крепь шахтных стволов должна после окончания всех работ по креплению и обустройству ствола исключить водоприток через крепь в ствол, приток подземных вод в рудник, а также препятствовать смещению породной стенки внутрь ствола. При проектировании и расчете крепи необходимо учитывать все особенности технологии строительства и эксплуатации вертикальных стволов [16, 19].

В сложных горно- и гидрогеологических условиях соляных месторождений для крепления шахтных стволов, как правило, применяются двух-трехслойные комбинированные крепи. Крепь выполняется обычно из монолитного бетона, бетона и кирпича или чугунных тюбингов с заполнением затюбингового пространства бетоном или раствором [4, 9, 55]. Толщина крепи на глубинах до 500 м обычно составляет 400-500 мм, а на больших глубинах 600-700 мм.

Можно выделить две схемы с использованием тюбингов и бетонной крепи стволов, применяемых на Верхнекамском месторождении (рисунок 1.6). На первой схеме (рисунок 1.6 а) приведен ствол, в котором чугунными тюбингами закреплён участок от устья ствола до соляной залежи, служащей водопором. Ниже данного участка ствол обычно крепится монолитной бетонной крепью. На второй схеме (рисунок 1.6 б) представлен ствол, закреплённый на всю глубину чугунными тюбингами. Часто такая колонна тюбингов имеет разрывы на участках сопряжений, которые закреплёны монолитно-бетонной крепью. Вторая схема представляет собой, по сути, усиление крепи первой схемы.

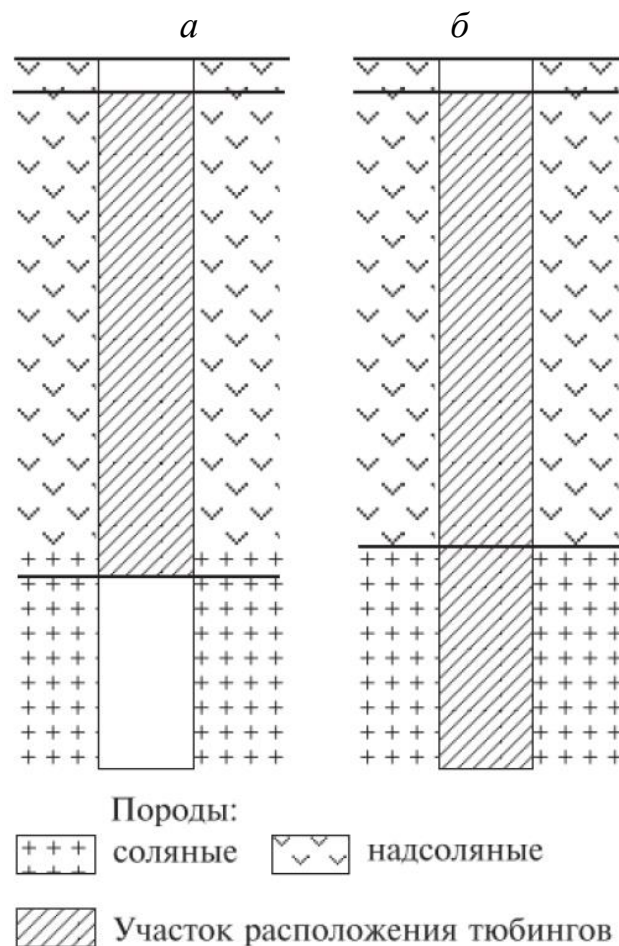


Рисунок – 1.6 – Схема тубинговой и бетонной крепи в стволах Верхнекамского месторождения калийных солей.

Податливый слой. Чисто бетонные крепи являются жесткими и не могут противостоять деформациям ползучести соляного массива с течением времени. В результате проведенных исследований методом математического моделирования и оценки влияния различных факторов на динамику роста напряжений в бетонной крепи установлено, что при длительных сроках возникают проблемы с устойчивостью крепи (см. п. 1.1). Данный вывод подтверждается многочисленными натурными наблюдениями [24, 28, 68, 53, 82].

Увеличение времени устойчивого состояния крепи шахтных стволов может быть достигнуто путем применения комбинированной крепи, содержащей монолитную бетонную крепь и слой из податливого материала, располагаемого между бетоном и соляной породой.

Применение податливого слоя в строго определенных местах может быть обосновано с помощью численного моделирования.

В 1972 г. ВНИМИ было предложено несколько конструкций податливых крепей. ВНИИОМШСом разработаны конструкции крепей, в которых податливый слой выполняется из пустотелых бентонитов, шлакоблоков и гранулированного шлака. Податливая крепь ВНИИОМШСа с шлакоблоками в 1973-1974 гг. была применена в стволе №4 шахты «Комсомолец» ПО «Артемуголь» и клетевом стволе шахты «Булавинская» ПО «Орджоникидзеуголь». Из зарубежной практики известны случаи применения для создания податливого слоя пустотелого кирпича.

Однако использование таких материалов в качестве податливого слоя приводит к появлению неоднородных по заполнению областей и, как следствие, неравномерному нагружению бетонной стенки ствола.

В соленосных породах рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА» (ПАО) сопряжение скипового ствола с подходными выработками закреплено монолитной железобетонной крепью с арматурой и круговыми поясами из швеллера №18-24. Конструктивная схема выработок загрузки скипов рудника «Интернациональный» приведена на рисунок 1.7.

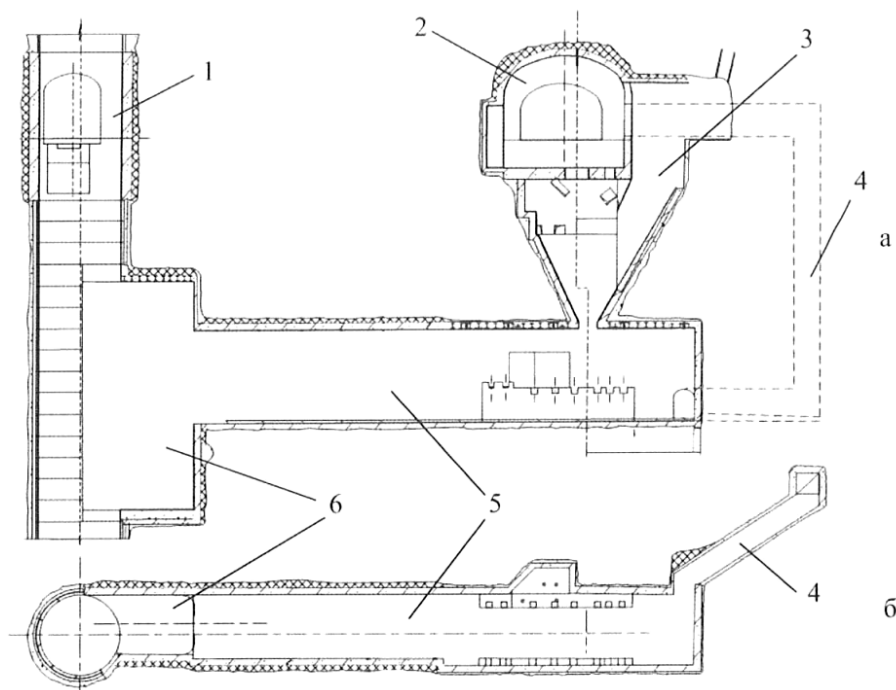


Рис. 1.7 – Схема расположения выработок загрузки скипов на руднике «Интернациональный» АК «АЛРОСА» (ПАО).

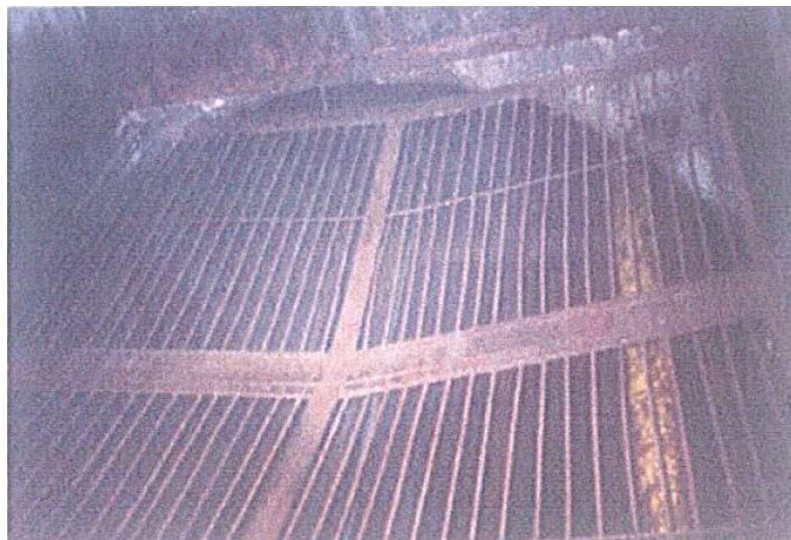
1 – сопряжение скипового ствола с выработками откаточного горизонта; 2 – камера разгрузки вагонеток; 3 – бункер руды; 4 – людской ходок; 5 – конвейерный штрек; 6 – дозаторная камера.

На участке протяженностью 16 м тубинговая крепь представлена полукольцами, соединенными с монолитным бетоном камеры. Использование разомкнутой кольцевой конструкции существенно снижает несущую способность крепи дозаторной камеры. В результате нарушается контакт бетонной крепи с тубингами.

По информации шахтостроителей закрепное пространство конвейерного штрека и дозаторной камеры было заполнено блоками из газобетона. Заполнение проведено отдельными (нерегулярными) участками. По истечении пятнадцатилетнего периода после окончания строительства сопряжение скипового ствола с дозаторной камерой начало разрушаться (рисунок 1.8).



а



б

Рисунок 1.8 – Негативное проявление горного давления вблизи скипового ствола на руднике «Интернациональный», горизонт №6, глубина $H=801$ м.
а – вертикальная трещина в крепи конвейерного штрека на расстоянии 10-12 м от скипового ствола;
б – деформирование двутавровой балки (№18) на сопряжении скипового ствола с конвейерным штреком.

На рисунке 1.9 показано состояние крепи на стыке чугунных тубингов с бетонной крепью. Видно, что на стыке тубингов с монолитной железобетонной крепью бетон разрушен. Арматура деформирована с прогибанием в сторону ствола.



Рисунок 1.9 – Сопряжение тубинговой колонны с монолитной ж/б крепью дозаторной камеры (Н=805м).



Рисунок 1.10 – Деформационные процессы в крепи сопряжений горизонтальных околоствольных выработок со стволом (глубина Н=600м).

Наличие значительной площади, закрепленной монолитной железобетонной крепью, высота участка составляет до 17 м, привело к взаимному сближению стенок крепи. Это вызвало деформирование конструктивных элементов оснастки устройств. Такие изменения могут существенно повлиять на устойчивость и эксплуатационные характеристики горно-технических сооружений, требуя дополнительного внимания к вопросам их проектирования и мониторинга состояния. На рисунке 1.10 показано разрушение ж/б крепи сопряжения. За период эксплуатации выработок на руднике «Интернациональный» практически во всех капитальных выработках имели место негативные проявления горного давления, особенно на сопряжениях выработок.

В результате постоянно возрастающего давления на монолитную ж/б крепь дозаторной камеры, обусловленного ползучестью соленосных пород, происходит «выпираание» арматуры из бетонной крепи в виде отдельных каверн или полос в зависимости от схемы ее расположения.

Причиной разрушения крепи сопряжения следует считать ползучесть соляных пород, отсутствие разделяющих деформационных швов и податливого слоя или его излишне высокую жесткость и прочность.

В процессе бурения шпуров для установления глубинных реперов было замечено, что газобетонные плиты в результате горного давления остались нераздавленными, хотя монолитная крепь разрушилась. Это говорит о том, что в качестве податливого слоя должен применяться менее прочный материал.

Наличие слоя газобетона за монолитной бетонной крепью в конвейерном штреке и дозаторной камере не обеспечило необходимый эффект. Газобетон разрушается при нагрузке около 2,5 МПа, т.е. имеет излишне высокую прочность для использования его в качестве податливого слоя.

В настоящее время В. А Соловьевым, В. Н Аптуковым, И. Б. Ваулиной выполнены исследования вариантов комбинированной крепи методом математического моделирования [68, 69], в которых в качестве податливого слоя использован газобетон различной жесткости. Установлено, что изменение толщины и жесткости слоя пенобетона несущественно влияет на вертикальную и горизонтальную конвергенции контура выработки. При этом бетонная крепь выполняет свою функцию только до определенного момента времени, после которого происходит ее разрушение.

Многочисленные сравнительные геомеханические расчеты показали, что материал податливого слоя должен удовлетворять следующим требованиям: большие объемные деформации (хорошая сжимаемость) должны достигаться при слабо возрастающем давлении. Таким образом, необходим материал (или конструкция) с постоянным сопротивлением деформированию (до 60% и более) при сжатии. Такими свойствами могут обладать высокопористые материалы с ячеистой структурой, например пенополистиролы или жесткие минераловатные плиты. Результаты экспериментальных исследований минераловатные плиты приведены в документе [44].

В случае применения податливого слоя из минераловатных плит бетонная крепь как бы отделяется от породного массива, нормальная нагрузка на нее длительное время остается практически постоянной и незначительной; касательные напряжения отсутствуют.

Деформационный шов. Наряду с применением податливого слоя в качестве меры охраны крепи сопряжений стволов с горизонтальными выработками важным конструктивным решением является устройство деформационных швов, разделяющих крепь ствола и крепь примыкающей горизонтальной выработки.

В проектных решениях сопрягающиеся выработки рассчитываются отдельно как самостоятельные, что соответствует практике строительства. Сопряжения выработок с монолитной бетонной крепью, выполненные как единая конструкция, демонстрируют повышенную склонность к разрушению в зонах примыкания ствола к сопряжению. Это обусловлено формированием статически неопределимых пространственных рам, недостаточной податливостью элементов при ярко выраженной реологии солей, миграцией трещин по направлению от горизонтальной выработки в ствол.

Обязательным требованием является конструктивное разделение крепей ствола и горизонтальных выработок деформационными швами, обеспечивающими независимую работу конструктивных элементов.

Данный вывод подтверждают многочисленные натурные наблюдения, проведенные в сопряжениях стволов Верхнекамских рудников [9, 55], которые показывают, что на всех стволах месторождения нет ни одного сопряжения, закрепленного бетоном, где не выявлены признаки нарушения крепи вследствие деформирования соляного массива. Не является исключением и бетонная крепь ствола №1 Третьего Соликамского рудника. Первые нарушения бетонной крепи в районе дозаторов и сопряжений с рабочим горизонтом отмечены после первых 10-15 лет эксплуатации.

Учитывая вышеизложенное, в сопряжениях стволов с приствольными выработками целесообразно применять помимо двухслойной крепи с

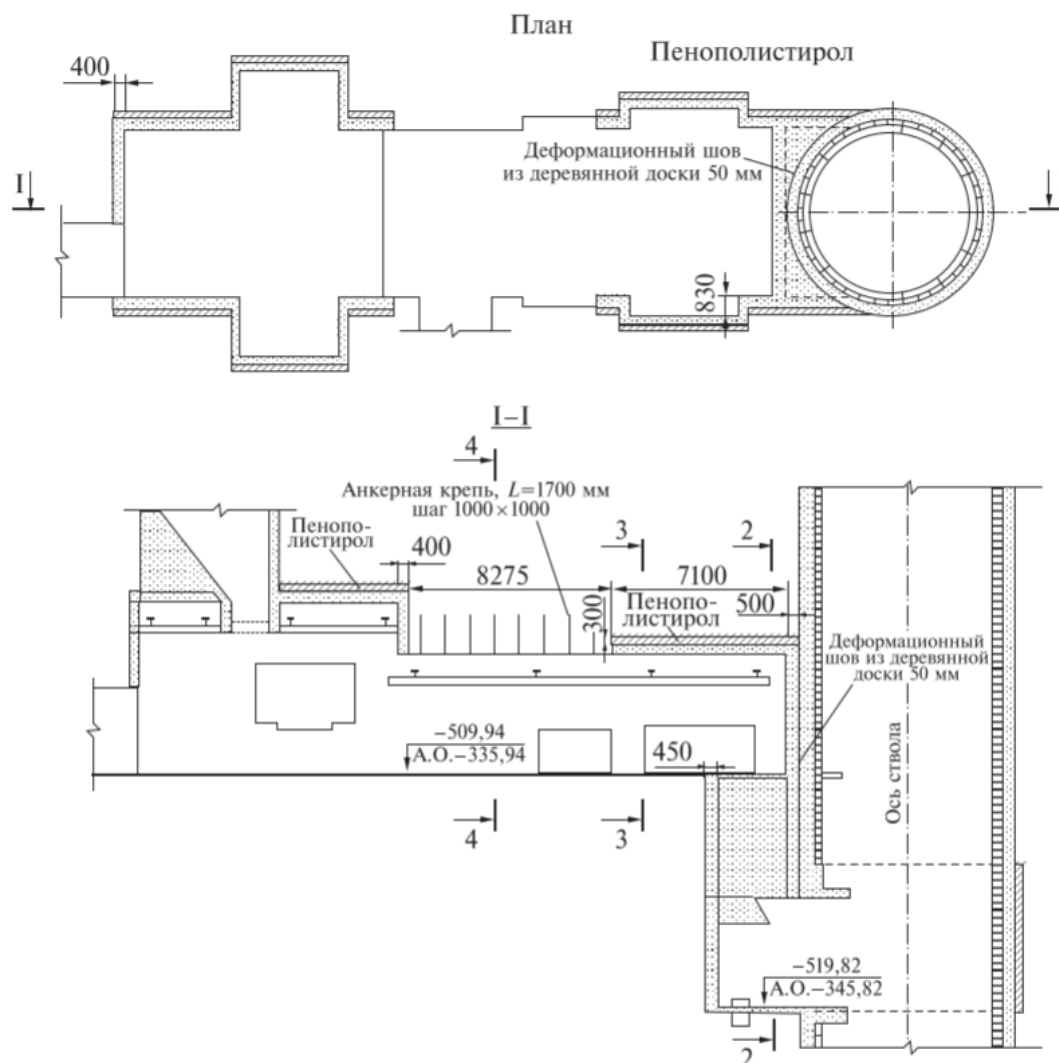


Рисунок 1.12 – Комплекс загрузки скипов ствола №1 Усольского калийного комбината

Крепёж стволов Усть-Яйвинского рудника в соляной части разреза принята монолитной бетонной. Предусмотрено крепление сопряжений двухслойной крепью с податливым слоем из пенополистирола (марки «Пеноплэкс-кровля») и деформационными швами в районе опорных венцов.

1.4 Цель и задачи исследования

Таким образом, проблема обеспечения устойчивости вертикальных стволов шахт на участках сопряжений и долговечности крепи в процессе строительства и эксплуатации выработок в условиях соляных и калийных месторождений изучена не в полной мере. Однако, некоторые важные принципы уже вошли в практику строительства:

- околоствольные выработки и камеры должны быть минимального сечения;
- монтажные балки и балки перекрытий необходимо жестко заделывать в монолитную бетонную крепь только одним концом, обеспечивая податливую заделку другого конца или оставляя его свободным;
- в сопряжениях шахтных стволов с примыкающими выработками целесообразно применять двухслойную крепь с податливым слоем;
- дозаторы и бункеры следует располагать на возможно большем расстоянии от стволов;
- с целью компенсации деформаций соляного массива целесообразно оставлять отсекающий разрыв между крепью ствола и горизонтальной выработкой, примыкающей к стволу (вертикальный деформационный шов).

Чтобы конструкция крепи узла сопряжения обладала требуемой долговечностью на весь срок службы ствола, дополнительно необходимо проработать и научно обосновать параметры прочих регулятивных элементов на основе прогноза, протекающих в системе «крепь - соляной породный массив» геомеханических процессов.

Развитие горнодобывающей промышленности, увеличение глубины разработки полезных ископаемых и усложнение горно-геологических и геомеханических условий ведения работ определяет высокую степень актуальности решения этих задач [58, 59].

С учетом этого сформулированы цель, идея и задачи диссертационной работы.

Цель работы: на основании прогноза геомеханических процессов выполнить обоснование технических решений по повышению долговечности крепи сопряжений стволов различного типа, пройденных в соляных породах.

Идея работы: обеспечение устойчивости сопряжений стволов в соляных породах и повышение долговечности конструкций крепи достигается путем совместного применения податливых, деформационных и опорных регулятивных элементов с оптимальными параметрами, учитывающими

закономерности изменения НДС пород соляного массива во времени и пространственную конфигурацию рассматриваемых участков.

Анализ литературных источников показал, что для достижения поставленной цели в диссертационной работе необходимо решить следующие задачи:

1. Выполнить анализ опыта эксплуатации и характера разрушений сопряжений стволов в соляных породах.
2. Провести теоретическое обоснование модели деформирования соляных пород для участков сопряжений.
3. Систематизировать объемно-планировочные решения сопряжений. Разработать и валидировать конечно-элементные модели сопряжений.
4. Установить закономерности геомеханических процессов и изменения НДС крепи и пород соленосной толщи на участках сопряжений стволов.
5. Обосновать параметры податливых, деформационных и опорных регулятивных элементов крепи сопряжений в различных условиях.
6. Разработать рекомендации по практическому использованию разработанных решений и провести их апробацию на практике.

2. ВЫБОР МЕТОДА РАСЧЕТА И РЕОЛОГИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ГОРНЫХ ПОРОД СОЛЯНОГО КОМПЛЕКСА ВЕРХНЕКАМСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ

2.1 Выбор и обоснование метода расчета крепи.

В настоящей главе изложены существующие методы расчета крепи горных выработок, определена область применения каждого из методов, рассмотрены механические модели горного массива и натурные исследования процессов деформирования горных пород в окрестности подземных выработок.

В рамках выбора метода расчета и расчетной модели выполнена оценка расчетных нагрузок на крепь и расчетных напряжений в крепи. Выбрана конечно-элементная модель и метод расчета, которые имеют наилучшую сходимость результатов расчета с аналитическими решениями и результатами натурных исследований.

Изложены обязательные условия расчета крепи. При расчете необходимо учитывать: вязкоупругие деформации пород, наличие отставания постоянной крепи ствола от забоя в период проходки, начальное поле напряжений массива.

Выполнен анализ начального поля напряжений массива, деформационных процессов и нагрузок на крепь в зоне сопряжения с горизонтальными выработками во время проходки и на момент завершения срока службы ствола. Несоответствие жесткости крепи ствола жесткости крепи сопряжения приводит к росту нагрузок на крепь ствола, но положительно сказывается на напряженно-деформированном состоянии крепи сопряжения к концу срока службы выработки.

Выполнение расчетов крепи подземных сооружений неразрывно связано с решением сложных горно-геологических задач [10, 38, 79]. Необходимо устанавливать значения главных напряжений, определяя характер начального поля напряжений в горном массиве. Важным моментом

является прогноз смещений массива с целью выбора оптимальных параметров крепи [10, 38, 67]. Нормальные и касательные напряжения лишь условно можно считать нагрузками, т.к. они не могут быть заранее определены и являются результатом взаимодействия конструкции с массивом пород. Нагрузки на крепь зависят от многих факторов, таких как форма сечения выработки, деформационные характеристики материалов крепи и горной породы, технологии проходки выработки и возведения крепи [62]. Отсюда следует, что, применяя различные конструкции крепи и технологии их возведения, можно управлять напряженным состоянием крепи [23, 31]. Исходные данные, требуемые для расчета, также играют важную роль. Среди них большое значение имеет информация о естественном поле напряжений в массиве пород, характеристики длительной прочности и ползучести, деформационные характеристики пород.

При расчетах крепи горных выработок в условиях вязкоупругого деформирования пород, необходимо учитывать три фактора: а) производить расчет с учетом вязкоупругого деформирования пород (на основе теории линейной наследственной ползучести с использованием метода переменных модулей); б) учитывать наличие отставания крепи ствола от забоя в период проходки и связанную с этим предварительную разгрузку пород (реализацию упругих деформаций); в) учитывать начальное поле напряжений массива.

Рассмотрим решение расчета нагрузок на крепь вертикальных выработок, в соответствии с [76], основанное на методах строительной механики. В качестве примера рассмотрим область протяженной части ствола со следующими исходными данными:

- глубина – 320 м. Радиус в свету $r_0=4$ м;
- крепь сборная тубинговая. Типоразмер тубингов 8.0-60;
- схема проходки – параллельная;
- параметры вмещающих пород;
- коэффициент бокового распора $\lambda=0,6$;
- расчетная прочность на сжатие $R_c=17,45$ МПа;

– длительная прочность на сжатие $R_c=5,44$ МПа.

Результаты расчета нагрузок на крепь по приложению Б СП91.13330.2012 приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Результаты расчета нагрузок на крепь по СП91.13330.2012

$H_p, \text{м}$	k_Γ	$k_{сб}$	k_ψ	k_t	k_a	C	γ_f	γ_n	γ_d	Δ	$P^u, \text{МПа}$	$P, \text{МПа}$
320	1	1	1	1	1	5,8	1,17	1,2	0,75	0	0,11	0,25

Полученные значения нормативной и расчетной нагрузок на крепь дают прогнозную картину, существенно отличающуюся от практических условий строительства и эксплуатации, которые обуславливают интенсивное деформирование и разрушение крепи в породах соляного комплекса с течением времени.

Такой результат объясняется отсутствием учета влияния деформаций ползучести на напряженное состояние крепи. Ползучесть соляных пород требует учета фактора времени, что выходит за рамки изложенной в СП91.13330.2012 [76] методики расчета.

Крепь подземных сооружений испытывает действительные нагрузки и воздействия (собственный вес пород, тектонические напряжения, сейсмические воздействия, воздействия проходки параллельной выработки и др.) но воспринимает их вместе с окружающим массивом пород, составляя с ним единую деформируемую систему «крепь-массив». Элементы этой системы в процессе нагружения испытывают контактные взаимодействия друг с другом. Наиболее надежными являются аналитические методы расчета, основанные на строгих аналитических решениях соответствующих контактных задач теории упругости. Аналитические решения ограничиваются плоскими задачами, и многие требуемые практикой задачи и методы расчета невозможны. Расчет крепи в сложных пространственных моделях (сопряжения горизонтальных выработок с шахтным стволом) возможен только с помощью численного моделирования.

Для того что бы убедиться в необходимости учета начального поля напряжений в массиве выполним несколько расчетов. В качестве примера решим в плоской постановке аналитическим методом и методом конечных элементов, далее МКЭ, задачу расчета тубинговой крепи вертикального ствола. Исходные данные:

Радиус в свету $r_0=4$ м. Типоразмер тубингов 8.0-60. Приведенная толщина тубингового кольца 0,1 м. Деформационные характеристики чугуна СЧ30:

$$E=98000 \text{ МПа}; \nu=0,2; \gamma=0,078 \text{ МН/м}^3.$$

Расчетная прочность тубингового кольца:

$$R_c=183,60 \text{ МПа}, R_c/\gamma_m=166,9 \text{ МПа}.$$

Деформационные характеристики бетона:

$$B40: E=15000 \text{ МПа}; \nu=0,2; \gamma=0,025 \text{ МН/м}^3.$$

Расчетная прочность $R_b=15,4$ МПа.

$$B25: E=10714 \text{ МПа}; \nu=0,2; \gamma=0,025 \text{ МН/м}^3.$$

Расчетная прочность $R_b=9,8$ МПа.

Параметры вмещающих пород. Каменная соль на момент завершения срока эксплуатации выработки ($T=50$ лет): $\gamma=0,022 \text{ МН/м}^3$; $E_{50}=75 \text{ МПа}$; $\nu_{50}=0,48$.

Коэффициент бокового распора $\lambda=0,6$. Корректирующий коэффициент $\alpha^*=0,86$. Расчетное поле начальных напряжений массива на глубине 320 м:

$$P_z=6,0 \text{ МПа}; P_{xy}=3,6 \text{ МПа}.$$

Образование выработки в напряженном массиве может быть представлено как снятие начальных напряжений, существовавших в массиве, с поверхности, которая становится поверхностью выработки. Очевидно, что снимаемые напряжения равны по величине начальным напряжениям в массиве, но противоположны по знаку. Деформации и перемещения в массиве в результате образования выработки целиком и полностью обуславливаются действием только снимаемых напряжений. Для получения решения МКЭ необходим программный комплекс, ориентированный на решение геотехнических задач. На сегодняшний день одним из таких комплексов

является MIDAS FEA NX (GTS NX). Алгоритм расчета стадий строительства, при численном решении следующий: отслеживаются внутренние усилия в удаленных элементах (выемка) и прикладываются на активируемые элементы (крепь).

Рассмотрим аналитические решения данного примера. Алгоритмы решения, позволяющие рассмотреть взаимодействие крепи с массивом, как единую совместно деформируемую систему, описаны в монографиях Н.С. Булычева [17, 22]. Рассмотрим две расчетные схемы. В расчетной схеме с эквивалентными напряжениями снимаемые нагрузки на контакте крепи с массивом заменены эквивалентными им и приложенными на бесконечности. Расчетная схема со снимаемыми напряжениями отличается тем, что нагрузки приложены не к линии контакта крепи с массивом, а к внутреннему контуру сечения крепи. Таким образом эти две схемы аналогичны друг другу. Единственное различие заключается в том, что в схеме со снимаемыми нагрузками не учитывается собственный вес крепи. Расчетная схема с эквивалентными напряжениями получила свое выражение в виде расчетной программы РК-2М, а расчетная схема со снимаемыми напряжениями отражена в [27]. Результаты расчета по обоим схемам представлены в виде графиков I и II, таблица 2.2 и рисунок 2.1.

Таблица 2.2 – Результаты расчета крепи различными методами

п/п	Контур слоя	Расчетный метод							
		I		II		III		IV	
		Аналитический расчет методом снимаемых напряжений		Аналитический расчет методом эквивалентных напряжений		Приложенная нагрузка. МКЭ (<i>Midas GTS NX</i>)		МКЭ. Учет начального поля напряжений и стадий строительства. (<i>Midas GTS NX</i>)	
		Бетон	Тюбинг	Бетон	Тюбинг	Бетон	Тюбинг	Бетон	Тюбинг
1	-	Максимальные тангенциальные напряжения в крепи, МПа.							
2	Внут.	13,6	105,1	11,9	112,7	16,6	149,9	12,3	111,3
3	Внеш.	12,5	102,7	11,0	110,1	15,2	145,4	11,2	107,9
4	-	Нагрузка на крепь (контактные радиальные напряжения), МПа							
5	Внеш.	3,56	-	3,56	-	4,46	-	3,31	-

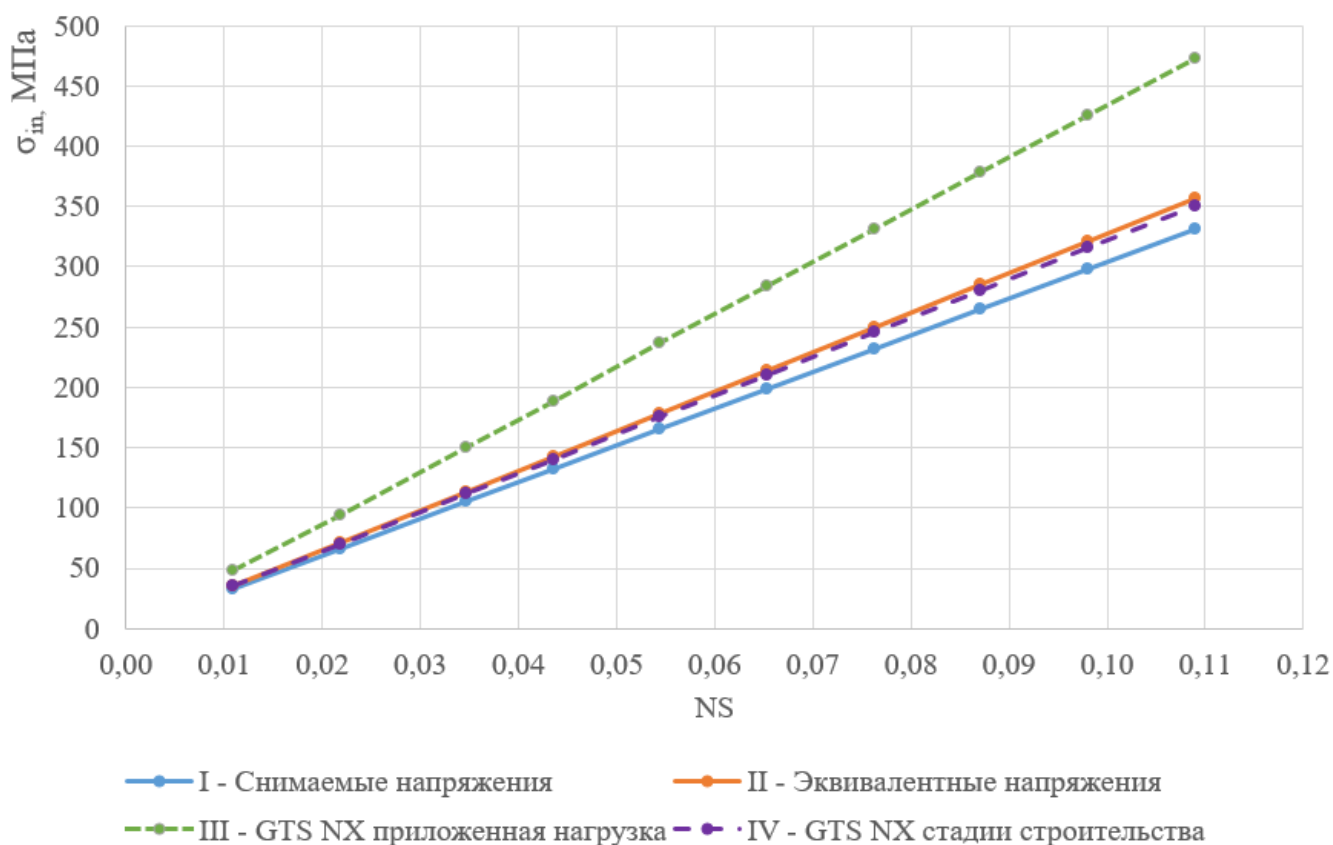


Рисунок 2.1 – Графики зависимости напряжений в тюбинговой крепи от начального напряжения в массиве и прочности крепи при различных методах расчета

На рисунке 2.1 приведены графики зависимости напряжений в тубинговой крепи от горного давления и прочности крепи при различных методах расчета [36]: I - метод снимаемых напряжений, II - метод эквивалентных напряжений, III - численный метод с приложенной нагрузкой (прямое нагружение), IV - численный метод с учетом начального поля напряжений и стадий строительства. По горизонтальной оси приведены значения параметра NS , определяемого по выражению:

$$NS = \lambda \alpha^* \gamma H / R_c, \quad (2.1)$$

где λ – коэффициент бокового давления пород;

α^* - коэффициент разгрузки массива, зависящий от принятой технологии проходки;

γ – удельный вес вышележащих пород, МН/м³;

H - глубина рассматриваемого сечения ствола, м;

R_c - расчетное сопротивление тубинговой крепи.

По вертикальной оси приведены значения максимальных тангенциальных напряжения в крепи σ_{in} , МПа.

На графике III рисунка 2.1 представлена данная зависимость при расчете крепи ствола в плоской постановке МКЭ в программном комплексе Midas GTS NX. Расчетная схема приведена на рисунке 2.2 а. Расчет производился без учета начального поля напряжений, то есть нагружение массива произведено с уже пройденной и закрепленной выработкой. По графику видно, что такая расчетная модель дает завышенный результат напряжений в крепи.

На графике IV рис. 2.1 представлена данная зависимость при расчете крепи ствола в плоской постановке МКЭ в программном комплексе Midas GTS NX, но учтено начальное поля напряжений. Расчетная схема приведена на Рисунке 2.2 б.

В данном случае в расчетной схеме учитывались стадии проходки ствола:

- формирование начального поля напряжений в горном массиве;

- проходка выработки (образование полости в массиве);
- возведение крепи (включение крепи в работу).

По данному графику видно, что такая расчетная модель дает результат, близкий к строгим аналитическим решениям.

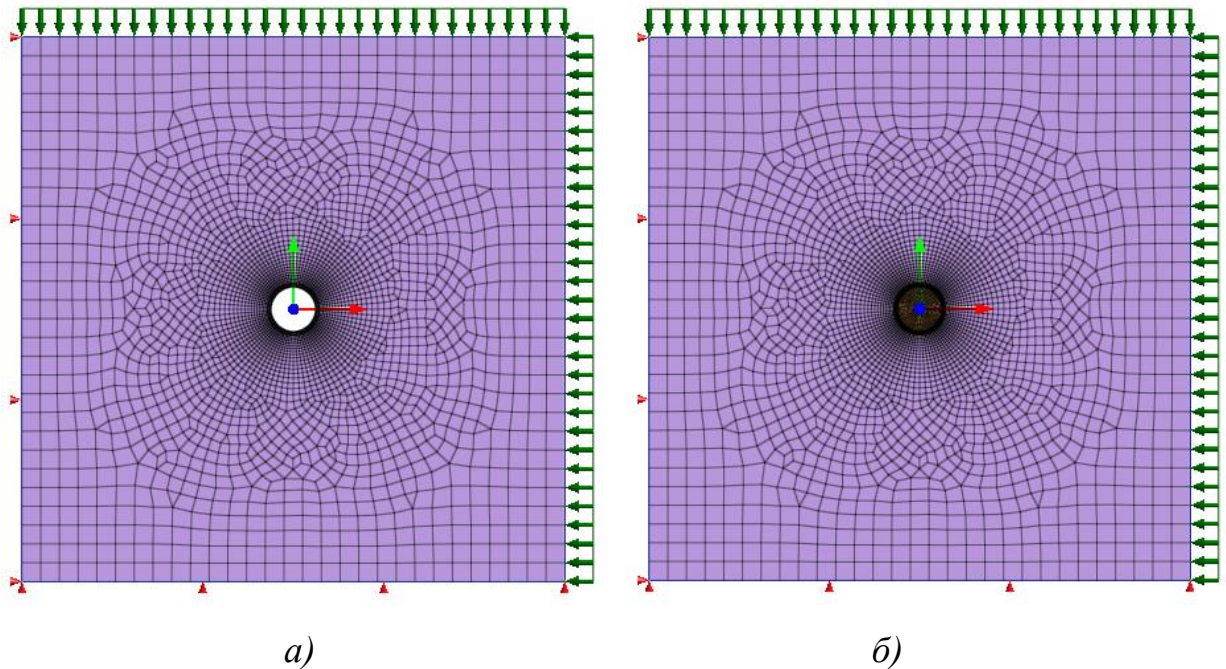


Рисунок 2.2 – Расчетная схема вертикального ствола в плоской постановке

а) с прямым нагружением;

б) с учетом начального поля напряжений.

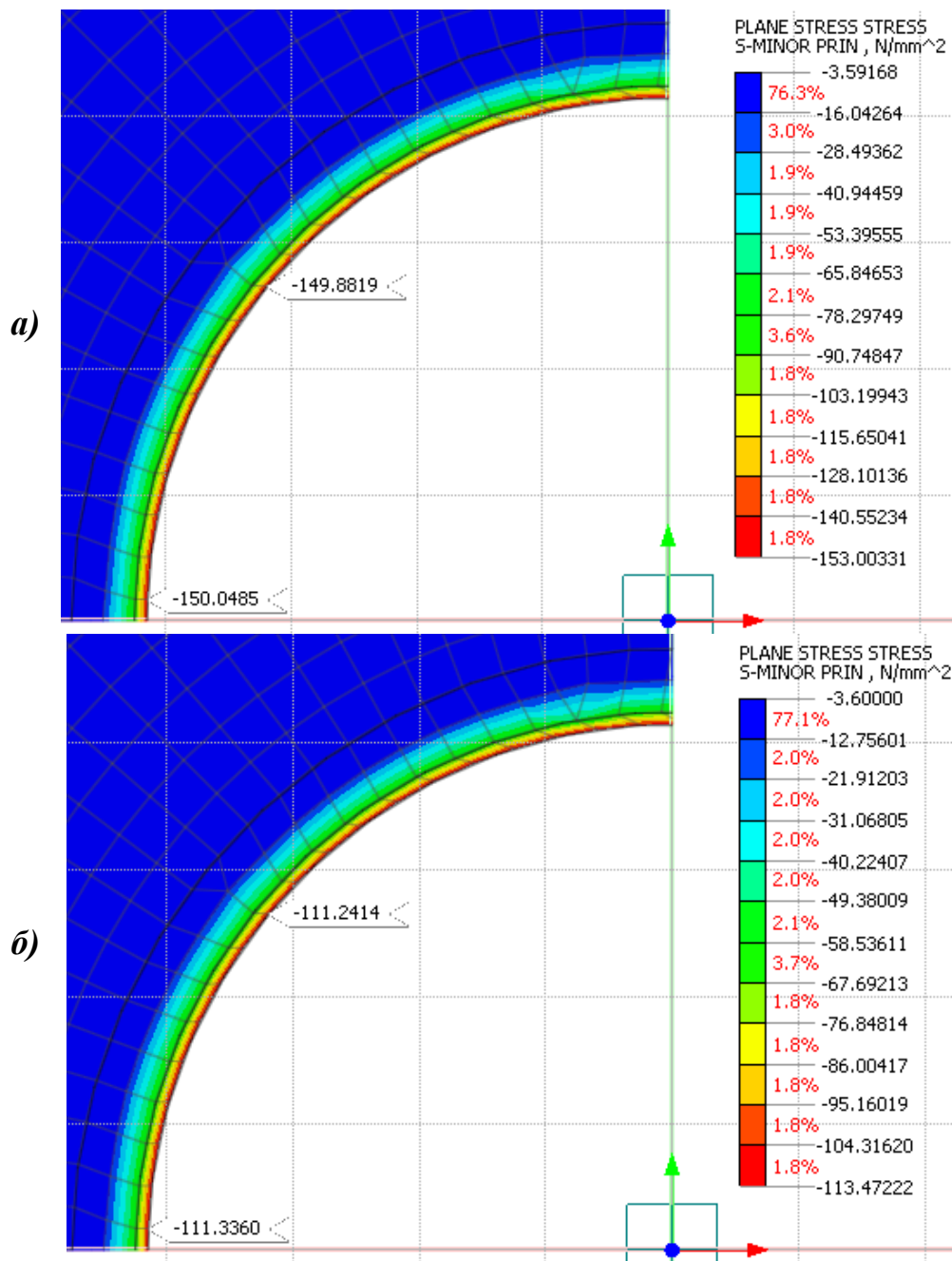


Рисунок 2.3 – Главные напряжения в тьюбинговой крепи при различном подходе к расчету.

а) расчет прямым нагружением;

б) расчет с учетом начального поля напряжений

Таким образом можно сделать вывод, что расчетный метод IV при решении задач численным способом наиболее близок к строгим аналитическим решениям [36].

В отсутствии учета влияния деформаций ползучести на напряженное состояние крепи в методике расчета по СП91.13330.2012 можно убедиться при сравнении результатов расчета с аналитическим и численным решениями.

Значения радиальных напряжений (нагрузок на крепь), столбец 12 таблица 2.1; строка 5 таблица 2.2:

- аналитическое решение: $3,56 \gg 0,11$ МПа;
- численное решение: $3,31 \gg 0,11$ МПа.

2.2 Реологические механические модели

Ярко выраженная реология солей ВКМС (ползучесть/релаксация) формирует особые условия для крепления выработок. Хотя создание точных математических моделей этих процессов остается сложнейшей проблемой механики подземных сооружений, практическое проектирование требует обязательного учета временных реологических факторов для:

- достоверного расчета НДС;
- оценки устойчивости на весь период эксплуатации выработок;
- выбора оптимальных конструктивных решений крепи.

В современной теории ползучести для анализа деформационного поведения материалов сформулированы два фундаментальных подхода [1].

Первый подход основан на использовании механических (реологических) моделей, состоящих из комбинаций элементов, характеризующих ключевые свойства материала:

- упругие элементы (характеризуются модулем упругости E [Н/м²]);
- вязкие элементы (описываются коэффициентом вязкости η [Н·с/м²]).

Второй подход базируется на экспериментальных исследованиях, устанавливающих функциональные зависимости:

- кинетики деформации от времени (кривые ползучести);
- эволюции напряжений во времени (кривые релаксации).

Практическая реализация первого подхода предполагает построение реологических моделей, содержащих упругие и вязкие компоненты. Классическим примером служит модель Максвелла (рисунок 2.4), образованная последовательным соединением упругого и вязкого элементов.

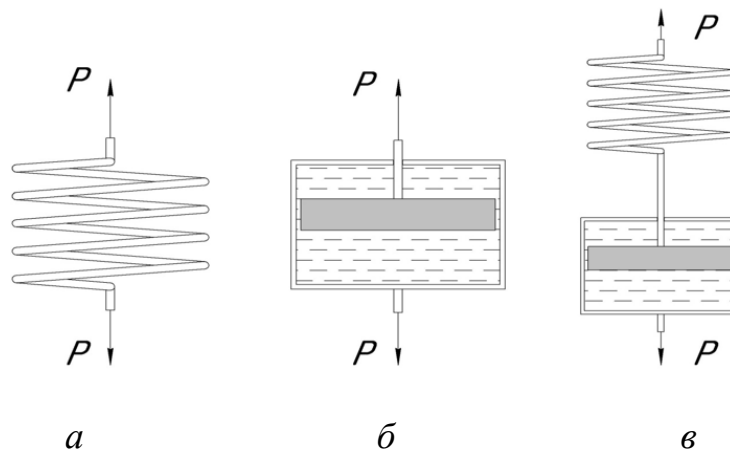


Рисунок 2.4 – Механическая модель [1]

a – упругий элемент;
 b – вязкий элемент;
 $в$ – реологическая модель Максвелла

Суммарная деформация системы определяется суммой деформационных составляющих (удлинений пружины δ_y и поршня δ_b) [1]:

$$\delta = \delta_y + \delta_b. \quad (2.1)$$

Путем некоторых преобразований, включающие переход от перемещений к деформациям, получим следующее дифференциальное уравнение, описывающее поведение модели:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta}. \quad (2.2)$$

Анализ уравнения (2.2) показывает, что в модели Максвелла поддержание постоянного напряжения приводит к неограниченному росту деформации с постоянной скоростью, что характерно для течения вязкой жидкости. Однако данное свойство противоречит экспериментальным данным, регистрирующим затухающий характер ползучести для большинства соленосных и соляных массивов. Если деформацию принять постоянной, то из уравнения (2.2) следует, что

$$\frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta} = 0. \quad (2.3)$$

В результате интегрирования уравнения, для начальных условий $t=0$ и $\sigma = \sigma(0)$, получим:

$$\sigma = \sigma(0)e^{-\frac{t}{t_0}}, \text{ где } t_0 = \frac{\eta}{E}. \quad (2.4)$$

Величина t_0 представляет собой время релаксации — период, в течение которого начальное напряжение снижается в e раз.

Если соединить параллельно упругий (см. рисунок 2.4 *а*) и вязкий (см. рисунок 2.4 *б*) элементы, то получим модель Фойгта [1]. Вязко-упругое поведение описывается следующим уравнением:

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt}. \quad (2.5)$$

При интегрировании выражения (4.5) при постоянном напряжении и $t = 0$ деформация также равна нулю:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right]. \quad (2.6)$$

Уравнение (2.2.6) описывает экспоненциальный рост деформации с асимптотическим приближением к предельному значению σ_0/E . Важной особенностью данной зависимости является сохранение постоянного напряжения при фиксированной деформации, что исключает возможность описания релаксационных процессов.

Как итог можно сформулировать следующее. Модели Максвелла и Фойгта обладают ограниченной областью применения, качественно отражая лишь отдельные аспекты сложного процесса деформирования массива во времени.

Для более комплексного описания реологического поведения используется модель Кельвина (рисунок 2.5), структурно представляющая собой последовательное соединение упругого элемента (1) с параллельной комбинацией упругого (2) и вязкоупругого (3) элементов.

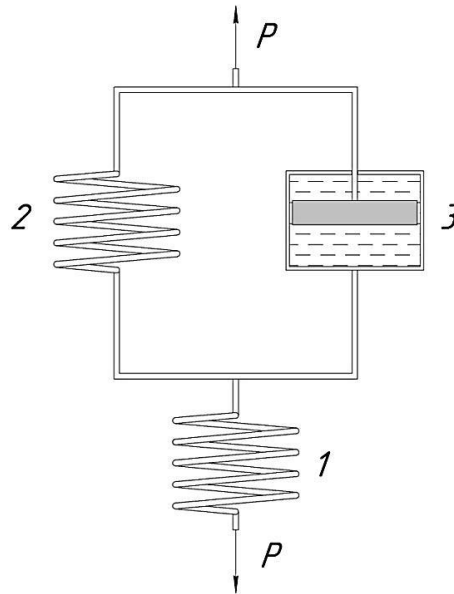


Рисунок 2.5 – Реологическая модель Кельвина [1]

Для модели Кельвина [1] уравнение связи имеет следующий вид:

$$\frac{d\sigma}{dt} + \alpha\sigma = E \left(\frac{d\varepsilon}{dt} + \beta\varepsilon \right) \quad (2.7)$$

Где:

$$\alpha = \frac{E_1 + E_2}{\eta}; \quad \beta = \frac{E_2}{\eta}; \quad E = E_1 \quad (2.8)$$

Проанализируем два характерных режима нагружения:

1. Мгновенное приложение нагрузки. В условиях высокоскоростного нагружения временные производные существенно преобладают над остальными компонентами уравнения, что позволяет пренебречь последними.

$\frac{d\sigma}{dt} = E \frac{d\varepsilon}{dt}$ а, следовательно можно записать: $\sigma = E\varepsilon$.

2. Квазистатическое нагружение. При предельно медленном приложении нагрузки производные по времени становятся пренебрежимо малыми. Вводимая величина $E_\infty = \beta/\alpha$ характеризует длительный модуль упругости. Из соотношения (2.8) следует, что $E_\infty < E$, что демонстрирует снижение жесткости материала при длительном нагружении.

Математическая формализация процесса [1]. С учетом начальных условий (деформации носят упругий характер с мгновенным модулем E) уравнение (2.7) преобразуется к виду:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} + \beta\varepsilon = \frac{1}{E} \left(\frac{d\sigma}{dt} + \alpha\sigma \right) \quad (2.9)$$

Решение данного дифференциального уравнения методом Бернулли дает:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \left\{ \sigma + (\alpha - \beta) \int_0^t \sigma(\tau) e^{-\beta(t-\tau)} d\tau \right\} \quad (2.10)$$

Частные случаи деформирования. При постоянном напряжении $\sigma = \text{const}$ из (2.10) получаем уравнение кривой ползучести:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left\{ 1 + \frac{\alpha - \beta}{\beta} [1 - e^{-\beta t}] \right\} \quad (2.11)$$

При мгновенной разгрузке в момент времени t_0 происходит упругое восстановление деформации на величину σ/E с последующим релаксационным процессом:

$$\varepsilon = \frac{\alpha - \beta}{E} \int_0^t \sigma(\tau) e^{-\beta(t-\tau)} d\tau = \frac{\alpha - \beta}{\beta} \cdot \frac{\sigma}{E} \{ e^{-\beta(t-t_0)} - e^{-\beta t} \} \quad (2.12)$$

Из анализа (2.2.12) следует, что при $t \rightarrow \infty$ деформация асимптотически стремится к нулю, что свидетельствует о полной обратимости деформаций ползучести в модели Кельвина. Для случая постоянной деформации $\varepsilon = \text{const}$ уравнение релаксации принимает вид:

$$\sigma = E\varepsilon \left\{ 1 - \frac{\alpha - \beta}{\alpha} [1 - e^{-\alpha t}] \right\} \quad (2.13)$$

Сравнительный анализ моделей. В отличие от моделей Максвелла и Фойгта, модель Кельвина демонстрирует способность описывать как ползучесть, так и релаксацию. Однако количественное сравнение расчетных кривых (2.11) и (2.13) с экспериментальными данными выявляет существенные расхождения.

Перспективы моделирования. Для качественного описания взаимосвязанных процессов ползучести и релаксации в соляных породах требуется применение усложненных реологических моделей с расширенным набором элементов и их комбинаций (рисунок 2.6), позволяющих учесть комплексность реальных деформационных процессов.

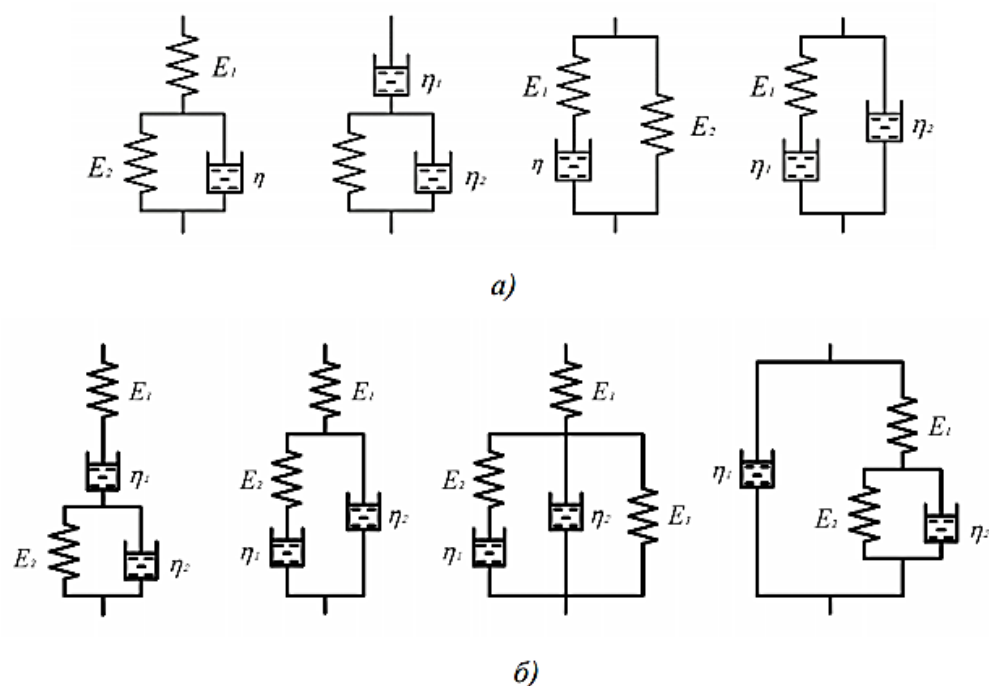


Рисунок 2.6 – Усложненные механические модели вязкоупругого тела [27]:

а) трехэлементные модели; б) четырехэлементные модели

Современное моделирование реологии соляных пород опирается на классические модели (Кельвина–Фойгта, Бингама, Шведова), структурно представляющие комбинации последовательных/параллельных элементов Гука, Ньютона и Сен-Венана. Анализ данных подходов детально представлен в исследованиях [8, 28, 41, 42, 43, 62]. Для описания деформационных процессов в соляных массивах А.М. Линьков предложил максвелловскую механическую модель, описывающую полные диаграммы деформирования каменной соли при постоянных скоростях нагружения [27]. Н.С. Булычев опирался на модель, включающую:

- элемент условно-мгновенной деформации;
- компоненты вязкоупругого и вязкопластического поведения.

Такая модель демонстрирует высокую сходимость с моделью Гогенемзера–Прагера при кратковременных нагрузках ниже предела длительной прочности.

Модификация моделей. А.А. Барях адаптировал реологическую модель для описания временного разрушения междокамерных целиков при переменных скоростях деформации [27].

Структурные реологические модели. С. Серат предложил для каменной соли модель, представляющую последовательную комбинацию двух субмоделей (из 2-3 элементов: упругих, пластичных, упруго-вязких) [62].

А. Салустович разработал вязко-упруго-пластическую модель с двумя последовательными (упругий + пластический) и параллельным вязким (ньютоновским) элементами. Для карналлита общепринята модель Бюргерса.

Методология исследования. Экспериментальное определение деформационно-прочностных характеристик соляных пород в лабораторных условиях позволяет верифицировать и выбирать оптимальные реологические модели. Таким образом, применяется комбинированный подход, сочетающий теоретическое моделирование и экспериментальную валидацию.

Международный опыт. Значительный объем испытаний проведен немецкими исследователями в контексте проблем захоронения РАО. Детальный анализ механических моделей представлен в Диссертации Z. Hou, монографии W. Wittke, работах K. Lux, J.R. Kiehl, T. Doering, C. Erichsen [87, 88, 89, 90].

Высокую математическую законченность имеют модели деформирования соляных пород Z. Hou и K. Lux, однако они требуют использования большого количества исходных параметров, которые сложно определить с помощью экспериментальных исследований.

Модель, разработанная W. Wittke, J.R. Kiehl, T. Doering и C. Erichsen, отличается более простым параметрическим обеспечением. Ее базовые уравнения были адаптированы А.О. Ермашовым для расчета НДС Верхнекамского месторождения солей (ВКМС) [20, 21].

Структурная организация реологической модели соляных пород. Модель объединяет пять ключевых компонентов, каждый из которых отвечает за определенный механизм деформирования (рис. 2.7):

1. Упругий компонент (ε^{el}).

- описывает мгновенные обратимые деформации;
- характеризуется модулем Юнга (E);
- подчиняется закону Гука.

2. Комплекс неустановившейся ползучести (ε^p) при параллельном соединении:

- фрикционный элемент с упрочнением;
- ньютоновский вязкий элемент.

Обуславливает затухающие деформации и описывает первичную стадию ползучести.

3. Элемент установившейся ползучести (ε^s).

- чисто вязкий характер;
- отражает стационарную стадию;
- характеризуется постоянной скоростью деформации.

4. Комплекс прогрессирующей ползучести (ε^t) при параллельном соединении:

- фрикционный элемент с разупрочнением;
- ньютоновский вязкий элемент.

Моделирует ускоряющуюся стадию и учитывает предразрушающие деформации.

Каждому элементу соответствует дифференциальное уравнение, а их последовательно-параллельное соединение описывается системой уравнений состояния. Для практических расчетов используется принцип суперпозиции деформаций.

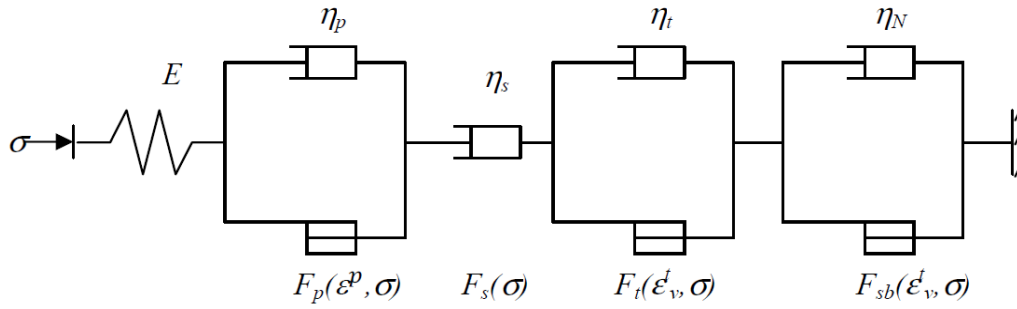


Рисунок 2.7 – Реологическая модель соляных пород [21]

Полная деформация соляных пород при аддитивной модели деформаций определяется как суперпозиция четырех компонентов:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^p + \varepsilon^s + \varepsilon^t \quad (2.14)$$

где ε^{el} – упругие деформации, ε^p , ε^s , ε^t – соответственно неустановившаяся, установившаяся и прогрессирующая составляющие ползучести.

Скорость упругих деформаций $\{\dot{\varepsilon}^{el}\}$ определяется через производную закона Гука по времени [21]:

$$\{\dot{\varepsilon}^{el}\} = [D]^{-1}\{\dot{\sigma}\} \quad (2.15)$$

где $[D]$ — матрица упругих постоянных (тензор 4-го ранга), характеризующая жесткость материала; $\{\dot{\sigma}\}$ — вектор скоростей изменения напряжений.

Это уравнение — основа для перехода к нелинейным и наследственным моделям, где упругий отклик комбинируется с вязкопластическим.

Нелинейные деформации (ε^p , ε^s , ε^t) и процессы разрушения описываются теорией вязкопластичности, объединяющей вязкие свойства (зависимость от времени), пластическое течение (необратимые деформации) и критерии разрушения.

Приращения вязкопластических деформаций определяются следующий образом:

$$\left\{\frac{d\varepsilon^{vp}}{dt}\right\} = \{\dot{\varepsilon}^{vp}\} = \begin{cases} 0 & \text{при } F \leq 0 \\ \frac{1}{\eta} F \frac{\partial Q}{\partial \{\sigma\}} & \text{при } F > 0 \end{cases}, \quad (2.16)$$

где F – функция текучести (определяет границу пластичности, при $F \leq 0$ – упругая область, $F > 0$ – вязкопластическое течение; Q – пластический потенциал; η – вязкость материала (контролирует скорость деформации).

Функции течения и потенциала для неустановившейся ползучести (ε^p) имеют вид [21]:

$$Fp = Ep \left[\left(\frac{\sigma_{eff}}{Ep} \right)^m - \varepsilon^p_{eff} \right]; \quad (2.17)$$

$$Q_p = \sigma_{eff};$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right]};$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2 \right]};$$

$$\varepsilon^p_{eff} = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\varepsilon_x^{p2} + \varepsilon_y^{p2} + \varepsilon_z^{p2} + \frac{1}{2}\gamma_{xy}^{p2} + \frac{1}{2}\gamma_{yz}^{p2} + \frac{1}{2}\gamma_{zx}^{p2} \right)}.$$

Физический смысл. Характеризует интенсивность касательных напряжений, вызывающих формоизменение. Нулевое значение при гидростатическом сжатии ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

При этом следует отметить, что определение этой величины по данной формуле справедливо только в том случае, если при неустановившейся ползучести не наблюдается дилатансии:

$$(\varepsilon_v^p) = 0.$$

С учетом (4.17) для неустановившейся ползучести закон течения имеет вид:

$$\{\dot{\varepsilon}^p\} = \frac{1}{\eta_p} \langle Ep \left[\left(\frac{\sigma_{eff}}{Ep} \right)^m - \varepsilon^p_{eff} \right] \rangle \frac{\partial \sigma_{eff}}{\partial \{\sigma\}}. \quad (2.18)$$

Параметризация модели неустановившейся ползучести. Для описания первичной стадии ползучести необходимо три фундаментальных параметра:

- вязкость материала η_p , характеризует сопротивление материала ползучести;

- модуль упрочнения E_p , определяет скорость роста предела текучести с деформацией, экспериментально определяется из кривых нагружения;
- степенной показатель m , безразмерная величина, отражает нелинейность зависимости скорости ползучести от напряжений.

Функция течения F_p моделирует элемент трения, отвечающий за неустановившуюся ползучесть. Упрочнение материала зависит от накопленных деформаций ε_{ffp}^e . При постоянной нагрузке скорость деформации постепенно снижается до нуля после достижения критического уровня деформаций [21].

Установившаяся ползучесть. Функция течения F_s , пластический потенциал Q_s и вязкость η_s определяются как:

$$\begin{aligned} F_s &= p_0 \left(\frac{\sigma_{eff}}{p_0} \right)^n, \\ Q_s &= \sigma_{eff}, \\ \eta_s &= \frac{p_0}{a}. \end{aligned} \quad (2.19)$$

Здесь F_s имеет размерность напряжений, где p_0 можно принять равным 1 МПа. Скорость установившейся ползучести описывается законом течения:

$$\{\dot{\varepsilon}^s\} = a \left(\frac{\sigma_{eff}}{p_0} \right)^n \frac{\partial \sigma_{eff}}{\partial \{\sigma\}}. \quad (2.20)$$

Для моделирования достаточно двух параметров:

- a (структурно-термический коэффициент),
- n (степень зависимости от напряжений).

Функция F_s соответствует вязкому элементу (без трения). Параметр a , согласно J. Weertman и M. Wallner, определяется как:

$$a = A e^{-Q/(RT)}, \quad (2.21)$$

где A – структурный фактор соли, Q – энергия активизации ползучести (Дж), $R=8,314$ Дж/(К·моль) – газовая постоянная, T – абсолютная температура (К). Прогрессирующая ползучесть описывается через функцию течения F_t и пластический потенциал Q_t [21]:

$$F_t = \frac{1}{3} \frac{3 - \sin \varphi_F}{1 - \sin \varphi_F} q - \frac{2 \sin \varphi_F}{1 - \sin \varphi_F} p - \sigma_F^*; \quad (2.22)$$

$$\sigma_F^* = \sigma_F + M \varepsilon_v^t;$$

$$Q_t = \frac{1}{6} (3 - \sin \psi) q - \sin \psi p;$$

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z);$$

$$q = \sigma_{eff}.$$

Закон течения для прогрессирующей ползучести. Скорость деформации прогрессирующей ползучести описывается уравнением:

$$\{\dot{\varepsilon}^t\} = \frac{1}{\eta_t} \langle F_t \rangle \frac{\partial Q_t}{\partial \{\sigma\}}. \quad (2.23)$$

Параметры модели прогрессирующей ползучести и разрушения соляных пород приведены в таблице 2.2.1.

Таблице 2.2.1. Параметры модели прогрессирующей ползучести и разрушения соляных пород

Параметр	Обозначение	Физический смысл	Единицы измерения
Вязкость при прогрессирующей ползучести	η_t	Сопротивление ускоряющейся ползучести	МПа·ч
Предел текучести	σ_F	Начальная прочность ненарушенной породы	МПа
Угол внутреннего трения	φ_F	Характеристика сдвиговой прочности	градусы
Модуль разупрочнения	M	Скорость снижения прочности при повреждениях	МПа
Угол дилатансии	ψ	Интенсивность увеличения объема при разрушении	градусы

Критерий разрушения, модифицированный Друкер-Прагер, уравнение 2.2.22.

Критерий включает:

- переменный предел текучести σ_F , зависящий от объемных деформаций ε_v^t ;
- эффект дилатансии ($\varepsilon_v^t < 0$) при превышении σ_F , связанный с образованием микротрещин;

- прогрессирующее разупрочнение, описываемое модулем М:

$$\sigma_F = \sigma_F - M|\varepsilon_v^v|.$$

Критерий сдвигового разрушения. Для описания разрушения используется критерий:

$$F_{SB} = \frac{1}{3} \frac{3 - \sin \varphi_D}{1 - \sin \varphi_D} q - \frac{2 \sin \varphi_D}{1 - \sin \varphi_D} p - \sigma_D^* \quad (2.24)$$

$$\sigma_D^* = \sigma_D + N\varepsilon_v^t.$$

Где: $\sigma_D^* = \sigma_D + N\varepsilon_v^t$ - переменная прочность, зависящая от объемных деформаций; σ_D - мгновенная прочность на одноосное сжатие; φ_D - угол внутреннего трения; N - коэффициент влияния деформаций на прочность.
Примечание: Максимальное значение σ_D^* соответствует σ_D и характеризует прочность при мгновенном нагружении [21].

Вязкопластические скорости после разрушения от сдвига рассчитываются по закону течения Друкера-Прагера:

$$\{\dot{\varepsilon}^{NS}\} = \frac{1}{\eta_N} \langle F_{SB,R} \rangle \frac{\partial Q_{SB}}{\partial \{\sigma\}}; \quad (2.25)$$

$$F_{SB,R} = \frac{1}{3} \frac{3 - \sin \varphi_R}{1 - \sin \varphi_R} q - \frac{2 \sin \varphi_R}{1 - \sin \varphi_R} p - \sigma_R;$$

$$Q_{SB} = \frac{1}{2} q.$$

Параметризация модели разрушения и упрощения. Параметры после разрушения:

- в формуле (2.2.25) параметр η_N характеризует вязкость породы после разрушения;

- модель предполагает быстрое разупрочнение от F_{SB} до остаточной прочности $F_{SB,R}$;

- функция течения формулируется через угол остаточного трения φ_R .

Особенности пластического потенциала:

- Q_{SB} аналогичен Q_t , но с нулевым углом дилатансии ($\psi = 0$).

Следовательно отсутствие объемных деформаций при сдвиговом разрушении ($-\varepsilon_v^{NS} = 0$);

- деформации затухают при $F_{SB,R} = 0$.

Параметрическое обеспечение модели. Для полного описания НДС требуется 19 параметров:

- параметр упругости E, ν ;
- неустановившаяся ползучесть E_p, η_p, m ;
- установившаяся ползучесть a, n ;
- прогрессирующая ползучесть $\eta_t, \sigma_F, \varphi_F, M, \psi$;
- разрушение $\sigma_D, \varphi_D, N, \varphi_R, \eta_N$.

Практические упрощения:

При $\sigma \leq \sigma_F$ (без прогрессирующей ползучести) достаточно параметров: $E, \nu, E_p, \eta_p, m, a, n$.

Для долговременных процессов (доминирующая установившаяся ползучесть) требуются только a и n (остальными компонентами можно пренебречь) [21].

Численная реализация. Модель базируется на интегрировании уравнения вязкопластичности (2.2.16) по времени:

$$\{\varepsilon^{vp}\} = \int_0^t \{\dot{\varepsilon}^{vp}\} dt. \quad (2.26)$$

Численная реализация метода конечных элементов для моделирования вязкопластических деформаций.

Основной алгоритм расчета приведен в работе [21].

В рамках МКЭ применяется численное интегрирование, при котором непрерывный процесс заменяется дискретным суммированием по временным интервалам. Вычислительная процедура включает следующие этапы:

Определение начальных параметров. На первом шаге вычислений стандартными методами МКЭ определяются:

- вектор узловых перемещений $\{\delta^e\}$;
- напряжения в элементах по формуле [21]:

$$\{\sigma^e\} = [D][\sigma^e]\{\delta^e\}, \quad (2.27)$$

где $[D]$ – матрица упругих характеристик материала, $[\sigma^e]$ – напряжения в элементе, $\{\delta^e\}$ – вектор перемещения узлов элемента.

Расчет скоростей деформаций. Скорость вязкопластических деформаций вычисляется по закону:

$$[\dot{\varepsilon}^{vp,e}] = \frac{1}{\eta} F \frac{\partial Q}{\partial \{\sigma^e\}}. \quad (2.28)$$

Дискретизация по времени. Для первого временного шага Δt :

- приращение деформаций:

$$\{\varepsilon^{vp,e}\}_1 = \{\dot{\varepsilon}^{vp,e}\}_1 \Delta t \quad (2.29)$$

-соответствующие напряжения:

$$\{\sigma^{vp,e}\}_1 = [D]\{\varepsilon^{vp,e}\}_1. \quad (2.30)$$

Формирование нагрузочных векторов. Псевдоузловые силы элемента:

$$\{F^{vp,e}\}_1 = \int_v [\sigma^e]^T \{\varepsilon^{vp,e}\} dV, \quad (2.31)$$

где $\{F^{vp,e}\}$ – вектор псевдоузловых сил.

Глобальная система уравнений после агрегации:

$$[K]\{\delta_n\}_1 = \{F_n\} + \{F^{vp}\}_1, \quad (2.32)$$

где $[K]$ – глобальная матрица жесткости конструкции.

Из решения этой системы для первого шага по времени $\{\delta_n\}_1$ можно получить напряженное состояние в элементах с учетом вязкопластических деформаций [21]:

$$\{\sigma^e\} = [D](\{\varepsilon^e\} - \{e^{vp,e}\}). \quad (2.33)$$

Расчет на последующих временных шагах. На каждом новом шаге вычислений выполняется последовательность операций:

- определение скорости вязкопластических деформаций для обновленного напряженного состояния;
- расчет приращений деформаций по схеме:

$$\{\varepsilon^{vp,e}\}_2 = \{\varepsilon^{vp,e}\}_1 + \{\dot{\varepsilon}^{vp,e}\}_2 \Delta t. \quad (2.34)$$

Решение системы уравнений. После пересчета деформационных характеристик:

- вычисляются новые псевдоузловые силы $\{F^{vp}\}_2$;
- формируется и решается обновленная система уравнений:

$$[K]\{\delta_n\}_2 = \{F_n\} + \{F^{vp}\}_2. \quad (2.35)$$

Итерационная процедура. Процесс последовательно повторяется для всех временных шагов до выполнения одного из критериев остановки:

- практическое затухание вязкопластических деформаций ($|\{\epsilon^{vp}\}| < \epsilon_{min}$);
- достижение заданного конечного времени моделирования ($t \geq t_{max}$).

Особенности реализации:

- используется явная схема интегрирования;
- на каждом шаге учитывается накопленный эффект предыдущих деформаций;
- обеспечивается постепенная стабилизация решения;

Примечание: Для повышения точности рекомендуется использовать:

- адаптивный выбор шага Δt ;
- контроль устойчивости решения;
- проверку выполнения критериев сходимости.

Для численного моделирования напряженно-деформированного состояния Верхнекамского месторождения солей (ВКМС) был применен программный комплекс «ANSYS». Верификация и валидация математической модели проводилась путем сопоставления расчетных результатов с результатами лабораторных испытаний образцов пород.

Установлено, что удовлетворительное соответствие расчетных и экспериментальных кривых деформирования позволяет рассматривать данную модель как достоверную для первого приближения при описании процессов деформации породного массива в приствольной зоне горных выработок.

Так А.О. Ермашовым в ПО «ANSYS» проведены тестовые расчеты модели пород каменной соли в условиях длительного одноосного нагружения и их сравнение с результатами испытаний образцов соляных пород ВКМС, выполненных в ГИ УрО РАН [20]. Результаты сравнения приведены на рисунок 2.8.

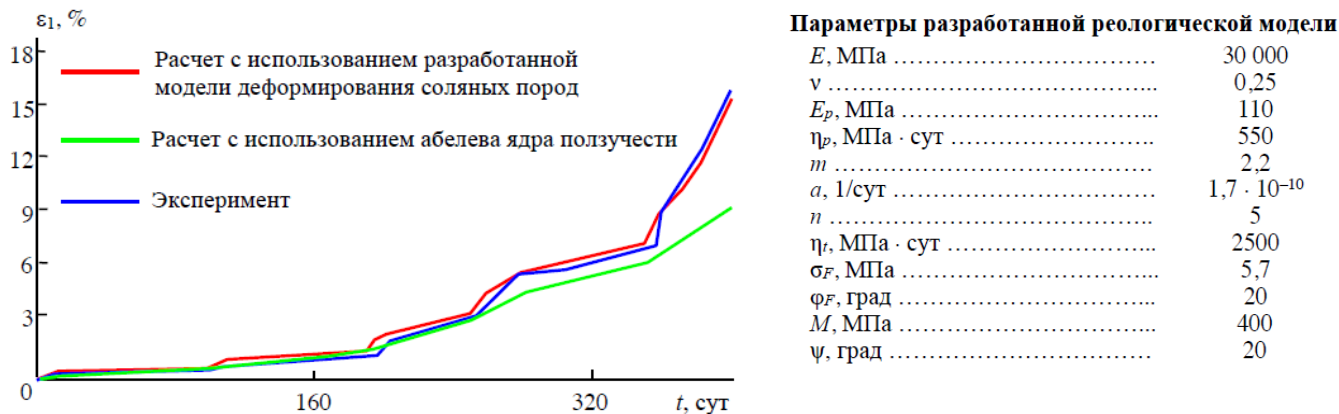


Рисунок 2.8 – Экспериментальная и расчетные кривые ползучести при стабилметрических испытаниях соляных образцов [21]

Полученные результаты свидетельствуют о высокой сходимости модели с экспериментальными данными. В то же время большое количество параметров модели сдерживает ее применение при проектировании крепи выработок в конкретных горно-геологических условиях.

Необходимо также отметить, что кривая ползучести, полученная при использовании теории линейной наследственной ползучести с ядром Абеля, дает аналогичную высокую сходимость с результатами экспериментов на стадии установившейся ползучести соляных образцов, при этом для выполнения расчетов требуется минимальный набор реологических характеристик. Основные аспекты развития теории наследственной ползучести пород рассматриваются далее.

2.3 Теория наследственной ползучести

Существенное усложнение математического аппарата неизбежно возникает при разработке реологических моделей, где каждый элемент характеризуется индивидуальным набором времен релаксации. Такие сложные конструкции необходимы для получения уравнений, качественно описывающих процессы ползучести. Однако даже эти усовершенствованные модели демонстрируют расхождение с экспериментальными данными, полученными для реальных материалов.

В современной механике горных пород доминирующее положение занимает теория наследственной ползучести [42, 70, 71], обладающая двумя принципиальными преимуществами:

1. Учет всей истории нагружения материала.
2. Гибкость в выборе различных ядер ползучести.

Фундаментальный постулат теории заключается в зависимости текущей деформации (в момент t) не только от действующих напряжений, но и от их предыстории (в моменты $\tau < t$).

Для анализа деформационных процессов в соляных массивах в условиях, исключающих разрушение (при относительно небольших нагрузках), применяется аппарат линейной наследственной ползучести, известный также как линейная теория вязкоупругости. Данный подход базируется на следующих фундаментальных положениях:

Принцип суперпозиции Больцмана: Суммарная деформация в любой момент времени t представляет собой интегральную сумму всех элементарных деформаций, накопленных за предшествующий период нагружения.

Основное соотношение: элементарная деформация $d\varepsilon(\tau)$, формирующаяся в момент времени τ , определяется выражением:

$$d\varepsilon(\tau) = \sigma(\tau) \cdot d\tau \cdot K(t-\tau)$$
$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left(\sigma(t) + \int_0^t K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \right). \quad (2.36)$$

где:

$\sigma(\tau)$ - действующее напряжение;

$K(t-\tau)$ - релаксационная функция (монотонно убывающая);

E - модуль упругости материала.

Общий вид уравнения Вольтера в теории вязкоупругости (2.36) приведен в классических работах по наследственной ползучести [2, 39, 40, 42]. Физическая интерпретация слагаемых этого уравнения: E — модуль Юнга (характеристика кратковременной жесткости), ядро $K_{(t-\tau)}$ - определяет "память материала" о предыстории нагружения, это ядро ползучести.

Основная концепция принципа Вольтерра опирается на решение задач линейной вязкоупругости через соответствующее решение путем замены упругих констант реологическими операторами. При этом:

- в решениях появляются операторные функции (алгебраические/трансцендентные);
- требуется последующая "расшифровка" операторных выражений;
- процесс декомпозиции сопряжен со значительными математическими сложностями.

Для операторной расшифровки применяются интегральное преобразование Лапласа-Карсона, которое позволяет упростить операторные выражения и осуществить обратное преобразование для получения временной зависимости.

К особенностям метода аппроксимаций Ильющина относятся:

- использование степенных аппроксимаций;
- построение асимптотических решений;
- эффективен для задач с сингулярными ядрами.

Преимущества операторов Работнова следующие:

- специальные дробно-экспоненциальные ядра;
- учет наследственных эффектов;
- аналитические решения для широкого класса задач.

Данные методы особенно продуктивны для задач с дробно-линейными ядрами ползучести или анализа длительной устойчивости конструкций. Так же эффективно их применение в моделировании реологических процессов в горных породах. Выбор конкретного метода зависит от вида реологических операторов и требуемой точности решения. На практике часто используется комбинация указанных подходов.

Для описания процесса ползучести соляных пород широкое применение получило Абелево ядро [68, 81]:

$$K(t - \tau) = \delta(t - \tau)^{-\alpha}; \quad (2.37)$$

$$K(t - \tau) = \frac{C}{(t - \tau)^\alpha},$$

где α и δ – параметры Абелева ядра ползучести ($0 < \alpha < 1$, $\delta > 0$).

Также применяют:

– ядро Ю.Н. Работнова:

$$K(t - \tau) = \frac{(t - \tau)^\alpha}{\Gamma(1 - \alpha)}, \quad (2.38)$$

где Γ – гамма-функция:

– ядро Г.М. Слонимского:

$$K(t - \tau) = \frac{C e^{-(t - \tau)^{1 - \alpha}}}{(t - \tau)^\alpha} \quad (2.39)$$

Частный случай Ядра Г.М. Слонимского имеет вид:

$$K(t - \tau) = \frac{C e^{-\beta(t - \tau)}}{(t - \tau)^\alpha} \quad (2.40)$$

Приведенные выше ядра являются сингулярными.

Также в расчетах используются не сингулярные ядра экспоненциального типа. В общем виде:

$$K(t - \tau) = \sum_{k=1}^n a_k e^{-\lambda_k(t - \tau)} \quad (2.41)$$

Может использоваться ядро и с одним слагаемым:

$$K(t - \tau) = a e^{-\lambda(t - \tau)} \quad (2.42)$$

Реологические параметры, входящие в уравнения (2.36 – 2.41) определяются по результатам обработки экспериментальных данных на одноосную ползучесть при фиксированной температуре и нескольких уровнях постоянных напряжений.

Экспериментальные исследования ползучести каменной соли, выполненные Ж.С. Ержановым, А.А. Барях, С.А. Константиновой и др. выявили зависимость параметров α и δ ядра Абеля от уровня напряжений σ [7, 23, 42, 81]. Согласно анализу С.А. Константиновой, линейно-наследственная теория ползучести применима лишь в диапазоне напряжений, не превышающих предел длительной прочности $\sigma_{дл}$, где сохраняется линейность деформационных свойств. Таким образом можно заключить следующее:

- параметры ядра Абеля α и δ – не константы, а функции напряжения;
- $\delta \approx \text{const}$ при $\sigma < 0,4\sigma_{\text{сж}}$;
- граница применимости линейной теории ползучести: область напряжений до предела длительной прочности $\sigma_{\text{дл}}$.

При высоких уровнях напряжений в породном массиве требуется учет не линейного деформирования соляных пород, что обуславливает применение специальных нелинейных реологических моделей.

В исследованиях Старобинского месторождения [17, 31, 45] Ж.С. Ержанов разработал усовершенствованную нелинейную модель наследственной ползучести [23], объединяющую:

- единое уравнение для фаз нагружения и разгрузки
- различные режимы деформационного отклика: нелинейную зависимость при активном нагружении и линейное поведение после разгрузки.

Предложенная модель разделяет полную деформацию на три независимых механизма:

1. Мгновенная упругая деформация. Описывается законом Гука. Характерное время: доли секунды.
2. Обратимая ползучесть. Линейная наследственная теория с ядром Абеля (уравнение 2.3.2), где Параметры: α (интенсивность), δ (показатель затухания).
3. Необратимая вязкопластическая деформация. Нелинейная наследственная теория с степенным упрочнением (функция $f(\sigma)$) и ядром старения $Q(\tau)$.

Нелинейная функция для вязкопластичности

$$f(\sigma_i(\tau)) = 1 + \beta \sigma(\tau)^{m-1}, \quad (2.42)$$

$$Q(\tau) = \delta \tau^{-\alpha}$$

где: β - коэффициент чувствительности к напряжению (МПа^{1-m}); m - степенной показатель (безразмерный). При $m > 1$: ускоряющаяся ползучесть при росте σ , при $\beta = 0$: модель вырождается в линейный случай.

Ядро старения $Q(\tau) = \delta \tau^{-\alpha}$, где α - параметр старения ($0 < \alpha < 1$), δ - константа.

Данный подход позволил: унифицировать описание всех стадий деформирования, учесть принципиально разное поведение при нагружении и разгрузке и согласовать линейные и нелинейные эффекты в единой модели. Предложенная модель особенно эффективна для анализа длительного поведения соляных массивов в условиях переменного нагружения, характерного для эксплуатации горных выработок.

Преимущества предложенной модели:

- физическая обоснованность разделения деформационных составляющих;
- возможность калибровки по лабораторным данным;
- учет как обратимых, так и необратимых изменений структуры породы;
- согласованность с фундаментальными принципами механики деформируемого твердого тела.

Н.М. Проскуряковым и В.С. Ливенским была разработана методика анализа релаксации напряжений в соляных массивах, основанная на линейной наследственной теории с применением двухпараметрического ядра Абеля. Г.Г. Зарецким-Феоктистовым определены параметры ползучести соляных пород Солотвинского месторождения с помощью кубического приближения с использованием ядра А.А. Колтунова. Результаты сравнения экспериментальных и расчетных данных приведены на рисунок 2.9 [41].

В работах Р.С. Санжаровского [33] интегральное уравнение ползучести на основе принципа наложения с учетом старения и длительной прочности, а также при допущении о том, что изменение с течением времени параметров нелинейной диаграммы мгновенного деформирования определяется только функцией начального модуля $E(t)$, представлено в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{f[\sigma(t)]}{E(t)} + \int_{t_0}^t f[\sigma(t)] \left(\frac{\partial}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} + \frac{1}{E(\tau)} \frac{\partial}{\partial \tau} E(\tau) C(t, \tau) \right) d\tau \quad (2.43)$$

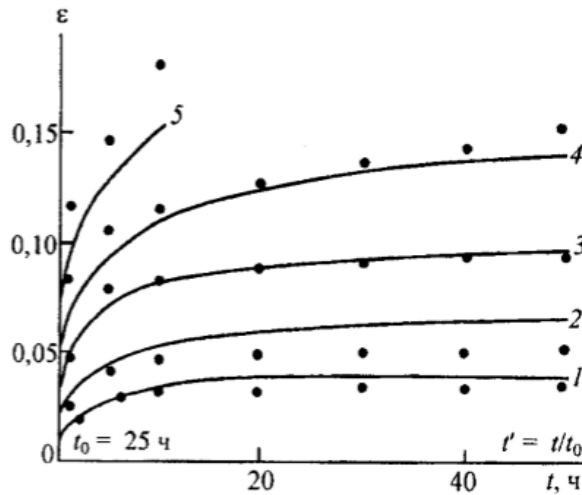


Рисунок 2.9 – Кривые ползучести и экспериментальные точки для солей Солотвинского месторождения при напряжениях сжатия, МПа:
1 – 11,0; 2 – 13,2; 3 – 15,4; 4 – 17,6; 5 – 19,8 [38]

Нелинейная модель наследственной ползучести С.А. Константиновой отражена в работе [38] для ВКМКС. Разработанная для Верхнекамского месторождения каменной солей модель объединяет нелинейную наследственную теорию с переменными параметрами, трехстадийное деформирование и критерии разрушения с учетом дилатансии:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} (\sigma(t) + \int_0^t K(t - \tau, \sigma(\tau)) \sigma(\tau) d\tau), \quad (2.44)$$

где функция $K(t - \tau, \sigma(\tau))$ может быть представлена в виде:

$$K(t - \tau, \sigma(\tau)) = L(t - \tau) f(\sigma(\tau)), \quad (2.45)$$

где $f(\sigma(\tau))$ – нелинейная функция напряжения, $L(t - \tau)$ – ядро ползучести.

Нелинейная функция бралась в следующем виде:

$$\begin{aligned} f_c(\sigma_i(\tau)) &= \exp\left(\frac{b_c(\sigma_i(\tau) - \sigma_{i\text{дл}})}{\sigma_{i\text{сж}}}\right); \\ f_v(\sigma_i(\tau)) &= \exp\left(\frac{b_v(\sigma_i(\tau) - \sigma_{i\text{дл}})}{\sigma_{i\text{сж}}}\right) - 1, \end{aligned} \quad (2.46)$$

где σ_i – интенсивность действующих напряжений, $\sigma_{i\text{дл}}$ – предел длительной прочности, b_c – параметр сдвиговой ползучести, b_v – параметр объемной ползучести.

Модель деформирования соляных пород с учетом повреждаемости, предложенная С.А. Константиновой. Модель включает четыре ключевых компонента:

- уравнения состояния для допредельной стадии ($\sigma_i < \sigma_{идл}$) с учетом накопления повреждений;
- критерий перехода в предельное состояние ($\sigma_i = \sigma_{идл}$);
- уравнения предельной стадии деформирования;
- критерий разрушения (потери несущей способности);

Допредельная стадия ($\sigma_i < \sigma_{идл}$):

- сдвиговые деформации: $\gamma = \gamma^{el} + \int_0^t K_{(t-\tau)} \sigma_{(\tau)} d\tau$ (линейная наследственная теория);
- объемные деформации: $\varepsilon_v = \varepsilon_v^{el}$ (теория упругости).

Предельная стадия ($\sigma_i > \sigma_{идл}$):

- учет дилатансии – эффекта разрыхления;
- нелинейные уравнения для всех компонент деформации:

$$E = \int_0^t f(\sigma(\tau)) K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (2.47)$$

где:

$$f(\sigma) = 1 + \beta \sigma^{m-1} \quad (2.48)$$

- ядро Абеля: $K(t-\tau) = \alpha / (t-\tau)^\delta$

Особенности модели:

- учет трехфазности деформационного процесса;
- согласование линейных и нелинейных эффектов;
- описание дилатансии как индикатора разрушения;
- возможность прогноза остаточной несущей способности.

Модель удобно применять при анализе устойчивости горных выработок, прогнозе сроков службы подземных сооружений, оценки параметров крепи в соляных массивах и моделировании длительных деформационных процессов.

Применительно к анализу напряженно-деформированного состояния крепи и массива в окрестности горной выработки, описанные выше методы

реализуются в основном численно. Наиболее широко применяется метод конечных элементов.

Так в работе [57] рассмотрен пример численной оценки параметров модели наследственной ползучести по натурным данным о деформировании междукамерных целиков.

Постановка задачи включала уравнения равновесия:

$$\nabla * \tilde{\sigma}(t) = 0, \quad (2.49)$$

- геометрические соотношения

$$\tilde{\varepsilon}(t) = \frac{1}{2}(\nabla u(t) + u(t)\nabla), \quad (2.50)$$

- определяющие уравнения наследственной теории Больцмана – Вольтерра для соляных пород:

$$s_{ij}(t) = s_{ij}(0) + Ge_{ij}(t) - \int_0^t K_c(\tilde{\sigma}(\tau), t - \tau) s_{ij}(\tau) d\tau, \quad (2.51)$$

$$\sigma(t) = \sigma(0) + B\theta(t),$$

где $\tilde{\sigma}(t)$, $\tilde{\varepsilon}(t)$ – тензоры напряжений и деформаций, $u(t)$ - вектор перемещений, $e_{ij}(t)$, $s_{ij}(t)$ - компоненты девиатора тензора деформаций и напряжений; $\sigma(t)$ - среднее напряжение; $\sigma(0)$, $s_{ij}(0)$ – начальные напряжения для шаровой и девиаторной составляющих тензора напряжений; θ - относительное изменение объема; $B = \frac{E}{3(1-2\mu)}$ – объемный модуль упругости; $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ – модуль сдвига; $K_c(\tilde{\sigma}(t), t - \tau)$ – ядро сдвиговой ползучести; E – модуль упругости; μ – коэффициент Пуассона.

В работах [38] отражены результаты лабораторных исследований по прочностным и деформационным характеристикам соляных пород по керну из геологоразведочной скважины (табл. 2.3). Коэффициент Пуассона принят в диапазоне 0,25-0,30 (среднее 0,27), угол внутреннего трения $\varphi = 27^\circ$ получено из трехосных испытаний и анализов кругов Мора. По результатам обработки лабораторных исследований построены графики продольной деформации (см. рисунок 2.10).

Таблица 2.3 – Средние значения физико-механических показателей соляных пород на участке исследований [38]

Пласт	Показатель	
	Модуль упругости Е, ГПа	Предел прочности на одноосное сжатие, $\sigma_{сж}$, МПа
Сильвинитовый пласт Красный II	17,86	26,27
Сильвинитовый пласт АБ	14,29	24,74
Междупластовая каменная соль	11,24	26,40

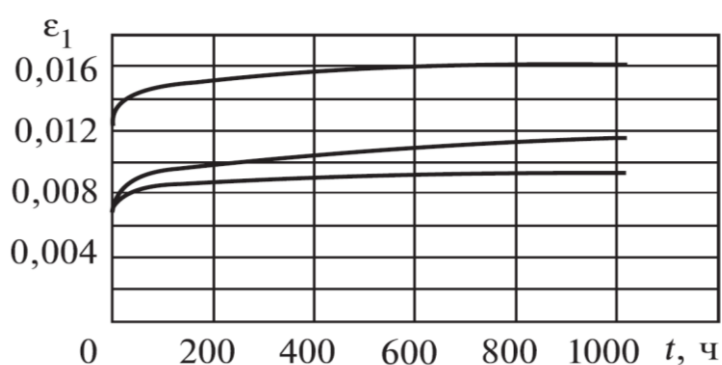


Рисунок 2.10 – Продольные деформации ϵ_1 ползучести образцов сильвинита пласта Кр. II при одноосном сжатии [38]

Так же в работе [38] был выполнен численный расчет. Запредельное деформирование моделировалось с помощью переменных параметров упругости. Итоги численных расчетов показали хорошее соответствие расчетных результатов и натурных данных (табл. 2.4).

Таблица 2.4 – Результаты численного расчета и натурные данные [38]

Результаты численного расчета				Натурные данные
$\delta c, ч^{-0,3}$	$\langle \epsilon \rangle, \%$ (центр целика)	$\langle \epsilon \rangle, \%$ (весь целик)	Примечание	$\langle \epsilon \rangle, \%$ (центр целика)
0,18	0,195	0,24	Без учета запредельного деформирования	0,44
0,35	0,430	0,47		
0,35	0,51	0,51	С учетом запредельного деформирования	

Важно отметить, что применение линейно-наследственной теории ползучести для соляных пород справедливо только для уровней нагрузки из области линейности свойств деформаций, т.е. в пределах значения длительной прочности породы. А что бы учесть деформации за ее пределом необходимо применение нелинейной модели. Таким образом в расчетах для обратимой части деформаций воспользуемся ядром ползучести типа Абеля, а необратимая деформация будет описываться в рамках модели Мизеса с мультилинейным упрочнением.

Для дальнейших расчетов для соляных пород мною принята нелинейная модель пластического тела (модель Мизеса с мультилинейным упрочнением) с параметрами линейной наследственной ползучести.

Принятые коэффициенты ползучести Абелева ядра [35]: безразмерный параметр ядра ползучести $\alpha=0,7$, размерный параметр ядра ползучести $\delta=0,0041c^{\alpha-1}$.

Модель Мизеса используется для моделирования нелинейного поведения материалов при достижении касательными напряжениями своего предельного значения. При течении материала закон упрочнения определяет характер изменения поверхности текучести с пластическим упрочнением. Для каменной соли в расчетах принят предел длительной прочности $\sigma=0,3\sigma_{сж}$.

Условие разрушения в модели Мизеса предполагает, что разрушение происходит, когда инвариант 2-го порядка девиаторного напряжения J_2 достигает определенного значения. Это условие часто используется для моделирования пластического поведения материалов. Состояние идеального пластического разрушения, не учитывающее упрочнение, может быть выражено с помощью следующего уравнение [35]:

$$f(\sigma) = \sqrt{3J_2} - \sigma_y = \sqrt{\frac{3}{2}\sigma_{dev}:\sigma_{dev}} - \sigma_y = 0 \quad (2.52)$$

где σ_{dev} – девиатор напряжений; σ_y – предел текучести.

Предел текучести σ_y рассчитывается с помощью функции упрочнения с использованием переменной λ_c следующим образом:

$$\sigma_y = \lambda_c h_y(0) + (1 - \lambda_c) h_y(e_p), \quad (2.53)$$

где при $\lambda_c=0$ предполагается изотропное упрочнение.

Кривая упрочнения является характеристикой материала, которая описывает его пластические свойства. Как правило, кривую упрочнения получают по результатам испытаний на одноосное растяжение/сжатие или чистый сдвиг. В расчетном программном комплексе GTS NX (FEA NX) кривая упрочнения строится на основании задаваемой пользователем в действительных величинах кривой напряжений – пластических деформаций. Так как пластические деформации возникают в момент, когда проявляется текучесть материала, они могут быть вычислены следующим образом:

$$e_p = \varepsilon - \varepsilon^{el} = \varepsilon - \frac{\sigma}{E}, \quad (2.54)$$

где E – модуль упругости.

Физико механические характеристики подстилающей каменной соли приведены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 - Физико механические характеристики подстилающей каменной соли [35]

Наименование породы	E , МПа	Коэффициент Пуассона, ν	σ_c , МПа	γ , г/см ³
Каменная соль	9660	0,23	20	2,33

2.4. Обоснование параметров КЭ модели сопряжения

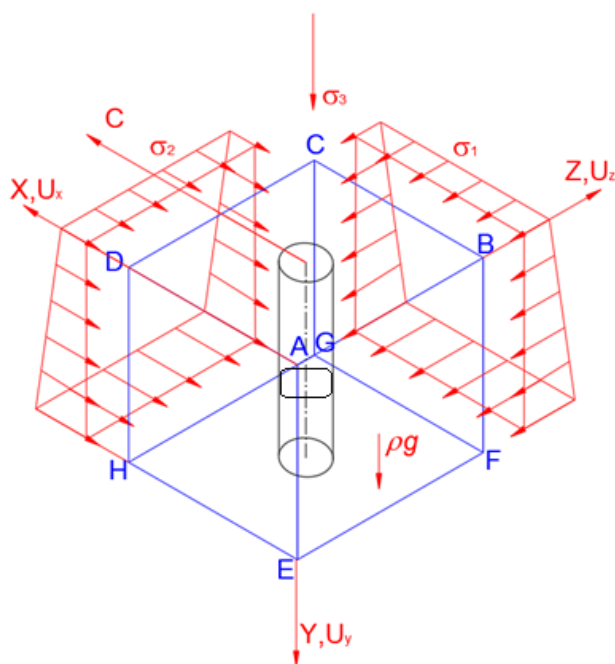
Принимая во внимание геотехнологические предпосылки, подробно рассмотренные ранее, для решения задачи по обоснованию крепи сопряжений ствола № 3 Усольского калийного комбината целесообразно использовать численный метод моделирования в трехмерной постановке задачи – метод конечных элементов [35].

Данный метод позволяет оценить механические процессы, корректно и правильно задавать краевые условия в соответствии с параметрами исходного природного поля напряжений, действующего на месторождении,

осуществлять детализацию геологического строения массива пород с выделением литологических разностей и структурных блоков, принять реальные физико-механические свойства пород в соответствии с их нарушенности и длительной ползучести (рассмотреть наихудшую ситуацию), а также с достаточной детальностью учесть реальную конструктивную (геометрическую) изменчивость геотехнологической ситуации в процессе строительства.

Моделирование и расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) массива пород и их устойчивости в окрестности сопряжений целесообразно осуществлять в объемной постановке задачи.

В общем случае схема расчетной области расчетной области R (рисунок 2.11) представляет собой параллелепипед ($0 \leq x \leq L_x$, $0 \leq y \leq L_y$, $0 \leq z \leq L_z$) с основными параметрами и краевыми условиями. В центральной части модели реализуется горно-технологическая ситуация расчески сопряжения ствола с горизонтами в пределах проектных интервалов глубин.



а)

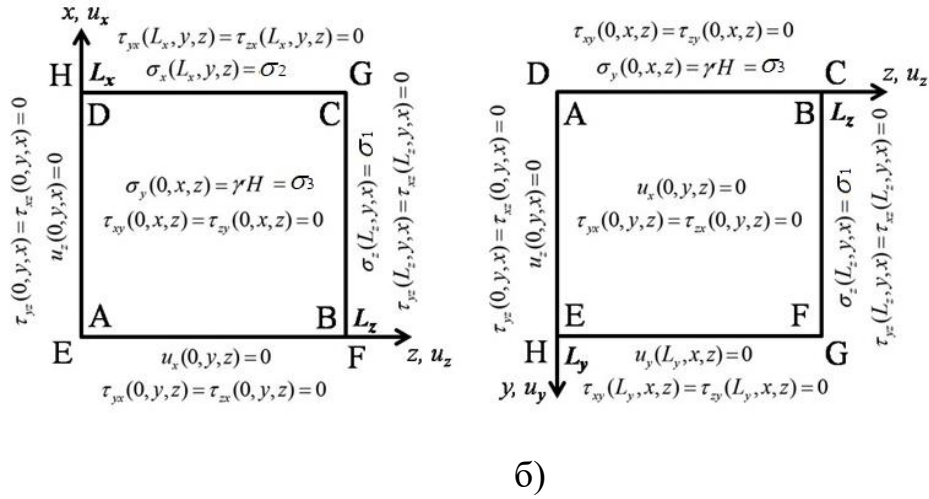


Рисунок 2.11 – Расчетная схема и основные параметры к определению НДС системы «крепь – массив»: а) объемное представление задачи (напряжения σ_1 приложены в виде равномерно распределенного вертикального давления на верхнюю грань и на схеме показаны условно); б) то же на плоскостях

В расчетной области R выполняются:

-статические соотношения (уравнения равновесия): $\sigma_{ij,j} + pF_i = 0$, (2.55)

- геометрические соотношения (уравнения Коши): $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$, (2.56)

-граничные условия на плоскостях (см. рис. 2.11):

$$\begin{aligned}
 ABCD - \sigma_y(0, x, z) = \gamma H = \sigma_3, \quad \tau_{xy}(0, x, z) = \tau_{zy}(0, x, z) = 0; \\
 EFGH - u_y(L_y, x, z) = 0, \quad \tau_{xy}(L_y, x, z) = \tau_{zy}(L_y, x, z) = 0; \\
 DCGH - \sigma_x(L_x, y, z) = \sigma_2, \quad \tau_{yx}(L_x, y, z) = \tau_{zx}(L_x, y, z) = 0; \\
 ABFE - u_x(0, y, z) = 0, \quad \tau_{yx}(0, y, z) = \tau_{zx}(0, y, z) = 0; \\
 BCGF - \sigma_z(L_z, y, x) = q_z \sigma_1, \quad \tau_{yz}(L_z, y, x) = \tau_{xz}(L_z, y, x) = 0; \\
 ADHE - u_z(0, y, x) = 0, \quad \tau_{yz}(0, y, x) = \tau_{xz}(0, y, x) = 0;
 \end{aligned}
 \tag{2.57}$$

где σ_{ij} – компоненты тензора напряжений ($\sigma_y, \sigma_x, \sigma_z$, и $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ – соответственно вертикальная и горизонтальные нормальные и касательные компоненты тензора напряжений); $pF_i = \rho g \delta_{ij}$ – объемные силы; ρ – плотность пород; g – ускорение свободного падения; ε_{ij} – компоненты тензора деформаций ($\varepsilon_y, \varepsilon_x, \varepsilon_z$ и $\varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zx}$ – соответственно вертикальная и горизонтальные главные

линейные и угловые компоненты тензора деформаций); u_i – компоненты вектора перемещений (u_y, u_x, u_z – вертикальная и горизонтальные компоненты вектора перемещений); $\theta = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ – относительная объемная деформация; G и β – параметры Ламе $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$, $\beta = \frac{E\mu}{(1-2\mu)(1+\mu)}$; δ_{ij} – символ Кронекера; μ – коэффициент Пуассона; H – глубина ствола, γ – средний объемный вес вышележащей толщи пород.

Получив конечно-элементную дискретизацию расчетной области R соотношения (2.4.1) – (2.4.3) сводятся к решению системы линейных алгебраических уравнений МКЭ, являющихся уравнениями равновесия узлов в перемещениях:

$$[K]\{\delta\} = \{F\}, \quad (2.58)$$

где $[K]$ – матрица жесткости системы;

$\{\delta\}$ – вектор перемещений всех узлов;

$\{F\}$ – вектор узловых нагрузок (векторы граничных и объемных сил).

Для автоматизации процедур разработки моделей и выполнения расчетов в настоящее время используются современные программные комплексы Midas, Rocscience, Ansys, Plaxis, Abaqus, Sofistik и др.

2.5. Формирование массива исходных данных для КЭ модели сопряжения

Для описания поведения массива пород соленосной толщи использована теория наследственной ползучести с использованием ядра Абеля. Значения аппроксимирующих показателей α и δ для каменной соли, принятые в расчетах, представлены в табл. 2.6.

Таблица 2.6 – Значения аппроксимирующих показателей α и δ для соли

Значения аппроксимирующего показателя α при уровне нагрузки			Значения аппроксимирующего показателя δ с ^{$\alpha-1$} при уровне нагрузки		
0,4 $\sigma_{пр}$	0,6 $\sigma_{пр}$	0,8 $\sigma_{пр}$	0,4 $\sigma_{пр}$	0,6 $\sigma_{пр}$	0,8 $\sigma_{пр}$
0,81	0,81	0,72	0,0068	0,0113	0,0088

Остальные физико-механические характеристики каменной соли приняты по данным геологического отчета по контрольно-стволовой скважине ствола №3.

Для описания поведения материалов крепи использованы упругая и упругопластическая модели [35, 76].

Оценка несущей способности элементов тюбинговой крепи с учетом рекомендаций приложения 22 «Руководства по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи» в условиях внецентренного сжатия производится по формуле:

$$R_{\text{пр}} \geq |\sigma_3| \quad (2.59)$$

где $R_{\text{пр}}$ – расчетное сопротивление тюбингового кольца, МПа.

Прочностные характеристики тюбинговых колец для различных типоразмеров тюбингов и марок чугуна приведены в таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Расчетные параметры тюбинговой крепи

Марка чугуна	Расчетное сопротивление при центральном сжатии и при изгибе, МПа при толщине оболочки тюбингов, мм									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
СЧ-20	172,2	166,6	149,5	140,6	125,6	117,9	108,8	100,7	90,1	82,3
СЧ-25	193,2	190,6	174,0	162,1	150,1	142,9	133,8	126,2	115,1	107,3
СЧ-30	214,2	214,6	198,5	183,6	174,6	167,9	158,8	151,7	140,1	132,3
СЧ-35	235,3	238,6	223,0	205,1	199,1	192,9	183,8	177,2	165,1	157,3
ВЧ-35	206	195	192	185	179	173	168	161	162	155
ВЧ-40	235	226	222	214	207	200	195	188	188	181
ВЧ-45	265	257	252	244	236	228	222	216	214	208
ВЧ-50	297	288	282	273	264	255	249	243	240	234
ВЧ-55	324	319	310	303	293	283	276	271	266	261
ВЧ-60	356	349	342	331	320	310	302	299	292	288
ВЧ-65	383	381	370	362	350	338	330	326	318	314
ВЧ-70	416	412	403	391	378	365	357	353	344	340
ВЧ-75	442	443	430	421	407	393	384	381	370	367
ВЧ-80	471	474	460	450	435	420	411	408	396	393
ВЧ-85	501	505	490	480	464	448	438	436	422	420

Марка чугуна	Расчетное сопротивление при центральном сжатии и при изгибе, МПа при толщине оболочки тубингов, мм									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
ВЧ-90	530	536	520	509	492	475	465	463	448	446
ВЧ-95	560	567	550	539	521	503	492	491	474	473
ВЧ-100	589	598	580	568	549	530	519	518	500	499

Рекомендации по выбору марок серого чугуна для тубинговой крепи [65]. Соответствие между марками серого чугуна и толщиной спинки тубингов приведены в табл. 2.8.

Таблица 2.8 – Соответствие между марками серого чугуна и толщиной оболочки (спинки) тубингов

п\п	Толщина спинки (мм)	Марка серого чугуна
1	30-40	СЧ20
2	40-60	СЧ25
3	60-100	СЧ30
4	110-120	СЧ35

Для марок серого чугуна принимается модуль упругости $E=1,0 \cdot 10^5$ МПа (100 ГПа).

2.6. Верификация и валидация модели с учетом рассмотрения процесса длительной ползучести соляных пород

Достоверность результатов численного моделирования в значительной степени определяется двумя ключевыми факторами:

- корректностью выбранной модели, описывающей механическое поведение горного массива,
- адекватностью моделирования контактных взаимодействий между элементами системы.

Современный этап развития вычислительных методов характеризуется некоторым прогрессом в области стандартизации - введением в действие ГОСТ Р 57700.10-2018, который устанавливает единые требования к моделированию сложных физических объектов.

В соответствии с положениями данного стандарта была выполнена валидация и серия верификационных расчетов с использованием метода конечных элементов. Полученные результаты были сопоставлены с данными натурных измерений конвергенции (см. рис. 2.12) [22, 25, 26, 68, 77]. Проведенные исследования позволили установить, что в условиях калийных и соляных шахт скорость установившейся ползучести варьируется в значительном диапазоне: от 0,001 мм/сутки для изолированных выработок до 0,2 мм/сутки для сложных узлов сопряжений.

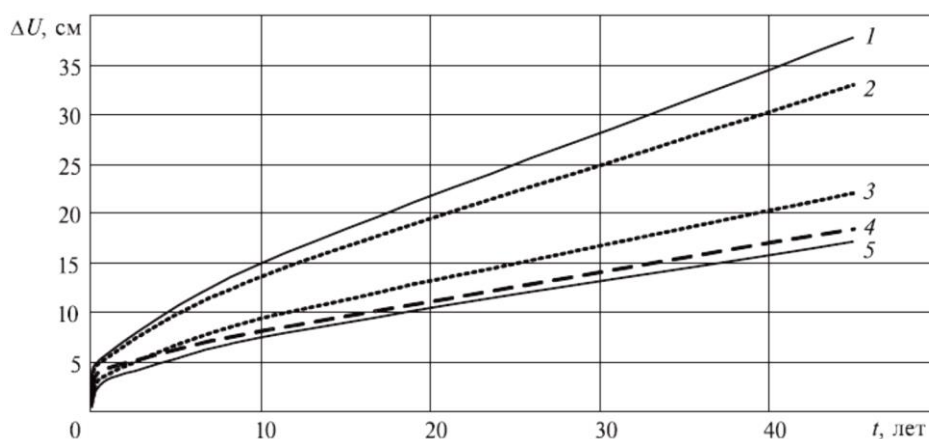
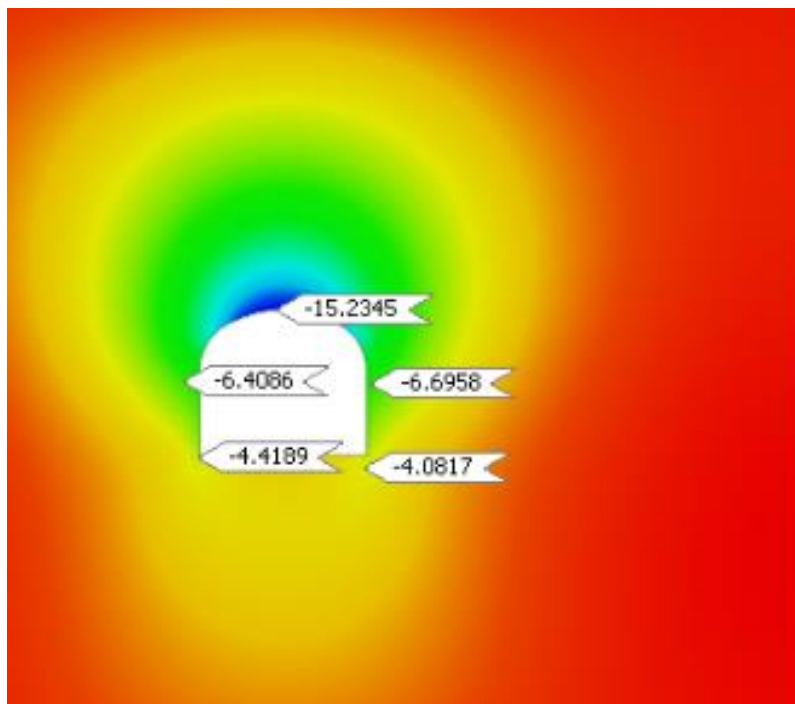


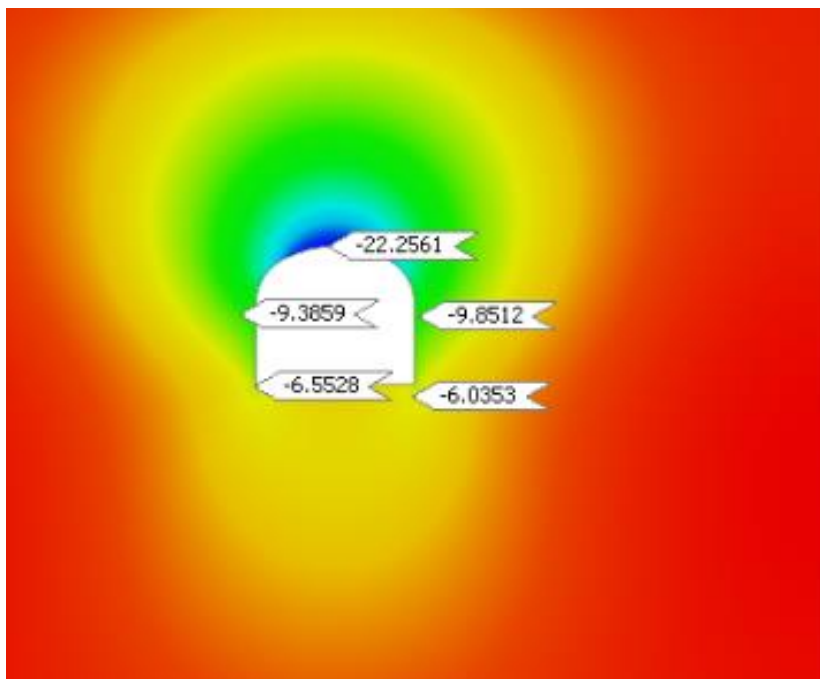
Рисунок 2.12 – Зависимость вертикальной и горизонтальной конвергенции одиночной горной выработки без крепи и с бетонной крепью от времени: 1, 2 – выработка без крепи; 3, 4 – с бетонной крепью; 5 – пучение почвы [68]

Результаты решения валидационных задач, полученные методом конечных элементов в программном комплексе MIDAS FEA NX (GTS NX) с использованием принятой модели деформирования соляных пород приведены на рисунке 2.13.

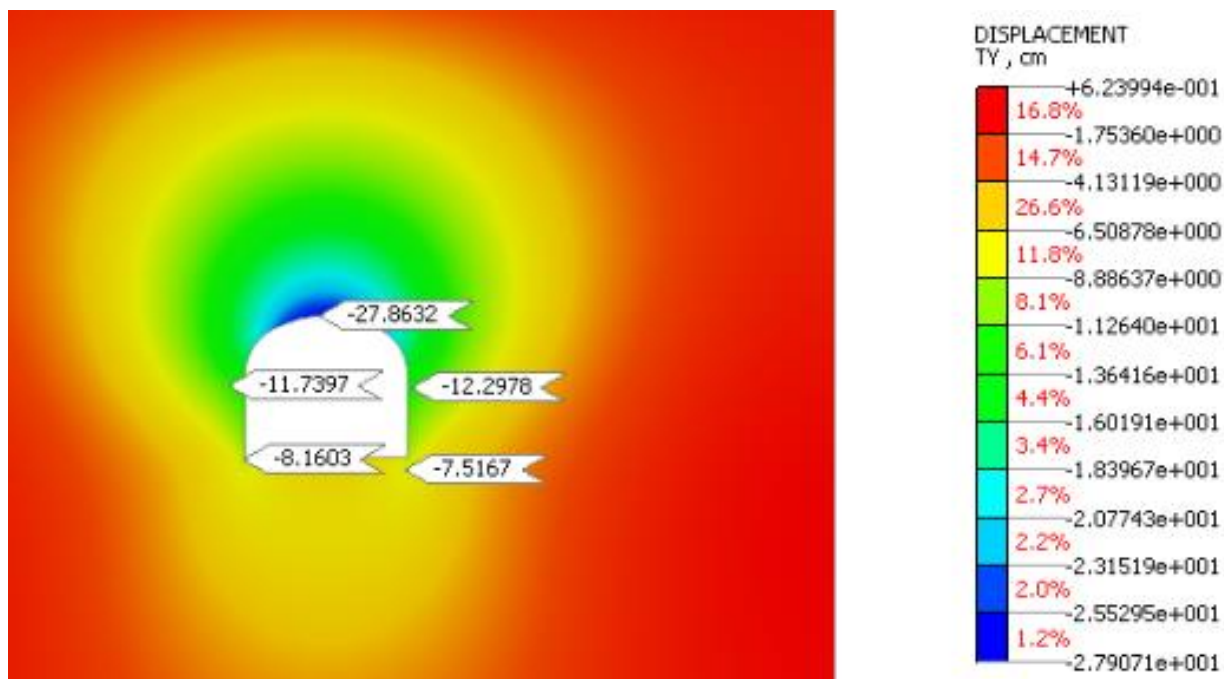
Численные значения смещений контура одиночной незакрепленной горной выработки сводчатой формы получены для срока ее эксплуатации 10, 20, 30 и 40 лет соответственно. Количественный анализ полученных данных показал, что отклонения результатов численного моделирования от экспериментальных данных не превышают 7,0 %, что подтверждает корректность принятых расчетных предпосылок и возможность их использования в пространственных моделях со сложной геометрией.



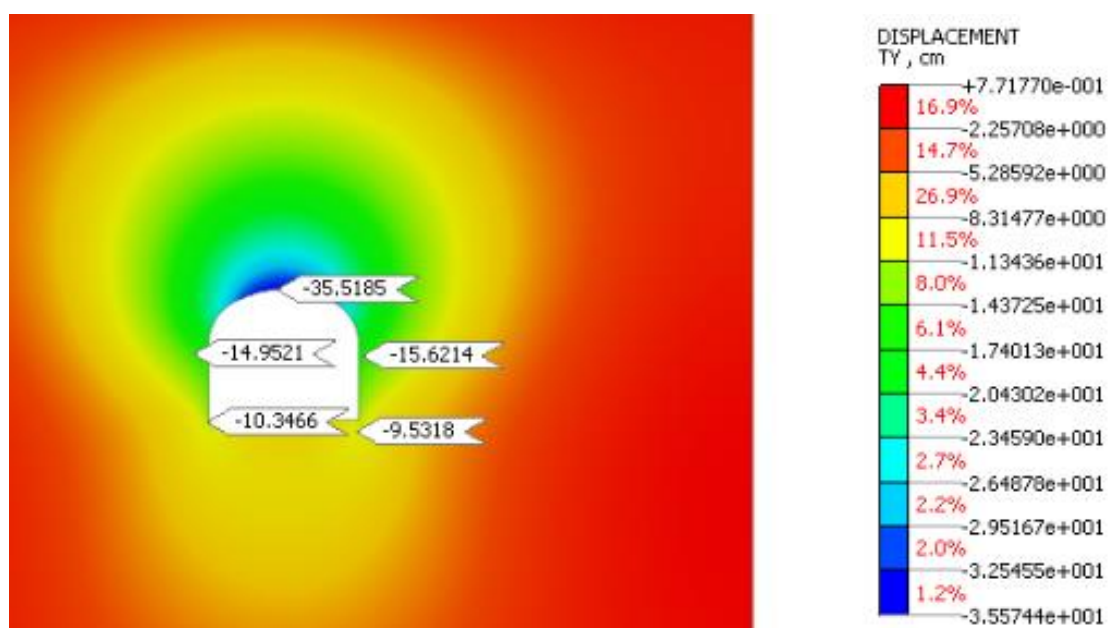
a)



b)



в)



г)

Рисунок 2.13 – Изополя перемещений на контуре выработки в породах соленосной толщи:

- а) через 10 лет эксплуатации;
- б) через 20 лет;
- в) через 30 лет;
- г) через 40 лет

2.7. Алгоритм разработки математической модели

Разработка и расчет пространственных конечно-элементных моделей выполнен в программном комплексе MIDAS FEA NX (GTS NX), позволяющем реализовать метод конечных элементов в плоской и пространственной постановке и получившим широкую апробацию для решения подобного класса задач.

Для точного моделирования технологии горных работ и геомеханических процессов выполнены стадийные расчеты по алгоритму:

1. Геометрия:

Призматическая модель $80 \times 80 \times H$ м (1:1) с границами по принципу Сен-Венана.

Адаптивная сетка: от 5 м (периферия) до 0,03 м (крепь).

2. КЭ-аппроксимация:

- породы: 8-узловые гексаэдры;
- крепь: 6-узловые призмы.

3. Нагрузки и граничные условия:

- нагружение (вес пород γg , гидростатическое давление)
- жесткое сцепление слоёв;
- ограничение перемещений на боковых гранях.

4. Стадийность (23 этапа):

- исходное НДС массива;
- цикличная проходка заходками по 4 м;
- возведение крепи с отставанием на 1 заходку;
- формирование закреплённого участка.

Стадии расчета вертикального ствола приведены в таблице 2.9.

Таблица 2.9 – Стадии расчета вертикального ствола

Элемент модели	Начальная стадия	Шаг 1	Шаг 2	Шаг 3...	Шаг 7	Шаг 8	Шаг 9-14	Шаг 15	Шаг 16	Шаг 17	Шаг 18	Шаг 19	Шаг 20
Вмещающий массив	Вкл												
Заходка по забою	Вкл	Выкл 1	Выкл 2	Выкл 3...	Выкл 7	Выкл 8	Выкл 9...	Выкл 15					
Податливый слой	Выкл					Вкл 1	Вкл 2...	Вкл 8	Вкл 9	Вкл 10	Вкл 11...	Вкл 15	
Тюбинги	Выкл						Вкл 1...	Вкл 7	Вкл 8	Вкл 9	Вкл 10...	Вкл 14	Вкл 15
Заделка	Вкл												
Собственный вес	Вкл												
Поле напряжений	Вкл												

Примечание. В таблицы обозначены: Вкл – включаемые группы конечных элементов, Выкл – выключаемые группы; 1-15 – номера групп от верхней к нижней грани модели (по направлению проходки).

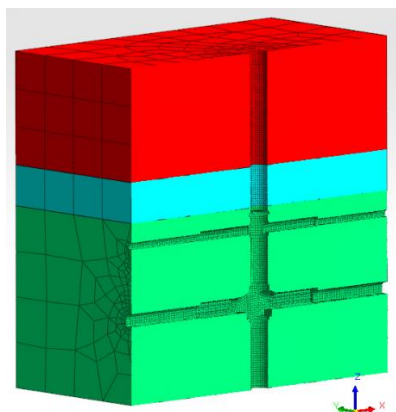
Внешний вид численных моделей участков ствола в районах сопряжений, разработанных в программном комплексе MIDAS FEA NX (GTS NX), показан на рис. 2.14.

В соответствии с принятыми компоновочными решениями ствола разработаны модели участков ствола в районах сопряжений:

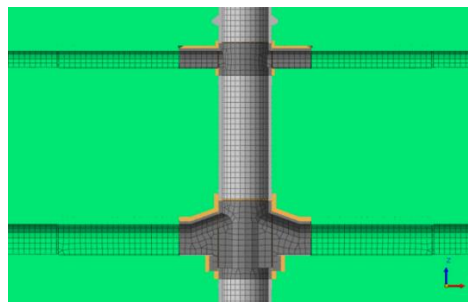
1) Сопряжение с трубным горизонтом, отн. отм «минус» 397,372 (абс. отм. «минус» 223,372 м).

2) Сопряжение с транспортным горизонтом, отн. отм «минус» 432,550 (абс. отм. «минус» 258,550 м).

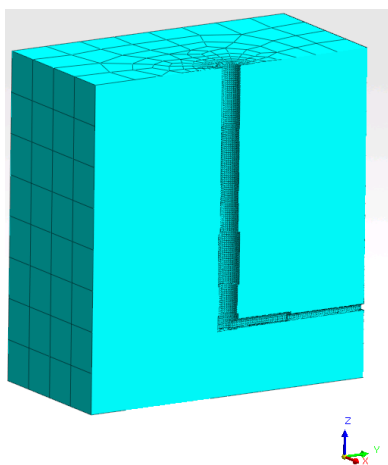
3) Сопряжение с горизонтом сбора просыпи, отн. отм «минус» 511,7 (абс. отм. «минус» 337,700 м).



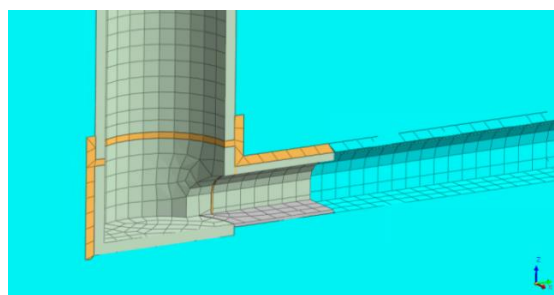
а)



б)



в)



г)

Рисунок 2.14 – Внешний вид численных моделей участков сопряжений ствола с горизонтами:

а), б) модели сопряжений на отн. отм «минус» 397,372 м (абс. отм. «минус» 223,372 м) и отн. отм «минус» 432,550 м (абс. отм. «минус» 258,550 м); в), г) модель сопряжения с горизонтом сбора просыпи, отн. отм «минус» 511,7 м (абс. отм. «минус» 337,700 м)

Метод стадийного расчета предоставляет возможность последовательного моделирования истории возведения сооружения. Напряжения, полученные на первоначальном этапе (стадии строительства), последовательно передаются на элементы крепи в виде контактных воздействий по мере их введения в работу на последующих стадиях.

Вертикальные деформации, сформировавшиеся в природном массиве до начала строительства под воздействием гравитационных сил, исключаются из расчета путем их обнуления на начальной стадии.

На каждом этапе вычислений определяются:

- перемещения узлов расчетной схемы;
- внутренние усилия и напряжения в элементах различного типа (стержневых, пластинчатых, объемных);
- главные и эквивалентные напряжения;
- границы областей неупругого деформирования.

Далее рассматривается период длительного деформирования околоствольных пород соленосной толщи в сформировавшемся поле напряжений. Для визуализации результатов строятся изополя напряжений и премещений (рис. 2.15).

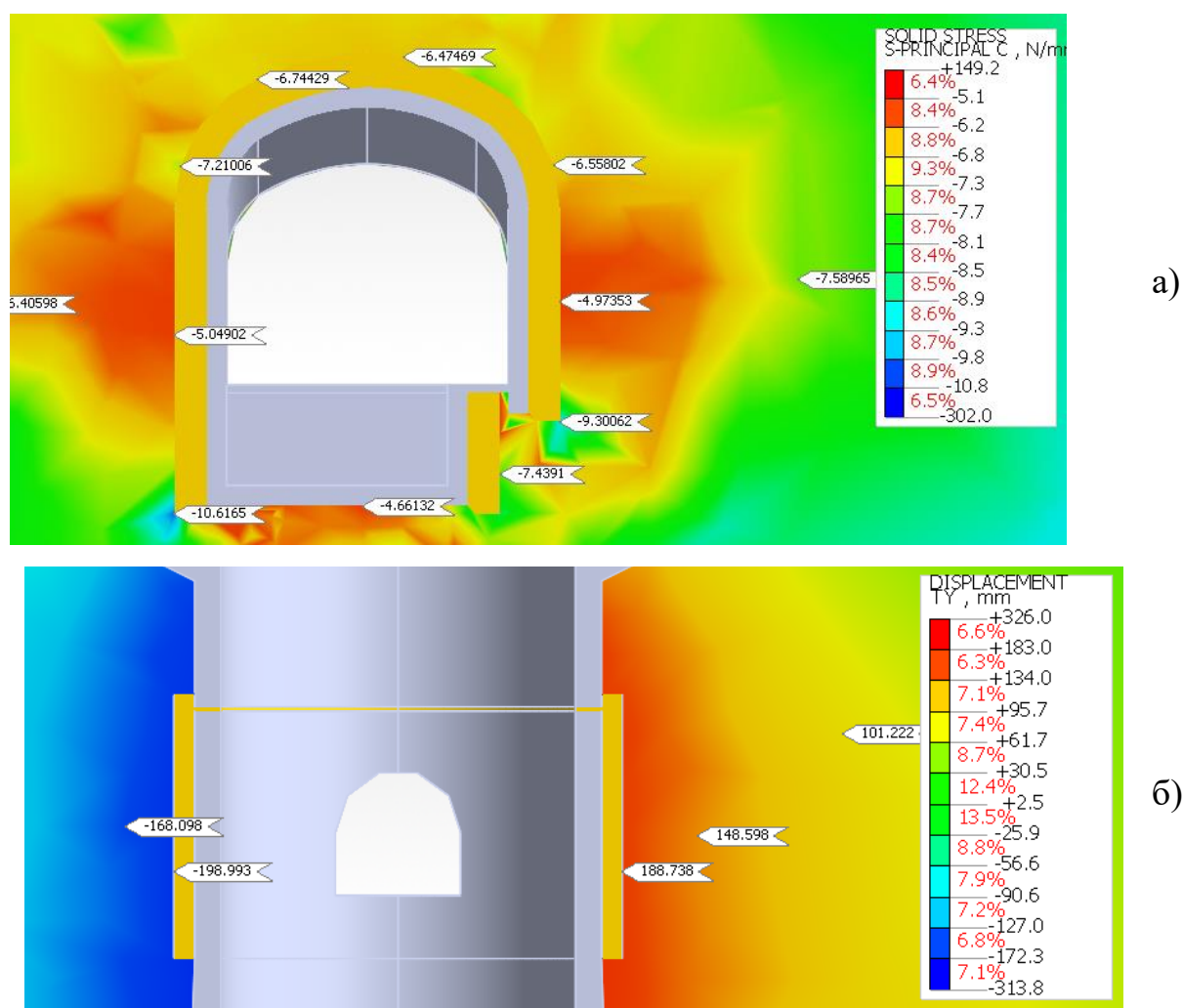


Рисунок 2.15 – Примеры расчетных изополей модели:
а) главных напряжений; б) горизонтальных перемещений

Оценка устойчивости околоствольного массива и запаса несущей способности крепи осуществляется в соответствии с принятыми критериями прочности.

2.8. Систематизация объемно-планировочных решений сопряжений

Для выполнения расчетов крепи сопряжений и обобщения результатов необходимо понимать типовые размерные характеристики сопряжений. Для этого выделены четыре характерных типа сопряжений, см. рис. 2.16. Далее были построены расчетные пространственные модели и проведены расчеты по всем типам.

Защита жесткой крепи сопряжений ствола для условий соляных месторождений как правило осуществляется с применением податливого слоя, расположенного между породной стенкой и жесткой крепью. Роль податливого слоя (ПС) заключается в том, что нагрузка от постепенно сжимающегося окружающего соляного массива длительное время не передается на крепь сопряжения ствола с горизонтальными выработками.

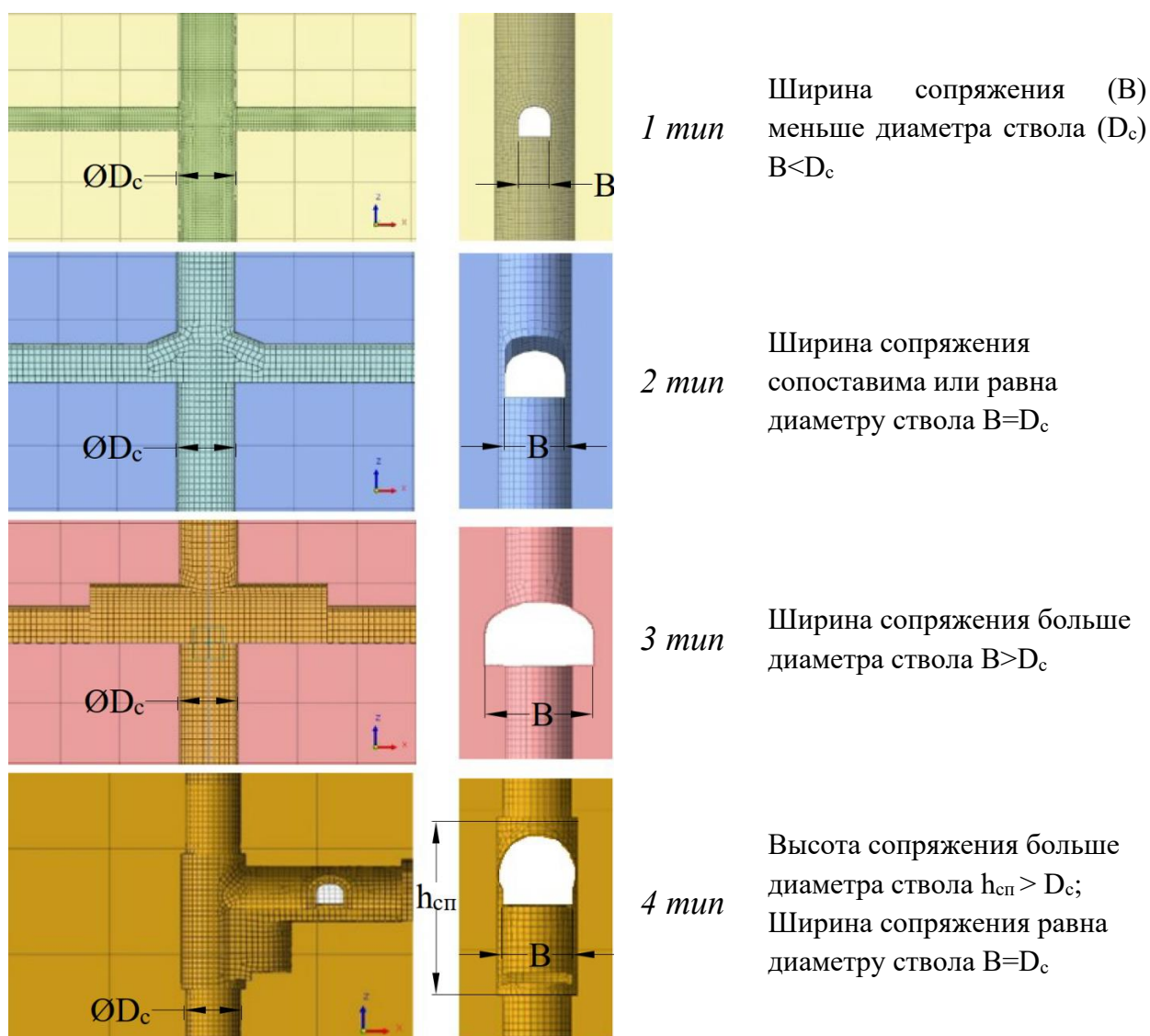


Рисунок 2.16 – Выделенные типы сопряжений, рассмотренные в работе

Важно отметить, что включение в конструкцию крепи податливого слоя вносит изменения в совместную работу массива и крепи узла сопряжения из-за различающейся жесткости крепи вертикальной части и крепи горизонтальной части. В связи с этим представляет интерес более детальный анализ работы такой многослойной конструкции крепи узла сопряжения. В качестве примера рассмотрим одностороннее сопряжение с комплексом загрузки скипов. Выделим следующие вопросы:

- обоснование расположения и определение оптимальной толщины податливого слоя в кровле и боках выработок;
- оценка необходимости, оптимальные расположения и размеры деформационных швов в стволе и сопряжении;
- оценка влияния и оптимальное расположение опорного венца в схеме узла сопряжения ствола с комплексом загрузки скипов.

Исследуемые аспекты конструктивной части крепи сопряжения приведены на рис. 2.17 и основаны на предпроектных данных ствола № 3 Усольского калийного комбината.

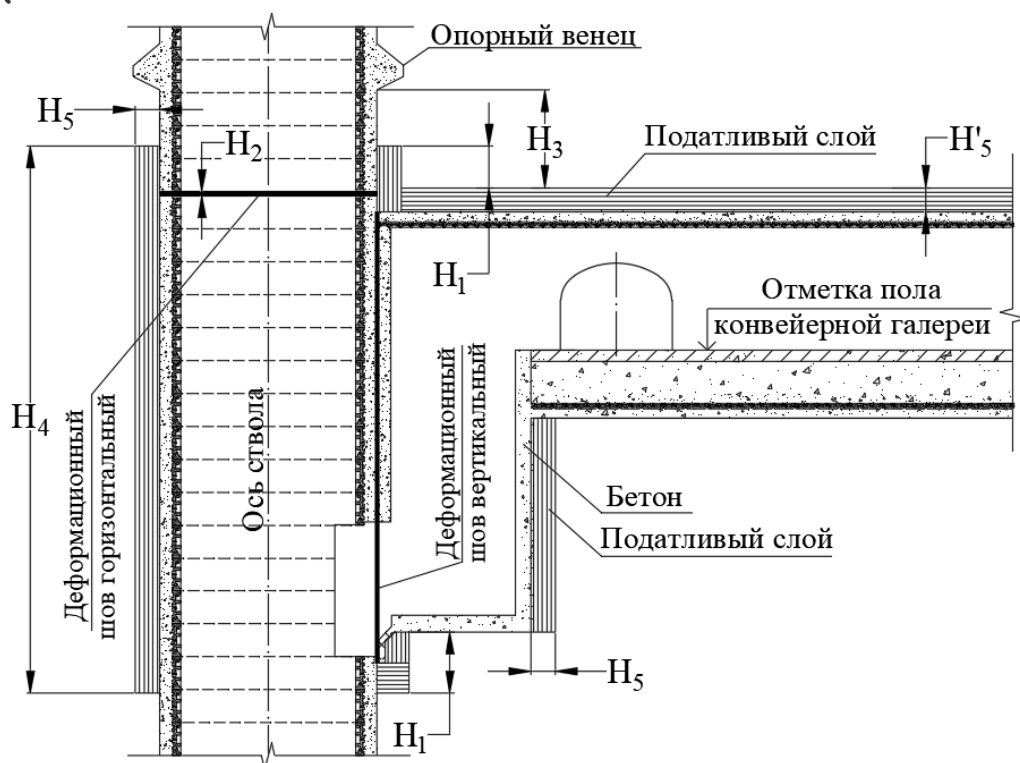


Рисунок 2.17 – Конструкция крепи сопряжения ствола с горизонтом загрузки скипов

В расчетной модели исследовались:

- высота податливого слоя над (под) сопряжением H_1 и общая протяженность податливого слоя ствола H_4 в зоне сопряжения;
- необходимость горизонтального деформационного шва и его рациональное расположение;
- ширина деформационного шва H_2 ;
- расположения опорного венца над (под) сопряжением H_3 .

Толщины податливого слоя H_5 и H'_5 назначаются в зависимости от ожидаемых смещений породного контура выработки за весь срок ее службы. Условия назначения податливого слоя, расположение, толщина и применяемые материалы рассмотрены в работках [40, 42, 69, 70, 71].

Выводы по главе 2

1. Установлено, что упруго-ползучие деформации горных пород удовлетворительно описываются в рамках теории наследственной ползучести Ж.С. Ержанова, при этом линейно-наследственная теория ползучести применима к соляным породам для уровней нагрузки из области линейности свойств деформаций, границей которой является предел длительной прочности породы. Для учета развития деформаций за ее пределом необходимо применение нелинейной модели. Для этого может использоваться ядро ползучести типа Абеля, а необратимая деформация при этом описывается в рамках модели Мизеса с мультилинейным упрочнением.

2. Проведена систематизация объемно-планировочных решений по характерным типам сопряжений. Разработана и валидирована математическая модель соляных пород.

3. Выявлены закономерности геомеханических процессов и изменения НДС крепи и пород соляного массива на участках сопряжений различного типа на период эксплуатации $T=50$ лет.

3. ОБОСНОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ СОПРЯЖЕНИЙ СТВОЛОВ В ПОРОДАХ, СКЛОННЫХ К ПОЛЗУЧЕСТИ

В настоящей главе приведены обоснования конструктивных параметров крепи в условиях длительной ползучести приконтурного массива на участках сопряжений шахтного ствола. Обосновано взаимное расположение элементов многослойной крепи сопряжения (узлы податливости, податливый слой крепи, деформационные швы и опорные венцы) для обеспечения безремонтной работы крепи на весь срок службы выработки.

3.1. Закономерности распределения вертикальных деформаций соляных пород на участках сопряжений

Механизм нагружения крепи в области сопряжения значительно сложнее нагрузок на протяженную часть ствола. Кроме горизонтальной нагрузки возле сопряжения на крепь ствола действуют вертикальные нагрузки, вызванные вертикальной подвижностью массива околоствольных пород. На рисунке 3.1 приведены результаты расчета вертикальных смещений в приконтурном массиве узла сопряжения на период времени $T=50$ лет. На рисунке 3.1 справа приведена легенда состоящая из двух столбцов, которые читаются вместе. Левый столбец (числа со знаком + или -): это абсолютное значение перемещения в миллиметрах для каждой изолинии. Правый столбец (проценты): это доля от общего объема конечных элементов, которая испытывает перемещение больше или равно указанному значению.

По периметру сечения ствола над и под сопряжением вертикальные деформации массива имеют значительную неравномерность. Эта неравномерность уменьшается по мере удаления от узла сопряжения. Рассмотрим подробнее вертикальные смещения породной стенки ствола на удалении вверх от свода сопряжения от 0 до 7 м. Выполнен анализ по двум плоскостям: вдоль раскрытия сопряжений, см. рисунок 3.2; и поперек раскрытия сопряжений, см. рисунок 3.4.

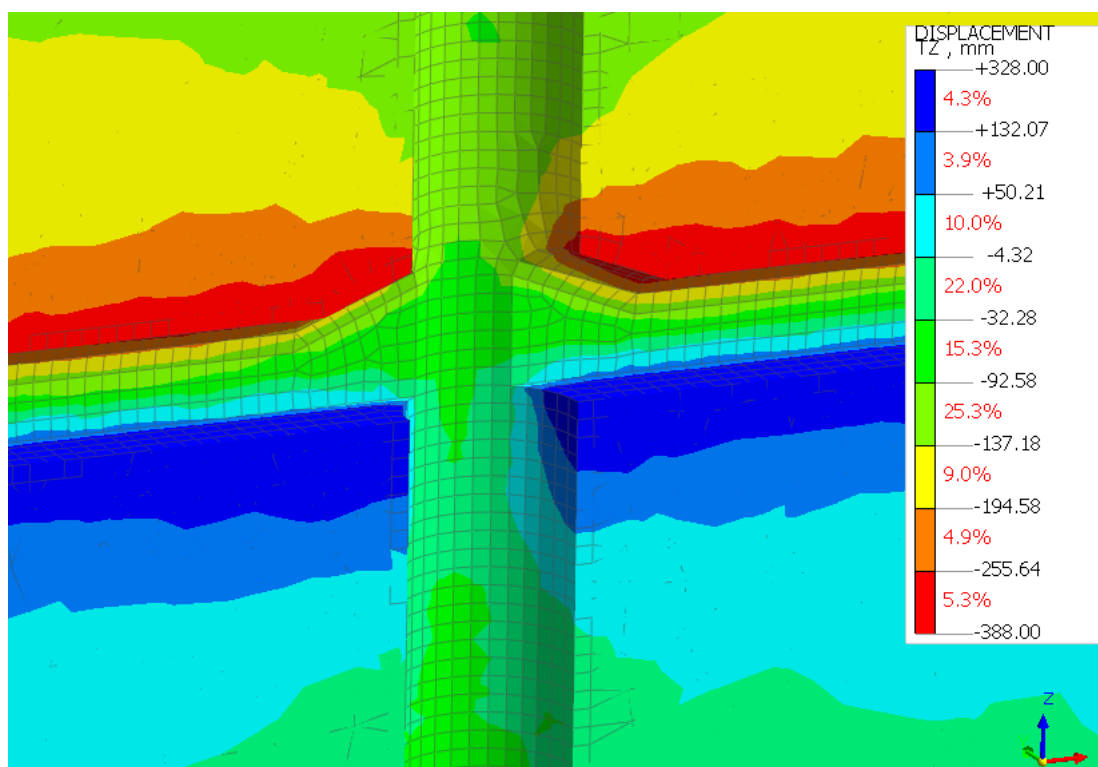


Рисунок 3.1 – Изополя вертикальных смещений приконтурного массива

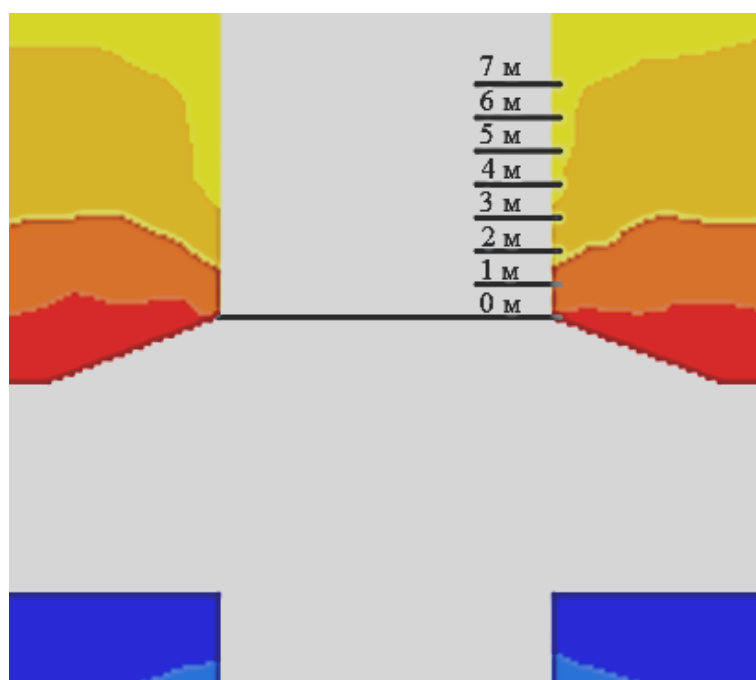


Рисунок 3.2 – Анализ вертикальных смещений приконтурного массива над сопряжением

Выполненные расчеты для всех четырех типов сопряжений представлены в виде графиков, приведенных на рис. 3.3 и 3.5.

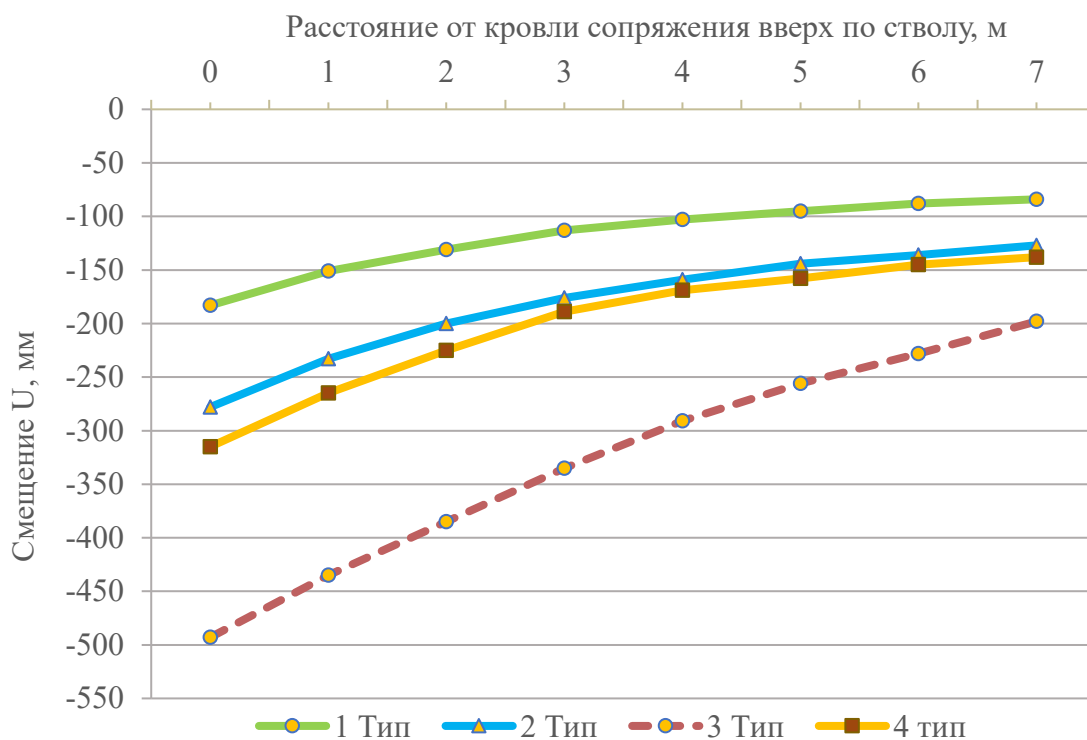


Рисунок 3.3 – Вертикальные смещения породной стенки ствола на разном удалении вверх от свода сопряжения U в плоскости раскрытия сопряжений

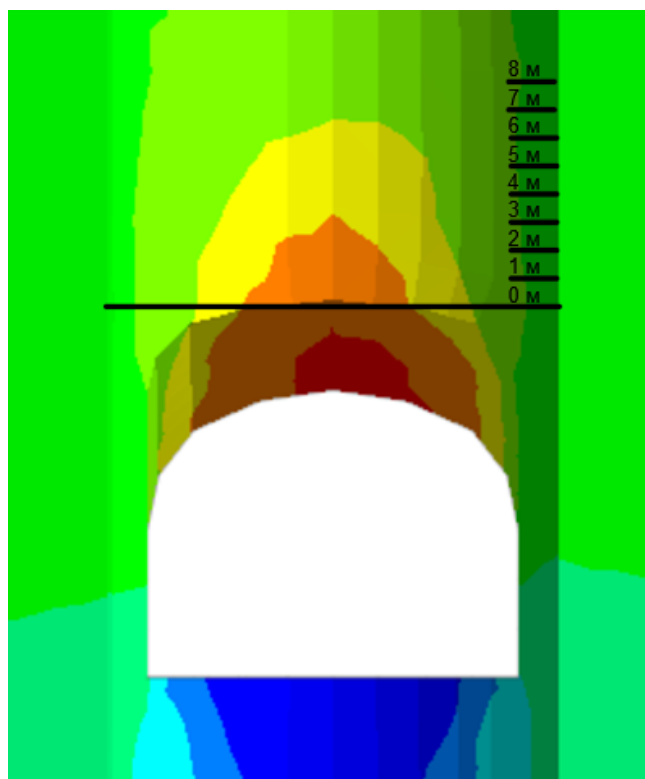


Рисунок 3.4 – Анализ вертикальных смещений приконтурного массива над сопряжением в плоскости поперек раскрытия сопряжений

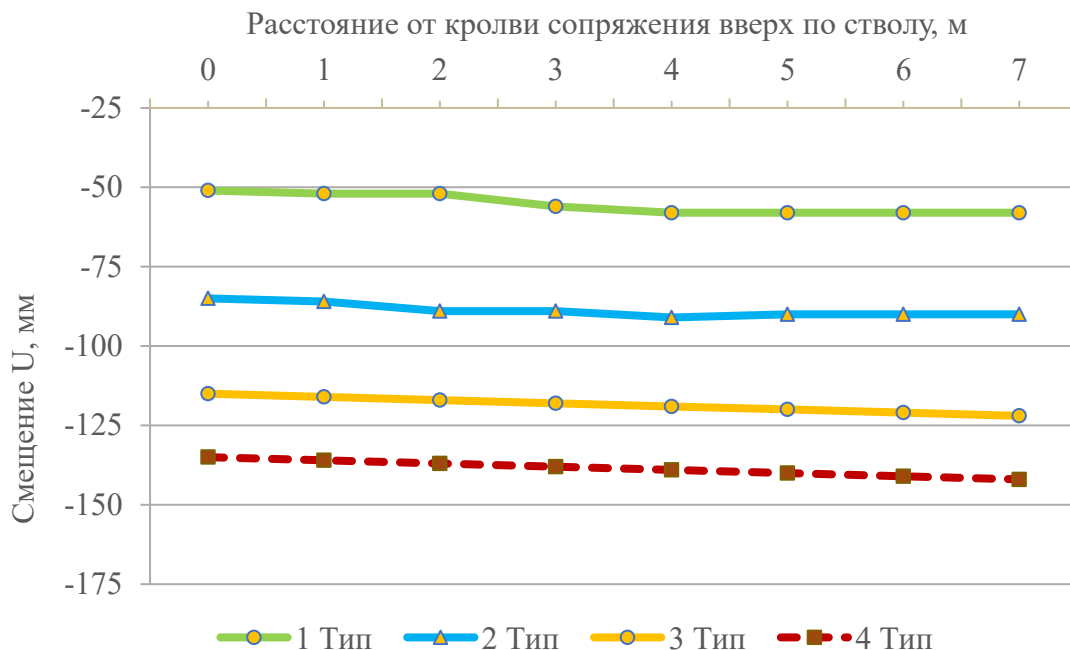


Рисунок 3.5 – Вертикальные смещения породной стенки ствола на разном удалении вверх от свода сопряжения U в плоскости поперек раскрытия сопряжений

3.2. Закономерности распределения горизонтальных деформаций соляных пород на участках сопряжений.

Особенность нагружения крепи в области сопряжения заключается в сложной пространственной ориентации поля напряжения массива. Рассмотрим горизонтальную составляющую напряженности массива. На рисунках 3.6 и 3.7 приведены результаты расчета горизонтальных смещений в приконтурном массиве узла сопряжения на период времени $T=50$ лет.

В результате проанализированного деформационного процесса сечение ствола в створе сопряжения приобретает эллиптическую форму, характеризующуюся соответствующим эксцентриситетом.

Эксцентриситет - числовая характеристика конического сечения, показывающая степень его отклонения от окружности, см. рис. 3.8. Изополя распределения деформаций массива вокруг ствола в непосредственной близости от сопряжения приведены на рис. 3.9.

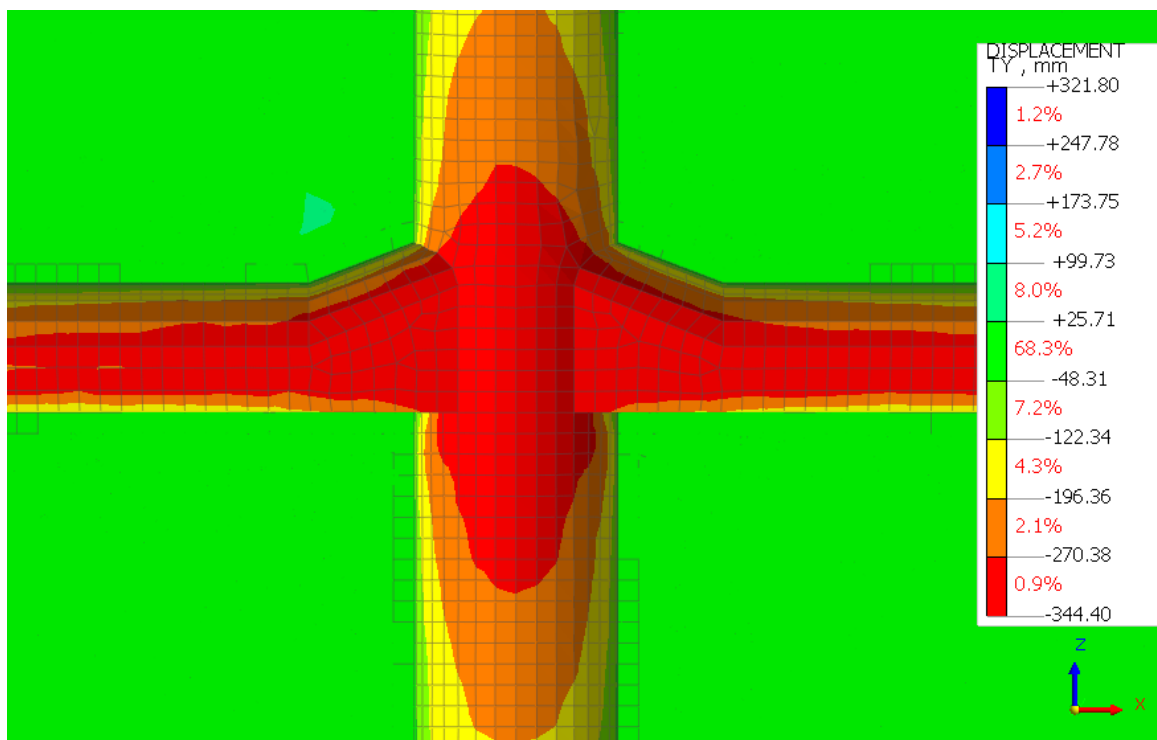


Рисунок 3.6 – Горизонтальные перемещения в плоскости, перпендикулярной сопряжению. Максимальные смещения 344 мм при $50=50$ лет

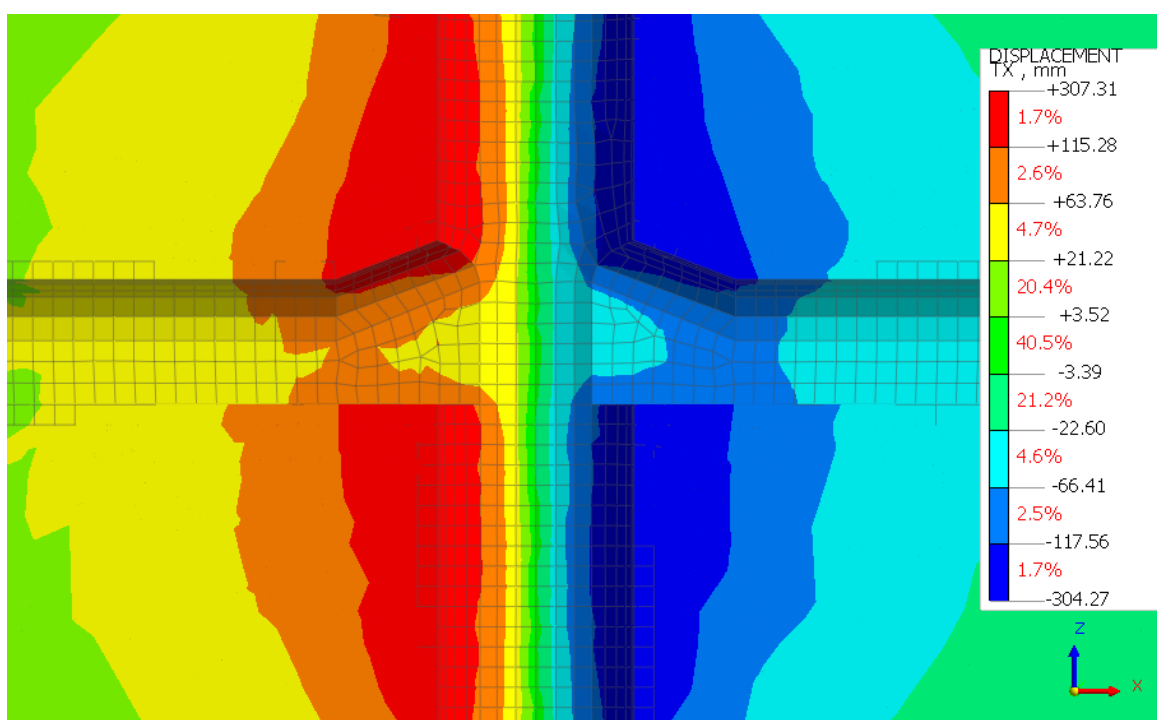


Рисунок 3.7 – Горизонтальные перемещения в плоскости сопряжения. Максимальные смещения 307 мм при $T=50$ лет

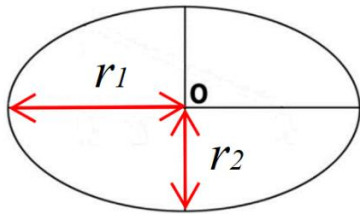


Рисунок 3.8 – Эксцентриситет эллипса $0 < \varepsilon < 1$, для окружности полагают $\varepsilon = 0$

Эксцентриситет эллипса может быть выражен через отношение малой (r_2) и большой (r_1) полуосей.

$$\varepsilon = \sqrt{1 - \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^2} \quad (3.1)$$

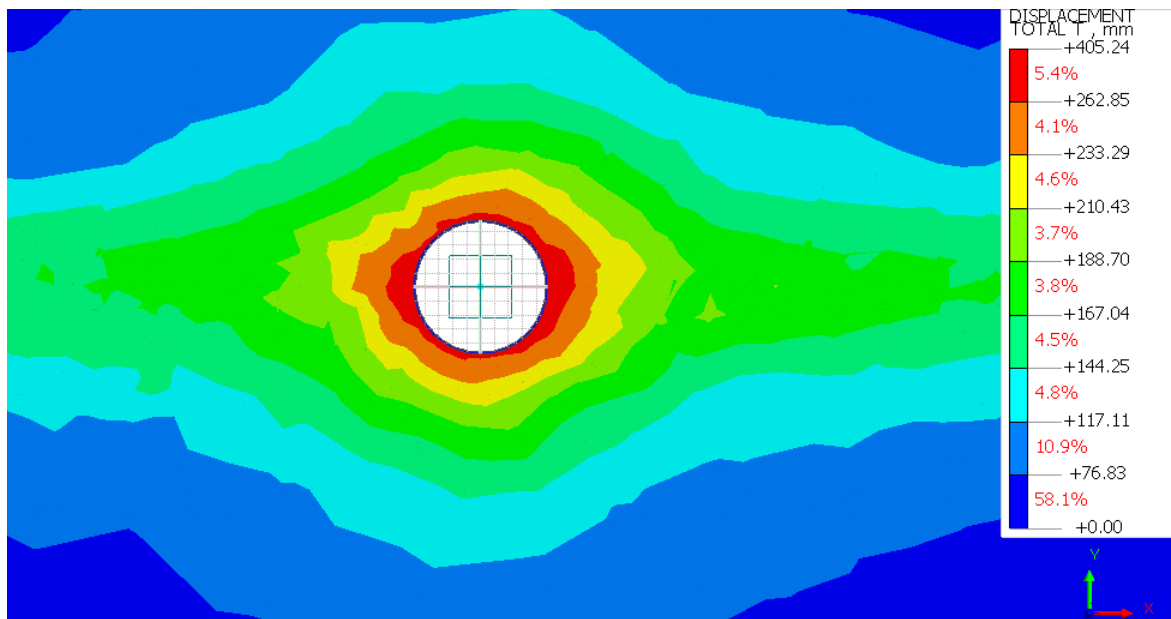


Рисунок 3.9 – Неравномерность деформирования контура ствола

В результате расчетов установлена зависимость эксцентриситета породного контура ствола заданного диаметра от различной ширины сопрягающейся горизонтальной выработки на срок эксплуатации $T=50$ лет. На графике рис. 3.10 видно, что чем больше пролет сопряжения тем более неравномерная нагрузка и деформация происходит в стволе, и тем самым, значение эксцентриситета поперечного сечения породного контура ствола над сопряжением растет. На рис. 3.11 показана зависимость эксцентриситета породного контура ствола от значений ожидаемых смещений U (мм), полученная для типа сопряжения №2 (см. рисунок 2.16). Ожидаемые смещения приконтурного массива характеризуют степень выраженности реологии. Эксперименты проведены на одном типе сопряжения №2. По графику видно, что с ростом значений ожидаемых смещений U , растет

значение эксцентриситета породного контура ствола для сечения в непосредственной близости над сопряжением. Для построения графиков эксцентриситет породного контура ствола замерялся сверху надо сопряжением на расстоянии до 1 м. Чем ярче выражена реология вмещающего массива, тем больше следует ожидать неравномерной деформации и неравномерной нагрузки на крепь ствола в области сопряжения.

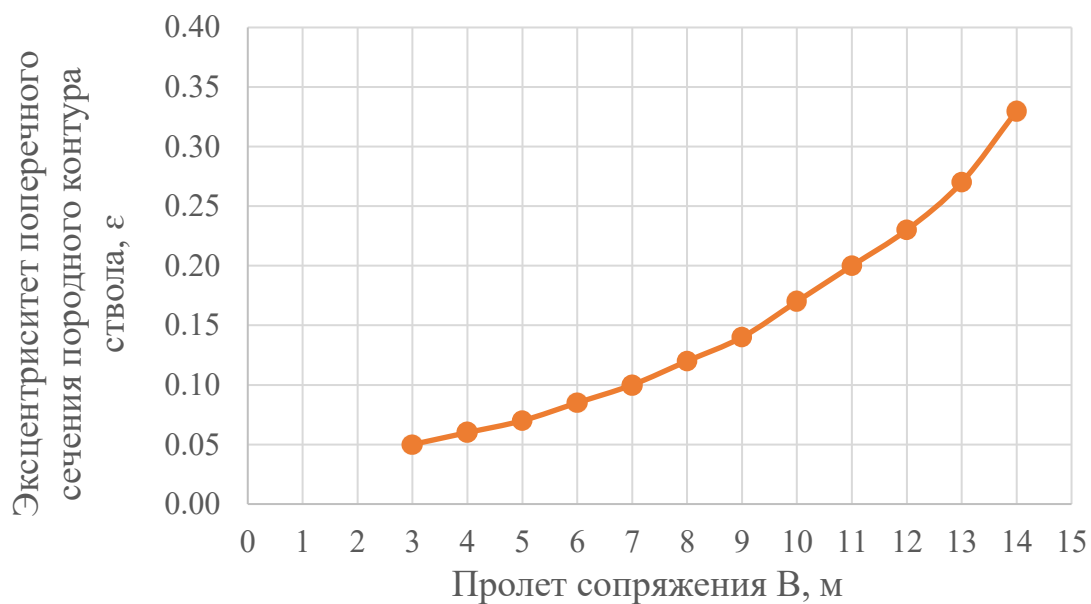


Рисунок 3.10 – Зависимость эксцентриситета породного контура ствола от пролета сопрягаемых выработок

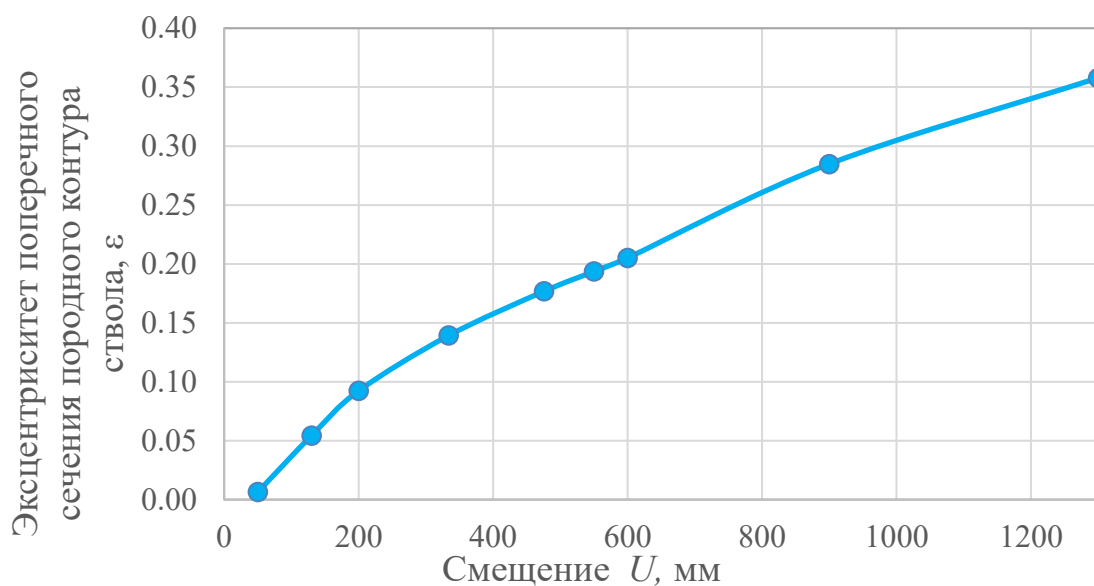


Рисунок 3.11 – Зависимость эксцентриситета породного контура ствола от ожидаемых смещений U . Для типа сопряжения №2

3.3. Оценка влияния регулятивного элемента № 1 (податливый слой) на НДС системы «крепь-массив».

Для определения размера высота податливого слоя H_1 над или под сопряжением (см. рис. 3.12.) построен график, который отражает зависимость высоты податливого слоя H_1 от расчетных ожидаемых смещений пород, см. рисунок 3.14.

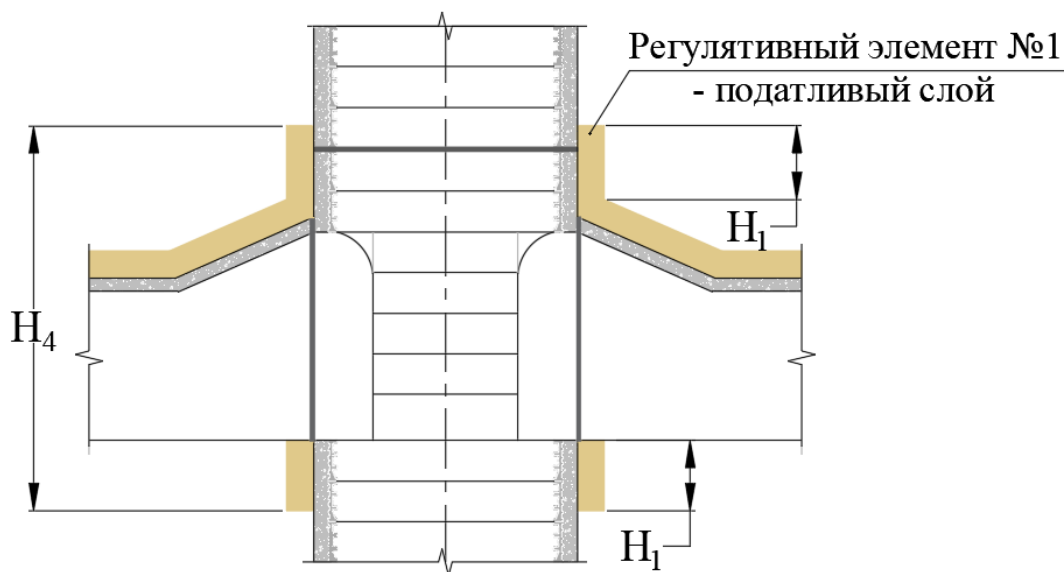


Рисунок 3.12 – Расположение податливого слоя в узле сопряжения.

H_1 – высота податливого слоя над или под сопряжением; H_4 – общая протяженность податливого слоя на участке сопряжения

Податливый слой ствола на участке сопряжения служит для компенсации избыточных и неравномерных деформаций пород. Наибольшие горизонтальные смещения стенок ствола наблюдаются в направлении, перпендикулярном подходным выработкам. В связи с этим в окрестности сопряжения породный контур ствола принимает эллипсоидальную форму с эксцентриситетом от $\epsilon=0,03$ (на расстоянии от сопряжения 25 м) до $\epsilon=0,26$ (на уровне сопряжения) (таб. 3.1). Графики зависимости эксцентриситета породного контура ствола от расстояния до сопряжения приведены на рисунке 3.13.

Таблица 3.1 - Значения эксцентриситета и горизонтальные смещения породного контура ствола на участке сопряжения

Расстояние от сопряжения $L, \text{ м}$	МКЭ				СП 91
	Закрепленный ствол		Незакрепленный ствол		По формуле Е.4
	ε_1	$u_{cp1}, \text{ мм}$	ε_2	$u_{cp2}, \text{ мм}$	$U, \text{ мм}$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
25	0,03	12	0,02	222	270
10	0,09	24	0,05	298	-
5	0,11	33	0,08	315	-
0	0,26	285	0,33	390	399

Примечание:

u_{cp1} – осредненные по окружности смещения контура поперечного сечения закрепленного ствола;

u_{cp2} – осредненные по окружности смещения контура поперечного сечения ствола без крепи.

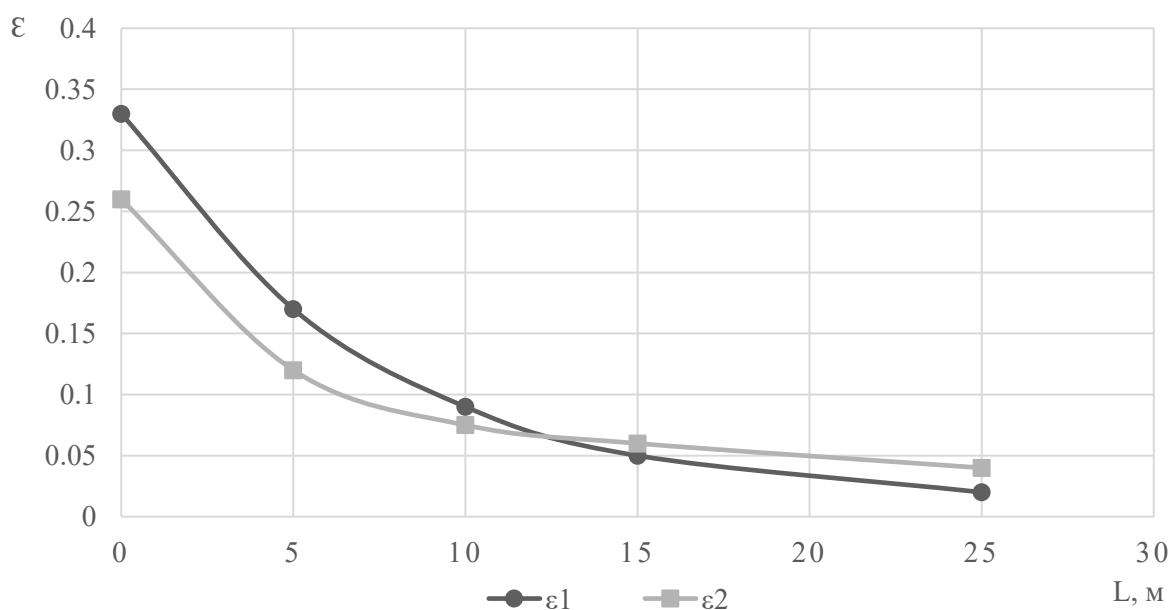


Рисунок 3.13 – Графики зависимости эксцентриситета ствола от расстояния до сопряжения.

ε_1 – эксцентриситет поперечного сечения породного контура ствола к концу срока его эксплуатации без крепи;

ε_2 – эксцентриситет поперечного сечения породного контура закрепленного ствола к концу срока его эксплуатации

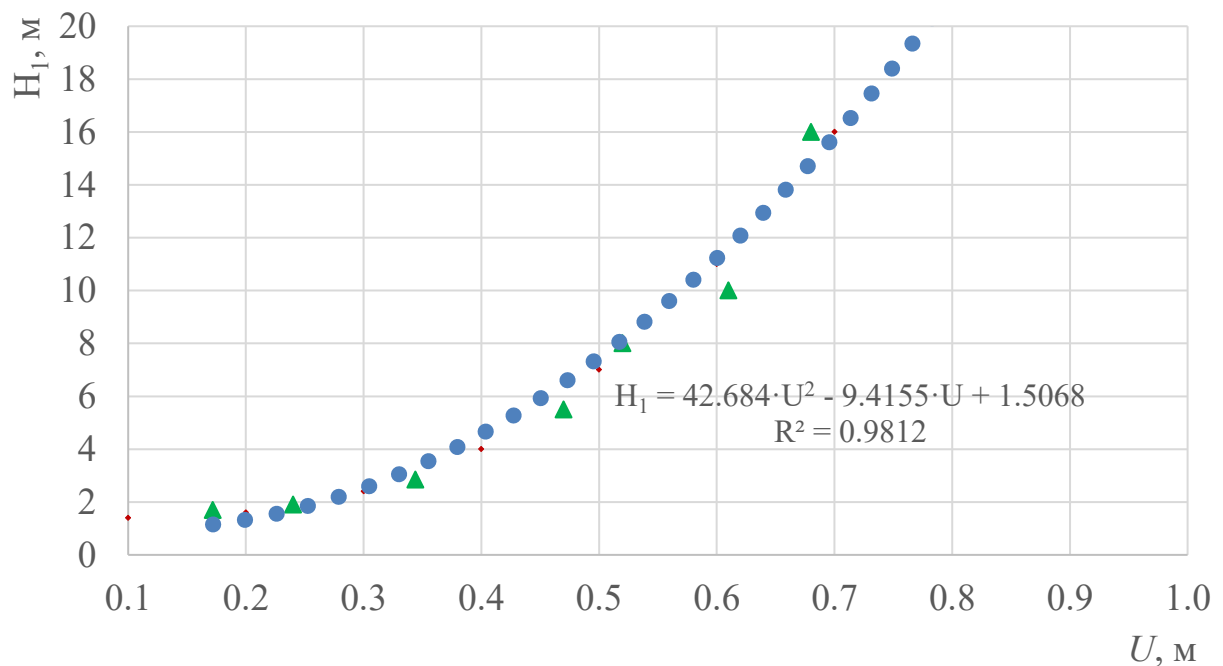


Рисунок 3.14 – График зависимости высоты податливого слоя от ожидаемых расчетных смещений контура выработки

На основе результатов численных экспериментов и приведенных выше графиков зависимостей мной установлено, что влияние сопряжения горизонтальной выработки на ствол зависит от реологических характеристик соляного массива, размеров сопрягаемых выработок и глубины заложения сопряжения. В свою очередь параметр ожидаемых расчетных смещений контура выработки отражает все перечисленные характеристики и является управляющим параметром в назначении размеров податливого слоя. Таким образом высота податливого слоя надо сопряжением будет зависеть от величины ожидаемых смещений U . Основываясь на вышесказанном в табл. 3.2. приведены данные по высоте податливого слоя для категории устойчивости выработки согласно СП 91.13330.2012.

Таблица 3.2 - Высота податливого слоя в зависимости от категории устойчивости

Категория устойчивости	Ожидаемые смещения, U мм	Высота податливого слоя над или под сопряжением, H ₁ м
I	до 200	$H_1 \geq 1,8$
II	от 200 до 300	$1,8 \leq H_1 \leq 2,2$
III	от 300 до 500	$2,2 \leq H_1 \leq 7,0$
IV	свыше 500	$H_1 > 7,0$

На основе полученных выводов сформулировано первое научное положение.

Обратимся к нормативным документам [73, 74, 75, 76] и рассмотрим подробнее как учитывается влияние узла сопряжения на напряжения в крепи ствола. Влияние сопряжения на ствол выражается через следующие коэффициенты, приведенные в СП91:

- вертикальная неравномерность: $n_{nc} = 1 + (20 - z) \cdot x$
- концентрация нагрузки: $P_{nc} = 1,5 - 0,025 \cdot z$
- концентрация напряжений в крепи k_p : $2 - 0,05 \cdot z$

Рассмотрим подробнее, как в СП 91.13330.2012 учитывается изменение нагрузки на крепь в области сопряжений ствола с горизонтами. Построим графики зависимости несущей способности тубингового кольца от расстояния до сопряжения, построенные по формуле, приведенной в приложении Г СП91.13330.2012. Разрешив уравнение относительно P при соблюдении условий для области сопряжений, получим выражение для определения несущей способности крепи при заданных характеристиках крепи:

$$Q = 0,5 \cdot R_{np} \left\{ 1 - \left[\frac{r_0}{(r_0 + \delta_k)} \right]^2 \right\} \cdot \left(\frac{1}{k_p \cdot P_{nc} \cdot n_{nc}} \right) \geq P \quad (3.2)$$

где R_{np} – расчетная прочность тубингового кольца;
 r_0 – радиус ствола в свету.

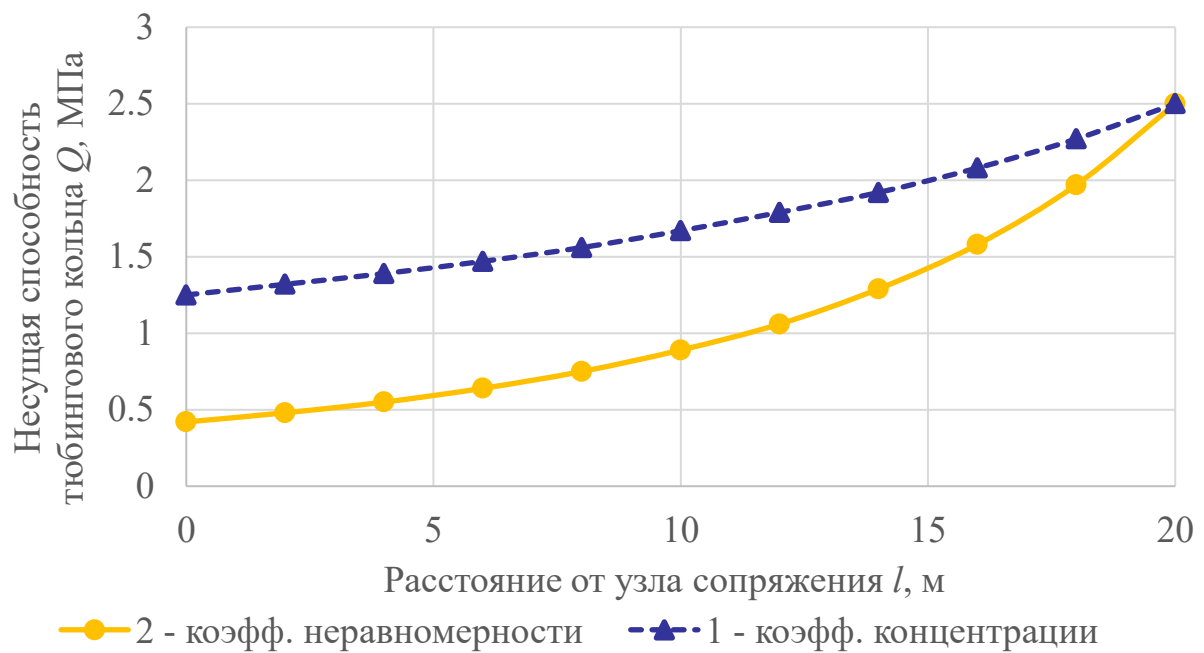


Рисунок 3.15 – Несущая способность для тубингов 8-60 в зависимости от расстояния до сопряжения

Графики на рисунке 3.15 дают представление о том, как коэффициенты $n_{нс}$, $P_{нс}$ и k_p учитывают возрастание нагрузки на крепь ствола в области сопряжения в рамках нормативной методики расчета. Разберем подробнее значение этих графиков. По мере приближения к сопряжению возрастает общая напряженность в массиве (график с треугольными маркерами). Но, кроме этого, возрастает и неравномерность напряжения (график с круглыми маркерами). НДС в крест плоскости сопряжения значительно отличается от НДС вдоль плоскости сопряжения. Для крепи ствола решающую роль играет степень неравномерности нагрузки. Верхний график с треугольными маркерами показывает, как меняется несущая способность крепи ствола по мере приближения к узлу сопряжения. Нижний график с круглыми маркерами показывает такую же зависимость, но уже с учетом всех коэффициентов: вертикальная неравномерность, концентрация нагрузки, концентрация напряжений в крепи.

Из графиков видно, что на расстоянии 20 м от узла сопряжения влияние сопряжения на крепь ствола отсутствует и несущая способность тубинговой крепи составляет $Q=2,5$ МПа при $n_{нс}=1$, $P_{нс}=1$, $k_p=1$, т.е. при равномерной симметричной нагрузке. На расстоянии менее 1 метра от сопряжения несущая

способность составит $Q=0,4$ МПа, при этом значение коэффициентов будет следующее: $n_{нс}=2$, $P_{нс} =1,5$, $k_p=2$. Таким образом мы видим, что по мере приближения к узлу сопряжения возрастают значения поправочных коэффициентов неравномерности, концентрации нагрузки и концентрации напряжения, которые выражаются в условном уменьшении несущей способности крепи. Из графиков видно, что несущая способность значительно снижается, но никогда не будет равна нулю. Проверим этот факт.

Если провести серию численных экспериментов для определения несущей способности тюбинговой крепи в зависимости от эксцентриситета контура ствола, т.е. степени деформации круглого сечения ствола и формирования эллипсообразного очертания ствола в плане. Так получены следующие графики изменения несущей способности тюбинговой крепи, представленные на рисунке 3.17. Деформация крепи ствола, которая происходит в области над сопряжением с течением времени в результате реологических процессов в каменной соли, имеет ярко выраженный неравномерный характер. Схема очертания контура ствола после деформирования условно показана на рисунке 3.16.

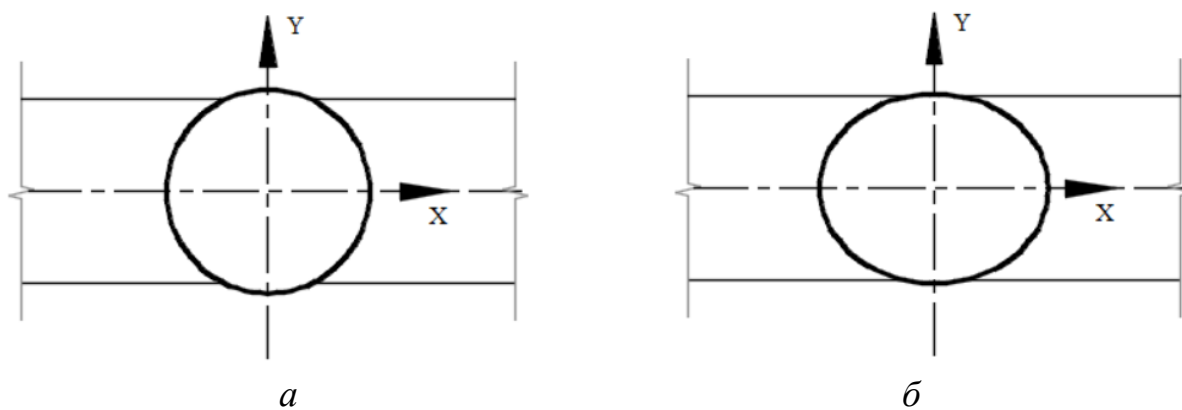


Рисунок 3.16 – Вид в плане. Схема деформирования ствола в области сопряжения.

а – начальная форма крепи (эксцентриситет $\varepsilon=0$);
б - конечная форма крепи (эксцентриситет $0 < \varepsilon < 1$)

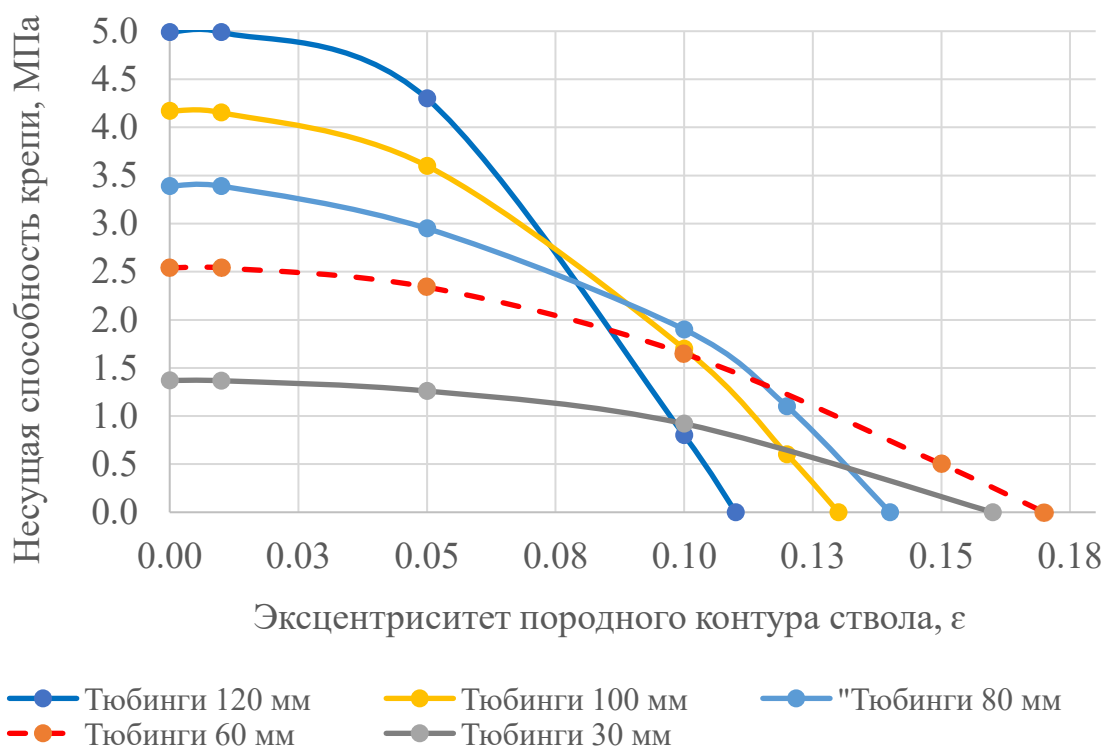


Рисунок 3.17 – Несущая способность тубинговой крепи в зависимости от эксцентриситета породного контура ствола

Задача решалась аналитически, методом эквивалентных напряжений [14, 15]. Напряжения прикладываются к упругой плоскости на бесконечности. Графики построены следующим образом: задавались равномерные начальные напряжения (эксцентриситет породного контура $\epsilon=0$), при которых напряжения в крепи равнялись расчетному сопротивлению чугуна для заданного типоразмера тубингов. Определялись напряжения на контакте крепи с массивом – нагрузка на крепь. Далее задавались неравномерные начальные напряжения (эксцентриситет породного контура $\epsilon>0$), при которых напряжения в крепи равнялись расчетному сопротивлению чугуна для заданного типоразмера тубингов. Определялись напряжения на контакте крепи с массивом – нагрузка на крепь. Чем более неравномерная нагрузка, тем больше эксцентриситет породного контура и тем меньше несущая способность крепи.

Из графиков рисунка 3.17 видно, что чем толще тубинговая крепь, тем хуже она сопротивляется неравномерным нагрузкам и деформациям. Т.е. в общем случае несущая способность крепи при неравномерной нагрузке (при

$\varepsilon > 0$) меньше, чем при равномерной ($\varepsilon = 0$). Для тубинговой крепи с толщиной спинки 120 мм несущая способность будет исчерпана уже при эксцентриситете $\varepsilon = 0,11$. Тогда как для тубингов с толщиной спинки 30 мм несущая способность будет исчерпана только ближе к $\varepsilon = 0,17$.

3.4. Оценка влияния регулятивного элемента №2 (деформационный шов) на НДС системы «крепь-массив».

Если крепь сопрягающихся выработок из монолитного бетона представляет одно монолитное целое, то, как правило, в месте сопряжения крепь нарушается. Трещины из горизонтальной выработки переходят в ствол. Чтобы этого не произошло, на этапе проектирования и расчета крепи сопряжений ствола закладывают вертикальный деформационный шов. Важно отметить, что результаты расчета пространственной модели говорят о необходимости разделять крепь ствола над сопряжениями и горизонтальным деформационным швом. Горизонтальные деформационные швы или горизонтальные осадочные швы – это узлы вертикальной податливости, разделяющие крепь ствола непосредственно над сопряжением (см. рис. 3.18), служат для компенсации совместных вертикальных смещений крепи ствола и массива горных пород.

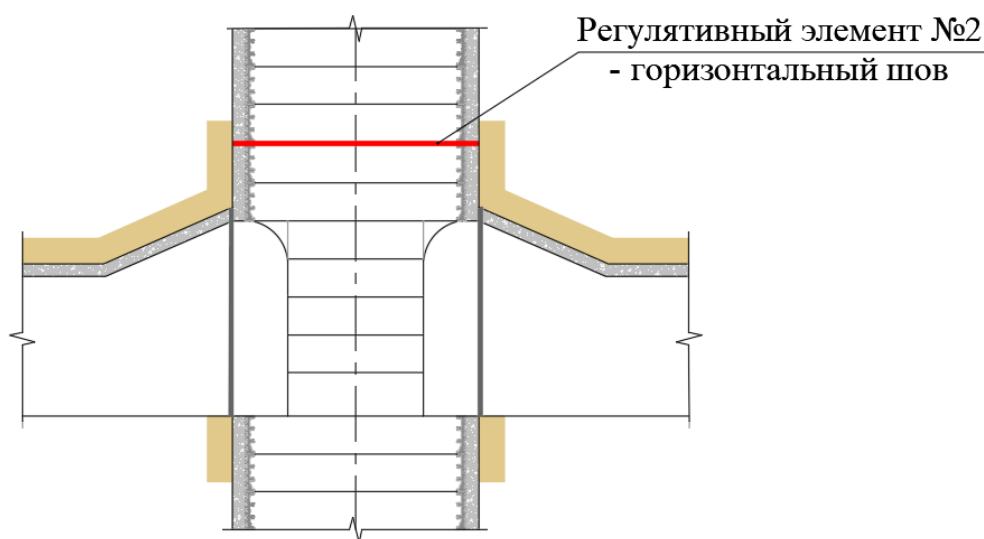


Рисунок 3.18 – Горизонтальный деформационный шов

Включение разделительного деформационного шва в конструкцию крепи сопряжения показано на рисунке 3.18. В связи с тем, что массив за счет ПС свободно деформируется вниз, вместе с ним смещается и тубинговая колонна. Как показали результаты моделирования, если такой шов не предусмотрен – в зоне сопряжения крепь ствола испытывает избыточные напряжения, см. рисунок 3.19, см. таблицу 3.3.

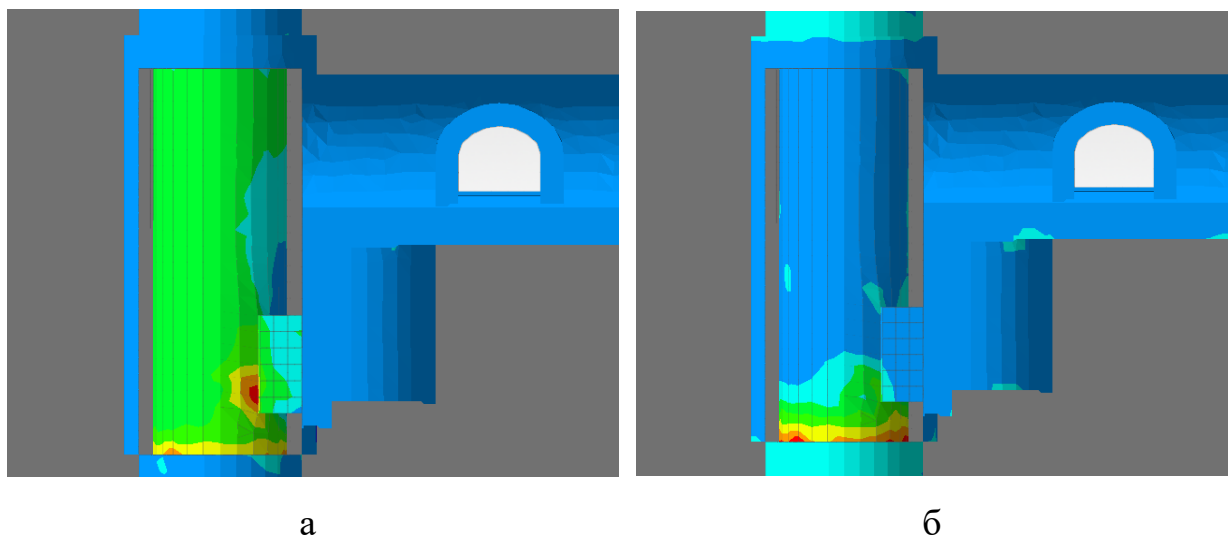


Рисунок 3.19 – Фрагмент расчетной области. Напряжения в крепи ствола в зоне сопряжения:

- а* – горизонтальный деформационный шов не предусмотрен;
б – с горизонтальным деформационным швом

Таблица 3.3 – Напряжения в тубинговой крепи ствола в зоне сопряжения

№ п/п	Конструкция крепи	Главные тангенциальные напряжения σ_1 , МПа
1	Без деформационного шва	-149,9
2	С деформационным швом	-115,7

Примечание: Знак минус – напряжения сжатия

Отделяя крепь протяженной части ствола над сопряжением от крепи на участке сопряжения мы, тем самым, включаем *узел податливости* и даем возможность смещаться крепи без разрушения.

Подобная картина распределения напряжений на схожей глубине заложения наблюдается и в сопряжении общешахтного бункера с камерой питателей. Фрагмент расчетной пространственной модели приведен на

рис. 3.20. Сравнение двух конструктивных решений по креплению сопряжений выполнено с помощью численного расчета. Для варианта крепи без устройства деформационного шва (ДШ), см. рис. 3.21 *а* максимальные напряжения составляют почти 95 МПа, см табл. 3.4. Для варианта крепи с устройством деформационного шва (ДШ), см. рис. 3.21 *б* максимальные напряжения значительно меньше, и составляют 11 МПа, см. таблицу 3.4.

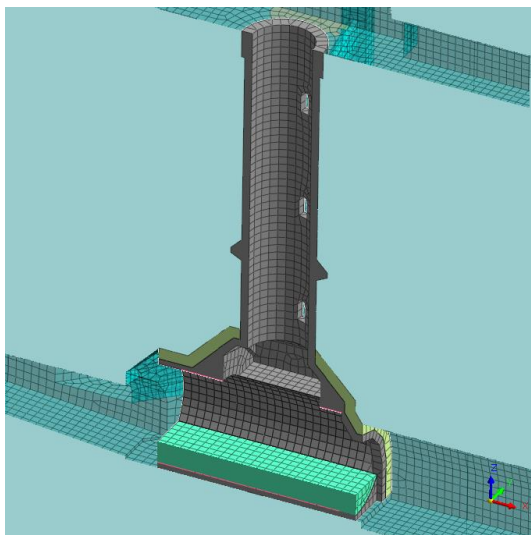


Рисунок 3.20 – Расчетная пространственная модель сопряжения бункера и камеры питателей

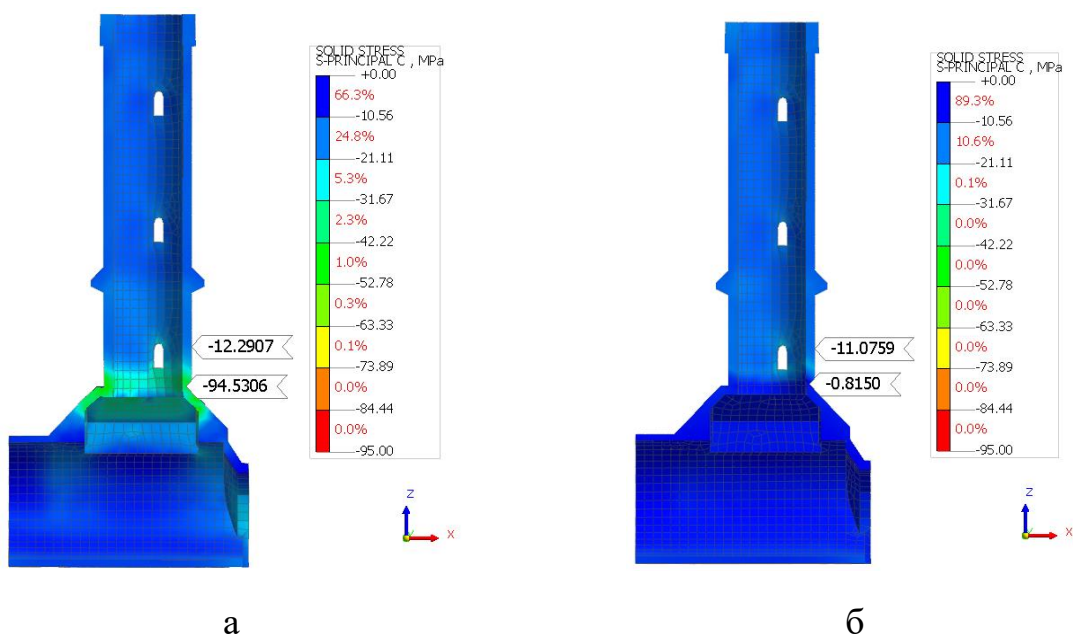


Рисунок 3.21 – Фрагмент расчетной области. Напряжения в крепи камеры питателей в зоне сопряжения с общешахтным бункером:

а – горизонтальный ДШ не предусмотрен;
б – с горизонтальным ДШ

Таблица 3.4 – Напряжения в тубинговой крепи для двух конструктивных вариантов

№ п/п	Конструкция крепи	Главные тангенциальные напряжения σ_1 , МПа
1	Без деформационного шва	-94,5
2	С деформационным швом	-11,1

Примечание: Знак минус – напряжения сжатия

Ширину деформационного шва следует назначать на основе расчета ожидаемых относительных деформаций пород околоствольного массива. Пример результатов расчета приведен на рисунке 3.22. Анализ изополей вертикальных перемещений показывает, что при эффективной работе шва обеспечивается полная независимость работы выше и ниже расположенных участков крепи вдоль оси ствола.

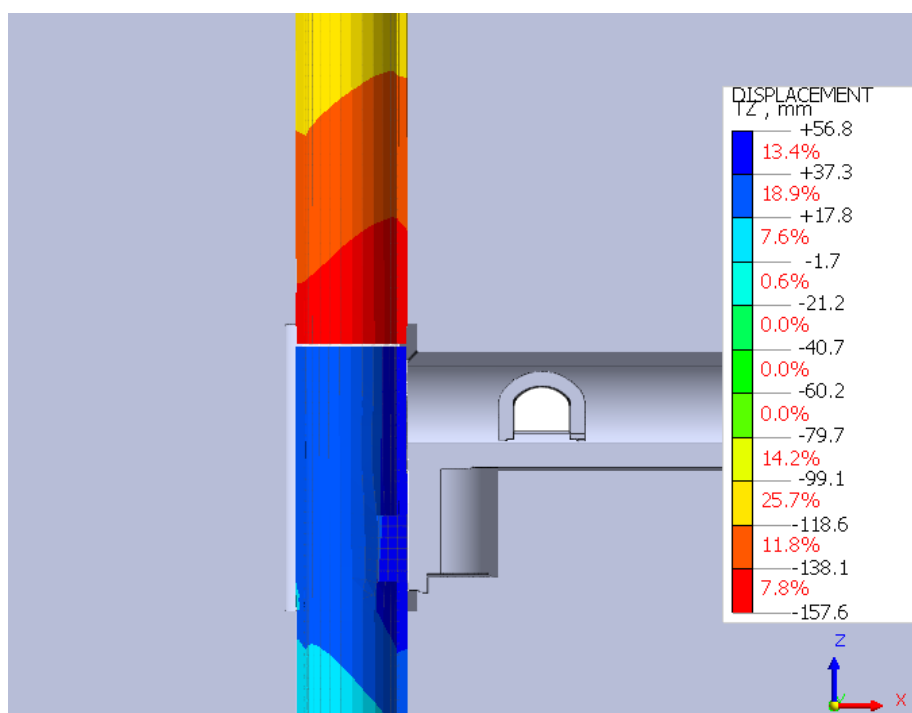


Рисунок 3.22 – Вертикальные смещения крепи ствола в зоне сопряжения

Немаловажную роль играет и взаимное расположение такого осадочного шва и податливого слоя. Рассмотрено два варианта: в первом случае разрыв колонны устраивался непосредственно над сопряжением на одном уровне с податливым слоем (см. рис. 3.23 а); второй вариант предполагал разрыв

колонны ниже на 1,5 м под защитой податливого слоя (см. рис. 3.23 б). Результаты расчетов приведены в таблице 3.5. Крепь ствола над сопряжением в варианте II испытывает меньший краевой эффект.

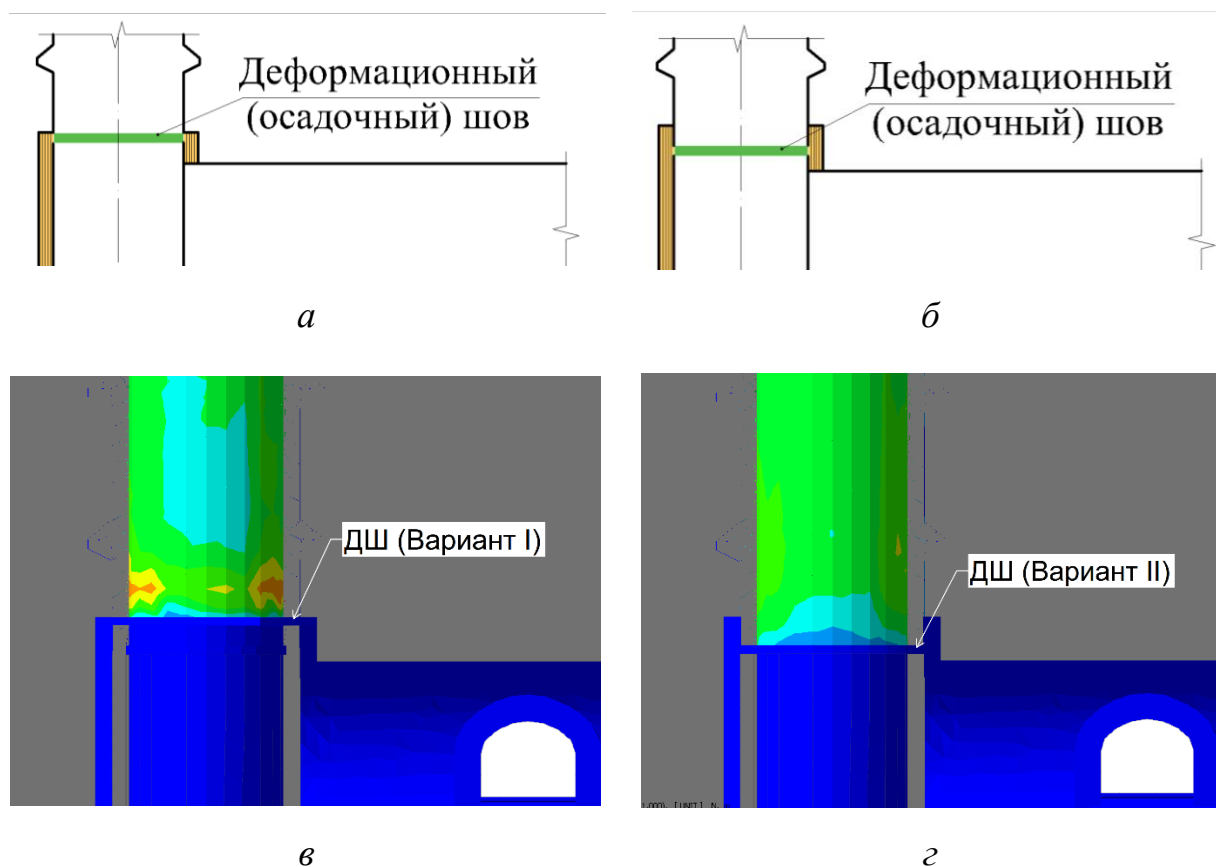


Рисунок 3.23 – Схема расположения деформационного шва.

а – ДШ (вариант I); б – ДШ (вариант II).

Фрагмент расчетной области. Напряжения в крепи ствола в зоне сопряжения.

в – ДШ (вариант I); г – ДШ (вариант II)

Таблица 3.5 – Напряжения в тубинговой крепи ствола над сопряжением

п/п	Конструкция крепи	Главные тангенциальные напряжения σ_1 , МПа
1	Деформационный шов (вариант I)	-590,2
2	Деформационный шов (вариант II)	-160,4

Примечание: Знак минус – напряжения сжатия

Напряжения в конструкции тубинговой крепи, предусматривающей расположение деформационного шва ниже на 1,5 м под защитой податливого слоя (вариант II) в 3,7 раза меньше.

На основе полученных выводов сформулировано второе научное положение. Схема расположения деформационного шва в конструкции крепи сопряжения показана на рисунке 3.24.

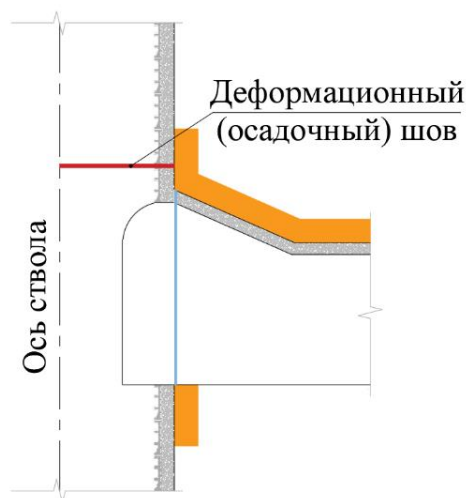


Рисунок 3.24 – Схема расположения деформационного шва в конструкции крепи сопряжения

3.5. Оценка влияния регулятивного элемента № 3 (опорный венец) на НДС системы «крепь-массив».

Для обеспечения сцепления тубинговой колонны с окружающими породами устраивают опорные венцы (ОВ). Их необходимо предусматривать в первую очередь при механизированном способе разработки породы, когда проходка ствола осуществляется строго в пределах проектного контура. В этом случае необходимо обеспечить сцепление эквивалентное способу БВР. Этому может служить устройство опорных венцов, формирование поясов сцепления, формирование сплошной искусственной неровности и т.п.

Для анализа степени влияния ОВ на крепь ствола в области сопряжения были выделены четыре характерных венца различных размеров, см. в таблицу 3.6.

Таблица 3.6 – Исследуемые размеры опорных венцов в конструкции крепи сопряжения

№	1	2	3	4
Размеры	1200	1700	2100	2500
Площадь сечения, м ²	0,5	1,0	1,5	2,0

С помощью математического моделирования были выполнены численные расчеты напряжений в крепи ствола при разных сочетаниях размеров ОВ и расстояния заложения от сопряжения. Пример результатов расчетов для размера ОВ №3 (с площадью поперечного сечения $S=1,5 \text{ м}^2$) приведены на рис. 3.25.

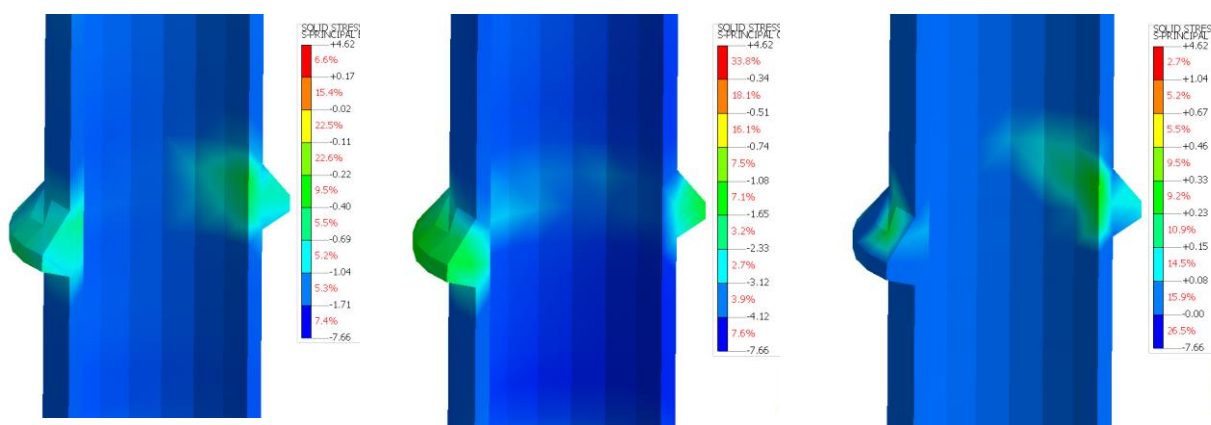


Рисунок 3.25 – Главные напряжения в опорном венце и крепи ствола в районе сопряжения

По результатам выполненных расчетов были установлены следующие зависимости:

- чем больше поперечный размер опорного венца, тем значительнее он оказывает влияние на крепь ствола;
- чем ближе от сопряжения расположен опорный венец, тем больше он оказывает влияние на крепь ствола.

В графическом выражении эти зависимости показаны на рисунке 3.26. Приведены четыре графика зависимостей расстояния заложения опорного

венца над сопряжением от расчетного смещения горизонтальной выработки U , м.

В связи с тем, что рациональное расположение опорного венца в области влияния сопряжения зависит не только от геометрических размеров опорного венца, но и от других параметров, таких как размеры выработок, реологические характеристики соляных пород, глубина заложения, то все эти параметры необходимо учитывать. Комплексным учетом перечисленных параметров может служить расчетное ожидаемое смещение U , м, значение которого можно получить тремя путями: определить по формуле Е.4 СП91.1333.2012; аналитическими выражениями, решая задачу упругого кольца; численными методами в плоской или пространственной постановке. В данном случае, в связи с тем, что решается сложная пространственная задача, основным методом расчета является МКЭ в пространственной постановке. Таким образом на оси абсцисс показано смещение U м, а на оси ординат – высота расположения опорного венца над сопряжением.

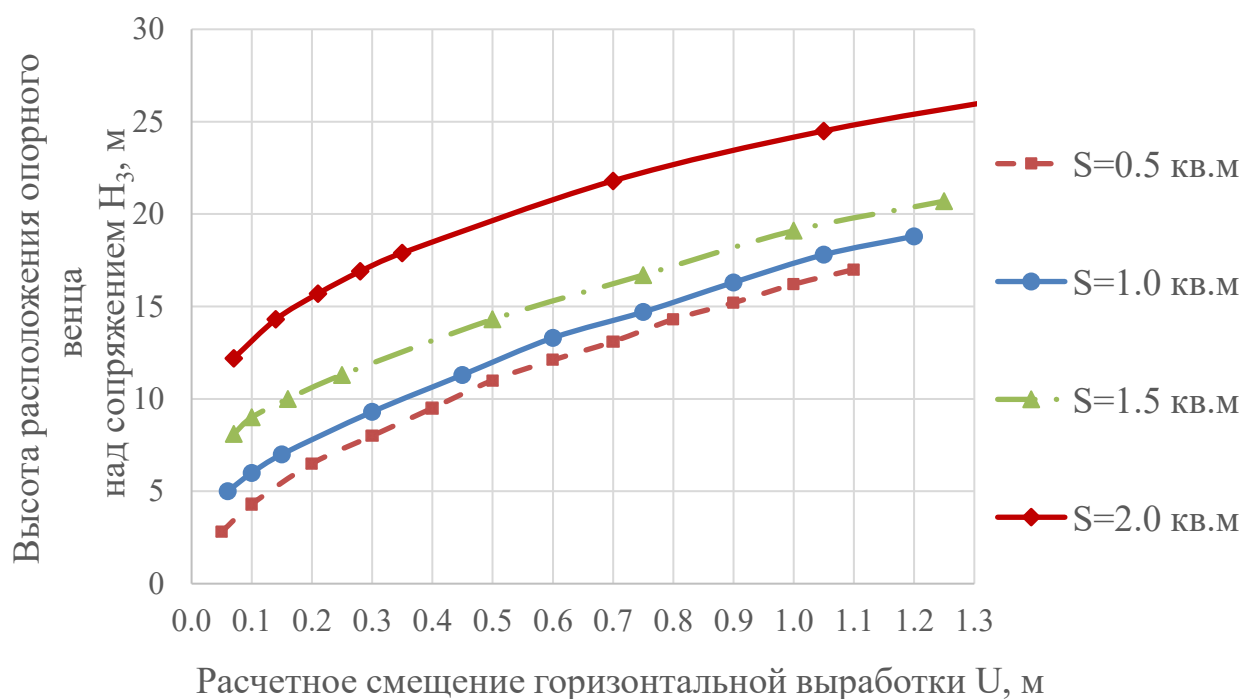


Рисунок 3.26 – Определение расстояния от кровли сопряжения до заложения опорного венца в зависимости от его размеров (площади поперечного сечения) и параметра U , м

Приведем пример: если площадь опорного венца $S=1,5 \text{ м}^2$, а расчетные смещения выработки составляют $U=0,388 \text{ м}$, то согласно графику, минимальное расстояние заложения венца над сопряжением составит: $S/U=1,5/0,388=3,87 \text{ м}$; $H_3=13 \text{ м}$.

При расчетной необходимости обеспечить сцепление крепи с породой рекомендуется выполнять либо ОВ на расстоянии $H_3 \geq 13 \text{ м}$ или заменить один большой опорный венец несколькими небольшими в виде периодических углублений/выступов (пояса сцепления).

Рассмотрим другой вариант одностороннего сопряжения. С помощью численного моделирования выполнены расчеты для четырех случаев: без устройства ОВ; устройство ОВ над сопряжением на расстоянии $H_3=5 \text{ м}$, 13 м и 23 м (рисунок 3.27). Размеры ОВ: высота $2,1 \text{ м}$, глубина постели вруба $1,2 \text{ м}$ ($S=1,5 \text{ м}^2$).

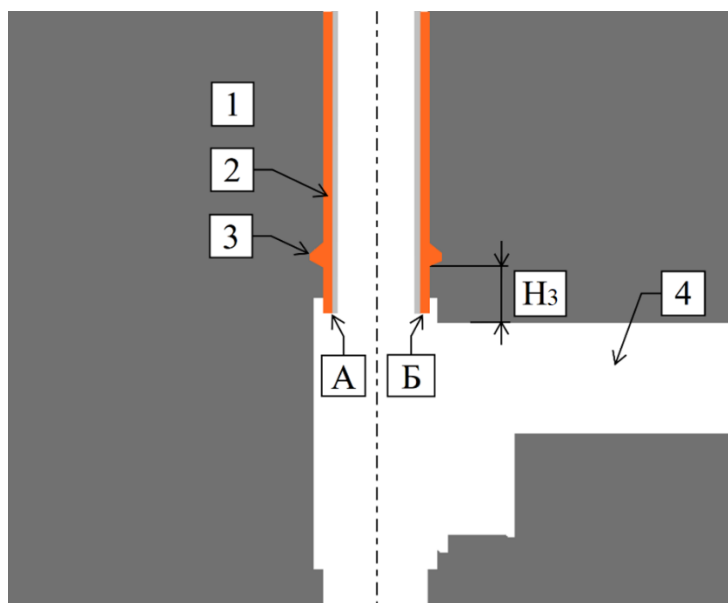


Рисунок 3.27 – Фрагмент расчетной области. Ствол в окрестности сопряжения.

Область А – дальняя от сопряжения сторона крепи;

Область Б – ближняя от сопряжения сторона крепи;

H_3 – высота расположения ОВ над сопряжением.

1 – вмещающий массив; 2 – крепь ствола;

3 – опорный венец; 4 – горизонтальная выработка

Полученные данные для четырех вариантов показывают, что крепь ствола со стороны сопряжения (Область Б, рис. 3.27) испытывает большие

вертикальные деформации по всем вариантам (см. таблицу 3.7). Наихудший вариант расположения ОВ это на расстоянии $H_3 \leq 13$ м, в этом случае вертикальные смещения крепи достигают 164 мм и, как следствие, возрастают растягивающие напряжения в тубингах и бетоне. На графиках рис. 3.28 показаны зависимости смещений крепи ствола от расположения ОВ по двум разным сторонам.

Таблица 3.7 – Зависимость относительных вертикальных смещений в крепи ствола от расположения ОВ над сопряжением

п/п	Расположение ОВ H_3 , м	U, мм	
		А	Б
1	Без ОВ	149,0	157,6
2	5	147,3	164,0
3	13	147,9	156,5
4	23	148,5	156,9

Примечание:

Область А – дальняя от сопряжения сторона крепи;

Область Б – ближняя от сопряжения сторона крепи.

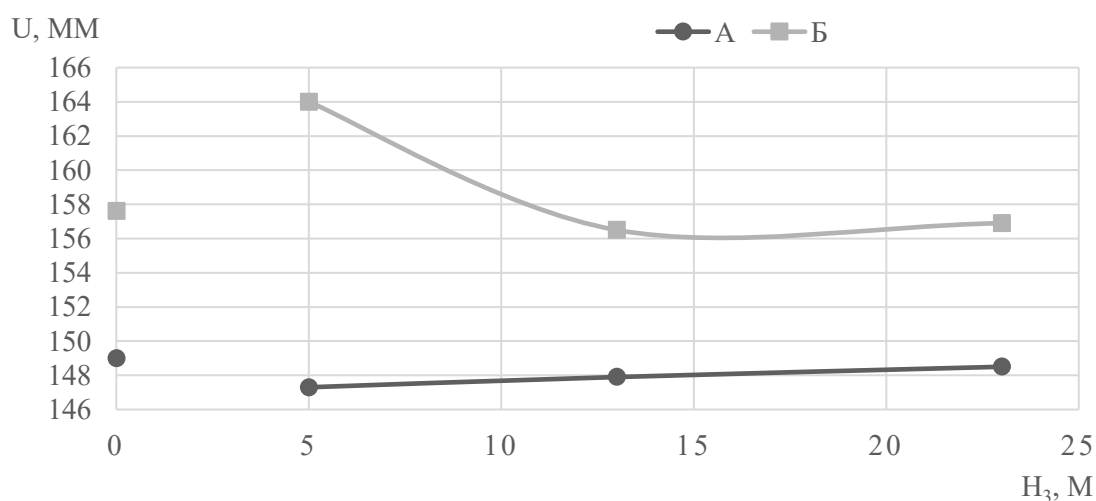


Рисунок 3.28 – Зависимость смещений крепи ствола от расположения ОВ над сопряжением

Наличие опорного венца в зоне сопряжения оказывает существенное влияние на крепь ствола. Расположение ОВ должно быть обосновано расчетом при условии минимизации влияния на жесткую крепь ствола. Для определения рационального расстояния от кровли сопряжения до заложения опорного

венца в зависимости от его размеров и параметра U , необходимо воспользоваться графиками рис. 3.26.

Пример традиционного и предлагаемого решения по креплению сопряжений в соляных породах с использованием всех рассмотренных регулятивных элементов приведен на рис. 3.29.

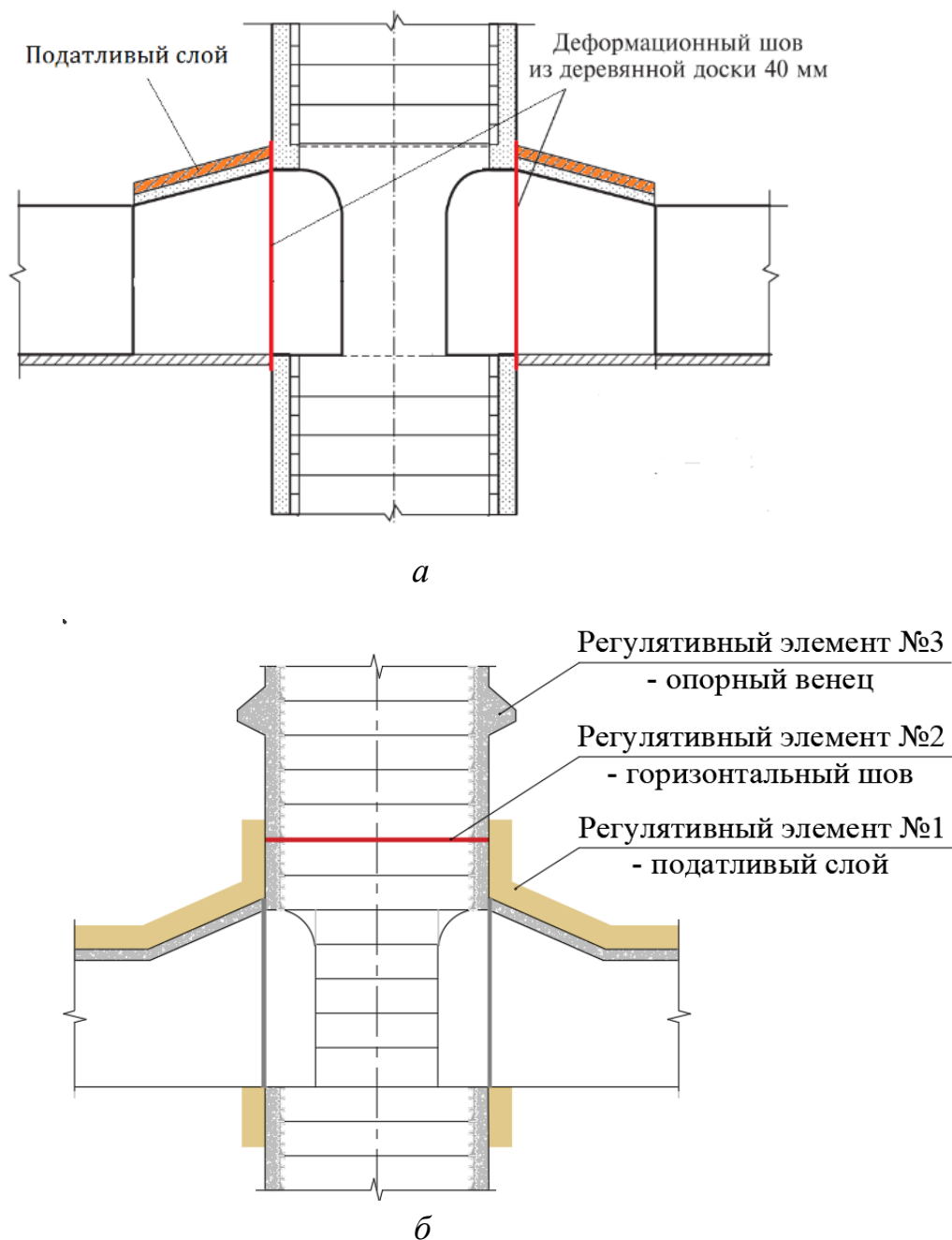


Рисунок 3.29 – Конструктивные решения сопряжения:

a – традиционный подход; *б* – предложенное решение

Таким образом, регулятивные элементы, установленные по схеме б (рис. 3.29) компенсируют негативное влияние геомеханических процессов, развивающихся при длительной ползучести соляных пород, тем самым существенно повышается долговечность крепи в рассматриваемых условиях.

На основе полученных выводов сформулировано третье научное положение.

Выводы по главе 3

1. В результате прогнозной оценки вертикальных и горизонтальных смещений околоствольного массива в зоне сопряжений выявлено, что горизонтальное сечение ствола в створе сопряжения приобретает эллиптическую форму, характеризующуюся соответствующим эксцентриситетом.

2. Обоснованы параметры крепи с податливым слоем на участках сопряжений стволов в соляных породах различной категории устойчивости по СП 91.13330.2012. Установлено, в породах IV категории устойчивости над и под сопряжением следует возводить участки крепи с податливым слоем протяжённостью не менее 7,0 м, при этом параметры податливого определяются в зависимости от величин ожидаемых максимальных вертикальных смещений свода сопряжения и неравномерности горизонтальных деформаций контура сечения ствола.

3. Установлены закономерности влияния горизонтального осадочного шва в крепи ствола в районах сопряжений на напряженно-деформированное состояние системы «крепь – массив». Доказано, что разделение горизонтальным осадочным швом сопряжения и протяженной части ствола в соляных породах позволяет повысить запас несущей способности тубинговой крепи в 3 раза при условии дополнительной защиты участка податливым слоем на высоту не менее одного тубингового кольца выше деформационного шва.

4. Методами математического моделирования исследованы различные варианты расположения опорных венцов на участках сопряжений стволов в соляных породах. Установлено, что для повышения долговечности крепи опорные венцы целесообразно располагать вне зоны влияния сопряжений размером $0,5 \div 3$ диаметра ствола в свету.

5. Установлено, что применение комплекса конструктивных мер защиты крепи стволов, включающего горизонтальные осадочные швы, податливый слой крепи и опорные венцы с обоснованными параметрами, обеспечивает снижение напряжений в крепи на 20%, а также требуемую долговечность конструкции.

6. По результатам исследований сформулированы основные научные положения диссертационной работы.

4 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИИ

В настоящей главе приведены рекомендации по практическому использованию результатов диссертации, описаны примеры внедрения предложенных в работе технических решений по креплению сопряжений в проектах строительства вертикальных стволов калийных рудников.

4.1 Методика определения параметров регулятивных элементов на участках сопряжений стволов в соляных породах

При проектировании крепи сопряжений, проходка которых будет выполняться в соляных или соленосных породах, в первую очередь необходимо принять следующие параметры конструкции:

- устройство горизонтального деформационного шва в крепи ствола на участке проектируемого сопряжения;

Во вторую очередь определить параметры конструкции (рис. 4.1):

- высота податливого слоя над (под) сопряжением H_1 и общая протяженность податливого слоя ствола H_4 в зоне сопряжения;
- ширина деформационного шва H_2 ;
- расположения опорного венца над (под) сопряжением H_3 .

Параметры конструкции крепи типового одностороннего сопряжения ствола приведены на рисунке 4.1.

Определяем высоту податливого слоя над (под) сопряжением H_1 .

1. Находим вертикальные и горизонтальные смещения контура выработки U (мм) за весь срок ее эксплуатации без крепи по методике СП91.13330.2012, приложение Е, или методом конечных элементов в плоской или пространственной постановках.
2. По графику 3.3.3 (п.3.3) в зависимости от наибольших из полученных ожидаемых расчетных смещений контура выработки U находим значение H_1 . По горизонтальной оси откладывается значение U и

поднимается вверх до пересечения с графиком. По вертикальной оси будет искомое значение высоты податливого слоя.

- Находим общую протяженность податливого слоя ствола H_4 в зоне сопряжения. Для этого значение H_1 над сопряжением и H_1 под сопряжением складываем с высотой раскрытия сопряжения.

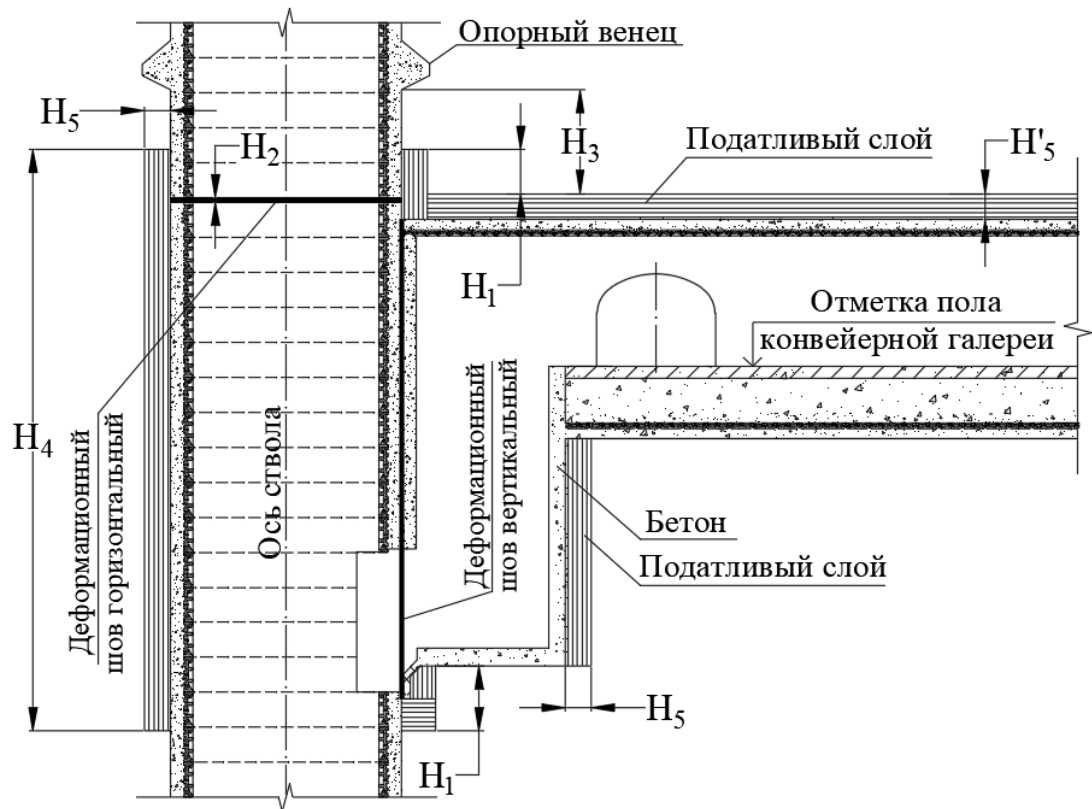


Рисунок 4.1 – Параметры конструкции крепи сопряжения ствола

Ширина деформационного шва H_2 назначается по результатам пространственного моделирования крепи ствола с учетом ожидаемых смещений крепи в вертикальном направлении. Деформационный шов необходимо располагать под защитой податливого слоя.

Расположение опорных венцов.

- Находим вертикальные смещения контура горизонтальной выработки U (м) за весь срок ее эксплуатации без крепи по методике СП91.13330.2012, приложение Е, или методом конечных элементов в плоской или пространственной постановках.
- Находим площадь сечения опорного венца S .

3. На рис. 3.26 в зависимости от площади опорного венца выбираем нужный график. Если площадь опорного венца составляет промежуточное значение, необходимо методом интерполяции построить график для искомой площади опорного венца.
4. По горизонтальной оси откладывается значение U и поднимается вверх до пересечения с нужным графиком. На вертикальной оси находим значение высоты расположения опорного венца над сопряжением, H_3 .

Определяем толщину податливого слоя H_5 (рис. 4.1).

1. Находим ожидаемые смещения на контуре выработок U (мм) за весь срок ее эксплуатации без крепи по методике СП91.13330.2012, приложение Е, или методом конечных элементов в плоской или пространственной постановках.
2. Принять податливый слой такой толщины, что бы он смог компенсировать 70% расчетных смещений не передавая нагрузку на крепь, согласно п. 7.2.2.7 СП91.13330.2012.

Таким образом, по приведённому алгоритму определяются параметры всех регулятивных элементов, обоснованных в главе 3 диссертационной работы.

4.2 Внедрение результатов диссертационного исследования

Основные положения настоящей диссертационной работы использованы при проектировании и строительстве вскрывающих стволов Палашерского и Талицкого участков Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей (ВМКМС). Ниже представлен краткий обзор условий строительства данных объектов.

В административном отношении участки расположены в Усольском муниципальном районе в 15 км от г. Березники (Пермский край). Участок находится в центре южной части ВМКМС, на северо-западе и севере он граничит с Усть-Яйвинским и Дурыманским участками детальной разведки,

с запада, юга и востока оконтурен границами запасов калийных солей. Центр района г. Усолъе, расположен в 20 км северо-западнее объекта строительства. Ближайшие населенные пункты - с. Романово и д. Володин Камень, Каменский, Сибирь.

Палашерский участок. Геологические и гидрогеологические условия Палашерского участка ВКМКС приняты в соответствии с отчетом «Разведка Палашерского и Балахонцевского участков верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей.

В породах, слагающих месторождение, можно выделить два больших образования: это надсоляные породы и породы непосредственно соляной толщи. Надсоляные породы сформированы следующими толщами [79]:

- четвертичные отложения в интервале глубин $-0,0 \div -18,20$ м представлены преимущественно глинами, суглинками и супесью;
- пестроцветная толща (далее ПЦТ) представлена чередованием аргиллита, алевролита и песчаников в интервале глубин $-18,20 \div -94,30$ м;
- терригенно-карбонатная толща (далее ТКТ) в интервале глубин $-94,30 \div -199,35$ м сложена в нижней части мергелями и глинистыми известняками с редкими прослоями глин. Верхняя часть представлена переслаиванием доломитов, известняков, мергелей, глин, алевролитов и песчаников с прослоями конгломератов;
- соляно-мергельная толща (далее СМТ) в интервале глубин $-199,35 \div -293,30$ м, составленная из гипсо-мергельной породы, мергеля и на контакте с толщей покровных солей, прослоев каменной соли с глинистыми включениями.

Формация соляных пород состоит из зоны покровной каменной соли (в интервале глубин $-293,30 \div -319,20$ м), карналлитовой зоны (в интервале глубин $-319,20 \div -366,90$ м), сильвинитовой зоны (в интервале глубин $-366,90 \div -389,15$ м) и толщи подстилающей каменной соли (в интервале глубин $-389,15 \div -547,10$ м. В соляной толще преобладающей породой является каменная соль.

В нижеприведенных таблицах 4.1 и 4.2 представлены механические характеристики пород Палашерского участка, определенные ООО НПФ «Геопрогноз» по результатам испытаний керна контрольно-стволовой скважины №107Г-3.

Таблица 4.1 – Механические характеристики пород надсоляной толщи

Интервал глубин, м	Наименование толщ, пачек, пластов	Преобладающие породы	E МПа	Коэфф. Пуассона ν	σ_c МПа
1	2	3	4	5	6
0-18,20	Четвертичные отложения	Глина	-	-	-
18,20-94,30	Пестроцветная толща ПЦТ	Песчаник	6770	0,42*	32,61
		Аргиллит	4050	0,2*	11,85
		Аргиллит, алевролит, песчаник	7400	-	37,77
94,30-199,35	Терригенно-карбонатная толща ТКТ	Аргиллит	6170	-	29,79
		Известняк	8570	0,23	37,92
199,35-293,30	Соляно-мергельная толща СМТ	Глинисто-гипсовая порода	3000	0,23	17,09
		Мергель	970	0,22	6,70

* значение величин приняты по разрезу скважины 107Г-1 в связи с отсутствием данных по 107Г-3

** значение величин приняты по разрезу скважины 107Г-2 в связи с отсутствием данных по 107Г-3

Таблица 4.2 – Механические характеристики пород соляной толщи

Интервал глубин, м	Наименование толщ, пачек, пластов	Преобладающие породы	E МПа	Коэфф. Пуассона ν	σ_c МПа
1	2	3	4	5	6
293 - 320	Каменная соль ПП и ПКС	Каменная соль	8330	0,19	22,58
320 - 390	Породы калийной залежи	Карналлитовая порода	1640	0,29	6,32
		Сильвинит пестрый	2220	-	8,41
		Сильвинит полосчатый	3240	0,28	16,80
		Сильвинит красный	3160	0,23	16,65
		Каменная соль	3900	0,24	17,78
390 – 564,1	Породы ПдКС	Каменная соль	3600	0,26	17,57

Скважина 107Г-3 вскрыла четвертичный и шешминский водоносные комплексы, а также соликамскую водоносную свиту.

Четвертичные отложения представлены практически безводными глинистыми образованиями.

В шешминском водоносном комплексе обводненными являются трещиноватые и разрушенные аргиллиты и алевролиты с прослоями песчаника. Водоупорными являются нетрещиноватые алевролиты и аргиллиты.

Соликамская водоносная свита подразделяется на обводненную ТКТ и на обводненную СМТ. В ТКТ водоносны известняки, песчаники, мергели, водоупорными являются нетрещиноватые алевролиты и аргиллиты. В СМТ водоносны мергели, известняки и глинисто-гипсовая порода.

Глубина залегания водоносного горизонта -270,75 м, статический напор составляет 69,98 м. Переходная пачка в интервале отметок -275,65 ÷ -293,40 м безводна. Гидрогеологические характеристики пород надсоляной толщи приведены в таблице 4.3. Они определены ООО НПФ «Геопрогноз» по результатам поинтервальных откачек по контрольно-стволовой скважине №107Г-3.

Таблица 4.3 – Гидрогеологические характеристики пород надсоляной толщи

Интервал испытания	Толща	Уровни, м		S, м	Q, л/с	t _{воды} , °С	K _ф , м/сут
		Статический	Динамический				
240,60 - 270,75м	СМТ _{низ}	69,98	99,91	29,93	0,286	2,6	0,41

Водоприток в шахтный ствол. На основании расчетов, выполненных по результатам опытных гидрогеологических работ, максимально возможный водоприток в открытый до соляного зеркала шахтный ствол, может составить порядка 2,0 тыс. м³/час.

Талицкий участок. Геологические и гидрогеологические условия Талицкого участка ВКМКС приняты в соответствии с отчетом «Проходка контрольно-стволовых скважин на шахтном поле рудника Талицкого ГОКа» (Пермь, 2011г.), выполненным ООО «Генезис-Пермь».

В породах, слагающих месторождение, можно выделить два больших образования: это надсоляные породы и породы непосредственно соляной толщи. Надсоляные породы сформированы следующими толщами [79]:

- четвертичные отложения, сложенные преимущественно глинами, щебнем и супесью (глубина залегания варьируется от земной поверхности до отметок $-5.50 \div -6.60$ м);

- пестроцветная толща, сложенная преимущественно песчаниками и аргиллитами с небольшим количеством алевролита ближе к подошве толщи (глубина залегания от отметок $-9.90 \div -8.00$ м до $-47.80 \div -47.90$ м);

- терригенно-карбонатная толща (далее ТКТ), сложенная серым известняком, песчаником, алевролитом и аргиллитом (глубина залегания варьируется от отметок $-49.80 \div -51.10$ м до $-135.50 \div -141.40$ м);

- соляно-мергельная толща (далее СМТ), составленная из гипсо-мергельной породы, мергеля и на контакте с толщей покровных солей, прослоев каменной соли с глинистыми включениями (глубина залегания от отметок $-136.40 \div -142.20$ м до $-244.40 \div -245.60$ м).

Формация соляных пород состоит из зоны покровной каменной соли (от отметок $-244.40 \div -247.60$ м до $-264.60 \div -265.00$ м), карналлитовой зоны (от отметок $-265.10 \div -265.70$ м до $-301.85 \div -302.10$ м), сильвинитовой зоны (от отметок $-302.80 \div -305.15$ м до $-315.30 \div -316.55$ м) и толщи подстилающей каменной соли (от отметок $-315.30 \div -316.55$ м до $-365.00 \div -455.05$ м). В соляной толще преобладающей породой является каменная соль.

В нижеприведенных таблицах №№ 4.4 и 4.5 представлены механические характеристики пород Талицкого участка, определенные ООО «Генезис-Пермь» по результатам испытаний керна контрольно-стволовых скважин №№ 1ст и 2ст.

Таблица 4.4 – Механические характеристики пород надсоляной толщи

Интервал глубин, м	Наименование толщ, пачек, пластов	Преобладающие породы	E , МПа	ν	B_c , МПа
1	2	3	4	5	6
5.50-47.90	Пестроцветная толща	Песчаник	$\frac{9500-15300}{12400}$	$\frac{0,13-0,34}{0,235}$	$\frac{53,16-12,24}{32,7}$
5.50-47.90	Пестроцветная толща	Алевролит	$\frac{12700-13300}{13000}$	$\frac{0,23-0,24}{0,235}$	$\frac{22,02-34,38}{28,2}$
5.50-47.90	Пестроцветная толща	Аргиллит	$\frac{12600-13000}{12800}$	$\frac{0,18-0,28}{0,23}$	$\frac{26,07-48,67}{37,37}$
49.80-141.40	Терригенно- карбонатная толща	Песчаник	$\frac{14400-17500}{15950}$	$\frac{0,29-0,33}{0,31}$	$\frac{40,11-88,98}{64,545}$
49.80-141.40	Терригенно- карбонатная толща	Алевролит	12900	0,28	$\frac{21,66-59,19}{40,425}$
49.80-141.40	Терригенно- карбонатная толща	Аргиллит	$\frac{12600-14600}{13600}$	$\frac{0,18-0,31}{0,245}$	$\frac{11,31-34,87}{23,09}$
49.80-141.40	Терригенно- карбонатная толща	Известняк	$\frac{12500-15900}{14200}$	$\frac{0,16-0,33}{0,245}$	$\frac{34,87-77,62}{56,245}$
136.40-245.60	Соляно- мергельная толща	Мергель	$\frac{3600-13500}{8550}$	$\frac{0,22-0,33}{0,275}$	$\frac{5,91-92,26}{46,085}$
136.40-245.60	Соляно- мергельная толща	Гипсо-мергельная порода	$\frac{7800-8700}{8250}$	$\frac{0,27-0,28}{0,275}$	$\frac{7,69-14,83}{11,26}$

Таблица 4.5 – Механические характеристики пород соляной толщи

Интервал глубин, м	Наименование толщ, пачек, пластов	Преобладающие породы	$E, МПа$	ν	$\sigma_c, МПа$
244.40- 265.00	Покровная каменная соль	Каменная соль	<u>4000-9400</u> 6700	<u>0,30- 0,49</u> 0,395	<u>11,43- 26,46</u> 18,945
244.40- 265.00	Покровная каменная соль	Глина, мергель с прослойками ангидрита	6800	0,46	11,43
265.10- 302.10	Сильвинитовая пачка	Карналлитовая порода с прослоями каменной соли	-	-	11,58
265.10- 302.10	Сильвинитовая пачка	Сильвинит пёстрый и карналлит	5900	0,14	9,35
265.10- 302.10	Сильвинитовая пачка	Сильвинит пёстрый и карналлит	5900	0,14	9,35
265.10- 302.10	Сильвинитовая пачка	Каменная соль	<u>7500-9500</u> 8500	<u>0,30- 0,31</u> 0,305	<u>19,33- 20,30</u> 19,815
265.10- 302.10	Сильвинитовая пачка	Сильвинит пёстрый и каменная соль	-	-	9,34
315.30- 455.05	Подстилающая каменная соль	Каменная соль	<u>6700-7800</u> 7250	<u>0,24- 0,40</u> 0,32	<u>9,19-20,42</u> 14,805
315.30- 455.05	Подстилающая каменная соль	Сильвинит красный	<u>7600-8100</u> 7850	<u>0,26- 0,32</u> 0,29	<u>14,04- 18,01</u> 16,025

Гидрогеологические характеристики пород надсоляной толщи приведены в таблице 4.6. Они определены ООО «Генезис-Пермь» по результатам поинтервальных откачек по контрольно-стволовым скважинам №№1 ст и 2 ст.

Таблица 4.6 – Гидрогеологические характеристики пород надсоляной толщи

№ п/п	Интервал испытания	Толща	Статический уровень, м.	Динамический уровень, м.	Понижение, м.	Дебит, л/с.	Удельный дебит, л/с.	Температура воды, °С
Скважина 1ст								
1	28,20-74,00	ПЦТ+ТКТ _в	45,23	50,01	4,78	1,00	0,20	3,9
2	74,00-138,00	ТКТ	86,38	87,68	1,30	1,69	1,30	4,2
3	138,00-174,00	СМТ _в	85,83	85,97	0,14	2,10	15,00	4,8
4	176,10-219,14	СМТ _с	90,85	107,52	16,67	0,18	0,01	4,6
5	214,05-228,30	СМТ _с	221,98	220,47	1,51	$7,18 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-6}$	4,7
Скважина 2ст								
6	35,00-74,00	ПЦТ+ТКТ _в	47,93	56,10	8,17	1,95	0,239	4,4
7	74,00-138,0	ТКТ	47,83	58,57	10,74	2,13	0,198	4,4
8	139,00-175,00	СМТ _в	88,28	88,35	0,07	1,67	23,86	3,8
9	175,00-219,00	СМТ _с	79,82	98,63	18,81	0,2	0,01	4,5
10	219,00-229,30	СМТ _с	223,97	222,41	1,56	$1,78 \cdot 10^{-4}$	$1,14 \cdot 10^{-4}$	4,5

С учетом рекомендаций, приведённых в главах 2-3 диссертационной работы, разработан и реализован комплекс конструктивных мер защиты крепи стволов, включающих:

- горизонтальные осадочные швы;
- податливый слой крепи;
- опорные венцы с обоснованными параметрами с учетом их взаимного расположения в районах сопряжений.

Для Талицкого месторождения проектные решения по конструкции крепи сопряжений стволов №1 и №2 (ЗАО «ВКК») предусматривают наличие горизонтального деформационного шва (выполняется из деревянной доски $\delta = 40$ мм). Сопряжения расположены в толще соляных пород. Фрагменты рабочей документации (РД) по креплению сопряжений приведены на рис. 4.2 - 4.4.

Крепь в районе сопряжений защищена податливым слоем из минеральных базальтовых плит типа Тизол, плотность 155-185 кг/м³,

проектная толщина податливого слоя варьируется от 500 до 1100 мм в зависимости от размеров сопряжения и глубины заложения.

Протяженность участков, защищенных податливым слоем над и под сопряжением составляет 1,5-2 м.

Дополнительно выполнено устройство выше свода сопряжения на расстоянии 3,5 м опорного венца с размерами: высота $h=2$ м, глубина $l=1,5$ м из бетона класса В25. Ниже почвы сопряжения на расстоянии 1,5 м устроен второй опорный венец с аналогичными размерами из фибробетона класса прочности В40. Проектном предусмотрены вертикальные деформационные швы из деревянных досок $\delta = 40$ мм.

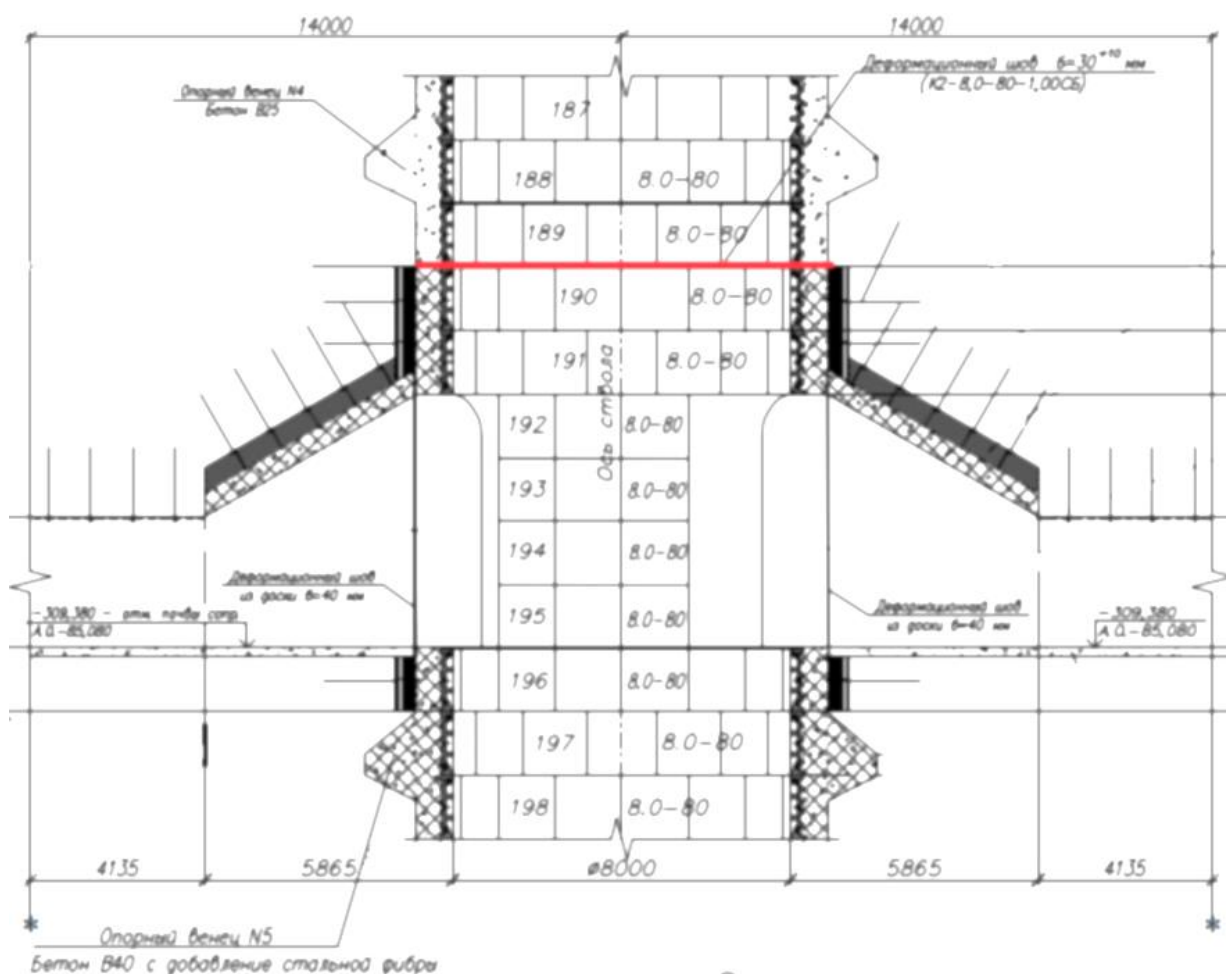


Рисунок 4.2 – Скиповой ствол №1. Сопряжение ствола с вентиляционным горизонтом. Горизонтальный деформационный шов отмечен красной линией и заложен между тубинговыми кольцами 189 и 190

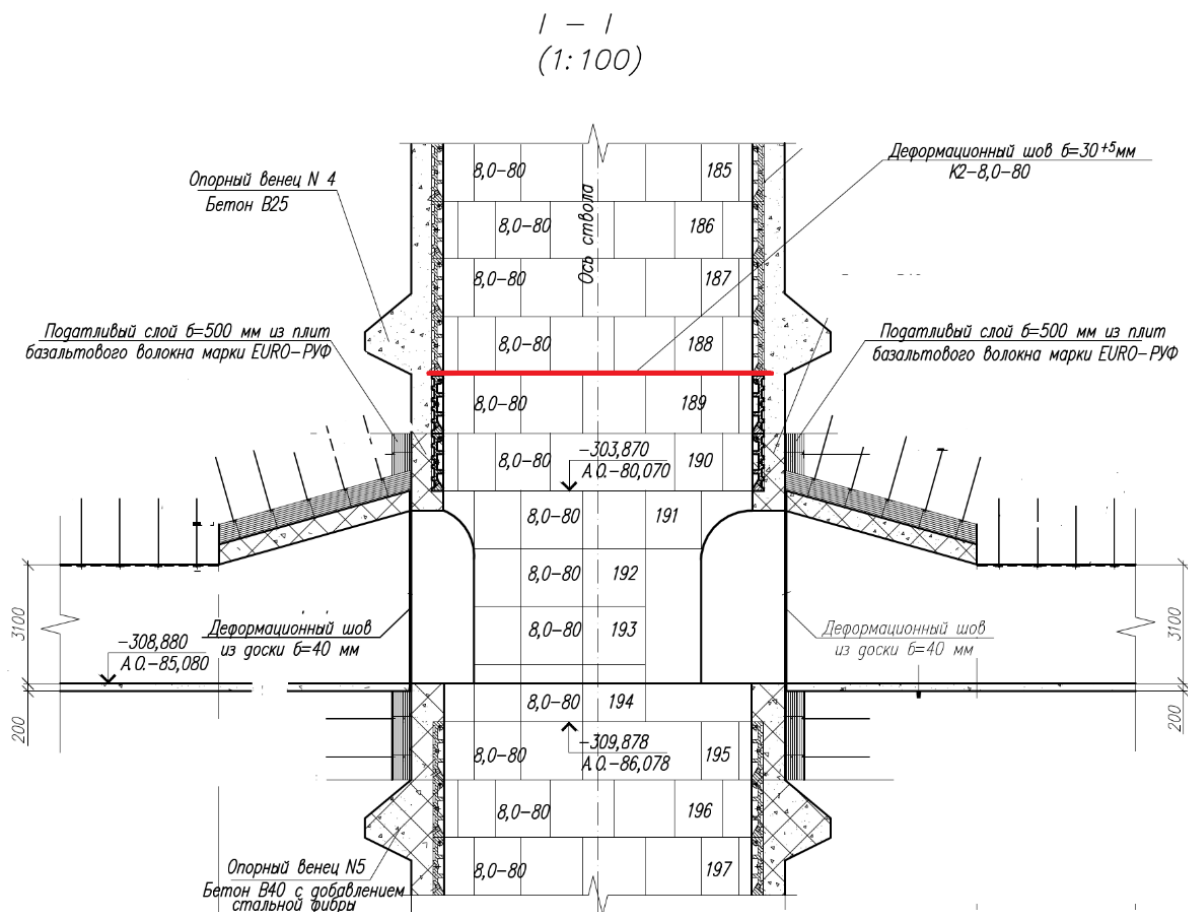


Рисунок 4.3 – Клетевой ствол №2. Сопряжение ствола с вентиляционным горизонтом. Горизонтальный деформационный шов отмечен красной линией и заложен между тубинговыми кольцами 188 и 189

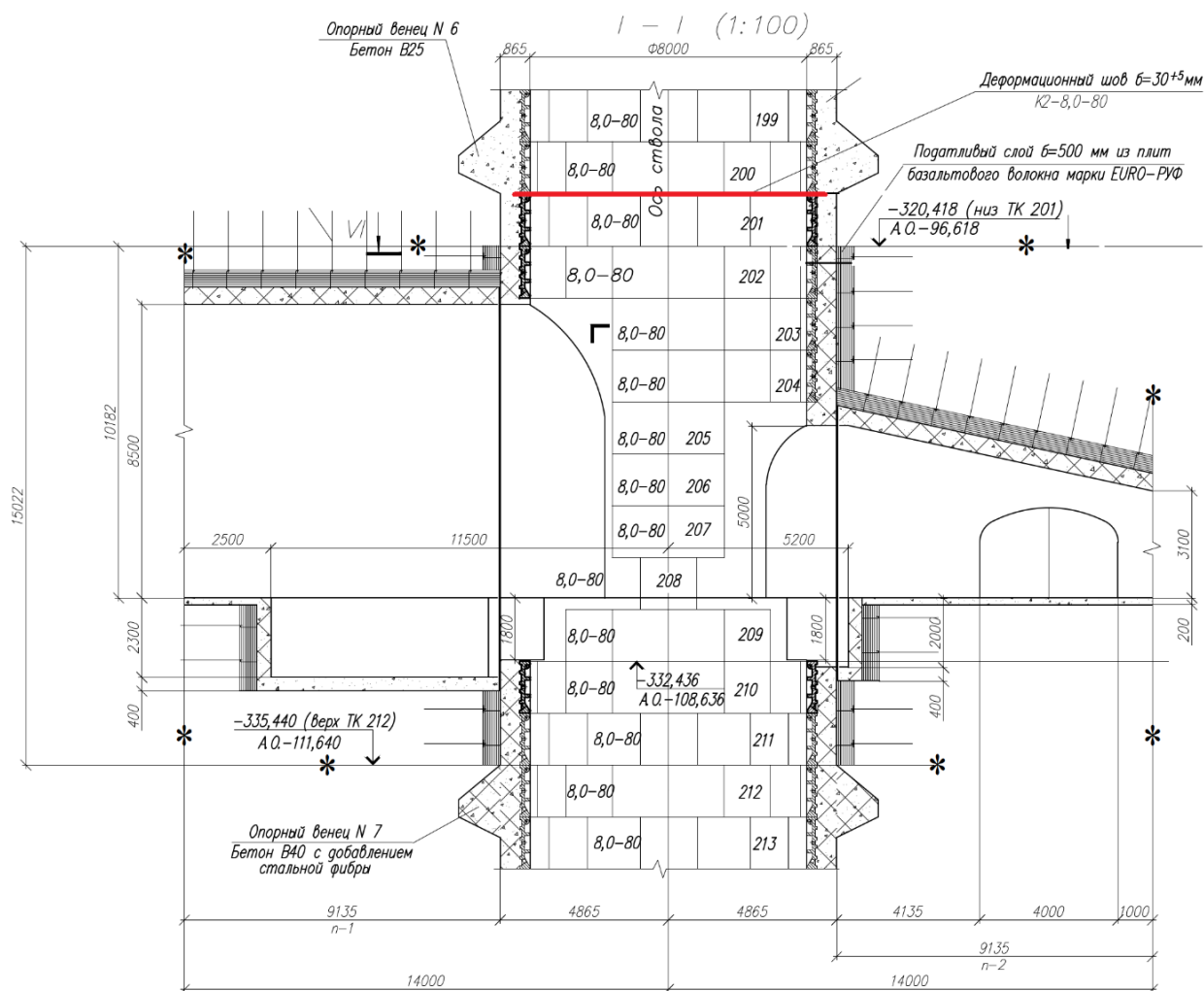


Рисунок 4.4 – Клетевой ствол №2. Сопряжение ствола с транспортным горизонтом. Горизонтальный деформационный шов отмечен красной линией и заложен между тубинговыми кольцами 200 и 201

Для Палашерского участка месторождения проектные решения по конструкции крепи сопряжений ствола №3 Усольского калийного комбината (АО “МХК “ЕвроХим”), приведены на рис. 4.5 - 4.7. Для всех четырех сопряжений: сопряжение с трубным горизонтом, сопряжение с транспортным горизонтом, сопряжение с комплексом загрузки скипов и сопряжение с горизонтом сбора просыпи, выполнены горизонтальные деформационные швы, обоснована протяженность податливого слоя ствола на участке сопряжения, заложены опорные венцы на безопасном расстоянии.

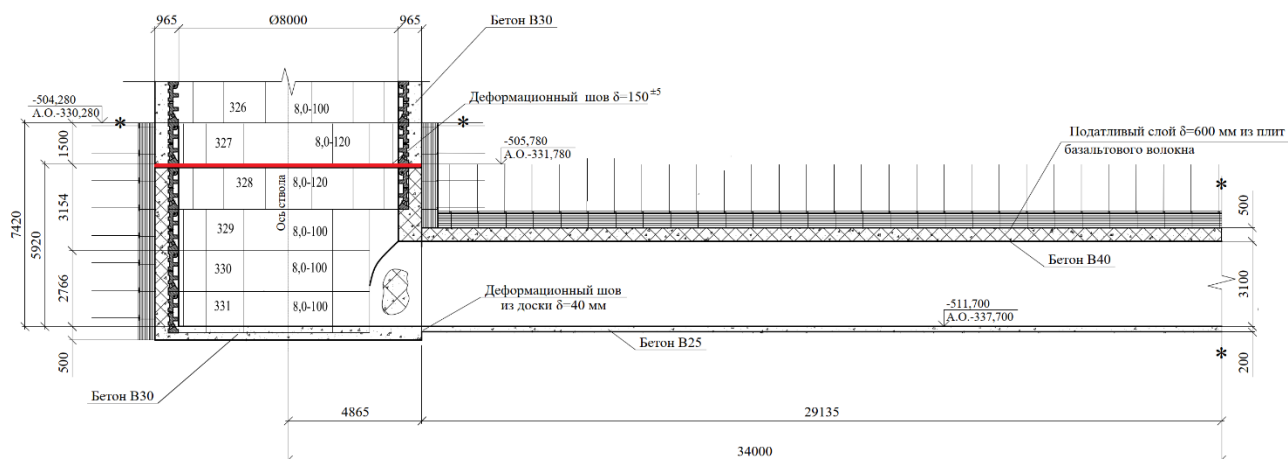


Рисунок 4.7 – Усольский Калийный Комбинат. Ствол №3.
Сопряжение сбора просыпи. Горизонтальный деформационный шов отмечен красной линией и заложен между тюбинговыми кольцами 327 и 328

С учетом рекомендаций, изложенных в диссертационной работе, запроектированы и построены общешахтный бункер и его сопряжение с камерой питателей, пройденные в подстилающей каменной соли. Конструктивное решение приведено на рис. 4.8.

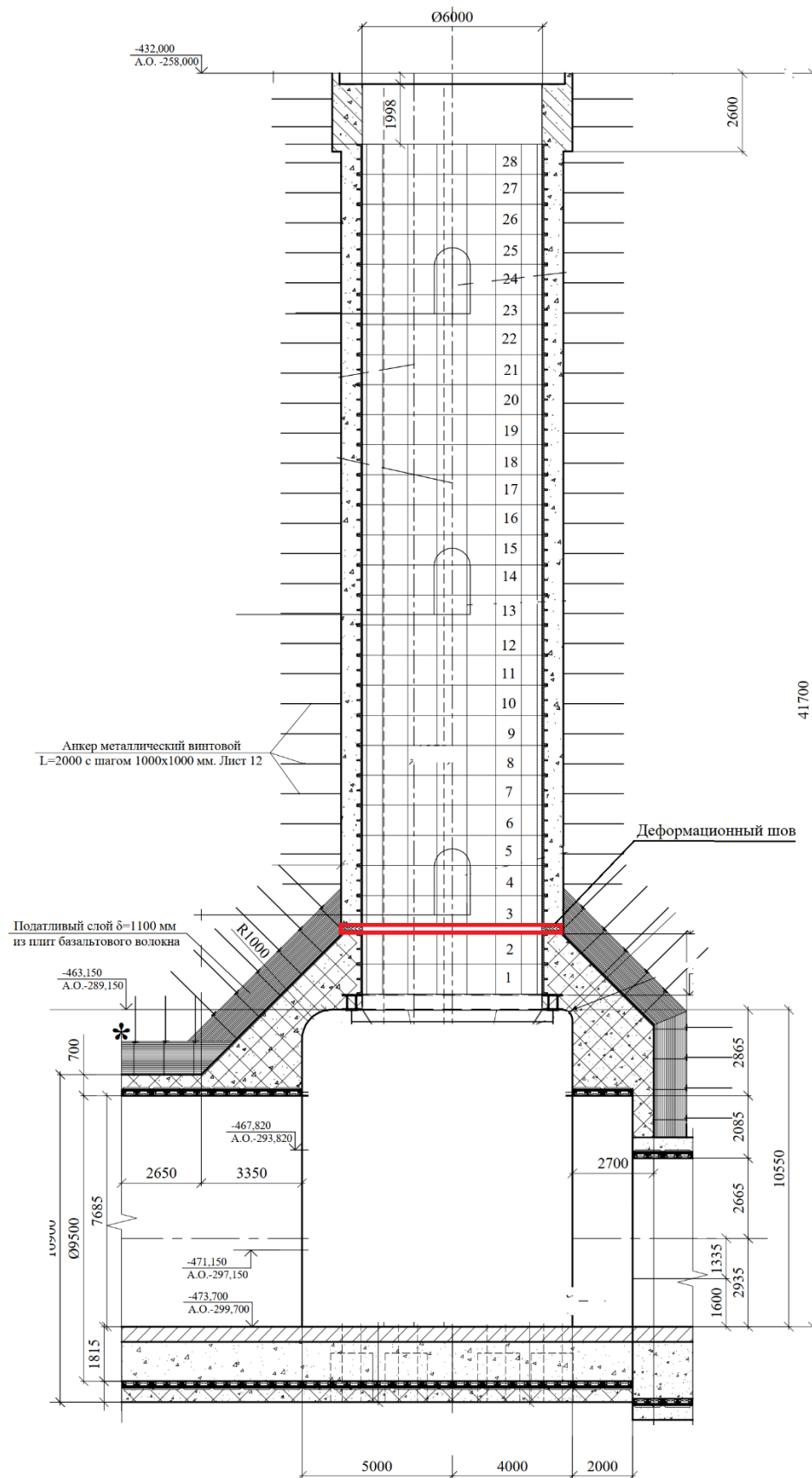


Рисунок 4.8 – Общешахтный бункер. Усольский Калийный Комбинат. Ствол №3. Осадочный шов выделен красным

Положение горизонтального осадочного шва (деформационного шва), разделяющего протяженную часть бункера и камеру питателей показан на рис. 4.9. Толщина шва составляет 230 мм. Расположен шов в зоне опорного давления и под защитой податливого слоя. Конструктивно шов также устроен из деревянных досок. Податливый слой выполнен из плит базальтового волокна общей толщиной 1100 мм.

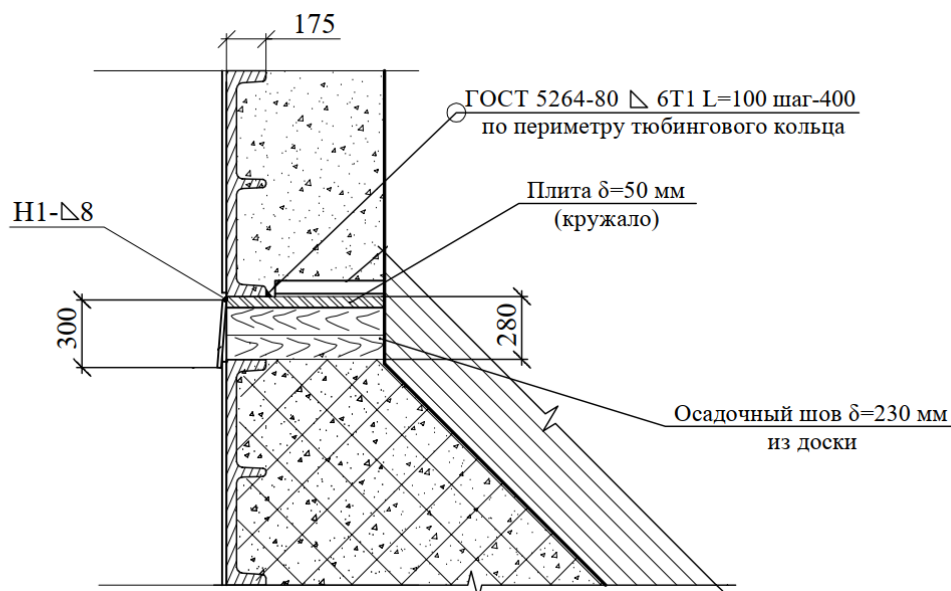


Рисунок 4.9 – Узел осадочного (деформационного) шва между тьюбинговым кольцом 2 и 3

Фотофиксация реализованных решений продемонстрирована на рисунках 4.10 - 4.12.



а



б

Рисунок 4.10 – Выполненный горизонтальный деформационный шов на сопряжении с комплексом загрузки скипов ствола №3 УКК - указан стрелкой.

а – вид с отметки сопряжения; б – вид на уровне деформационного шва



Рисунок 4.11 – Возведение крепи сопряжения ствола №3. УКК



Рисунок 4.12 – Возведение податливого слоя из минераловатных плит в крепи сопряжения ствола №3. УКК

В настоящее время описанные объекты построены и сданы в эксплуатацию. Нарушений крепи и армировки в районах сопряжений не выявлено. Предложенные технические решения позволяют существенно снизить ожидаемые нагрузки на крепь, тем самым повысить долговечность

крепи сопряжений стволов в соляных породах различной категории устойчивости.

Акт внедрения результатов диссертации представлен в Приложении А.

Выводы по главе 4

1. Разработан алгоритм определения параметров регулятивных элементов для крепи в районах сопряжений стволов в соляных породах, включающих деформационные швы, податливый слой и опорные венцы.

2. Описаны примеры применения предложенных регулятивных элементов при проектировании и строительстве вертикальных стволов стволов Палашерского и Талицкого участков Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей (ВМКМС) на участках сопряжений. Объекты построены и сданы в эксплуатацию. Нарушений крепи и армировки в районах сопряжений не выявлено. Предложенные технические решения позволяют существенно снизить ожидаемые нагрузки на крепь, тем самым повысить долговечность крепи сопряжений стволов в соляных породах различной категории устойчивости.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Диссертация представляет собой законченную научно-квалификационную работу, в которой на основе выполненного прогноза геомеханических процессов изложены научно обоснованные технические и технологические решения по обеспечению долговечности крепи сопряжений стволов в соляных породах, что имеет существенное значение для горной отрасли страны.

Основные результаты работы заключаются в следующем:

1. Выполнен анализ опыта эксплуатации и характера разрушений сопряжений стволов в соляных породах, позволивший установить, что для повышения долговечности крепи сопряжений необходимо обосновать параметры совместной работы регулятивных элементов на основе прогноза протекающих в системе «крепь - соляной породный массив» длительных геомеханических процессов.

2. Проведена систематизация объемно-планировочных решений сопряжений, на основе которой выделены четыре типовые формы сопряжений для разработки пространственных конечно-элементных моделей. Разработана и валидирована математическая модель соляных пород на расчетный срок эксплуатации стволов $T=50$ лет.

3. Выявлены закономерности геомеханических процессов и изменения НДС крепи и пород соляного массива на участках сопряжений различного типа на период эксплуатации $T=50$ лет, позволившие определить причины формирования критических концентраций напряжений в тубинговой крепи.

4. Обоснованы параметры крепи с податливым слоем на участках сопряжений стволов в соляных породах различной категории устойчивости по СП 91.13330.2012. Установлено, в породах IV категории устойчивости над и под сопряжением следует возводить участки крепи с податливым слоем протяжённостью не менее 7,0 м, при этом параметры податливого определяются в зависимости от величин ожидаемых максимальных

вертикальных смещений свода сопряжения и неравномерности горизонтальных деформаций контура сечения ствола.

5. Установлены закономерности влияния горизонтального осадочного шва в крепи ствола в районах сопряжений на напряженно-деформированное состояние системы «крепь – массив». Доказано, что разделение горизонтальным осадочным швом сопряжения и протяженной части ствола в соляных породах позволяет уменьшить концентрации напряжений в тубингах в 3 раза при условии дополнительной защиты участка податливым слоем, компенсирующим негативное влияние неравномерности деформаций на высоту не менее одного тубингового кольца.

6. Методами математического моделирования исследованы различные варианты расположения опорных венцов на участках сопряжений стволов в соляных породах. Установлено, что для повышения долговечности крепи опорные венцы целесообразно располагать вне зоны влияния сопряжений размером $0,5 \div 3$ диаметра ствола в свету.

7. Установлено, что применение комплекса конструктивных мер защиты крепи стволов, включающего горизонтальные осадочные швы, податливый слой крепи и опорные венцы с обоснованными параметрами, позволяет уменьшить величины напряжений в крепи на 20%, а также существенно повышает долговечность безремонтной эксплуатации крепи в соляных породах.

8. Произведено внедрение разработанных решений в практику шахтного строительства. Предложенные технические решения позволяют существенно снизить ожидаемые нагрузки на крепь сопряжений на расчетный срок их эксплуатации и тем самым повысить долговечность рассматриваемых участков в соляных породах различной категории устойчивости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Агапов, В. П. Физически нелинейные процессы в строительных конструкциях: учебное пособие для студентов, обучающихся по направлению 270100 "Строительство" / В. П. Агапов, И. И. Ковригин, А. Н. Малахова, В. Н. Савостьянов – М.: МГСУ, 2012. – 114 с.
2. Алыменко Д.Н., Соловьев В.А., Аптуков В.Н., Котляр Е.К. О видах крепи сопряжений шахтных стволов и приствольных выработок в соляных породах // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2018. № 1. С. 46-54.
3. Баклашов И. В., Тимофеев О. В. Конструкции и расчет крепей обделок. - М.: Недра, 1979. - 263 с.
4. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика подземных сооружений и конструкции крепей. М.: Недра, 1984 - 324 с.
5. Баклашов И.В. Геомеханика. Т. 2. Геомеханические процессы: учебник для вузов: В 2 т. – М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2004. – 249 с.
6. Баклашов И.В. Геомеханика: учеб. для вузов: В 2 т. – М.: Изд-во Моск. гос. горн. ун-та, 2004. - Т. 1. Основы геомеханики. – 208 с.
7. Барях А.А. Деформирование соляных пород / А.А. Барях, С.А. Константинова, В.А. Асанов. — Екатеринбург: УрО РАН, 1996.
8. Бич З.А. Результаты исследования механических свойств солей Верхнекамского месторождения в натурных условиях / З.А. Бич, А.И. Баженов // Исследования по вопросам горного дела. — Пермь: ППИ, 1971.
9. Боликов В.Е., Константинова С.А. Прогноз и обеспечение устойчивости капитальных горных выработок. Моногр. – Екатеринбург: УрО РАН, 2003.
10. Болотских Н.С., Докукин О.С. Строительство стволов шахт и рудников. М.: Недра, 1991. – 326 с.
11. Борщ-Компониец В. И. Практическая механика горных пород. М.: Горная книга, 2013. 322 с.

12. Борщевский С. В., Головнева Е.Е., Бородуля А.А.. Исследование деформационно-силовых характеристик вертикальных стволов в окрестности сопряжений – Известия ТулГУ. Науки о Земле. 2010. Вып. 2
13. Булычев Н.С., Фотиева Н.Н., Стрельцов Е.В. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок. М.:Недра, 1986 - 288 с.
14. Булычев Н.С. Крепь вертикальных стволов шахт / Н.С. Булычев, Х.И. Абрамсон. М.:Недра, 1978.
15. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах/ Н.С. Булычев. М.: Недра, 1989. □ 272 с.
16. Водопьянов В.Л. Механические свойства карналлита при сжатия / Уразова А.М. // Науч. тр. ПермНИУИ, 1963. — Сб. 5.
17. Гальперин А.М. Реологические расчеты горнотехнических сооружений / А.М. Гальперин, Е.М. Шафаренко. — М.: Недра, 1977.
18. Геомеханика: учеб. пособие / Э. В. Каспарьян, А. А. Козырев, М. А. Иофис, А. Б. Макаров. М.: Высш. шк., 2006. 503 с.
19. Дрибан В. А., Хохлов Б. В., Антипенко А. В. Прогноз долговременной геомеханической устойчивости крепи вертикальных стволов шахты «Глубокая» в обводненном массиве горных пород // Труды РАНИМИ. — 2023. — № 23(38). — С. 126–136.
20. Ермашов А.О. Реологическая модель деформирования и разрушения соляных пород для прогноза оседаний земной поверхности при разработке Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей // Маркшейдерский вестник. - 2014. - № 4. - С. 50-55
21. Ермашов А.О. Геомеханическое обоснование расчетов оседаний земной поверхности при добыче калийно-магниевых руд (на примере Верхнекамского месторождения калийно-магниевых солей). Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Пермь, 2015. – 133 с.
22. Ержанов Ж.С., Менцель В., Бергман Э.И. и др. Основы расчета напряженного состояния полостей газохранилищ в соляных отложениях. Алма-Ата: Наука, 1978.

23. Ержанов Ж.С. Ползучесть соляных пород / Ж.С. Ержанов, Э.И. Бергман. — Алма-Ата: Наука, 1977.
24. Жуков А.А. Адаптация методов георадиолокации и ультразвуковой томографии для решения горно-геологических задач в условиях калийных месторождений. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Пермь, 2017. – 154 с.
25. Записки Горного института. – 2019. – Т. 240. – С. 628-637.
26. Зильбершмидт, В.Г. Каталог физических свойств горных пород Верхнекамского калийного месторождения. Ч. 1 / В.Г. Зильбершмидт, О.А. Тимантеев, А.П. Митус. — Пермь, 1976.
27. Зильбершмидт, В.Г. Разрушение соляных пород / В.Г. Зильбершмидт, В.В. Зильбершмидт, О.Б. Наймарк. — М.: Наука, 1992.
28. Казикаев Д.М., Сергеев С.В. Диагностика и мониторинг напряженного состояния крепи вертикальных стволов. — М.: Издательство "Горная книга", 2011. - 244 с.
29. Казикаев Д.М., Сергеев С.В. Особенности деформирования крепи стволов и сопряжений в сложных горно-геологических условиях. // Горный информационно-аналитический бюллетень. — 2013. — № 3. — С. 26–32.
30. Карасев М.А. Методика прогноза напряженно-деформированного состояния крепи вертикального ствола на участке сопряжения с горизонтальной выработкой в соляных породах / Карасев М. А., Буслова М. А., Вильнер М. А. Нгуен, Т. Т. // Записки Горного института. – 2019. – Т. 240. – С. 628-637.
31. Карташов Ю.М. Прочность и деформируемость горных пород / Ю.М. Карташов, Б.В. Матвеев, А.Б. Фадеев. — М.: Недра, 1973.
32. Качурин Н.М. Определение влияния податливого слоя на величину напряжений в бетонной крепи ствола скважины 784/1 ОАО "Уралкалий" / Качурин Н.М., Афанасьев И. А. // «Известия Тульского государственного университета» («Известия ТулГУ»). Науки о Земле. – 2019. – №2. – С. 253-259.

33. Кикин А. И. , Санжаровский Р. С. , Труль В. А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном: научно-популярное издание. Москва: Стройиздат, 1974.

34. Кириенко Ю.А. Влияние технологической схемы проходки на напряженное состояние крепи в породах, склонных к ползучести. Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2024. – № 7. – С. 20–34.

35. Кириенко Ю.А. Обоснование конструкции крепи сопряжения шахтного ствола, пройденного в солях. Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2022. – № 6. – С. 20–34.

36. Кириенко Ю.А. Расчет крепи сопряжений стволов в породах, склонных к ползучести // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2021. – № 8. – С. 142–153.

37. Козловский Е.Я. Влияние усадки и ползучести бетона на взаимодействие элементов системы «крепь - массив соляных пород / Козловский Е.Я., Журавков М.А. // механика машин, механизмов и материалов. – 2023. – Т. 62. – № 1. – С. 95-100.

38. Константинова С.А., Аптуков В.Н. Некоторые задачи механики деформирования и разрушения соляных пород / ОАО «Галургия». — Новосибирск: Наука, 2013.

39. Константинова С.А., Крамсков Н.П., Филатов А.П., Сороченко М.К. Некоторые проблемы строительства и эксплуатации подземных сооружений в соленосных породах Чарской свиты на подземных рудниках АК "Алроса" и пути их решения // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2004. № 11. С. 210-215.

40. Константинова С.А., Соловьев В.А., Чернопазов Д.С. и др. Технологический регламент по охране и креплению горных выработок на рудниках ОАО «Уралкалий». – Пермь-Березники, 2012. – 169 с.

41. Константинова С.А. Некоторые результаты испытаний образцов соляных пород на ползучесть / С.А. Константинова, И.Б. Ваулина, М.Д. Ильинов // Изв. вузов. Горн. журн. — 2008. — № 2.

42. Константинова С.А. О прогнозировании устойчивости околоствольных выработок / С.А. Константинова, В.А. Мисников // Шахт. стро-
во. — 1982. — № 2.

43. Константинова С.А. Ползучесть образцов каменной соли в условиях одноосного сжатия / С.А. Константинова, В.Л. Спирков, Ю.М. Карташов // ФТПРПИ. — 1979. — № 5.

44. Лебедева А.С., Манирова Л.А. К вопросу применения минералловатных плит «Тизол-170» для защиты крепи шахтных стволов от проявления горного давления в соляных породах. // Проблемы разработки месторождений углеводородных и рудных полезных ископаемых: материалы XII Всероссийской научно-технической конференции. — Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2019. — С. 317–320.

45. Литвинский Г.Г. Аналитическая теория прочности горных пород и массивов / Монография. — ДонГТУ. — Донецк: Норд-Пресс, 2008. — 207 с.

46. Макаров А.Б. Практическая геомеханика / А.Б. Макаров // Пособие для горных инженеров. — М.: Горная книга, 2006. — 391 с.

47. Масленников С.А. Оптимизация параметров технологии строительства вертикальных стволов // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2015. № 11. С. 17-23.

48. Масленников С.А. Особенности БВР при проходке стволов, закрепляемых комбинированной крепью на примере скипового ствола рудника "Мир" // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2007. № 10. С. 132-137.

49. Матвеева О.И., Федорова Г.Д., Винокуров А.Т., Крамсков Н.П. Модифицированные бетоны для подземного строительства // Строительные материалы. 2006. № 10. С. 18-20.

50. Методики расчета времени весьма устойчивого состояния горных выработок в условиях строящегося рудника Усольского калийного комбината: временная инструкция. ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова. — Пермь, 2009. — 50 с.

51. Мишедченко А.А. Состояние и перспективы развития крепления вертикальных шахтных стволов в сложных горно-геологических условиях // Современные тенденции развития науки и технологий. 2015. № 4-2. С. 158-162.
52. Мониторинг устойчивости вертикальных стволов калийных рудников // Качурин Н.М., Афанасьев И.А., Пестрикова В.С., Стась П.П // «Известия Тульского государственного университета» («Известия ТулГУ»). Науки о Земле. – 2020. – №3. – С. 304-317.
53. Норри Д., де Фриз Ж. Введение в метод конечных элементов. М.: Мир, 1981.
54. Обручев Ю.С., Абашин С.И., Мишедченко А.Д. Охрана вертикальных стволов, сооружаемых в породах, обладающих ползучести // Шахтное строительство. – 1983. - №9. – С. 18-19
55. Ольховиков Ю.П., Гоменюк В.И., Ярушин А.Д. Рекомендации по проектированию армировок шахтных стволов калийных рудников // Всесоюзный научно-исследовательский и проектный институт галургии (ВНИИГ). Уральский филиал. Березники: 1974. 42 с.
56. Ольховиков Ю.П. Крепь капитальных выработок калийных и соляных рудников. – М.: Недра, 1984. – 238 с.
57. Пермяков Р.С., О.В. Ковалев, В.Л. Пинский и др. Справочник по разработке соляных месторождений /. — М.: Недра, 1986. – 271 с.
58. Плешко М. С. Крепь глубоких вертикальных стволов. Перспективы совершенствования // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2010. – № 4. – С. 159-165.
59. Плешко М.С., Курнаков В.А. Анализ нормативной базы и научных исследований в области крепления вертикальных стволов. Направления их дальнейшего развития // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2011. – № 4. – С. 49-53.
60. Плешко М.С., Плешко М.В. Инновационные подходы к проектированию конструкций крепи глубоких вертикальных стволов //

Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2012. – № 7. – С. 223-227.

61. Проблемы разработки месторождений углеводородных и рудных полезных ископаемых: материалы XII Всероссийской научно-технической конференции. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2019. – 450 с.

62. Проскуряков Н.М. Физико-механические свойства соляных пород / Н.М. Проскуряков, Р.С. Пермяков, А.К. Черников. — Л.: Недра, 1973.

63. Протосеня А.Г., Карасев М.А., Катеров А.М., Петрушин В.В. Анализ подходов к прогнозу напряженно-деформированного состояния крепи вертикального ствола, пройденного в соляном массиве. DOI: 10.26160/2658-3305-2023-19-129-137 // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2023. – №19. – С. 129-137.

64. Протосеня А.Г. Развитие напряженно-деформированного состояния комбинированной крепи вертикального ствола, пройденного в соляном массиве/ Протосеня А.Г., Катеров А.М. Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2022. – № 6-1. – С. 100-113.

65. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи / ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.

66. Саммаль А. С. Расчет многослойных подземных конструкций некругового поперечного сечения, в том числе - сооружаемых в сейсмических районах. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. Тула, 1998. – 292 с.

67. Сивцева А.И., Никонов Г.А. Выбор постоянной крепи камеры опрокидывателя комплекса загрузки скипа на примере рудника "Мир" // Южно-Уральские научные чтения. 2015. № 1 (1). С. 40-47.

68. Соловьев В. А., Аптуков В. Н., Ваулина И. Б. Поддержание горных выработок в породах соленосной толщи: Теория и практика - Новосибирск: Наука, 2013. - 412 с.
69. Соловьев В.А., Аптуков В.Н., Ваулина И.Б. Поддержание горных выработок в соляных породах // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2017. № 2. С. 344–356.
70. Соловьев В.А. Поддержание горных выработок в породах соленосной толщи: Теория и практика / В.А. Соловьев, В.Н. Аптуков, И.Б. Ваулина. – Новосибирск: Наука, 2017. – 264 с.
71. Соловьев В. Охрана горных выработок в соляных породах. Теория и практика / В.А. Соловьев, С.А. Константинова, В. Н. Аптуков. _ Deutschland: Palmatium Acad. Publ., 2013.
72. Сороченко М.К., Лобанов В.В., Письменный А.В. Опыт обнаружения и ликвидации под метегеро-ичерским водоносным комплексом геологоразведочных скважин на руднике "Мир" // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2011. № 6. С. 34-40.
73. СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85.
74. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003.
75. СП 69.13330.2016 Подземные горные выработки. Актуализированная редакция СНиП 3.02.03-84.
76. СП 91.13330.2012 Подземные горные выработки. Актуализированная редакция СНиП II-94-80.
77. Ставрогин, А.Н. Каталог механических свойств горных пород при длительных испытаниях в условиях одноосного сжатия / А.Н. Ставрогин, В.С. Георгиевский, Е.В. Лодус. — Л.: ВНИМИ, 1973.
78. Страданченко С.Г., Масленников С.А. О проблемах повышения скорости проходки вертикальных стволов закрепляемых комбинированной чугунно-бетонной крепью за счёт совершенствования организации работ //

Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2012. № 6. С. 258-264.

79. Тарасов В.В. Взаимодействие вертикальных стволов с породным массивом и оценка последствий нарушения проектов строительных геотехнологий Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Пермь, 2020. – 190 с.

80. Тарасов В.В., Чагинов А.В. Обеспечение устойчивости крепи на сопряжении вертикального ствола с горизонтальными выработками в сложных горно-геологических условиях Верхнекамского месторождения // ГИАБ. 2014. №4.

81. A fractional derivative approach to full creep regions in salt rock / Zhou, H.W., Wang, C.P., Mishnaevsky, L. et al. // Mech Time-Depend Mater. – 2013. – Vol. 17. – PP. 413-425. DOI: 10.1007/s11043-012-9193-x.

82. Dawson, P.R. Numerical simulation of creep deformations around a room in a deep potash mine / Dawson, P. R., & Munson, D. E. //International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics. – 1983, – Vol. 20. – №1. – PP. 33-42. DOI: 10.1016/0148-9062(83)91612-1.

83. Heim A. Untersuchungen uber den mechanismus der gebirgsbildung. Bd 1-2. Atlas. Basel.

84. Hofer, K.-H. Beitrag zur Trage der Standfestigkeit von Bergfesten in Kalibergbau / K.-H of er. Berlin, 1958.

85. Jia, Y. D. Numerical modelling of shaft lining stability at deep mine / Jia Y. D., Stace R., Williams A. // Mining Technology. – 2013. – Vol. 122. – №1. – PP. 8-19. DOI: 10.1179/1743286312Y.0000000022.

86. Jin, J. An elastic/viscoplastic model for transient creep of rock salt / Jin J, Cristescu ND. // International Journal of Plasticity. – 1998. – Vol. 14. – №1-3. – PP. 85–107. DOI: 10.1016/S0749-6419(97)00042-9.

87. Lux, K. H. Gebirgsmechanischer Entwurf und Felderfahrungen im Salzkavernenbau. F. Enke Verlag, 1984.

88. Lux, K. H. Neue Aspekte zum Tragverhalten von Salzkavernen und zu ihrem geotechnischen Sicherheits-nachweis / K. H. Lux, et al. // Erdöl Erdgas Kohle 3/4, 1999.
89. Lux, K.H. Zum langfristigen Tragverhalten von verschlossenen solegefüllten Salzkavernen - ein neuer Ansatz zu physikalischer Modellierung и numerical Simulation. Erdöl Erdgas Kohle 11, 2005.
90. Pleshko M.S., Davydov, A.A., Silchenko, Y.A., Kaledin, O.S. Effective lining solutions for su-per-deep shaft sks-1 in skalisty mine in difficult geomechanical conditions // Gornyi Zhurnal. 2020. № 6. C. 57-62.
91. Wittke, B. Permesbilitaet von Steinsalz. Theorie und Exsperiment. Geotechnik in Forschung und Praxis. WBI-Print 4. Verlag Glueckauf GmbH.Essen, 1999.
92. Wittke, B. Permesbilitaet von Steinsalz. Theorie und Exsperiment. Geotechnik in Forschung und Praxis. WBI-Print 4. Verlag Glueckauf GmbH.Essen, 1999.
93. Yang, C. Experimental investigation of creep behavior of salt rock / Yang C., Daemen J.J.K., Yin J.-H. // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. –1999. – Vol. 36, – Issue 2. – PP. 233–242. DOI: 10.1016/S0148-9062(98)00187-9.

ПРИЛОЖЕНИЕ А



Общество с Ограниченной Ответственностью
**ОБЪЕДИНЕННАЯ ГОРНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ
КОМПАНИЯ - ШАХТСПЕЦСТРОЙПРОЕКТ**
Россия, 125124, г. Москва, 3-я улица Ямского поля, дом 18, этаж 5, помещение VI, комната 6, тел.: +7 495 545-36-93; e-mail: info@ogsk.ru

УТВЕРЖДАЮ
Генеральный директор
О.В. Мазур
«30» сентября 2024 г.

АКТ

об использовании результатов диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук Кириенко Юрия Анатольевича на тему «Обоснование эффективных параметров крепи сопряжений стволов в породах, склонных к ползучести» по специальности 2.8.6 «Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика»

Комиссия в составе:

Председатель:

Аршавский В.В. – к.т.н., заместитель генерального директора, технический директор ООО «ОГСК-Шахтспецстройпроект».

Члены комиссии:

Голубев Ю.Г. – главный инженер проекта.

составили настоящий Акт о том, что результаты диссертации Кириенко Юрия Анатольевича на тему «Обоснование эффективных параметров крепи сопряжений стволов в породах, склонных к ползучести», представленной на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 2.8.6 «Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика» использованы при разработке проектных решений и производстве работ по строительству «Скипо-клетевого» ствола №3 на Палашерском и Балахонцевском участках Верхнекамского месторождения калийных солей Усольского калийного комбината ООО «ПроТех Инжиниринг».

Основные положения диссертации Кириенко Ю.А. использованы при проектировании и строительстве сопряжений ствола №3 с горизонтами: трубным, транспортным, с комплексом загрузки скипов и с горизонтом сбора

просыпи, а также в обосновании параметров крепи сопряжения общешахтного бункера с камерой питателей.

С учетом рекомендаций, приведённых в главах 2-3 диссертационной работы, разработан и реализован комплекс конструктивных мер защиты крепи стволов в породах, склонных к длительной ползучести, включающий горизонтальные осадочные швы, податливый слой крепи и опорные венцы с обоснованными параметрами и их взаимном расположении. Такой подход позволяет уменьшить интенсивность напряжений в крепи в зоне влияния сопряжений на 20% и более на протяжении всего срока службы выработок.

Председатель комиссии:  Аршавский В.В.

Члены комиссии:  Голубев Ю.Г.

Подписи председателя и членов комиссии заверяю:

 Гл. специалист отдела
по работе с персоналом
Шарапова Н.В.