

**ГРУЗИНСКИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**  
**КУШИТАШВИЛИ ВЛАДИМИР АНДРЕЕВИЧ**

**ОБОСНОВАНИЕ И ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОЙ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ГОРОДСКИХ  
ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

**ДИССЕРТАЦИЯ**

**на соискание учёной степени кандидата технических наук**

**05.15.11 - Физические процессы горного производства**

**Научный руководитель: Доктор технических наук, профессор**  
**Гуджабидзе Ираклий Кириллович**

**Тбилиси**

**2006**

# О Г Л А В Л Е Н И Е

## ВВЕДЕНИЕ.

### 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЯ.

#### 1.1. Практика строительства городских подземных сооружений.

#### 1.2. Обзор существующих методов определения напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов в условиях взаимовлияния подземных и надземных сооружений и выбора глубины заложения.

#### 1.3. Основные выводы, цели, задачи и методы исследования.

### 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУЗОНЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В г. ТБИЛИСИ.

#### 2.1. Изучение геомеханических особенностей строительства.

#### 2.2. Методика и оборудование для проведения натуральных экспериментов.

#### 2.3. Результаты натуральных исследований.

#### 2.4. Основные выводы по главе.

### 3. ОБОСНОВАНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ГОРОДСКИХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ.

#### 3.1. Обоснование и выбор метода расчёта городских подземных Сооружений.

#### 3.2. Метод граничных элементов.

##### 3.2.1. Постановка задачи.

##### 3.2.2. Результаты расчётов по МГЭ.

#### 3.3. Расчёт взаимовлияющих напряжений и деформаций методом МКЭ.

##### 3.3.1. Расчётная схема и основные данные.

##### 3.3.2. Результаты расчётов.

#### 3.4. Обоснование и выбор глубины заложения городских подземных Сооружений.

#### 3.5. Основные выводы по главе.

### 4. ВНЕДРЕНИЕ ОСНОВНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ.

#### 4.1. Разработка способа снижения глубины заложения городских подземных сооружений.

#### 4.2. Внедрение способа стабилизации кровли на строительство подземных сооружений метрополитена в г. Тбилиси.

4.3. Основные выводы по главе.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ.

ЛИТЕРАТУРА.

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность работы.** В настоящее время в связи с высокими темпами развития городского строительства все острее ощущается дефицит земельных участков, вследствие чего становится необходимым интенсивное освоение подземного пространства для размещения сооружений различного назначения.

Освоение подземного пространства явилось новым этапом в градостроительстве. Это дало возможность планировать современные города не только по горизонтали, но и по вертикали, используя ресурсы подземного пространства, размещая многие жизненно важные объекты и сооружения (транспортные, канализационные и коллекторные тоннели, гаражи, автостоянки, склады, магазины и др.) под землей, и тем самым сократить проблему дефицита территории.

Комплексное освоение и использование подземного пространства даёт возможность ограничить дальнейший рост территорий крупнейших городов и, в свою очередь, позволяет радикально решать многочисленные градостроительные, транспортные и социальные задачи.

Особое место в освоении подземного пространства современных городов, как по значимости, так и по масштабам строительства, занимают метрополитены - скоростные, городские неуплотненные железные дороги.

Важнейшую роль при проектировании сети и выборе способа строительства подземных сооружений играет глубина их заложения от поверхности земли. Малоизученность взаимного влияния надземных и подземных сооружений и приводит к тому, что при проектировании, в одних случаях берётся необоснованный запас глубины заложения подземных сооружений, вследствие чего ежегодно в среднем перерасходуется, около 36% капитальных вложений. В других случаях из-за недооценки степени этого влияния и необоснованного снижения глубины заложения затраты на поддержание и ремонт сооружений увеличиваются на 25% [39], а часто последнее приводит к катастрофическим явлениям. Как в отечественной, так и зарубежной практике строительства городских подземных сооружений в последние годы имели место случаи, когда механические процессы в породных массивах завершались катастрофическим разрушением надземных и подземных сооружений. Так, разрушена обделка станции "Глдани" и деформированы основания жилых домов на линии Делиси-Важа Пшавела при строительстве

метрополитена в г. Тбилиси в 1988г. Существенные деформации претерпело здание Государственной библиотеки им. Ленина в г. Москве. Катастрофические разрушения надземных сооружений произошли в г. Сеуле в 1988 г. при строительстве подземного сооружения метрополитена и скоростной транспортной подземной магистрали, а в г. Токио - в конце 1990 г. В этом, 2006 году, в Барселоне в подземном городском сооружении обвалилась обделка, которая вывела из строя пути. В результате этого произошло крушение поезда, повлекшее за собой человеческие жертвы.

Учитывая вышеизложенное, а также все более возрастающие объемы подземного строительства, тема диссертационной работы, посвященная изучению механических процессов породных массивов, в условиях влияния подземных и надземных сооружений и определению оптимальной глубины заложения городских подземных сооружений, является актуальной.

**Ц е л ь ю р а б о т ы** является изучение особенностей взаимного влияния городских надземных и подземных сооружений для обоснования оптимальной глубины заложения последних, обеспечивающей их устойчивость при минимальных капитальных и эксплуатационных затратах.

**О с н о в н а я и д е я** работы заключается в установлении основной закономерности изменения полных затрат на строительство и эксплуатацию городских подземных сооружений в зависимости от глубины их заложения.

**Н а у ч н ы е п о л о ж е н и я**, разработанные лично диссертантом, **и н о в и з н а:**

- В условиях взаимовлияния надземных и подземных сооружений установлена зависимость полных затрат ( $\Pi$ ) на строительство и эксплуатацию подземных сооружений от глубины их заложения ( $H$ ). Она имеет вид дробно - рациональной функции, с резко выраженным минимумом.

- Выбор глубины заложения городских подземных сооружений должен производиться из условий равновесных состояний системы "обделка-породный целик-фундамент", соответствующих минимуму капитальных и эксплуатационных затрат.

- В условиях взаимного влияния надземного и подземного сооружений неблагоприятным вариантом их взаимного расположения является, когда фундаменты надземного сооружения расположены над подземными сооружениями. Для подземного сооружения неблагоприятным является также вариант, когда фундаменты надземного сооружения расположены в боковых частях массива на ширине подземного сооружения.

**О б о с н о в а н н о с т ь и д о с т о в е р н о с т ь** научных положений, выводов и рекомендаций подтверждаются натурными исследованиями. Об этом свидетельствует хорошая сходимос ть результатов теоретических расчётов с замерами, полученными натурных условиях:

- - абсолютных величин смещений вмещающих пород (измерялись

на реперных станциях);

- - нагрузок на обделку (на 60 динамометрах);
- - размеров областей разрушения пород и формы контуров предельного равновесия (изучались на 20 экспериментальных участках);
- - согласования прогнозной оценки устойчивости подземных сооружений с их фактическим состоянием;
- - положительных результатов опытно-промышленного внедрения рекомендаций и средств управления устойчивостью подземных сооружений в условиях влияния надземных сооружений.
- - расхождений расчётных и замерных величин, которые не превышают 19%.

**Значения работы.** Научное значение работы заключается:

- в установлении закономерностей взаимного механического влияния надземных и подземных сооружений;
- в обосновании и классификации основных геомеханических ситуаций, характеризующих типы механического взаимодействия наземных и подземных сооружений, в зависимости от взаимного расположения областей их влияния;
- в обосновании и разработке метода определения оптимальной глубины заложения подземных сооружений.

**Практическая ценность** работы состоит в разработке методов и средств строительства городских подземных сооружений и метода оптимального проектирования глубины заложения, позволяющих снизить затраты на строительство и эксплуатацию.

**Реализация выводов и рекомендаций работы.** "Метод определения оптимальной глубины заложения городских подземных сооружений" и методы и средства строительства подземных городских сооружений" приняты к внедрению институтом "Кавгипротранс" и использованы в проектах на строящемся участке продления метрополитена в г. Тбилиси до жилых массивов Глдани и Варкетили. Реальный экономический эффект на 1 м выработки составил 1108 усл.ед.

**Апробация работы.** Основные положения диссертационной работы докладывались на:

- - на V республиканской научно-технической конференции молодых учёных и специалистов горной промышленности Грузии (Тбилиси, 1986г.),
- - XXV республиканской научно-технической конференции

профессорско-преподавательского состава (Тбилиси, 1988 г.),

- - Всесоюзном семинаре "Аналитические методы и применение ЭВМ в механике горных пород" (Новосибирск, 1991г.),
- - научно-технической конференции профессорско-преподавательского состава Грузинского технического университета (Тбилиси, 1993г.),
- - научном семинаре и расширенном заседании кафедры "Разработки месторождений полезных ископаемых и подземного строительства" Грузинского технического университета (Тбилиси, 2005 г.),
- - на научном семинаре диссертационного совета горно-геологического факультета (Тбилиси, 2006 г.).

**П у б л и к а ц и и.** По теме диссертационной работы опубликованы 4 работы и получены одно авторское и одно патентное свидетельства.

**О б ъ е м р а б о т ы.** Диссертация состоит из введения, четырёх глав, заключения, списка литературы из 141 наименований и изложена на 145 страницах, включая 7 таблиц и 61 рисунок.

## **1. Современное состояние вопроса и задачи исследования**

### **1.1. Практика строительства городских подземных сооружений**

Хорошим примером эффективного использования подземного пространства являются сложные сети подземных сооружений метрополитенов, сооружаемых во всём мире, без которых трудно представить нормальную жизнь современных городов.

В развитых странах мира подземное пространство используется более эффективно, чем у нас. Большими масштабами сооружаются сложные многоэтажные подземные сооружения комплексного назначения. Впервые такие проекты были реализованы в США. В центральной части Нью-Йорка, наряду с развитой сетью метрополитена, сооружен пятирусный подземный центр, который включает в себя: рестораны, конференц-залы, торговый центр. Все это сооружено под группой высотных зданий, два из которых имеют высоту около 400 м.

Во Франции около половины объема подземного строительства страны сконцентрировано в Париже и его окрестностях. Обращает на себя внимание проект четырёхъярусного торгового центра "Форум". Комплекс будет расположен на глубине 14 м от поверхности земли. Особый интерес представляет проект под руслом р. Сены крупнейшего подземного комплекса, который будет занимать площадь 3 тыс. га и будет расположен на глубине до 60 м ниже дна реки [71].

В связи с высокой плотностью населения, нехваткой свободных годовских территорий, а также загрязнением окружающей среды, в настоящее время в Японии ведётся интенсивное освоение подземного пространства. В районе Синдзюко сооружена подземная площадь для пешеходов, занимающая 250 тыс.м<sup>2</sup>. На глубине 8м от поверхности земли в Токио построено пять подземных улиц, протяженностью 640 м. Под Токийским железнодорожным вокзалом создан подземный комплекс длиной 735 и шириной 44,4 м.

Среди городских подземных сооружений особое место занимают подземные гаражи, автостоянки и автомагистрали. В настоящее время в этой области в мире создано и реализовано много оригинальных проектов, например, в Лондоне под аэропортом Хитроу построен автотранспортный тоннель диаметром 10 м и система пешеходных тоннелей общей протяженностью 13 км с движущимися тротуарами. В Лондоне на глубине 20-30 м от поверхности земли сооружена система подземных автомагистралей. Шесть взаимно пересекающихся магистральных тоннелей общей протяженностью около 300 км пройдут под центральной частью города и будут иметь въезды и выезды на его окраинах.

В Париже разработан проект подземных автомагистралей общей протяженностью 130 км. Двухъярусные тоннели круглого поперечного сечения диаметром 15 м или эллипсического сечения высотой 15 и шириной 12 м пройдут на глубине 15-100 м и будут иметь выезды на поверхность земли в виде пандусов.

В перспективе в Токио планируется сооружение подземных автомагистралей для скоростного 12 полосного движения [7,16].

Практика строительства городских подземных сооружений мира показывает, что значительной частью городских подземных комплексов является автостоянки и гаражи. В крупнейших городах США, Франции, Англии, Японии и других странах ведутся широкомасштабные мероприятия по строительству вышеотмеченных видов подземных сооружений [7,20].

Анализируя вышеприведенные примеры зарубежной практики строительства городских подземных сооружений, можно сказать, что интенсивное освоение подземного пространства во всех странах мира занимает особое место в жизни крупнейших городов.

Особое место среди городских сооружений как по значению, так и по масштабам строительства как уже отмечалось выше, занимают метрополитены, являющиеся наиболее удобным и массовым видом транспорта. Идея создания и использования городского подземного пространства в целях транспортировки впервые зародилась в Англии, где и в 1863 г. (9 января) открылась первая в мире линия метрополитена. В последующие годы метро как наиболее удобное и безопасное средство подземного транспортного сообщения было основой развития городского

транспорта не только в Англии, но и во всем мире. В настоящее время более чем в 70 крупнейших городах мира эксплуатируются и строятся линии метрополитенов.

В Париже функционирует сеть метрополитена общей протяженностью более чем 290 км со 420 станциями. В Лондоне сеть метрополитена составляет 417,5 км с 247 станциями, а в Токио - 186 км, с более чем 180 станциями. В Нью-Йорке длина сети метрополитена 384,9 км. В эксплуатации находится 184 станций.

В СССР в 1935г. была пущена первая линия метрополитена протяженностью 11,6 км, в Москве. В настоящее время более чем в двенадцати городах содружества проектируются и эксплуатируются линии метрополитенов.

Первая линия метрополитена в г. Тбилиси была введена в эксплуатацию в 1965 году. В настоящее время в г. Тбилиси две действующие линии: ст. Театр Ахметели - ст. Варкетили и ст. Вокзальная - ст. Важа Пшавела. Общая протяженность трассы - 58,0 км, количество станций - 22.

Намечается завершение строительства линии ст. Руставели-2 - ст. Вазисубани и ст. Важа Пшавела - ст. Университет, общей протяженностью 8,8 км, количество станций - 6.

При проектировании трассы метрополитенов, как правило, предпочтение отдаётся проектам, позволяющим не нарушать ритмическую жизнь города при строительстве, т.е. проектам, использующих горный способ строительства [110]. Важнейшую роль проектирования сети и выборе способа строительства городских подземных сооружений играет глубина их заложения от поверхности земли. Этот факт объясняется практикой строительства, который показывает, что снижение глубины заложения и приближение выработок к дневной поверхности способствует сокращению протяженности трассы вспомогательных и основных выработок. Кроме того, расположение подземных сооружений на небольшой глубине заложения делает их более удобными в эксплуатации. Уменьшаются затраты на инженерно-геологические изыскания по трассе, значительно повышается достоверность получаемой информации, а следовательно, и надёжность проектных решений, что в свою очередь, во многом зависит и от степени влияния наземных и подземных сооружений.

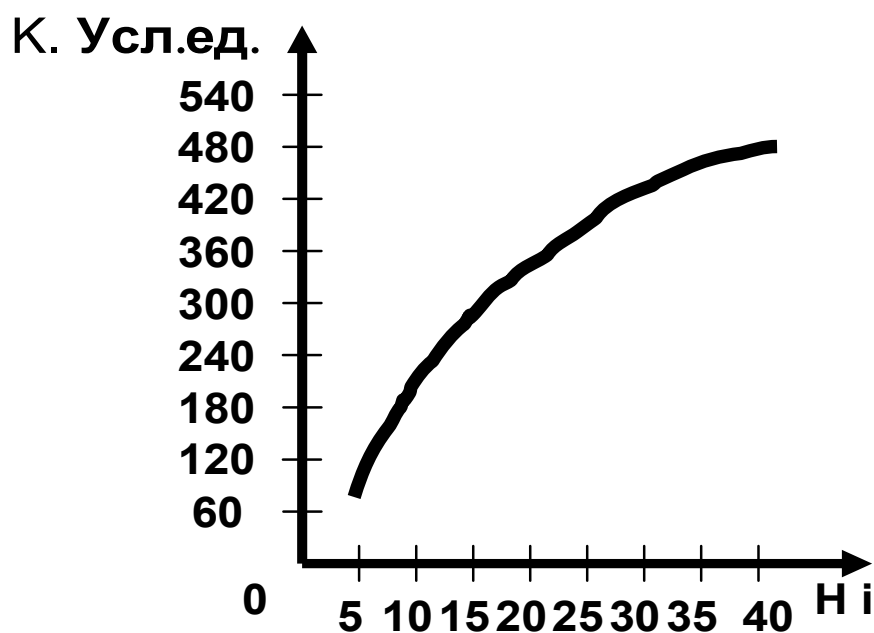
В г. Тбилиси, как и в других городах содружества, расположение подземных сооружений метрополитенов от поверхности земли в основном составляет 40-60 м, а площадь сечения перегонных тоннелей и станций метрополитенов соответственно равна 236 и 150,3 м<sup>2</sup>.

Надо отметить, что станции, среди всех подземных сооружений метрополитена, выделяются размерами и относятся к подземным сооружениям большого поперечного сечения, глубина заложения которых от поверхности земли определяет степень их взаимного влияния с наземными сооружениями. Поэтому при изучении закономерностей этого взаимовлияния особое

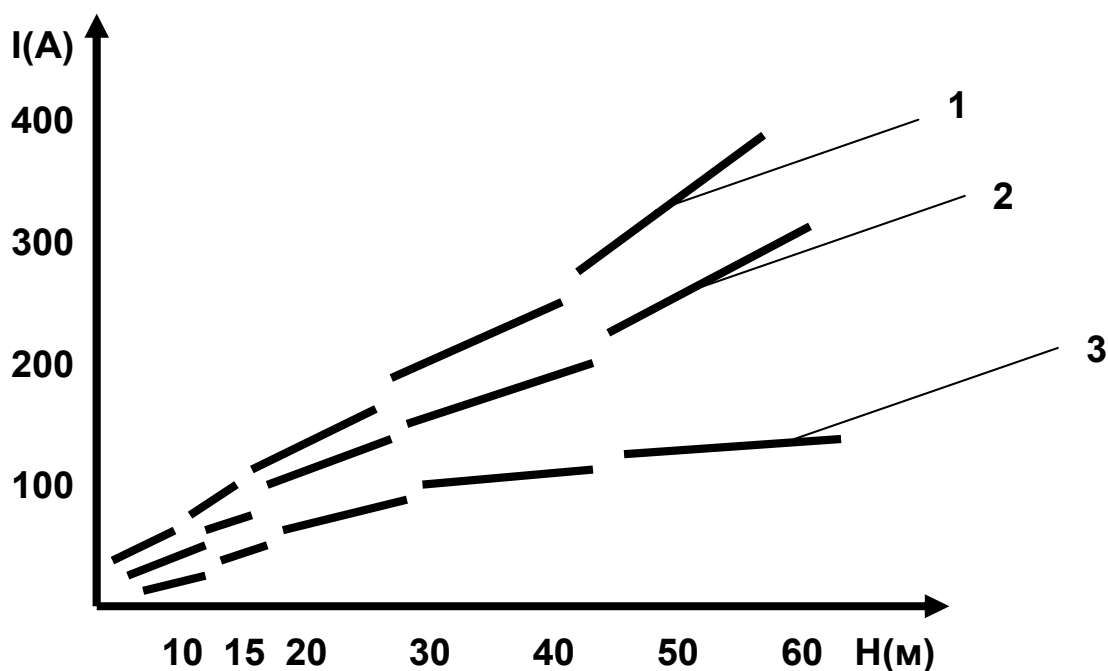


внимание надо обращать на станции метрополитена и другие подземные сооружения небольшого поперечного сечения.

Анализ практики проектирования и строительства городских подземных сооружений в странах СНГ показывает, что с уменьшением глубины их заложения (от условного максимального уровня  $H_{\max} \approx 60$  м.) можно достичь существенного экономического эффекта как при строительстве, так и в процессе эксплуатации (см. рис. 1.1. и 1.2.). Так, уменьшение глубины заложения с 60 м до 40 м позволит сэкономить на строительстве каждой станции метрополитена до 200 тыс. усл. ед. (здесь и везде в дальнейшем экономические расчёты производятся по усл.ед.) и свыше 150 тыс. усл. ед. в год в период эксплуатации.



**Рис. 1.1. Изменение капитальных вложений зависимости от глубины заложения станций на  $\Delta H$  м.**



**Рис. 1.2.. Расход электроэнергии в процессе эксплуатации зависимости изменения глубины заложения станции  $H$  м.**

- 1.-подъем с максимальной нагрузкой;**
- 2.-подъем с эксплуатационной нагрузкой;**
- 3.-подъем и спуск при отсутствии нагрузки.**

Учитывая тенденции уменьшения глубины заложения подземных сооружений, особое значение приобретает информация о степени их взаимовлияния с наземными сооружениями, поскольку в результате этого влияния могут разрушаться как первые, так и вторые.

Малоизученность механических процессов в этих условиях, а порой и полное отсутствие такой информации, вынуждает проектировщиков допускать многократные запасы при выборе конструкции обделки и глубины заложения станции метрополитенов.

Как в Грузии, так и других странах содружества, широкое распространение получила усиленная трёхсводчатая конструкция станций метрополитена с монолитной железобетонной обделкой, которые в большинстве случаев строятся на глубине 50-60 м от поверхности земли. Как показывает зарубежная практика строительства городских подземных сооружений

[93,110,117,121,127,137,138], необходимо существенное упрощение конструкции станций и уменьшение глубины их заложения.

Из практики строительства также хорошо видно, что значительного экономического эффекта можно достичь, если откажется от сложных и дорогих трёхсводчатых конструкций станции и перейти к более дешёвым и менее увязываемым конструкциям односводчатой обделки. Преимущества последних хорошо подтверждаются практикой строительства и эксплуатаций подземных сооружений метрополитена в г. Тбилиси. В настоящее время почти все конструкции трёхсводчатых станций деформированы (в их обделке имеются трещины разной интенсивности), тогда как конструкции односводчатых станций работают удовлетворительно и каких-либо осложнений при их эксплуатации не наблюдаются.

На рис. 1.3. показаны объемы строительства подземных сооружений метрополитенов в г. Тбилиси в период 1967- 2000 гг. На рис. 1.4. показана диаграмма роста капитальных вложений на период строительства метрополитенов в г. Тбилиси. Очевидно, что переход на строительство односводчатых станций вместо трёхсводчатых приведёт к экономии капвложений в среднем на 36%. Это составляет около 4 млн. усл. ед. в год.

В зарубежной практике ГПС явная тенденция к снижению глубины заложения станций и упрощению конструкций обделок подземных сооружений. Это объясняется стремлением к экономии средств и ресурсов. Например, в г. Франкфурте построен тоннель метрополитена на глубине 12,5 м от дневной поверхности (ширина тоннеля 11,60 м, вмещающие породы-засыпка 2,0 м, песок гравий - 4,5 м, мергелы 14 м, прочие мергелы); в Вашингтоне однопутный тоннель метрополитена был проведён на глубине 11,6 м от дневной поверхности [121]. В Нюрнберге перегонные тоннели и станции были проведены на глубине 3-4 м под фундаментами объекта, являющегося памятником архитектуры [121]. Ширина тоннелей 9,60 м, вмещающие породы - песок, мягкий песчаник, крепление - преднапряженные анкеры длиной 4-6 м, обделка из набрызгбетона толщиной 16 см, 12-й участок метрополитена в Штутгарте был построен на глубине 15-30м (размеры сечения  $\Phi=8,1$ , вмещающие породы - мягкие осадочные, крепление - набрызгбетон толщиной 25см [111]. Трасса миланского метрополитена проходит лишь в 1-2 м ниже от фундамента существующих зданий, коммунальных сетей и железных дорог. Станция метро "Пьяцца делла Республика" шириной 25 м расположена всего лишь на 7 м ниже отметки городской улицы и сплошного фундамента расположенного здесь 28 этажного административного здания (ширина станции 24,8 м) [122].

В современных западных технологиях строительства при значительном уменьшении глубины заложения подземных сооружений, с целью предотвращения деформаций поверхности земли или фундаментов и оснований зданий и сооружений, предусмотрены дополнительные защитные

мероприятия. Которые, как правило, заключаются в проведении работ по упрочнению и армировке предохраняемых областей массива.

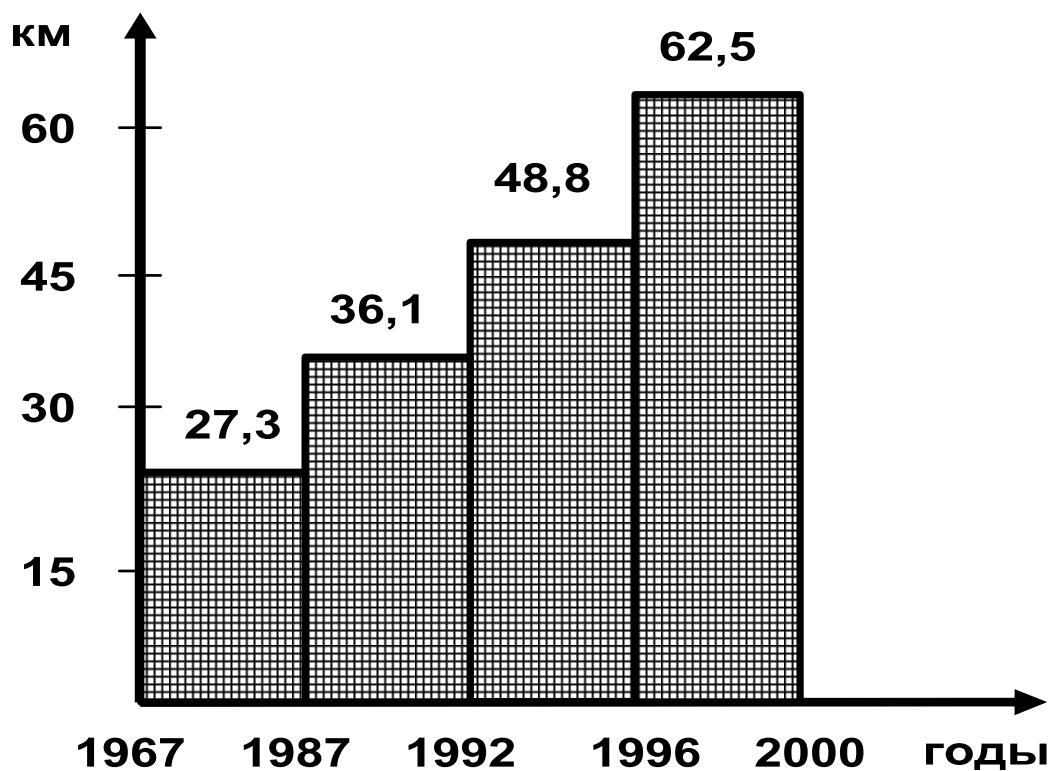


Рис. 1. 3. Объемы строительства подземных сооружений метрополитена г. Тбилиси

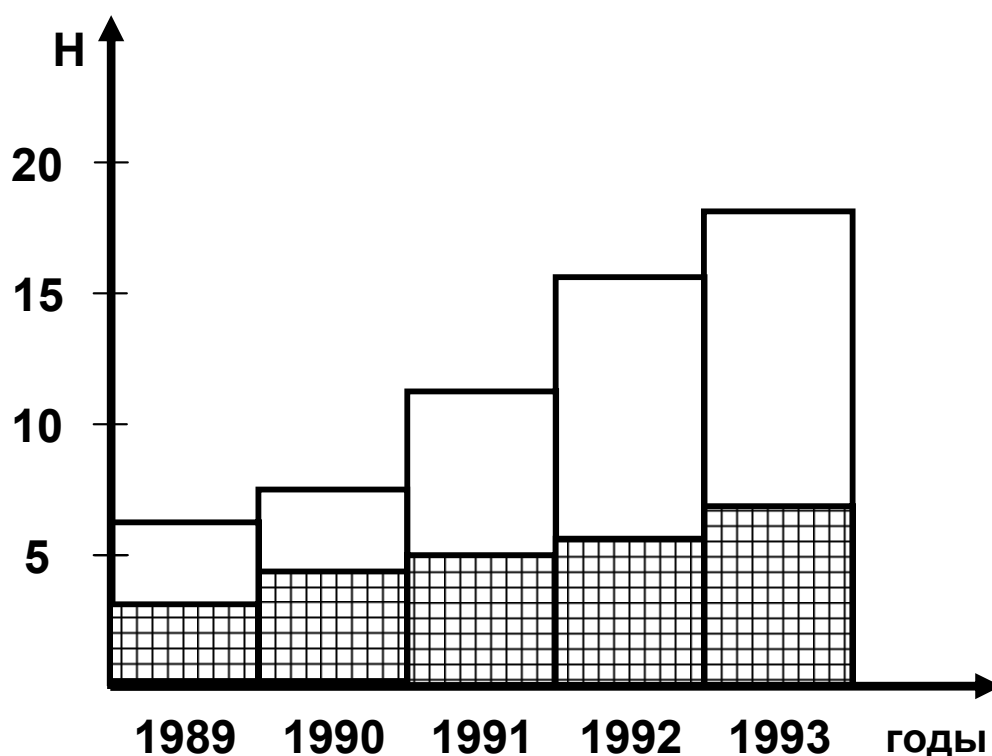



Рис. 1. 4. Изменения капитальных вложений на строительство станций метрополитена г. Тбилиси

 - ожидаемый экономический эффект при переходе к строительству односводчатых станций

Применение щитовых и комбайновых способов проходки, методов продавливания труб и железобетонных секций позволяет практически отказаться от буровзрывных работ и в значительной мере уменьшить осадки пород. Использование при этом прессованных бетонных или обжатых в породе сборных обделок обеспечивает возможность регулирования осадка вплоть до полного исключения их в зоне проходки [8,9,10,11,12,13,14,15,54,66,88,93].

Опыт строительства подземных сооружений на небольшой глубине в городских условиях также показывает, что нагрузки на крепь (обделку) туннеля определяются не только (и не столько)

свойствами строения и естественным напряженным состоянием горного массива. Но и выбранными методами и темпами горнопроходческих работ, конструкцией и сроками введения в работу крепи [119]. Широкое распространение получило строительство станций и перегонных тоннелей метрополитенов способом струйной цементации. При использовании этого метода устраивают вертикальные, перекрывающие друг друга колонны, которые образуют подпорную стенку, для устройства горизонтального щита, под которым производится обычная проходка туннеля [73,95,96,121,122].

Очевидно, что методы и средства, направленные на снижение глубины заложения городских подземных сооружений разработаны для получения экономического эффекта. Но необоснованное снижение глубины заложения часто приводит к увеличению затрат на ремонт сооружения 25% и в отдельных случаях к катастрофическим явлениям. Так, в 1988 г. в Сеуле при строительстве линии метрополитена и скоростной транспортной подземной магистрали имело место нарушение как надземных, так и подземных сооружений. Существенные деформации потерпело здание государственной библиотеки им. В.И. Ленина в Москве. 11 июля 2006 года в США, в штате Массачусетс, был разрушен тоннель метрополитена, проходящий рядом с магистралью аэропорта. В то же время в Испании в Барселоне подземном городском сооружении обвалилась обделка. Которая вывела из строя железнодорожные пути. В результате этого произошло крушение поезда, повлекшее за собой человеческие жертвы. В настоящее время в Грузии на объектах Тбилисского метрополитена существуют существенные проблемы. Деформации получили перегонные тоннели на участке ст. Политехническая - Медицинский, аналогичная ситуация на участке ст. Гурамишвили - Сараджишвили и ст. Гурамишвили - Депо. Проблемы существуют и на ст. Ахметели.

Анализируя вышеизложенное, можно заключить, что проблемы существуют как в отечественной, так и в зарубежной практике строительства городских подземных сооружений. В первом случае, из-за принимаемых в расчётах многократных запасов в глубине заложения и конструкций обделок, существенно увеличиваются капитальные вложения. Во втором - чрезмерное уменьшение глубины приводит к значительным затратам на ремонт сооружений (около 25%), а в отдельных случаях - к катастрофическим явлениям.

Очевидно, что такое обстоятельство связано с низкой методологической и теоретической обеспеченностью вопроса взаимовлияния надземных и подземных сооружений и выбора оптимальной глубины заложения последних. Поэтому детальнее рассмотрим теоретические основы силового расчёта взаимовлияния наземных и подземных сооружений и методов выбора глубины заложения.

## 1.2. Обзор существующих методов определения напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов в условиях взаимовлияния подземных и наземных сооружений и выбора глубины заложения

Как было отмечено, особое внимание при проектировании городских подземных сооружений должно уделяться обоснованному выбору глубины заложения. Что, в свою очередь, предопределяется механическими процессами, реализуемыми в грузонесущих элементах как подземных, так и наземных сооружений в условиях их взаимного влияния. Современные методы расчётов подземных сооружений можно найти в монографиях Б.З.Амусина [4], Л.А.Джапаридзе [50], И.В. Баклашова, Б.А.Картозия [18], Н.С. Булычева, Б.З. Амусина, А.Г. Оловянного [28], Н.Н.Фотиевой [116] и других исследователей. Теоретические основы методов расчёта, учитывающие близость земной поверхности, когда поверхность земли свободна от внешних воздействий, даны И.Г.Армановичем, А.М.Гольдманом, А.Д.Динником, Г.Н.Савиным, Д.И.Шерманом и др. С.Г.Гутманом получено решение задачи, когда над выработкой на поверхности земли действует нагрузка, вызванная весом сооружений.

Существующие методы расчёта грузонесущих элементов, когда подземные сооружения и основания наземных зданий и сооружений расположены так близко друг от друга, что вокруг них формируется единое взаимовлияющее поле напряжений или деформации, можно разделить на три основные группы. Первая - методы расчёта на заданную деформацию, вторая - методы расчёта на заданную нагрузку и третья - методы расчёта взаимовлияющих деформаций и нагрузок.

В горной научной литературе основная суть этих методов хорошо известна. Все они в свою очередь были созданы для расчёта крепей горных выработок [5,18,27,91,114,115 и др.]. В настоящее время аналогичный подход применяется и при изучении силового взаимодействия подземных сооружений с фундаментами и основаниями наземных сооружений.

Исследования Л.Д. Динника, А.В. Моргаевского и Г.Н. Савина показали, что если глубина заложения подземного сооружения превышает его радиус не более чем в 4-5 раз, необходимо учитывать влияние условий на поверхности земли. В этих случаях необходим более полноценный учёт действия объемных сил тяжести.

На основе трудов С.Г. Авершина [2] и О. Немчика [136] были созданы методы расчётов на заданную деформацию, на базе которых в дальнейшем были созданы надёжные методы и разработана нормативная документация для строительства и охраны наземных зданий и сооружений на подрабатываемых территориях [29,67,72,96,135].

Согласно этим работам, в результате влияния подземных сооружений на земной поверхности могут реализоваться опасные деформации, образовав провалы в виде траншей, трещин и мульд оседания. В этих случаях фундаменты и основания наземных сооружений лишь воспринимают эти деформации, а сами влияния на них не оказывают. Применение такого подхода при строительстве городских подземных сооружений оказывается не правомерным и может привести к непредсказуемым последствиям. Такой подход может оказаться справедливым в условиях разработки полезных ископаемых, когда вес наземных сооружений при движениях огромных породных масс настолько незначителен, что практически никакого влияния на процессы сдвигания не оказывает.

Аналогии с методами расчёта движения горных пород на подрабатываемых территориях, сначала в работах А.Ю.Лиманова [69], а затем В.М.Варлашина [29], М.А.Иосифа, Р.А.Муллера, В.Ф. Подарова [58] и Фотиева [118], были рекомендованы формулы для расчёта поверхности земли при строительстве тоннелей подземных сооружений метрополитенов.

Сравнение результатов расчёта с данными натуральных наблюдений показывает хорошую сходимость только в тех случаях, когда ширина выработки превышает глубину, на которой ведутся проходческие работы (влияние наземных сооружений при этом не учитывается). Надо полагать, что по аналогии с методом Авершина, для сохранения устойчивости наземных сооружений, деформации поверхности земли, вызванные строительством подземных сооружений, необходимо учитывать при последующем независимом расчёте фундаментов и оснований. Несостоятельность такого подхода очевидна, если учесть, что из-за небольшой мощности целика между подошвой фундамента и подземным сооружением он, под действием веса наземного сооружения, может полностью разрушиться.

Несмотря на указанный серьёзный недостаток, в том случае, когда влияние наземного сооружения настолько мало, что не может распространяться до контура подземного сооружения, этот подход может быть успешно применен.

Учёт влияния наземных сооружений на подземные, в работе Маковского Л.В. [73], используется принцип расчёта на заданную нагрузку. Влияния наземных сооружений учитывается приложением на поверхность земли равномерно распределенных сил. А нагрузка на обделку выработки определяется как сумма этих сил и веса полного столба обрушения. Однако и такой подход не может дать нужных результатов, поскольку, подобрав с большим запасом конструкцию обделки и обеспечив, таким образом, прочность и устойчивость подземного сооружения, неопределённым остаётся состояние наземного сооружения из-за невозможности оценки осадок поверхности земли и, следовательно, фундаментов и оснований. Такое решение вопроса,



очевидно, возможно, только в том случае, когда влияние подземного сооружения не распространяется до фундаментов и оснований.

В случаях, когда между наземными и подземными сооружениями имеет место взаимное влияние, рекомендуется использовать методы расчёта взаимовлияющих деформаций и нагрузок, несмотря на то обстоятельство, что эти методы расчётов из-за отсутствия должного теоретического обоснования еще мало разработаны. В работе С.Г. Гутмана [48] дано решение данной задачи для упругой, однородной и изотропной среды в плоской постановке. При решении задачи допущено существование геометрической и физической симметрии по отношению к вертикальной оси, которая проходит через центр незакрепленного подземного сооружения круглой формы. Несмотря на то, что данная работа имеет большое значение, использование её для изучения многообразных вариантов взаимного расположения и влияние подземных и наземных сооружений в городских условиях не представляется возможным.

В последние годы с целью устранения вышеуказанных недостатков проф. И.К. Гуджабидзе разработаны несколько приближенных аналитических методов расчёта наземных и подземных сооружений в условиях их взаимного влияния. Им же дана классификация основных геомеханических ситуаций и выделены особенности этого взаимовлияния [42]. Несмотря на достигнутые успехи, в теоретическом плане практическое применение этих методов не всегда эффективно, поскольку они не учитывают неоднородность строения массива и анизотропность свойств горных пород.

Низким уровнем разработанности теоретических методов расчёта взаимного влияния наземных и подземных сооружений и предопределена малоизученность механических процессов, реализуемых в этих условиях и необоснованность глубины заложения. Последнему вопросу в технической литературе уделено недостаточное внимание.

Из работ, посвященных этому вопросу, можно выделить труды [64,69,70,93,96,105,128,129]. В работе [58] рекомендуется глубину заложения подземного сооружения определять из условий прочности целика породного массива над сооружением до поверхности земли и не учитывать возможность развития недопустимых деформаций в фундаментах и основаниях.

Наиболее обоснованным методом выбора оптимальной глубины заложения является метод, разработанный в работе [42]. Согласно которому оптимальное место заложения подземного сооружения должно устанавливаться с учётом минимальной безопасной глубины  $H_{\min}$  заложения, определяемой из условий совместной работы трёхкомпонентной системы "креп-массив-фундамент", обеспечивающей устойчивое состояние как наземного, так и подземного сооружения. Предложены также уравнения для определения  $H_{\min}$ . Отметим, что разработанный метод является справедливым при применении обычных технических схем строительства, при

этом механически удовлетворяется условие минимальности капитальных и эксплуатационных затрат. Но при применении современных технологий, связанных с дополнительными мероприятиями по упрочнению предохраняемых областей массива и способствующих искусственному снижению глубины заложения (см. гл. 1.1.) предложенный в работе [42] способ оптимизации утрачивает корректность из-за отсутствия минимальности затрат в этих условиях.

Анализируя вышерассмотренные методы расчётов, можно заключить, что эти методы страдают низким уровнем разработанности, чем и ограничивается их применение на практике.

Таким образом, теоретические методы расчётов на заданную деформацию и заданную нагрузку не всегда дают желательные результаты и требуют четкого разграничения условий их применения.

Все исследуемые методы весьма схематичны, не всегда дают возможность оценки реальной ситуации и требуют дальнейшей теоретической доработки.

Как в лабораторных, так и в натурных условиях, параллельно с теоретическими, интенсивно ведутся экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов сооружений.

Здесь необходимо отметить, что экспериментальные методы не дают возможности выявления оптимальной глубины заложения, но значимость их трудно переоценить при проверке достоверности теоретических методов расчёта.

Закономерности развития деформации в кровле одиночных тоннелей получены в экспериментах, проводимых под руководством Ю.А. Лимановым [69,70], в которых исследовалось влияние способов возведения тоннельных обделок на их статическую работу.

В результате экспериментальных исследований в условиях строительства Петербургского метрополитена выявлена связь между величиной оседания контура поверхности земли и отношением ширины выработки к глубине заложения. Также получены зависимости оседания земной поверхности от соотношений мощности слабых пород, залегающих над выработкой, к мощности плотных пород, в которых расположена выработка.

Интенсивные исследования данного вопроса ведутся и за рубежом. В работе А.Франклина [139], в которой дано описание методики, приборов и инструментов для проведения натурных исследований процессов взаимного влияния подземных сооружений, а также фундаментов и оснований наземных сооружений. В результате натурных исследований учёных США и Японии [126,127,135,136] взаимодействий подземных и надземных сооружений приведена весьма ценная информация.

Несмотря на то, что выявленные в них закономерности справедливы лишь для тех районов строительства, где проводились эксперименты, они имеют определенную ценность при проверке достоверности теоретических разработок.

Интересные результаты были получены натурными исследованиями в Вашингтоне при строительстве перегонных тоннелей диаметром 6,2 м. Здесь на участках с глубиной заложения 3,6 м вертикальные осадки достигли 390 мм, на глубине заложения тоннеля 10-12 м. составили 100-150 мм. Надо отметить, что здесь же, в результате развития деформационных процессов на отдельных участках, произошли обрушения грунта до дневной поверхности (но эти участки не были застроены). В результате экспериментов при проходке Чикагского метро на глубине 10 м были зафиксированы осадки земной поверхности, которые в среднем составили 75 мм, а на участке двухпутных тоннелей -- 150 мм. Анализом полученных результатов было установлено, что причина этих оседаний состоит в следующем: деформация массива в лобовой части забоя при его разработке приводит к тому, что реальный объем разработанной породы превышает геометрические объемы пройденных выработок [116].

В результате экспериментальных исследований, проводимых при строительстве метрополитенов на небольшой глубине в Германии, Италии, Австрии и Франции, были разработаны мероприятия по упрочнению и армировке предохраняемых областей массива. При этом используется цементация, [107,112,120] монтируют металлические и железобетонные анкеры, возводят шпунтовые ограждения, [117,129] продавливают металлические трубы [135]. Иногда для предотвращения последствий оседания проводится несколько мероприятий одновременно.

Анализируя вышеприведенные данные и имеющиеся в зарубежной практике строительства подземных сооружений экспериментальных исследований, можно сделать вывод. Они дают возможность изучения напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов подземных сооружений, но не достаточно полно учитывают влияния наземных сооружений и объектов на эти процессы, также ощущается недостаток информации о механизме взаимного влияния этих сооружений.

Существующие экспериментальные методы отечественной практики дают возможность изучения механических процессов в породных массивах вблизи выработок, однако не дают возможность получения полной информации о механизме взаимного влияния наземных и подземных сооружений.

Обзор и анализ существующих методов изучения напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов в условиях взаимного влияния наземных и подземных сооружений показал, что необходимо дальнейшее совершенствование этих методов расчёта. Современные

методы должны базироваться на закономерностях совместного деформирования трёхкомпонентной системы "обделка-породный массив-основание" и учитывать неоднородность и анизотропность породного массива. Существующий метод оптимизаций глубины заложения подземных сооружений разработан для узкого круга задач и не даёт возможность получения эффективных технических решений сохранения требований о минимальности капитальных и эксплуатационных затрат.

### **1.3. Основные выводы, цель, задачи и методы исследования**

Выполненный анализ проектных решений и производственного опыта строительства городских подземных сооружений позволяет сделать следующие выводы:

- При строительстве подземных сооружений метрополитенов в одних случаях, из-за принимаемых необоснованных запасов глубины заложения и конструкций обделки, ежегодно перерасходуется около 36% капитальных вложений, а в других из-за необоснованного снижения глубины заложения на 25% увеличиваются затраты на ремонт и поддержание этих сооружений;
- методы расчётов напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов в условиях неглубокого заложения городских подземных сооружений нуждаются в совершенствовании. Они должны учитывать неоднородность строения массива и анизотропность свойств пород, давать возможность оценки устойчивости и прочности как подземных, так и наземных сооружений;
- существующие методы определения глубины заложения городских подземных сооружений разработаны для узкого круга задач и не дают возможность получения оптимальных технических решений при соблюдении требований минимальности капитальных и эксплуатационных затрат;
- в экспериментальных методах исследования недостаточное внимание уделяется изучению механизма взаимовлияния наземных и подземных сооружений. Эти методы в основном направлены на детальное изучение механических процессов, реализуемых в непосредственной близости от подземных сооружений, в отдельных случаях дают возможность изучения мульды оседания поверхности земли и смещения пород кровли. Они не учитывают степень влияния наземных сооружений на эти процессы и поэтому не приспособлены к изучаемым условиям.

Проведенные исследования позволили установить, что глубина заложения городских подземных сооружений является важнейшим параметром. Она предопределяет устойчивое состояние сооружений и объемы трудовых и материальных затрат как во время строительства, так и в период эксплуатации. Анализ практики строительства городских подземных сооружений выявил основные причины деформирования сооружений и существенные ресурсы снижения затрат. В этой связи целью работы явилось изучение особенностей взаимного влияния наземных и подземных сооружений для обоснования оптимальной глубины заложения последних, обеспечивающее минимальность капитальных и эксплуатационных затрат.

Для достижения этой цели представлялось проведение ряда экспериментальных и теоретических исследований:

- натурные исследования механических процессов вокруг подземных сооружений и в основаниях наземных сооружений;
- лабораторные исследования свойств горных пород;
- обоснование методов расчёта грузонесущих элементов подземных и наземных сооружений в исследуемых условиях;
- изучение механических процессов в условиях взаимовлияния наземных и подземных сооружений;
- обоснование и выбор глубины заложения подземных сооружений, обеспечивающие устойчивое состояние как подземных, так и наземных сооружений, при минимальных капитальных и эксплуатационных затратах.

## **2. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов подземных сооружений Тбилиси.**

Целью натурных исследований явилось изучение механических процессов, реализуемых в обделке и породном массиве вокруг подземного сооружения до поверхности земли и установление качественных основных и количественных характеристик этих процессов.

Достижение этой цели планировалось путём проведения натурных экспериментов по изучению:

- деформаций в горных породах вокруг односводчатой станции метрополитена;
- напряженно-деформированного состояния монолитной обделки односводчатой станции;

- нагрузок на крепь вспомогательных выработок и обделку станций;
- смещений горных пород от контура выработки до поверхности земли;
- физического состояния горных пород и обделки.

Для проведения натурных исследований был выбран один из наиболее крупных подземных объектов строительства метрополитена в г. Тбилиси - односводчатая станция "Важа-Пшавела".

## 2.1. Изучение геомеханических особенностей строительства

Строительство односводчатой станции "Важа-Пшавела" велось на глубине  $H = 54,9$  м. На рис. 2.1. даётся геологический разрез вдоль разведочной скважины в районе строительства станции. Вокруг станции горный массив был представлен следующими породам: насыпной грунт 1,0 м, суглинок тугопластичный 10,6 м, элювцы выветренные породы 14,0 м, аргилиты с прослойками песчаника сильно трещиноватые 18,0 м, переслаивания аргилитов и песчаника трещиноватые. Глубина заложения слоев IV, V, VI и VII категорий в пределах трассы строительства станции существенно менялось.

Особое внимание было уделено изучению расположения и ориентации слоя IV категории (слоя перемятых пород) относительно подземного сооружения, во многом определяющего механическое состояние всего вмещающего горного массива. Поскольку он слагался наиболее неустойчивыми и слабыми породами (сильно трещиноватыми аргилитами). Мощность этого слоя в пределах станции "Важа-Пшавела" составляла 1-2 м.

К настоящему времени накопилась обширная литература о физико-механических свойствах горных пород, слагающих территорию

г. Тбилиси, и имеются интересные результаты испытаний образцов горных пород [83]. Несмотря на это, с участием автора были проведены дополнительные лабораторные исследования по уточнению отдельных и к определению недостающих физико-механических свойств горных пород. Лабораторные исследования проводились в соответствии требованиям [33,34,35,36,37,38] и стандартам [39,40]. Результаты исследований приведены в работе [60].

На основе изучения реальных горно-геологических условий строительства, возможных вариантов расположения выработки и развития механических процессов при строительстве, были выделены четыре основных варианта (рис.2.2.), возникаемых при строительстве станции "Важа-Пшавела", технические и горно-геологические условия строительства которой во многом характерны для Тбилиси. Было также решено, что в натурных условиях будут детально изучены а

и в варианты (рис. 2.2.), как наиболее характерные для сложных условий строительства в г. Тбилиси.

С этой целью при строительстве станции "Важа-Пшавела" в плоскостях, соответствующих вариантам *а* и *б*, были размещены наблюдательные комплексные станции с учётом особенностей технологии строительства. Кроме того, в связи с тем, что вокруг станции метрополитена массив представлен разными типами пород, целесообразно было их детальное изучение в лабораторных условиях. (Исследования по изучению физико-механических свойств пород в лабораторных условиях приведены гл. 2.4.).

Строящаяся односводчатая станция метрополитена представляет собой трёхцентровую конструкцию из монолитного железобетона. Ширина станции по проекту составляет 20,2 м, длина 101,0 м. Радиусы обделки станции соответственно, составляют:  $R_1=4,0\text{м}$ ;  $R_2=10,7\text{м}$  и  $R_3=12,5\text{м}$  (рис.2.3.).

Из-за больших размеров объекта проходка станции велась в несколько этапов буро-взрывным способом. На первом этапе строительства по всей длине станции проходили две боковые подготовительные выработки с креплением деревянными рамами, сечением в свету до 20 м<sup>2</sup>. На расстоянии 15-20 м от забоя происходило устройство монолитной железобетонной стенки будущей односводчатой станции толщиной 1,2 м. На втором этапе строительства начиналось раскрытие сводчатой части. Толщина обделки в своде станции составляла 0,8 м. На третьем этапе строительства начиналась разработка породного ядра и устройство монолитных бетонных лотков толщиной 50 см.

Для эффективного проведения натурных исследований нами была разработана методика и создано оборудование, дающее возможность изучения механических процессов вокруг станции с учётом особенностей строительства.



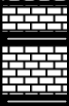
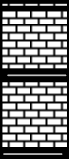
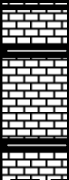


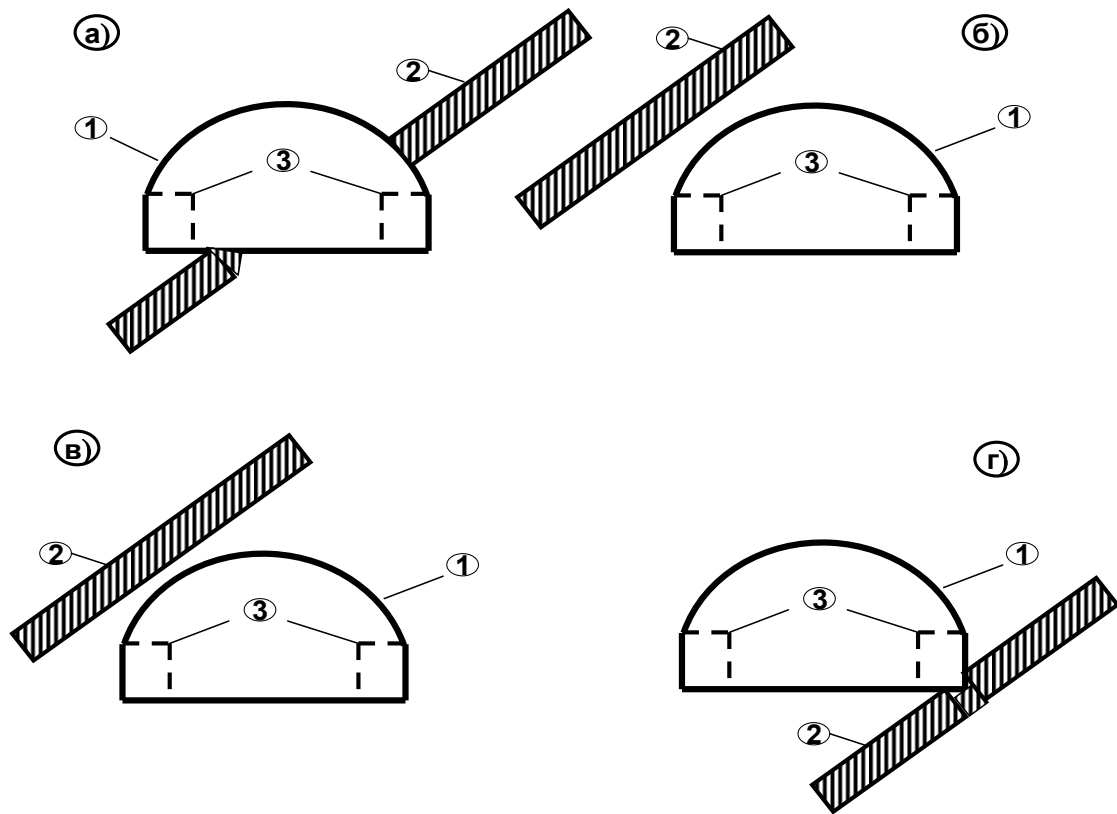
разрез	Классификация	Располо.	Описание пород
	1,0	9,0	Нас. грунт.
	Ш 10,6		Суглинок тугопластичный
	V 14,0	9,0	Элювцы выветрелые породы
	VI VII 18,0		Аргилиты с прослойками песчаников <u>сильно трещи</u>
	VI VII 18,0		Переслаива. аргилитов с песчаников <u>сильно трещи</u>
=====			
	V		
	VI VII		
	34,9		

Рис. 2. 1. Геологический разрез по скважине, расположенной в пределах трассы станции "Важа-Пшавела"





**Рис. 2. 2. Схема основных вариантов: 1-контур односводчатой станции "Важа-Пшавела", 2-слои слабых пород, 3-контуры боковых выработок.**

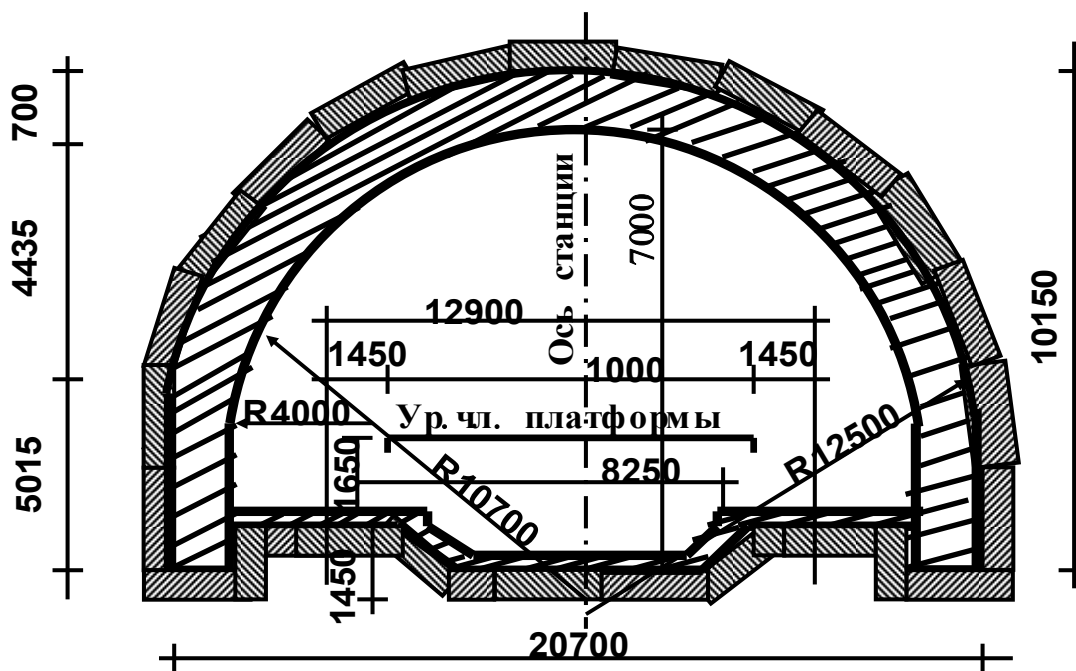


Рис. 2. 3. Схема одноводчатой станции

## 2.2. Методика и оборудование для проведения натуральных экспериментов

Использование испытанных и достаточно хорошо разработанных в горном деле методов, изучение напряженного состояния крепей горной выработки и деформаций вмещающего массива [6,21,49,61,75,99] для городских подземных сооружений становится малоэффективным. Дело в том, что, существующие методы экспериментальных исследований дают возможность достаточно полно изучить механические процессы в породных массивах, на расстоянии 5-8 м от контура горной выработки (поскольку зона влияния последней дальше этих размеров не распространяется). Для станций метрополитена из-за больших размеров указанный диапазон недостаточен (зона влияния этих сооружений иногда достигает 30-40 м), поэтому становится необходимым изучение деформаций всей толщины горных пород до поверхности земли. Кроме того, из-за больших размеров станций метрополитена, как правило, сооружаются в несколько этапов, следовательно, методы экспериментальных исследований должны учитывать поэтапность строительства.

На основе вышеизложенного, нами были разработаны методика [43,44] и приборы [83,86] для изучения механических процессов вокруг станции метрополитена, как в обделке станции, так и в окружающем её массиве, до самой поверхности земли.

Разработанная методика проведения экспериментов учитывает технологию строительства станции метрополитена. В период строительства боковых выработок методика учитывает изучение смещения горных пород с помощью реперных станций. Конструкция используемых глубинных реперов, дающих возможность замера смещения высокой точностью, показаны на рис. 2.4.. Измерения смещений осуществлялись с использованием водяного нивелира (рис.2.5.)

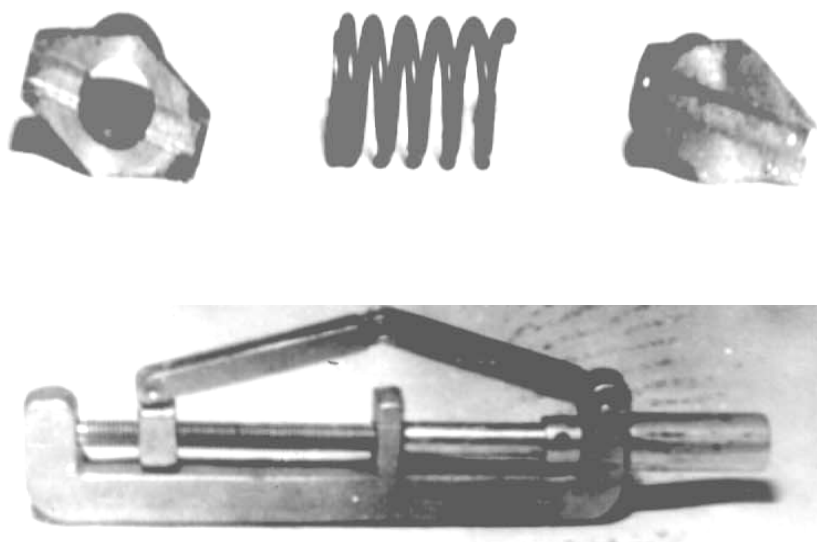
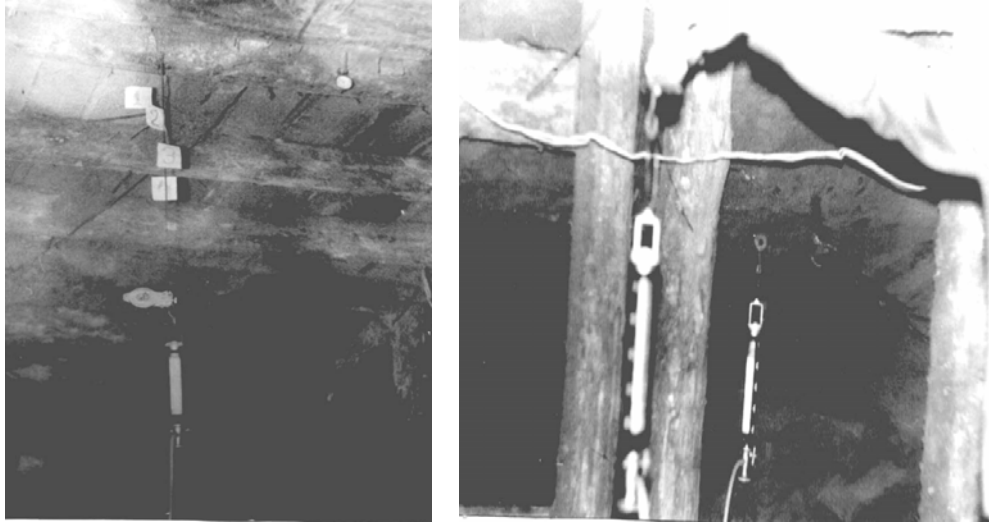
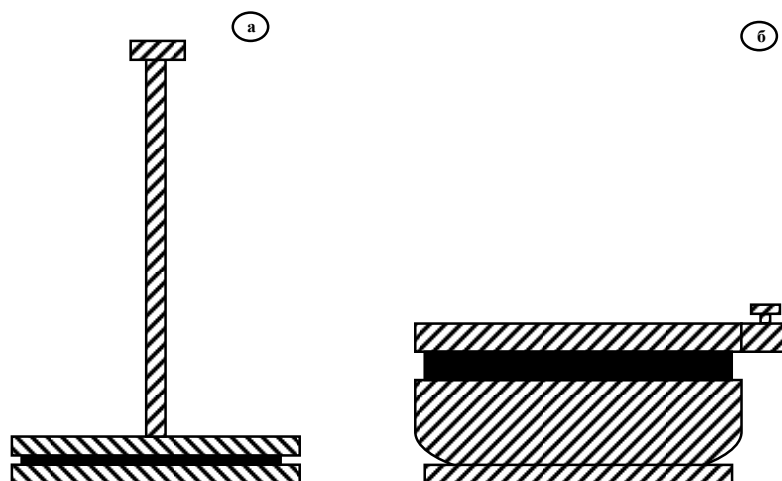


Рис. 2. 4. Конструкция глубинных реперов



**Рис. 2. 5. Процесс измерения смещений горных пород  
с помощью водяного нивелира**

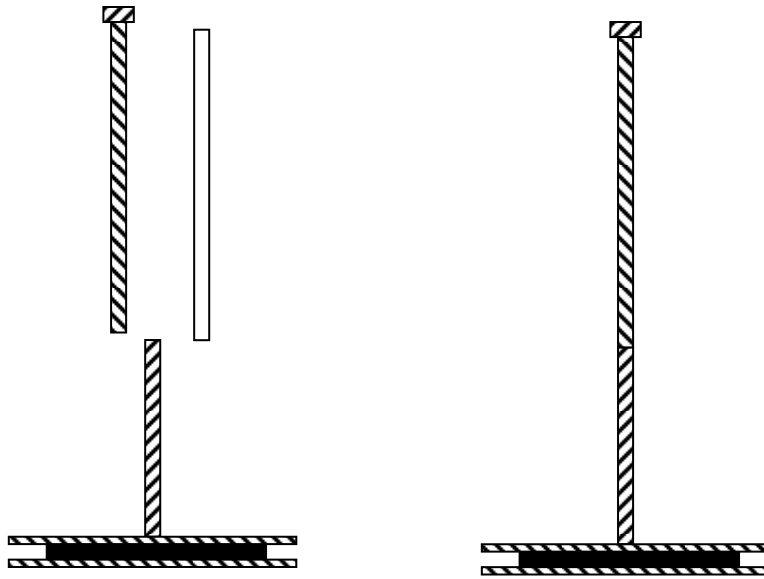
Измерение нагрузки на временную деревянную крепь осуществлялось с помощью механических динамометров типа ДР-1 и 45Д-135 (рис.2.6.). В процессе тарировки и эксплуатации динамометров для замеров деформации использовались индикаторы часового типа ИИ-2у (рис. 2.7.). На втором этапе строительства для изучения на контакте бетонной обделки с породным массивом, применялись специально изготовленные динамометры типа ДР-1. У которых были удлинены штоки на 1 м - рис. 2.8.. Для изучения напряжений в монолитной бетонной обделке была разработана конструкция динамометра типа ТД-1, которая представляет собой массивные бетонные плиты кубической формы (рис. 2.9.). На двух гранях динамометра ТД-1 приклеены тензодатчики для измерения деформации в двух взаимоперпендикулярных направлениях. Динамометры заранее тарировались, а затем устанавливались в монолитную обделку (в процессе её возведения) на разных глубинах от поверхности обделки по всей её толщине. На рис. 2.10. показана схема расположения ТД-1 в монолитной обделке, а на рис. 2.11. - показано процесс установки тензометрических датчиков в стенке обделки



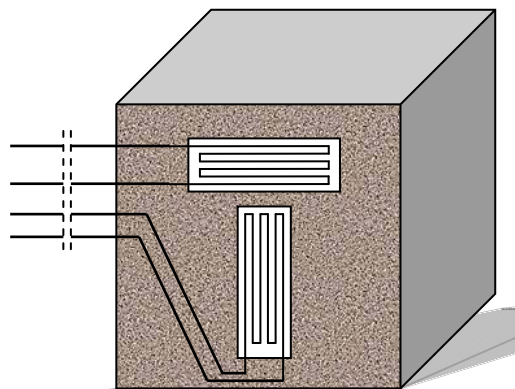
**Рис. 2. 6. Общий вид динамометров ДР-1 (а) и 45 Д-135 (б)**



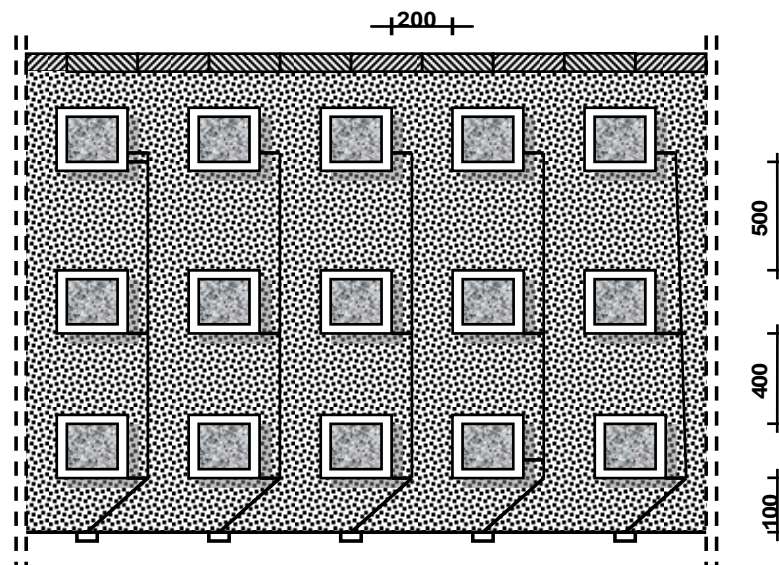
**Рис. 2. 7. Процесс измерения нагрузок под деревянной стойкой с помощью индикатора часового типа**



**Рис. 2. 8. Динамометр типа ДР-1 с удлиненным штоком длиной 1м**



**Рис. 2. 9. Общий вид динамометра ТД-1  
1-тензодатчики**



**Рис. 2. 10. Схема расположения динамометров  
ТД-1 в монолитной обделке**



**Рис. 2. 11. Процесс установки динамометров ТД-1  
в монолитной обделке**

станции метрополитена. На рис. 2. 12.-процесс измерения на тензометрической станции.

Для изучения деформации окружающих горных пород в процессе раскрытия односводчатой станции, а также после возведения монолитной обделки, нами разработана конструкция

глубинного самораспирающегося репера СР-1 [86] (рис. 2.13., 2.14.). Репер (рис. 2.14.) состоит из корпуса - 1 с ограничительным пазом - 2 ступенчатого пальца - 3 с клином - 4 (концы корпуса и ступенчатого пальца скошены под острым углом) и распорной пружины - 5. Распорная пружина 5 устанавливается во внутренней полости корпуса - 1, после которой

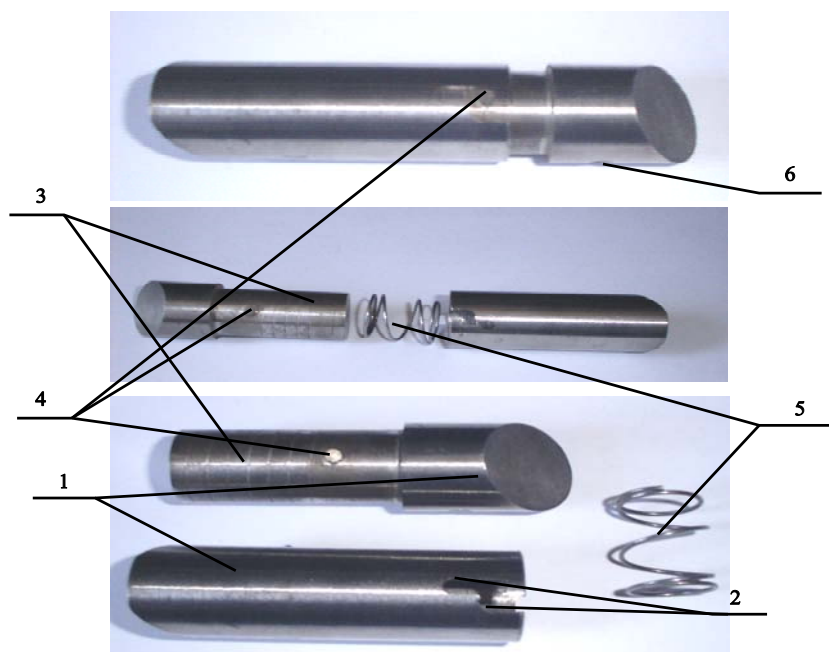


**Рис. 2. 12. Измерения на динамометрической станции**

в него вставляется ступенчатый палец-3. Последний с помощью клина 4 закрепляется в ограничительном пазе-2 корпуса-1. Ограничительный паз-2 предназначен для ограничения перемещения ступенчатого пальца 4 в корпусе-1. В ступенчатом пальце-3 имеется отверстие-6, в котором закрепляется натяжная проволока, идущая к грузам-7 (рис. 2.15.).

Для замеров деформации также была разработана новая конструкция замерной станции, располагаемая на поверхности земли рис.2.15. 2.16.. Замерная станция состоит из металлических стоек-1 (рис. 2.15.), соединяющих





**Рис. 2. 13. Общий вид самораспирающего репера СР-1:  
1-цилиндрический корпус, 2-ограничительный паз, 3-ступенчатый палец, 4-клин,  
5- распорка и пружина,  
6-отверстие.**

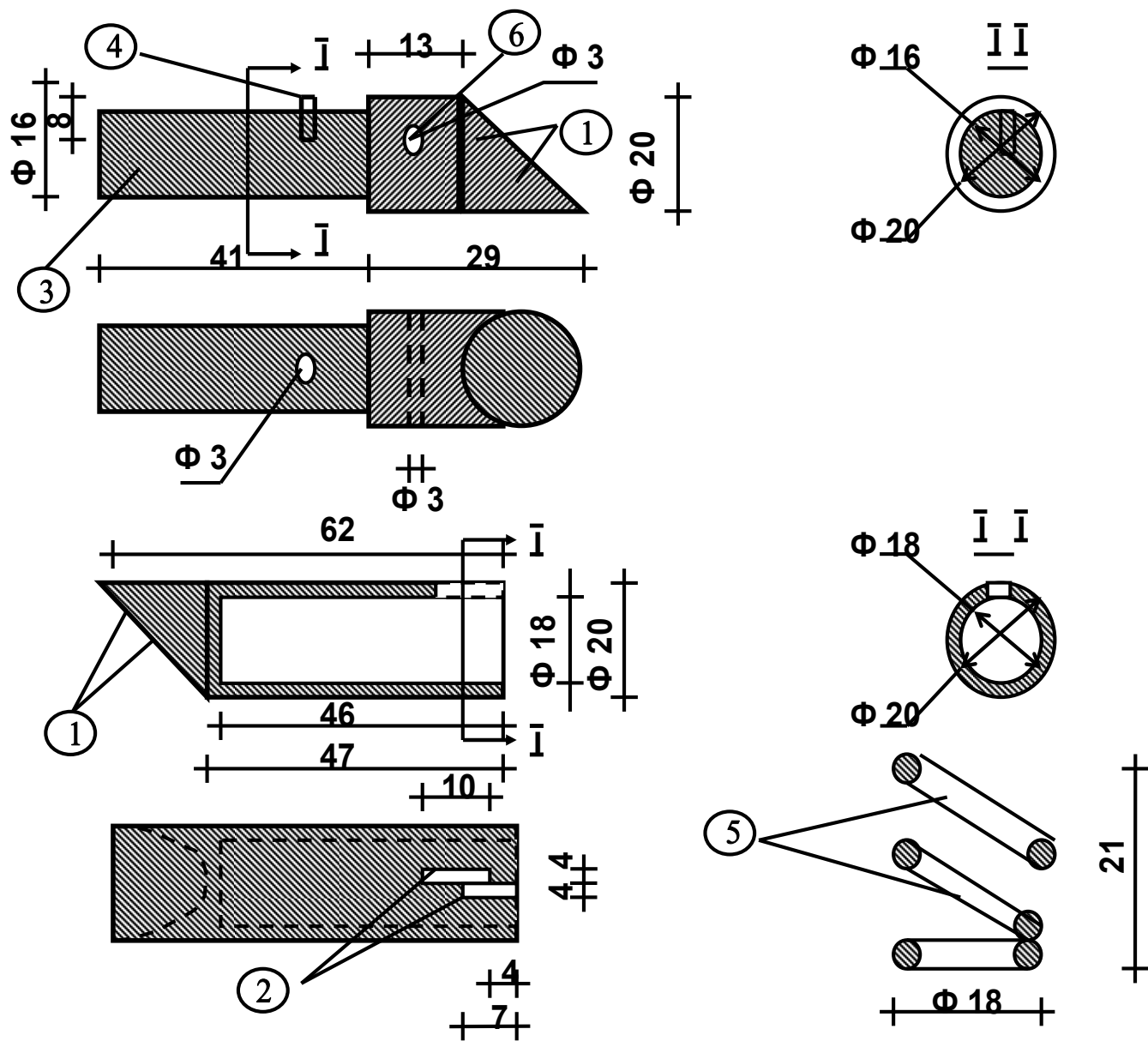


Рис. 2. 14. Конструкция СР-1

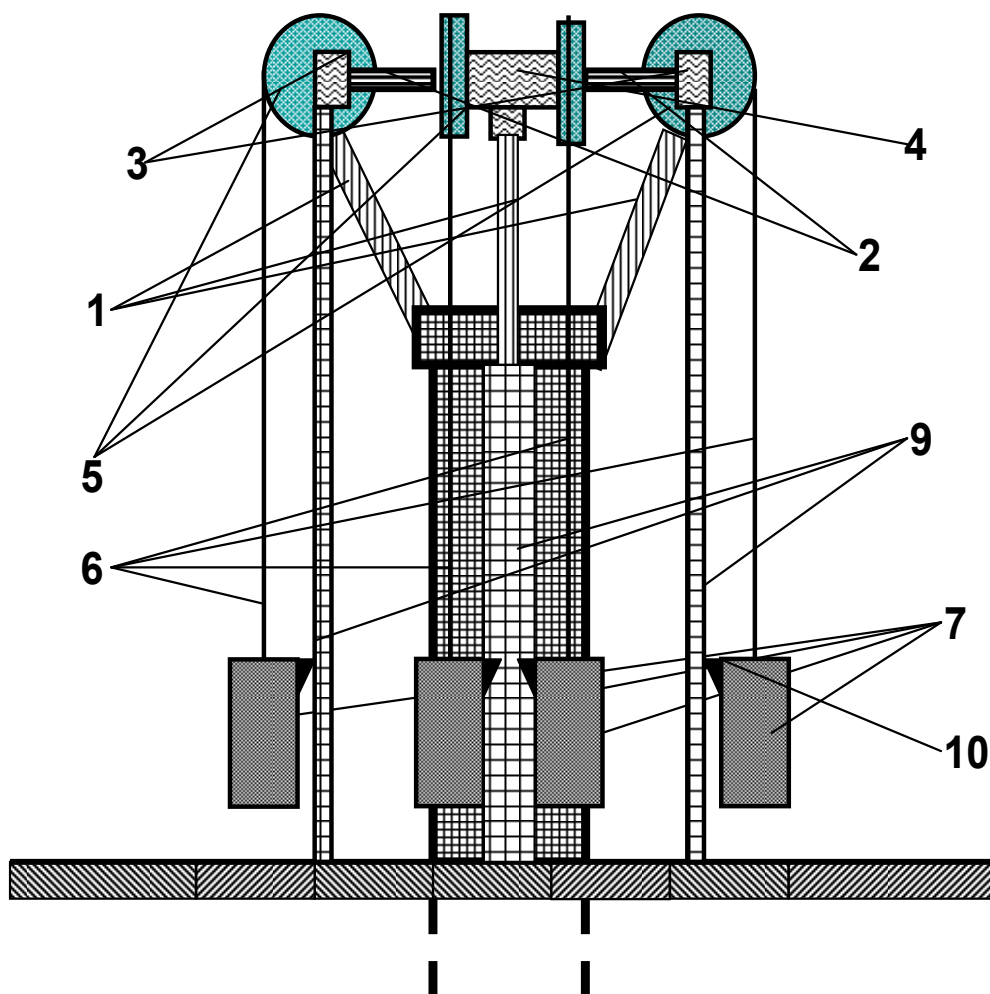
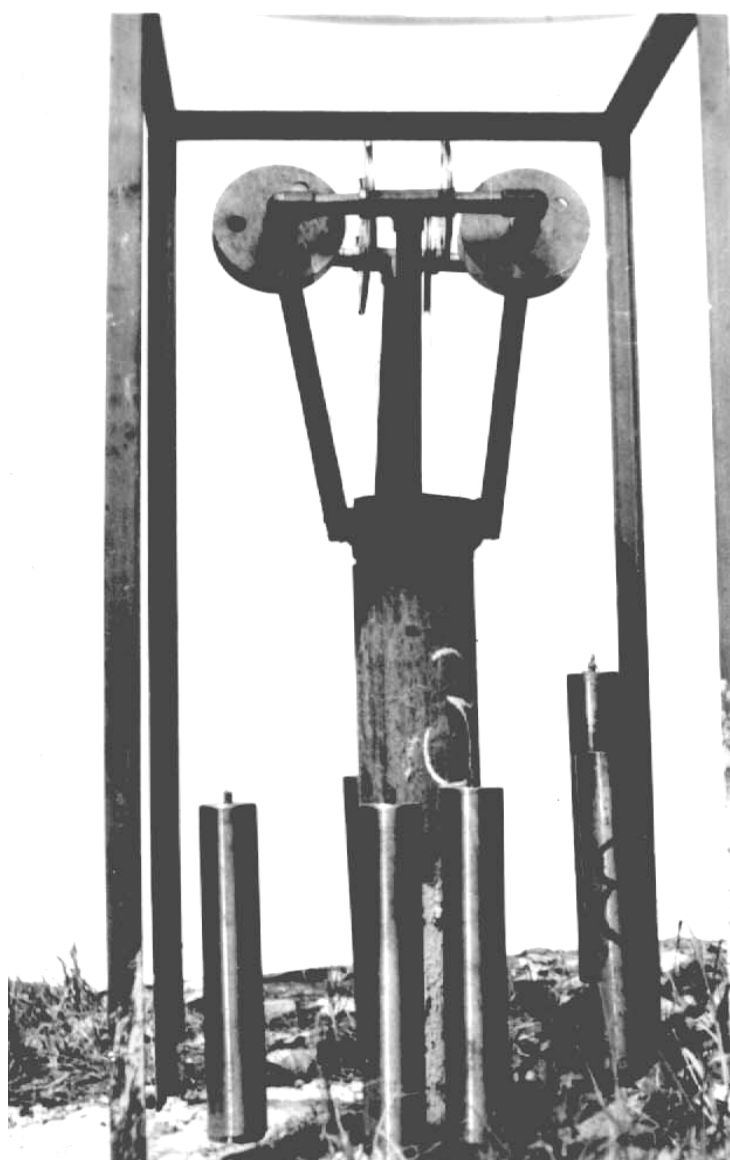


Рис. 2. 15. Конструкция замерной станции



**Рис.2. 16. Замерная станция, располагаемая  
на поверхности земли**

оси-2 с блоками -5 (оси соединяются между собой угольниками-3 и тройниками-4), через которые перекинута проволока-6, каждая из которых одним концом закреплена к глубинному реперу-8, а другим -- к грузу-7. для замеров деформаций к угольникам-3 прикрепляются линейки-9, а к

грузам-7 -- стрелочки-10. Перемещения точки закрепления репера с помощью проволок передаются грузам и, следовательно, стрелкам-10, что и регистрируется на линейках в момент замеров.

Установка репера в скважину осуществляется следующим образом. В скважину репер с поверхности земли опускается в наклонном состоянии (рис. 2.17. положение 1) с помощью закрепленной в отверстии ступенчатого пальца проволоки. При опускании репера в скважину отверстие находится ниже центра тяжести репера. Свободному перемещению в скважину репера (под действием собственного веса) способствует удобная форма корпуса и ступенчатого пальца, концы которого скошены под острым углом. После достижения необходимой глубины (которая фиксируется длиной проволоки) проволоку резко вытягивают, после чего распорная пружина сжимается, корпус острым углом защемляется в стенку скважины, длина репера уменьшается и она, занимая положение-2 (рис. 2.17.), распирается в скважину. Минимальная длина сжатого репера -  $\ell$  должна удовлетворять условиям  $\ell = d + 2D$ , где  $D$  - диаметр скважины, а  $d$  - глубина внедрения острого конца репера в горную породу, слагающую стенки скважины, и зависит от диаметра скважины и механических свойств породы. Начальная длина репера подбирается таким образом, чтобы исключить возможности его произвольного распирания в процессе опускания в скважину. После закрепления репера в скважину на другом конце проволоки закрепляется груз-7 (рис. 2.15.) и перекидывается на блок-5.

Надо отметить, что, согласно разработанной методики исследования, все измерительные станции, которые находятся над и под землей (рис. 2.18.),

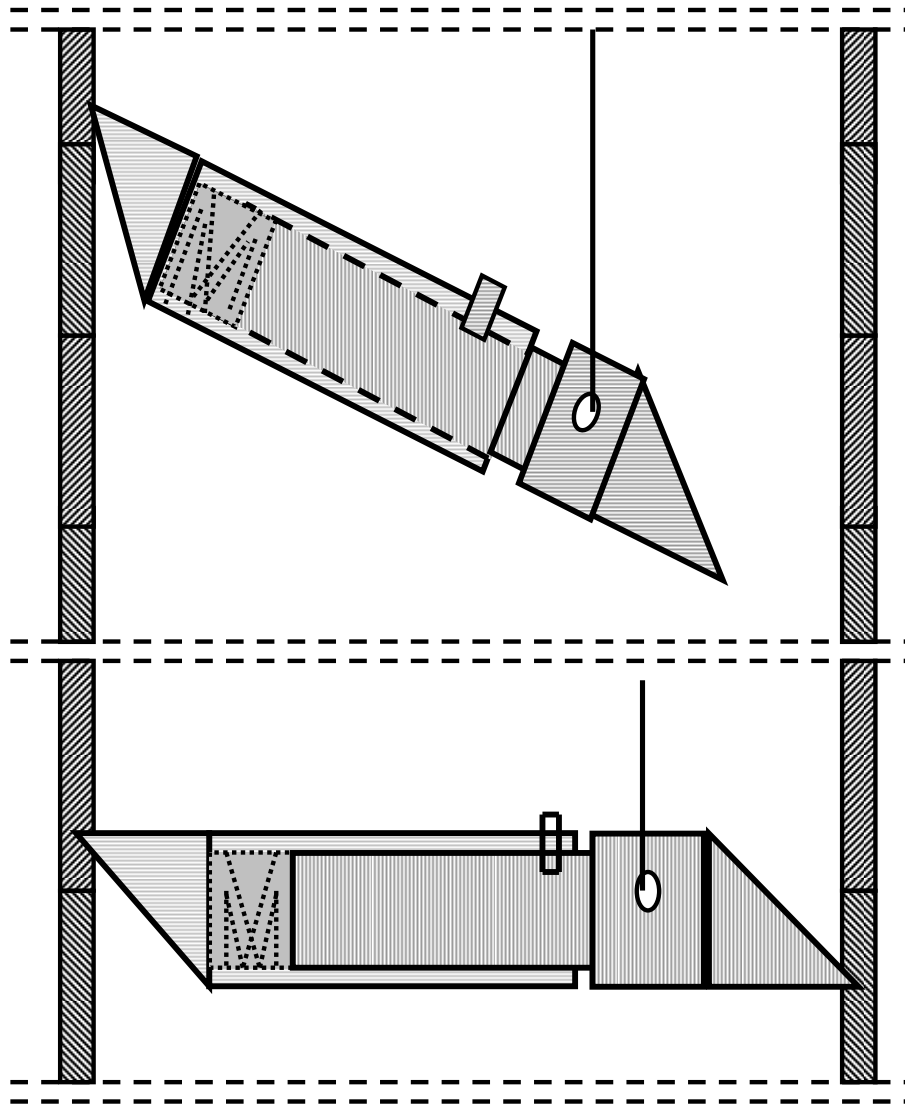


рис. 2. 17. Схема установки репера в скважине

должны располагаться в одной плоскости по вертикали, что и обеспечивает получение полной картины изучаемых механических процессов. На рис. 2.19.

показана конструкция наблюдательной комплексной станции с расположением оборудования в поперечном сечении подземного сооружения и на поверхности земли, дающая возможность получения нужной информации с учётом поэтапности строительства.

На рис. 2.20. показаны реперные измерительные станции, расположенные на поверхности земли (каждая станция расположена в одной из плоскостей поперечного сечения подземного сооружения).

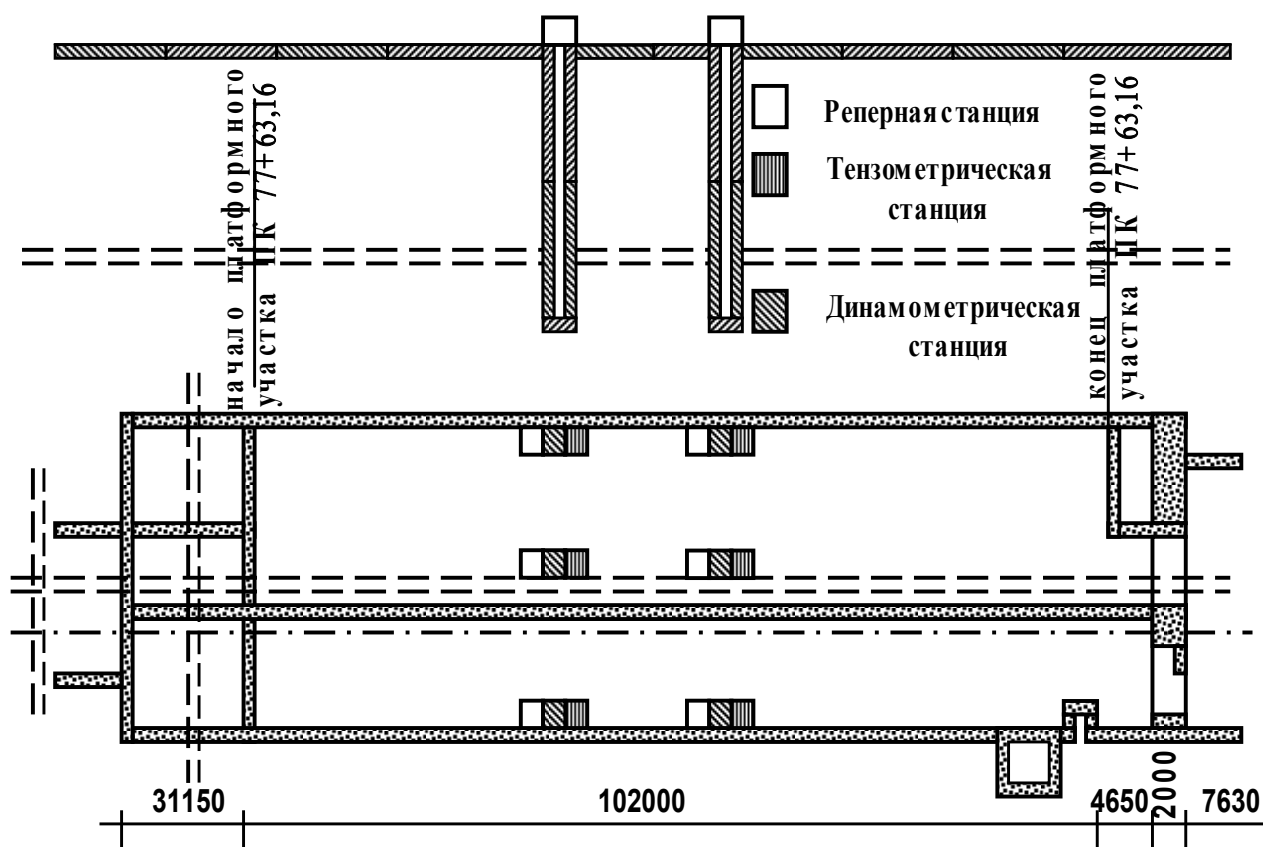


Рис. 2. 18. Схема расположения измерительного оборудования на станции "Важа - Пшавела".

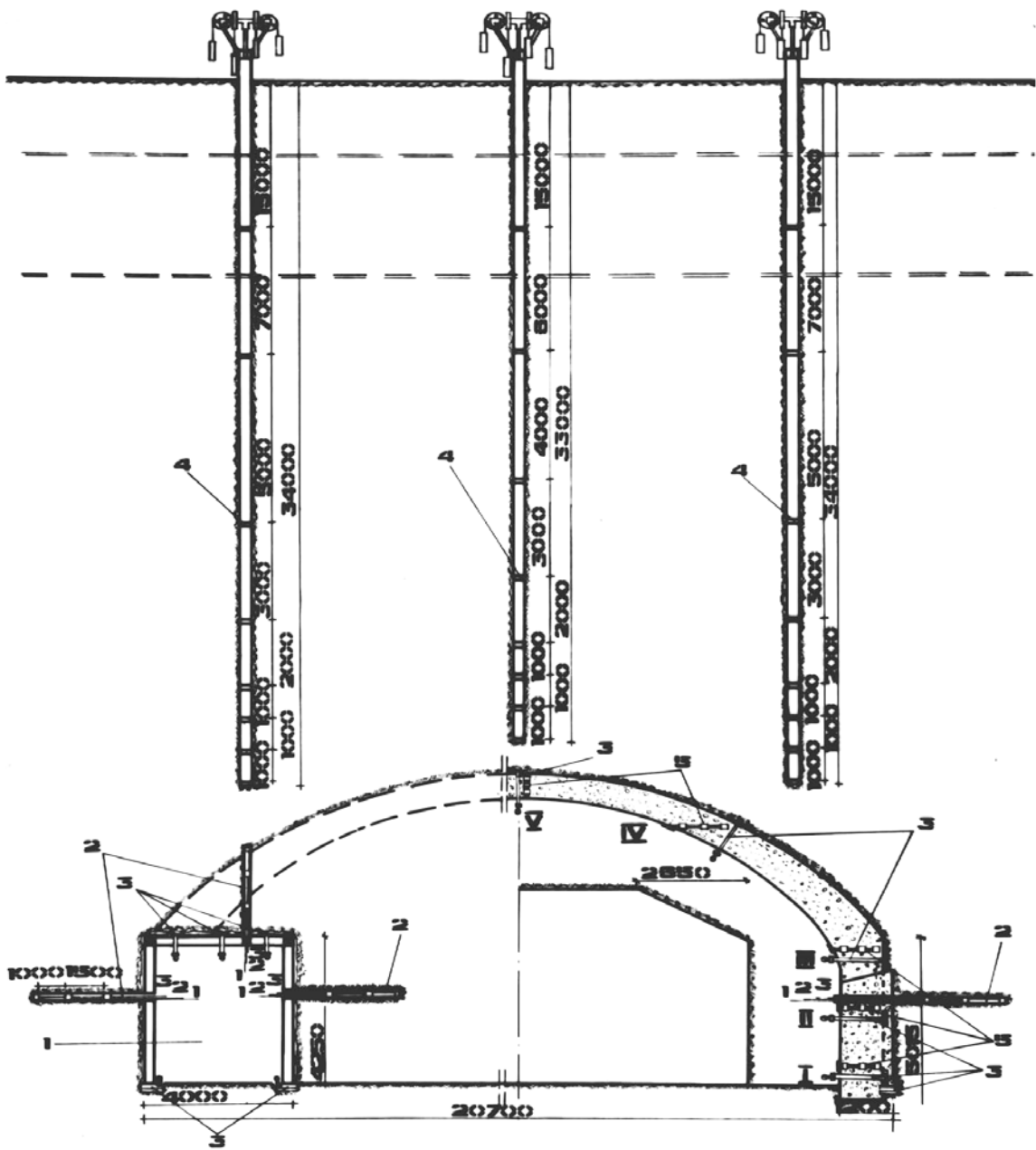
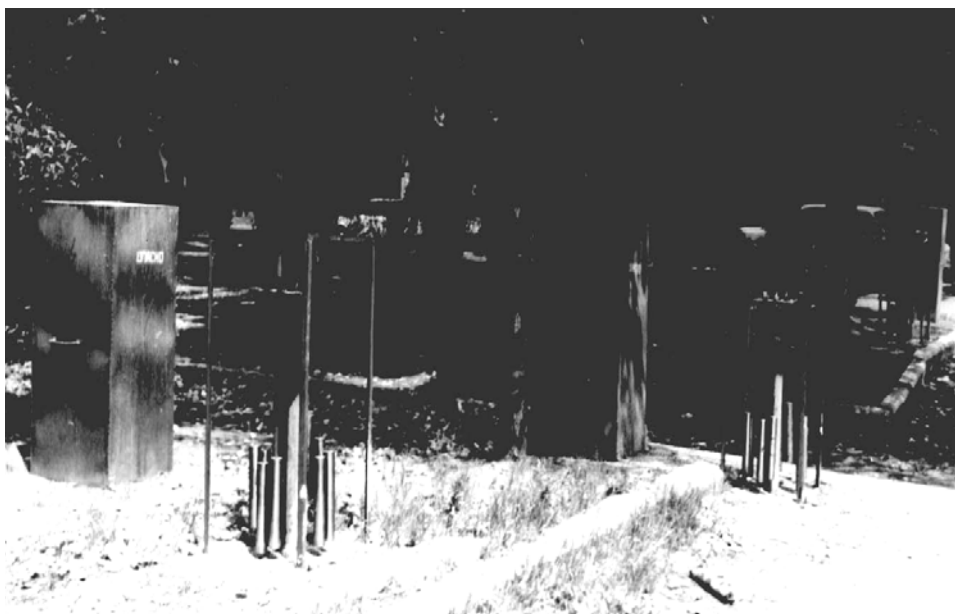


Рис. 2. 19. Конструкция комплексной наблюдательной станции





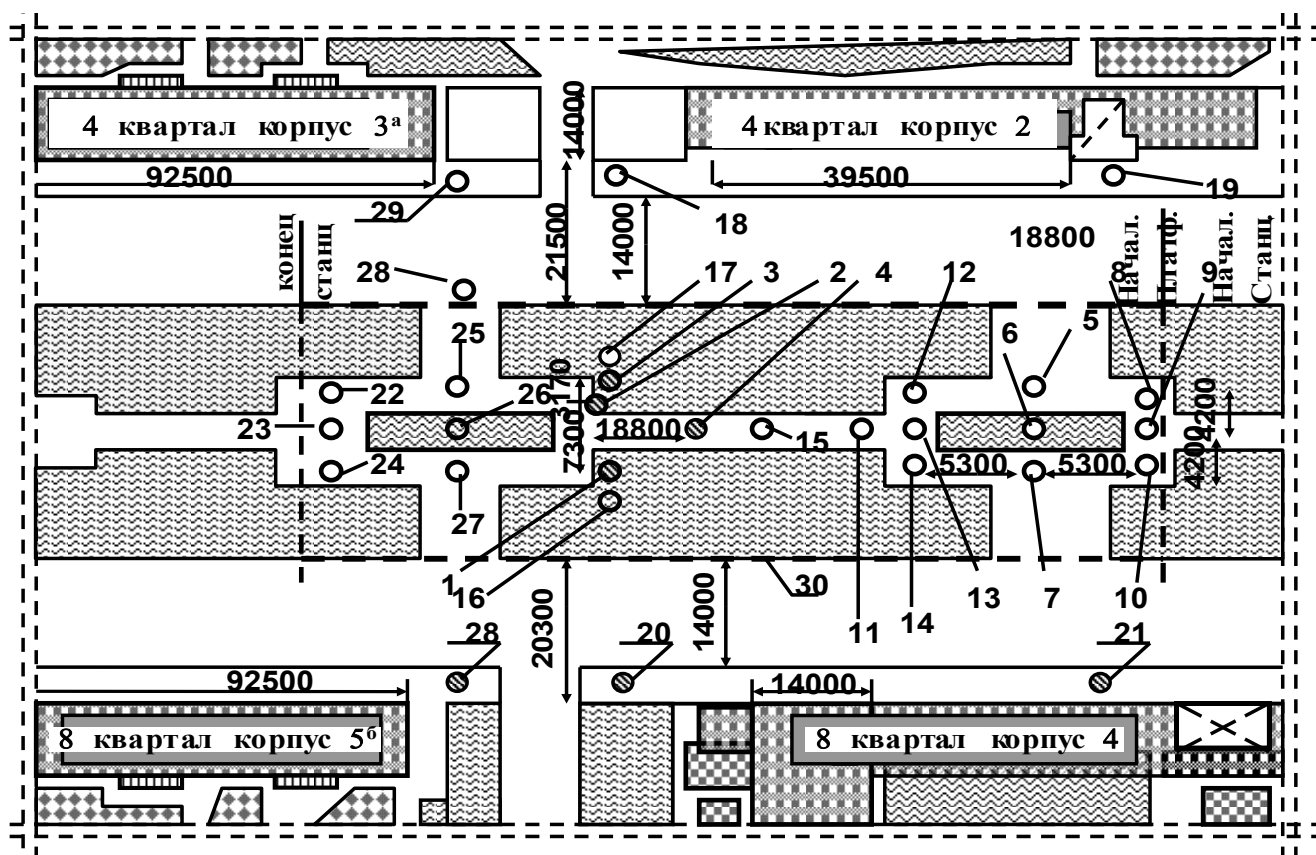
**Рис. 2. 20. Расположения наблюдательных точек  
на поверхности земли.**

Для проведения натурных экспериментов нами были изготовлены 70 шт. реперов (рис. 2.4.), механических стержней диаметром 10 мм, для передачи смещений массива горных пород от точки закрепления репера к замерной станции, расположенной у породного контура подземного сооружения. Расстояние между реперами в шпуре-1м.

Для измерения нагрузок на деревянную временную крепь были изготовлены механические резиновые динамометры ДР-1 рис. 2.6. -а (рис. 2.19. -3), а для изучения нагрузок на монолитную бетонную обделку-изготовлено 60 шт. динамометров типа ДР-1 с удлиненным на 1 м. штоком рис. 2.8. (рис. 2.19. -3).

Кроме вышеизложенного, на поверхности земли, над станцией метрополитена, за весь период строительства велись наблюдения смещений 30 точек. С целью определения деформации поверхности земли (рис. 2.21.).

Наблюдательные комплексные станции (рис. 2.19) были установлены в двух плоскостях, перпендикулярных оси подземного сооружения, в средней её части,



**Рис. 2. 21. Расположение измерительных станций  
на поверхности земли**

а в остальных участках подземного сооружения велись визуальные наблюдения.

Станция №1 была расположена на расстоянии 28 м от начала платформенного участка (ПК77+91,7), а станция №2 располагалась на расстоянии 18,5 м. от станции №1 (ПК78+09,97). Такое расположение станции дало возможность изучить две основные геомеханические ситуации *a* - *б* (рис. 2.2.). При этом ситуация *a* соответствует плоскости станции №1, а *б* - станции №2.

Отличие между этими станциями заключалось лишь в том, что на станции №2 для установки глубинных реперов с поверхности земли была пробурена вместо трёх лишь одна наблюдательная скважина (рис. 2. 21.). Существующие озеленение на поверхности земли и городские подземные коммуникации, к сожалению, не дали возможность бурения боковых скважин в центральной части платформенного участка станции метрополитена.

Согласно применяемой методике, как отмечалось на первом этапе строительства, при проходке боковых подготовительных выработок измерялись смещения на контуре будущей односводчатой станции, а также величины нагрузок на деревянную рамную крепь.

На втором этапе строительства с поверхности земли изучались величины смещений пород кровли. Измерения проводились как в процессе выемки сводчатой части и обнажения полного сечения станции, так и после возведения монолитной бетонной обделки. Наблюдения за смещениями боковых пород на второй стадии продолжались на реперных станциях, расположенных в стенах подземного сооружения ещё при строительстве боковых подготовительных выработок. Суммированием результатов замеров вертикальных смещений реперных станций 2 и 4 (рис. 2.19.) были получены значения полных смещений горных пород до поверхности земли в зависимости от скорости продвижения забоя. Параллельно изучить напряжения в монолитной обделке стен как до проходки сводчатой части, так и после её проходки и возведения обделки. После возведения монолитной обделки в сводчатой части изучались напряжения, как на контакте системы "обделка-массив", так и в разных сечениях самой обделки.

Необходимо отметить, что глубина заложения замка свода с поверхности земли на станции №1 составляла 34 м, а на станции №2-35,5 м.

### **2.3. Результаты натуральных исследований.**

Как было отмечено выше, на первой стадии строительства односводчатой станции "Важа-Пшавела" были перемещения пород вокруг боковых подготовительных выработок. В результате натуральных исследований было установлено, что при сооружении подготовительных выработок реализуются небольшие смещения пород, при этом величины смещений зафиксированных в процессе проходки в дальнейшем практически не менялись.

Вертикальные смещения на контуре кровли подготовительной выработки №1 в обеих станциях были одинаковы и составили около 10 мм и 8 мм на контуре будущей односводчатой станции. Исключение составила правая подготовительная выработка на замерной станции №2, где смещения на контуре кровли превысили 20 мм; здесь процесс деформирования завершился обрушением пород кровли на участке длиной 30 м вдоль подготовительной выработки от начала платформы ПК 77 + 63 и до ПК 77 + 93.

На этом участке в кровле правой подготовительной выработки располагался слой перемятых пород (IV слой).

Далее эти обрушения прекращались, так на следующем участке в кровле выработки располагался слой 2 (рис. 2.2. а), мощностью 1,5-2,0 м.

На этом участке слой перемятых пород (IV слой) располагался в кровле правой подготовительной выработки (рис. 2.2. а), далее этого участка слой 2 располагался более чем на

1,5-2,0 м и выше контура подготовительной выработки. Здесь обрушения не наблюдались. Ширина обрушения совпадала с шириной подготовительной выработки, а высота обрушения составляла 3,5-4,0 м. и достигала контура станции.

Динамометры ДР-1 рис. 2.6.(а), расположенные на верхняке деревянной крепи правой подготовительной выработки (зам. станц. №2), зафиксировали нагрузки 80-90 кн./м<sup>2</sup>, а механические динамометры-3, расположенные под стояками рамной крепи, зарегистрировали нагрузки 35-46 кн./м<sup>2</sup>, что вполне соответствует весу обрушенных пород выше зафиксированным нагрузкам. Аналогичная нагрузка была зафиксирована на участке от ПК 78 + 17 до ПК 78 + 30 в левой подготовительной выработке около станции №2. Здесь слой-2 (рис. 2.2. в) располагался непосредственно в кровле подготовительной выработки и после того, как мощность породного целика между нижней границей этого слоя и контуром подготовительной выработки превысила 1м (рис. 2.2. б), обрушения прекращались. На остальных участках в процессе строительства односводчатой станции обрушений не было зафиксировано, а на динамометрах, расположенных в боках подготовительных выработок, нагрузки не зафиксировались. Горизонтальные смещения пород в боковых подготовительных выработках приборами не зафиксированы, также не зафиксированы горизонтальные нагрузки на стойки деревянной крепи.

На втором этапе строительства - в процессе выемки горных пород в сводчатой части подземного сооружения и возведения монолитной обделки, наблюдательное оборудование в боковых подготовительных выработках демонтировалось. Оставались лишь глубинные боковые реперы в сторону основного массива, и наблюдения за смещениями горных пород продолжались в основном с поверхности земли на реперных станциях, расположенных в скважинах в кровле подземного сооружения. Параллельно с возведением монолитной обделки устраивались тензометрические-5 и динамометрические-3 измерительные станции (рис.2.19.) для изучения напряженно-деформированного состояния.

Результаты замеров на реперных станциях, расположенных на поверхности земли, приводятся в табл. 2.1., 2.2., 2.3. и 2.4.. В таблицах гр. "Расстояние от забоя плоскости расположения реперных станций. " Знак "+" показывает, что берётся расстояние до пересечения с забоем сооружения этой плоскости, а знак "-" - поле её пересечения. Анализ этих результатов даёт возможность заключить, что вертикальные смещения пород в массиве начинаются на расстоянии около 10 м впереди забоя подземного сооружения и с его продвижением интенсивно растут. При существующей технологии строительства максимальные смещения пород кровли в плоскости забоя на станции №1 достигали 50мм, а на станции №2 -45 мм. С дальнейшим

Таблица 2.1.

Порядковый номер	Расст.от забоя до плоскости Расп.реп.станции	Глубина расположения репера, м							
		Вертикальное перемещение репера, дм							
		Р е п е р №							
		1	2	3	4	5	6	7	8
		С к в а ж и н а № 1							
1	+28	<u>31,55</u> 0	<u>30,24</u> 0	<u>29,43</u> 0	<u>28,50</u> 0	<u>27,05</u> 0	<u>25,00</u> 0	<u>20,64</u> 0	<u>15,00</u> 0
2	+16	<u>31,55</u> 0	<u>30,24</u> 0	<u>29,43</u> 0	<u>28,50</u> 0	<u>27,05</u> 0	<u>25,00</u> 0	<u>20,64</u> 0	<u>15,00</u> 0
3	+10	<u>31,89</u> 0,34	<u>30,56</u> 0,32	<u>29,74</u> 0,31	<u>28,80</u> 0,30	<u>27,33</u> 0,28	<u>25,26</u> 0,26	<u>20,82</u> 0,18	<u>15,05</u> 0,05
4	+6	<u>31,91</u> 0,36	<u>30,59</u> 0,35	<u>29,76</u> 0,33	<u>28,81</u> 0,31	<u>27,35</u> 0,30	<u>25,27</u> 0,27	<u>20,84</u> 0,20	<u>15,05</u> 0,05
5	+1,5	<u>32,04</u> 0,49	<u>30,66</u> 0,42	<u>29,83</u> 0,40	<u>28,85</u> 0,36	<u>27,39</u> 0,34	<u>25,30</u> 0,30	<u>20,86</u> 0,22	<u>15,07</u> 0,07
6	-7,5	<u>32,15</u> 0,60	<u>30,76</u> 0,52	<u>29,89</u> 0,46	<u>28,89</u> 0,40	<u>27,41</u> 0,36	<u>25,31</u> 0,31	<u>20,88</u> 0,24	<u>15,10</u> 0,10
7	-14	<u>31,55</u> 0,60	<u>30,24</u> 0,52	<u>29,43</u> 0,46	<u>28,50</u> 0,40	<u>27,05</u> 0,36	<u>25,00</u> 0,31	<u>20,64</u> 0,24	<u>15,10</u> 0,10

Таблица 2.2.

Порядковый номер	Расст.от забоя до плоскости Расп.реп.станции	Глубина расположения репера, м							
		Вертикальное перемещение репера, дм							
		Р е п е р №							
		1	2	3	4	5	6	7	8
		С к в а ж и н а № 2							
1	+28	<u>28,58</u> 0	<u>27,55</u> 0	<u>26,55</u> 0	<u>25,53</u> 0	<u>24,50</u> 0	<u>23,01</u> 0	<u>19,01</u> 0	<u>15,00</u> 0
2	+16	<u>28,58</u> 0	<u>27,55</u> 0	<u>26,55</u> 0	<u>25,53</u> 0	<u>24,50</u> 0	<u>23,01</u> 0	<u>19,01</u> 0	<u>15,00</u> 0
3	+10	<u>28,68</u> 0,10	<u>27,64</u> 0,09	<u>26,63</u> 0,08	<u>25,60</u> 0,07	<u>24,56</u> 0,06	<u>23,06</u> 0,06	<u>19,05</u> 0,05	<u>15,05</u> 0,05
4	+6	<u>28,78</u> 0,18	<u>27,71</u> 0,16	<u>26,69</u> 0,14	<u>25,66</u> 0,13	<u>24,62</u> 0,12	<u>23,11</u> 0,11	<u>19,09</u> 0,09	<u>15,07</u> 0,07
5	+1,5	<u>28,82</u> 0,30	<u>27,83</u> 0,28	<u>26,82</u> 0,27	<u>25,79</u> 0,26	<u>24,74</u> 0,24	<u>23,22</u> 0,22	<u>19,18</u> 0,18	<u>15,10</u> 0,10
6	-7,5	<u>28,90</u> 0,38	<u>27,89</u> 0,34	<u>26,85</u> 0,30	<u>25,82</u> 0,28	<u>24,76</u> 0,26	<u>23,24</u> 0,24	<u>19,20</u> 0,20	<u>15,10</u> 0,10
7	-14	<u>28,90</u> 0,38	<u>27,89</u> 0,34	<u>26,85</u> 0,30	<u>25,82</u> 0,28	<u>24,76</u> 0,26	<u>23,24</u> 0,24	<u>19,20</u> 0,20	<u>15,10</u> 0,10

Таблица 2.3.

Порядковый номер	Расст.от забоя до плоскости Расп.реп.станции	Глубина расположения репера, м							
		Вертикальное перемещение репера, дм							
		Р е п е р №							
		1	2	3	4	5	6	7	8
		С к в а ж и н а № 3							
1	+28	<u>28,20</u> 0	<u>27,50</u> 0	<u>26,50</u> 0	<u>25,00</u> 0	<u>23,05</u> 0	<u>21,00</u> 0	<u>17,00</u> 0	<u>15,08</u> 0
2	+16	<u>28,20</u> 0	<u>27,50</u> 0	<u>26,50</u> 0	<u>25,00</u> 0	<u>23,05</u> 0	<u>21,00</u> 0	<u>17,00</u> 0	<u>15,08</u> 0
3	+10	<u>28,33</u> 0,13	<u>27,62</u> 0,12	<u>26,60</u> 0,10	<u>25,08</u> 0,08	<u>23,11</u> 0,06	<u>21,06</u> 0,06	<u>17,00</u> 0	<u>15,10</u> 0,02
4	+6	<u>28,39</u> 0,19	<u>27,68</u> 0,18	<u>26,66</u> 0,16	<u>25,13</u> 0,13	<u>23,15</u> 0,10	<u>21,08</u> 0,08		<u>15,11</u> 0,03
5	+1,5	<u>28,51</u> 0,31	<u>27,79</u> 0,29	<u>26,76</u> 0,26	<u>25,25</u> 0,25	<u>23,27</u> 0,22	<u>21,19</u> 0,19		<u>15,13</u> 0,05
6	-7,5	<u>28,63</u> 0,43	<u>27,91</u> 0,41	<u>26,89</u> 0,39	<u>25,37</u> 0,37	<u>23,39</u> 0,24	<u>21,30</u> 0,30		<u>15,18</u> 0,10
7	-14	<u>28,63</u> 0,43	<u>27,91</u> 0,41	<u>26,89</u> 0,39	<u>25,37</u> 0,37	<u>23,39</u> 0,24	<u>21,30</u> 0,30		<u>15,18</u> 0,10

Таблица 2.4.

Порядковый номер	Расст.от забоя до плоскости Расп.реп.станции	Глубина расположения репера, м							
		Вертикальное перемещение репера, дм							
		Р е п е р №							
		1	2	3	4	5	6	7	8
		С к в а ж и н а № 4							
1	+28	<u>35,50</u> 0	<u>25,54</u> 0	<u>24,50</u> 0	<u>23,00</u> 0	<u>21,50</u> 0	<u>19,00</u> 0	<u>17,35</u> 0	<u>15,00</u> 0
2	+16	<u>35,50</u> 0	<u>25,54</u> 0	<u>24,50</u> 0	<u>23,00</u> 0	<u>21,50</u> 0	<u>19,00</u> 0	<u>17,35</u> 0	<u>15,00</u> 0
3	+10	<u>35,70</u> 0,20	<u>25,70</u> 0,16	<u>24,62</u> 0,12	<u>23,11</u> 0,11	<u>21,60</u> 0,10	<u>19,09</u> 0,09	<u>17,43</u> 0,08	<u>15,08</u> 0,08
4	+6	<u>35,79</u> 0,29	<u>25,72</u> 0,18	<u>24,66</u> 0,16	<u>23,14</u> 0,14	<u>21,62</u> 0,12	<u>19,10</u> 0,10	<u>17,44</u> 0,09	<u>15,09</u> 0,09
5	+1,5	<u>35,90</u> 0,04	<u>25,80</u> 0,27	<u>24,76</u> 0,26	<u>23,24</u> 0,24	<u>21,73</u> 0,23	<u>19,20</u> 0,20	<u>17,51</u> 0,16	<u>15,11</u> 0,11
6	-7,5	<u>36,00</u> 0,50	<u>25,91</u> 0,38	<u>24,87</u> 0,37	<u>23,35</u> 0,35	<u>21,82</u> 0,32	<u>19,26</u> 0,26	<u>17,53</u> 0,18	<u>15,11</u> 0,11
7	-14	<u>36,00</u> 0,50	<u>25,91</u> 0,38	<u>24,87</u> 0,37	<u>23,35</u> 0,35	<u>21,82</u> 0,32	<u>19,26</u> 0,26	<u>17,53</u> 0,18	<u>15,11</u> 0,11
8	-17	<u>36,00</u> 0,50	<u>25,91</u> 0,38	<u>24,87</u> 0,37	<u>23,35</u> 0,35	<u>21,82</u> 0,32	<u>19,26</u> 0,26	<u>17,53</u> 0,18	<u>15,11</u> 0,11

продвижением забоя смещения реализовались менее интенсивно и практически прекращались на расстоянии 5-7м позади забоя. Максимальные вертикальные смещения к этому моменту на

станции №1 составили 60 мм, а на станции №2-38 мм. Необходимо отметить, что максимальные смещения на станции №1 были зафиксированы в скважине №1, расположенной в правой выработке в слое-2 (рис. 2.2. а) слабых пород. Аналогичная ситуация наблюдалась и на станции №2, где максимальные смещения зарегистрированы в кровле над левой выработкой, где также располагался слой слабых пород (смещения были зарегистрированы на реперной станции, расположенной в подземном сооружении). Интенсивным натурным исследованиям подвергалась толща горных пород в кровле подземного сооружения глубиной 5-7м выше контура свода, где расстояние по вертикали между глубинными реперами составляло 0,7-1м. Анализ результатов замеров показал, что с отделением от контура свода подземного сооружения смещения, как правило, уменьшились и на расстоянии 20м составляли около 5мм. Значения полных максимальных смещений с учётом смещений реализуемых на первой стадии строительства на станции №1, составили около 80мм (получена путём суммирования результатов замеров смещений репера №1 скважины №1 и самого глубинного репера в кровле правой выработкой). А на станции №2 - 60мм (получена путём суммирования результатов замеров смещений самого глубокого репера в кровле левой выработки до проходки сводчатой части и контурного репера, расположенного на том же месте контура свода односводчатого подземного сооружения).

Существование значительной разницы между максимальными смещениями на станциях №1 и №2, (макс. смещение на измерительной станции №1 составило - 60 мм, а на станции №2 - 38 мм) можно объяснить тем, что в первом случае вынимается площадь слабых пород больше; породы, слагающих почву этого же слоя и поскольку на месте расположения станции №1 в работу вовлекаются большие объёмы пород, слагающие кровлю, чем на станции №2, т.е. смещения на станции №1 были реализованы больше.

Горизонтальные смещения пород после проходки сводчатой части не зафиксированы. Смещения пород почвы (где были расположены контрольные реперы) не превышали 30 мм.

На реперах, расположенных на поверхности земли (рис. 2.21.), смещений не зафиксировано.

Как было отмечено выше, натурные эксперименты предусматривали также изучение напряженно-деформированного состояния монолитной отделки. В табл. 2.3. и 2.4. даны результаты замеров на тензодинамометрах, соответственно на станции №1 и №2. Значения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  брались из журнала тарировки в соответствии с показаниями деформометра НД-3. Место расположения каждого динамометра указывается тремя знаками: первый знак - это русская прописная буква "П" или "Л" и обозначает, в какой стороне, правой или левой, от вертикальной оси симметрии сооружения расположен динамометр, если наблюдатель идёт от начала платформы

к её концу; второй знак-римская цифра показывает номер плоскости расположения динамометра (рис.2.14.). Всего их девять-четыре в правой части от оси симметрии, четыре в левой, а один-пятый расположен на оси симметрии сооружения (поэтому место расположения динамометра в своде обозначено одной цифрой (-Y). Третий знак - русская строчная буква "а" и "б" или "с" указывает, в каком ряду расположен динамометр. "а" - обозначает ряд, расположенный вблизи контакта системы "обделка-горный массив"; "б" - ряд", расположенный в середине монолитной обделки, а "с", расположенный у внутренней поверхности подземного сооружения. Поскольку в каждом ряду устанавливались по 4 или 6 динамометров, половина из них (2 или 3) была ориентирована так, чтобы измерение параметров вести в горизонтальном направлении ( $ox$ ), а половина - в вертикальном ( $oy$ ). В таблицах даны усредненные значения величин, полученных в каждом ряду для соответствующих напряжений. С помощью деформометра на каждом динамометре измерялись условия единицы относительных деформаций (ЕОД), а затем с помощью журналов тарировки динамометров находились соответствующие значения компонентов напряжений.

Плоскость I была расположена на высоте 0,3 м от почвы выработки, плоскость II -на 2,2 м , III- на 4,2 м , IV- на 7,5 м.

Отметим, что значительная часть динамометров не сработала из-за нарушения геометрической формы и попадания влаги в процессе бетонирования обделок. Также не сработали резиновые динамометры с удлиненным штоком типа ДР, вмонтированные в монолитную обделку из-за низкой чувствительности к приложенным нагрузкам. Исправно работающими тензодинамометрами были зафиксированы лишь сжимающие напряжения, поскольку тарировка этих динамометров на растяжение не производилась из-за сопровождаемых при этом технических трудностей. Поэтому в таблицах 2.5. и 2.6. графики, соответствующие отрицательным напряжениям, не заполнены.

В результате исследований установлено, что формирование полей напряжений в монолитной обделке на обеих станциях завершились в течение 30-60 суток после ее возведения. Надо полагать, что в стенах обделки на станции №1 формируются поля растягивающих напряжений (поскольку тензодинамометри зарегистрировали лишь нулевое напряжение). Они, как правило, распределяются в сторону внутренних поверхностей стен, а в сторону наружных поверхностей (в сторону массива) формируются сжимающие напряжения  $\sigma_y$ , значения которых в правой стене достигает 3,0 МПа, а в левой 2,3 МПа. Сжимающие напряжения  $\sigma_y$  появляются также во всей левой части полусвода и в центральной части свода, значения напряжений в полусводе и в центральной части свода, значения напряжений в этих частях



Таблица 2.5.

Порядковый номер	Место расположения тензодинаметров	Количество исправных тензодинаметров	Результаты замеров ЕОД в направлении		Значения Напряжения Мпа	
			X 4	Y 5	$\sigma_x$ 6	$\sigma_y$ 7
1	п. I.a	3	7670	7612	0,15	2,6
2	п. I.б.	5	7483	7460	0,1	1,1
3	п. I.с.	4				
4	п. II.a	3	7660	7690	0,1	3
5	п. II.б.	4	7656	7678	0,14	1
6	п. II.с.	4				
7	п. III.a	4	6620	6629	0,09	0,05
8	п. III.б.	4	7656		0,12	
9	п. III.с.	4		7684		2,1
10	п. IV.a	3	7606	7601	0,19	0,02
11	п. IV.б.	5	7619		0,1	
12	п. IV.с.	4				
13	п. V.a	4	7610	6493	0,3	0,35
14	п. V.б.	4	6633	6650	0,5	0,4
15	п. IV.с.	4		7658		0,5
16	л. IV.a	3	7653	7503	0,21	2,3
17	л. IV.б.	3	7533	7615	0,1	2
18	п. IV.с.	4				
19	п. IV.a	4	7648	7473	0,32	0,5
20	л. III.б.	4	7652	7671	0,15	0,2
21	п. III.с.	4	7678	7483	0,1	0,15
22	п. II.a	4	7688	7685	0,3	0,25
23	п. II.б.	4	7653	7672	0,15	0,2
24	л. II.с.	4		7479		0,1
25	л. I.a.	5	7457	7413	1,1	0,7
26	п. I.б.	5				

Таблица 2.6.

Порядковый номер	Место расположения тензодинаметров	Количество исправных тензодинаметров	Результаты замеров ЕОД в направлении		Значения Напряжения Мпа	
			X 4	Y 5	$\sigma_x$ 6	$\sigma_y$ 7
1	п. I.a	3+2	7670		0,16	
2	п. I.б.	2+2	7674		0,1	
3	п. I.с.	1+2				
4	п. II.a	3+3	7480	7476	0,2	0,45
5	п. II.б.	1+1	7479	7485	0,19	0,3
6	п. II.с.	3+2		7485		0,15
7	п. III.a	1+2	7689	7650	0,2	3,1
8	п. III.б.	3+1	7691	7664	0,1	1,57
9	п. III.с.	1+1		7680		0,3
10	п. IV.a	2+1	7635	7540	0,45	3,11
11	п. IV.б.	2+3	7601	7155	0,3	3,15
12	п. IV.с.	3+3		7155		3
13	п. V.a					
14	п. V.б.	1+1				
15	п. IV.с.	2+1				
16	л. IV.a	3+1	7617	7149	0,3	2,6
17	л. IV.б.	3+2	7610	7155	0,23	2,1
18	п. IV.с.	2+2		7237		1,1
19	п. IV.a	2+1	7560	7350	0,2	1,3
20	л. III.б.	1+1	7420	7354	0,5	0,9
21	л. III.с.	3+2	7560	7540	0,01	0,1
22	п. II.a	3+2				
23	п. II.б.	2+2		7354		0,9
24	л. II.с.	1+1		7350		1
25	л. I.a.	1+2				
26	п. I.б.	1+1				

$\sigma_y$  0,2-0,3 Мпа. В середине правого полусвода сжимающие напряжения исчезают. Значения напряжений  $\sigma_x$  везде положительные (сжимающие).

На станции №2 сжимающие напряжения  $\sigma_y$  исчезают в средней части свода, в остальных частях бетонной обделки напряжения сжимающие.

Величины действующих в обделке сжимающих напряжений не являются опасными для бетона. Несмотря на то, что нам не удалось замерить значения величин растягивающих напряжений, области их формирования в обделке известны, и их надо считать опасными с точки зрения прочности и устойчивости сооружения в целом. Поэтому указанные вопросы должны уточняться в процессе теоретических исследований.

Для дальнейшей интерпретации результатов натурных исследований и проверки степени их сходимости с данными теоретических расчётов было необходимо изучить физико-механические свойства горных пород, вмещающих односводчатую станцию "Важа-Пшавела" на экспериментальных участках. Результаты лабораторных исследований даны в работе [60].

## 2.4. Основные выводы по главе

В результате проведенных экспериментальных исследований было установлено:

1. Деформации в породах кровли над односводчатой станцией практически отсутствуют на глубине 10-15 м от поверхности земли. Следовательно, в условиях строительства в г.Тбилиси глубина заложения этих сооружений проектируется с большим запасом и при существующей технологии строительства её (без применения дополнительных мероприятий) можно уменьшить до 25 м.
2. На первой стадии строительства односводчатой станции, т.е. строительства боковых вспомогательных выработок, реализовались около 12 мм вертикальных смещений точек контура свода станций, а полные максимальные вертикальные смещения составили 80 мм.
3. В обделке односводчатой станции метрополитена, в основном действуют сжимающие напряжения ( $\sigma_{1,1}^{\max} \leq 3,0 \text{ МПа}$ ); в областях сжатия не нарушаются условия прочности, т. е. напряжение не является опасными. Установлены места расположения зон растягивающих напряжений.
4. Строительство городских подземных сооружений в слабых неустойчивых породах (в трещиноватых аргилитах и алевролитах) сопровождается неуправляемым обрушением

пород кровли (высота обрушения равна ширине выработки). Такие явления служат аргументом против снижения глубины заложения подземных сооружений. Поэтому необходимо совершенствование существующих методов и средств строительства и поддержания выработок. В этих условиях необходимо внедрение прогрессивных технологий строительства, позволяющих эффективно повышать несущую способность вмещающих пород и предотвращать их обрушение.

5. В результате экспериментальных исследований в лабораторных условиях установлены основные физико-механические свойства горных пород, слагающих трассы подземных сооружений метрополитена с учётом их анизотропности.

Очевидно, что в результате полученных экспериментальных исследований значения имеют локальный характер. Они справедливы лишь для экспериментальных участков. Для дальнейшего уточнения и обобщения закономерностей взаимовлияния наземных сооружений, а также для выявления новых, позволяющих более обоснованно выбирать глубину заложения, необходимо проведение ряда теоретических исследований.

### **3. Обоснование глубины заложения городских подземных сооружений.**

#### **3.1. Обоснование и выбор метода расчёта городских подземных сооружений.**

В городских условиях оптимальное проектирование и строительство подземных сооружений, как уже отмечалось, затруднено отсутствием обоснованных методов расчёта. Составление расчётных схем следует начинать с последовательной формулировки проектно-конструкторских, технологических, эксплуатационных и геологических особенностей, которые и определяют устойчивое состояние как наземных, так и подземных сооружений, особенно их взаимовлияний.

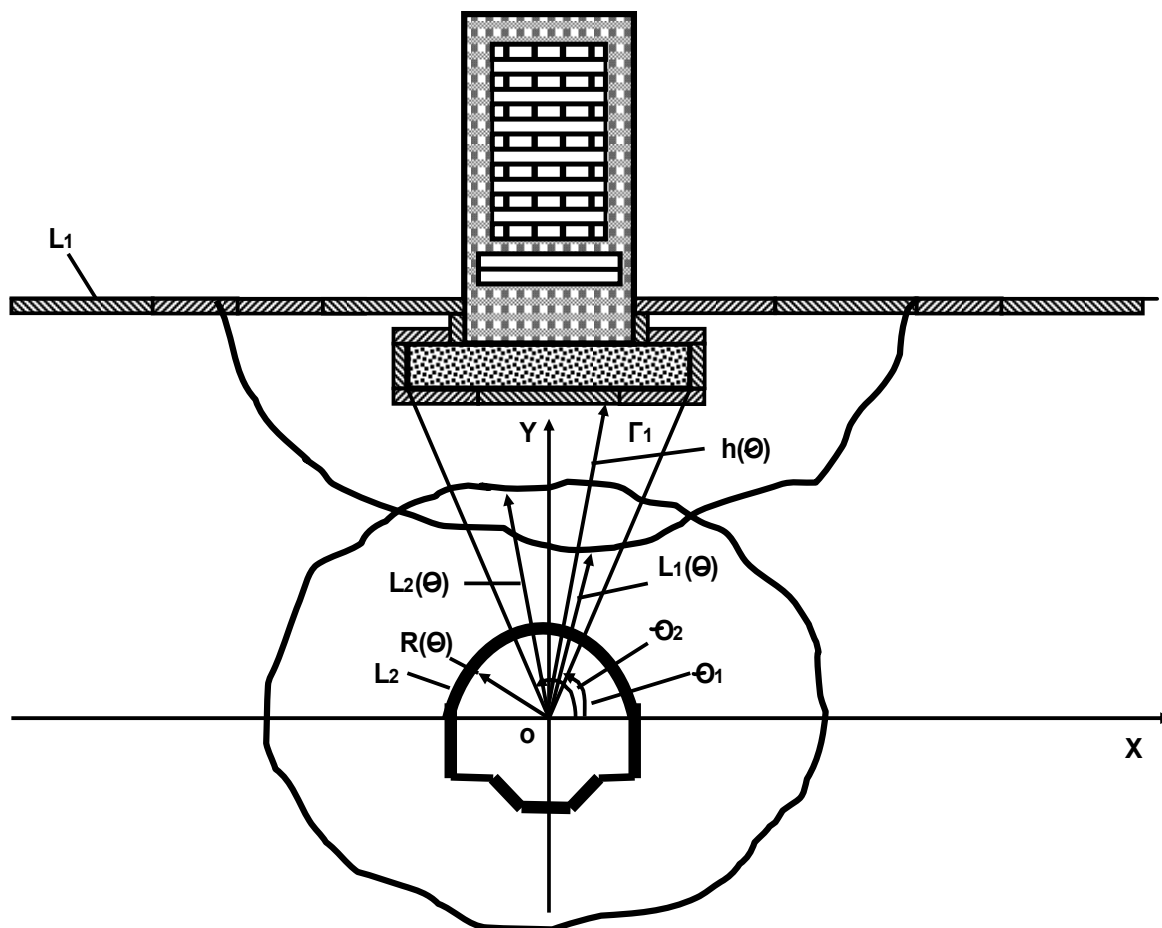
При теоретических исследованиях в изучаемых условиях механических процессов, реализуемых в породных массивах, широко применяются как аналитические, так и численные методы расчётов. В отдельных случаях весьма полезным становится одновременное применение как аналитических, так и численных методов расчёта в пределах одной расчётной схемы [42].

Выбор того или иного метода расчёта зависит от геомеханической ситуации строительства.

Геомеханические ситуации строительства определяются особенностями геологического строения породного массива, физико-механическими свойствами горных пород, механическими и техническими условиями на поверхности земли и на контуре подземного сооружения.

Рассмотрим и выделим основные геомеханические ситуации, которые могут иметь место при строительстве городских подземных сооружений на небольшой глубине их заложения.

Классификация геомеханических ситуаций впервые была предложена в работе проф. И.К. Гуджабидзе [42] с участием автора, по которой могут иметь место три основные геомеханические ситуации (рис. 3.1.):



**Рис. 3.1. Расчётная схема к определению основных геомеханических ситуаций**

1. Если области  $\Gamma_1$  (область влияния надземного объекта) и  $\Gamma_2$  (область влияния подземного сооружения) перекрывают друг друга таким образом, что для всех точек границы  $l_1 = l_1(\theta)$  (контур границы области влияния надземного сооружения), выполняется условие  $l_1(\theta) \geq R(\theta)$ , а для точек границы  $l_2 = l_2(\theta)$  (контур границы, области влияния подземного сооружения), в пределах  $\Theta_1 \leq \theta \leq \Theta_2$

существует значение  $\Theta$ , при котором  $l_2(\Theta) \geq h(\Theta)$ , то надземный объект находится под механическим влиянием подземного сооружения.

2. Если области  $\Gamma_1$  и  $\Gamma_2$  перекрывают друг друга таким образом, что для точек границы  $l_2 = l_2(\Theta)$  в пределах  $\Theta_1 \leq \Theta \leq \Theta_2$  выполняется условие  $l_2(\Theta) < h(\Theta)$ , а для точек границы  $l_1 = l_1(\Theta)$  существует значение  $\Theta$ , при котором  $l_1(\Theta) \leq R(\Theta)$ , то подземное сооружение находится под механическим влиянием надземного объекта.
3. Если области  $\Gamma_1$  и  $\Gamma_2$  пересекают друг друга таким образом, что для точек границы  $l_1 = l_1(\Theta)$  существует значение  $\Theta$ , при котором выполняется условие  $l_1(\Theta) \leq R(\Theta)$ , а для точек границы  $l_2 = l_2(\Theta)$ , в пределах  $\Theta_1 \leq \Theta \leq \Theta_2$  существует значение  $\Theta$ , при котором  $l_2(\Theta) \geq h(\Theta)$ , то надземный объект и подземное сооружение находятся в ситуации взаимного механического влияния.

В практике градостроительства проектирование и строительства городских подземных сооружений ведутся, в основном, на густонаселённых территориях, где уже укомплектованы наземные здания и объекты. Фундаменты и основания наземных сооружений после их возведения испытывают деформации (в соответствии с размерами зданий) в определенном отрезке времени, после чего поля деформаций и напряжений стабилизируются, и формируется стабильная зона влияния наземных сооружений [60].

В процессе сооружения подземных сооружений нарушается равновесное состояние горного массива и начинается формирование новых полей напряжений. Очевидно, что глубина заложения подземных сооружений в этих условиях зависит от размеров вновь формируемых полей напряжений и деформаций, а последние существенно зависят от размеров подземных сооружений. Как показывают расчёты [60], при строительстве комплекса подземных сооружений глубина заложения предопределяется наиболее крупным подземным сооружением, а в условиях строительства подземных сооружений метрополитенов, таковым являются станции. Размеры области влияния таких сооружений в несколько раз превосходят размеры влияния наземных сооружений [60]. Поэтому в таких условиях реализуется лишь первая геомеханическая ситуация  $(l_1(\Theta) \leq R(\Theta), l_2(\Theta) \geq h(\Theta))$ , а происходящие в породных массивах механические процессы, в основном, предопределяются строительством станций метрополитена, поэтому этим сооружением необходимо уделять наибольшее внимание. Вторая геомеханическая ситуация  $(l_2(\Theta) < h(\Theta), l_1(\Theta) \leq R(\Theta))$ , характерна для подземных сооружений малых размеров (коллекторные и коммунальные тоннели и др).

Третья геомеханическая ситуация ( $l_1(\Theta) \leq R(\Theta), l_2(\Theta) \geq h(\Theta)$ ) может реализоваться при использовании технологии строительства, позволяющей чрезмерное снижение глубины заложения, что также было учтено в теоретических исследованиях.

Очевидно, что грузонесущие элементы подземных сооружений в условиях влияния объектов, расположенных на поверхности земли, работают на сложные объемные деформации, что во многом является основной причиной осложнения методов их расчёта.

В большинстве случаев в городских условиях при строительстве подземных сооружений, в частности, перегонных тоннелей и станций метрополитенов, пространственная ориентация и форма подземных сооружений таковы, что после их сооружения естественное напряженное состояние породного массива меняется лишь в двух направлениях (в плоскости поперечного сечения сооружения). В третьем направлении, совпадающем с одной осью сооружения, эти изменения незначительны в пределах слоя одной литологической разности пород.

Учитывая указанную особенность в изучаемых условиях расчёты большинства подземных сооружений можно производить как плоских конструкций. Для выделения этих случаев и обоснования расчётной схемы и метода расчёта сначала было исследовано объемное напряженное состояние подземного сооружения методом МКЭ по программе "ОПРТ-3", разработанной в Грузинском техническом университете с участием автора [47].

Погрешность расчётов рассмотрения плоской задачи вместо объемной, по рекомендациям, данным в работе [47], не превышает 10-15%, что вполне соответствует точности существующих методов расчёта подземных сооружений. В пределах плоской задачи можно успешно применить как аналитические, так и численные методы расчётов. На первом этапе для выявления основных особенностей взаимного влияния наземных и подземных сооружений расчёты были произведены методом граничных элементов (МГЭ). На втором этапе методом конечных элементов были произведены детальные расчёты реальных объектов с учётом геологических и технических условий их строительства.

## **3.2. Метод граничных элементов**

### **3.2.1. Постановка задачи**

Математической моделью задачи является граничная задача сквозного отверстия бесконечного тела. Тело находится в однородном изотропном плоском деформированном состоянии. Внутренняя поверхность тела свободна от напряжения. На часть плоской поверхности дана

ненулевая, нормальная нагрузка, на другую же часть – нулевая нормальная. По всей плоской поверхности – нулевая касательная нагрузка.

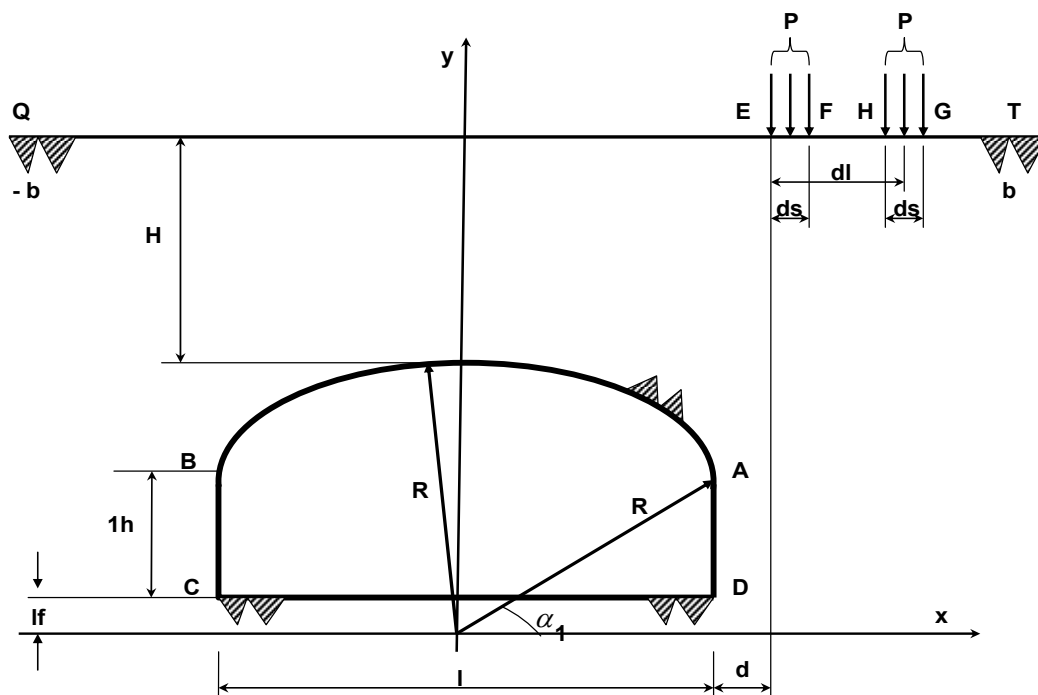
В связи с тем, что тело находится в плоском деформированном состоянии, рассматривается двумерная граничная задача, показанная на рис. 3.2..

Определим по рис. 3.2 , на котором показана бесконечная область, систему уравнений равновесий:

$$\frac{\partial D}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial K}{\partial \alpha} = 0; \quad \frac{1}{r} \frac{\partial(ru)}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \alpha} = \frac{D}{\lambda + 2\mu}$$

(3.1.)

$$\frac{1}{r} \frac{\partial D}{\partial \alpha} + \frac{\partial K}{\partial r} = 0; \quad \frac{1}{r} \frac{\partial(rv)}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \alpha} = \frac{K}{\mu}$$



**Решение, удовлетворяющее следующим граничным условиям:**

$$r = R, \quad \alpha_1 < \alpha < \pi - \alpha_1 : \quad \sigma_{rr} = 0, \quad \sigma_{r\alpha} = 0$$

$$x = -l/2, \quad lf < y < lf + 1h : \quad \sigma_{xx} = 0, \quad \sigma_{xy} = 0$$

$$x = l/2, \quad lf < y < lf + 1h : \quad \sigma_{xx} = 0, \quad \sigma_{xy} = 0$$

$$\begin{aligned}
y=l/2, -l/2 < x < l/2: \quad \sigma_{yy} = 0, \quad \sigma_{xy} = 0 \\
y=R+H, -b < x < l/2+d: \quad \sigma_{yy} = 0, \quad \sigma_{xy} = 0 \quad (3.2.) \\
y=R+H, l/2+d < x < l/2+d+ds: \quad \sigma_{yy} = -p, \quad \sigma_{xy} = 0 \\
y=R+H, l/2+d+dl < x < l/2+d+dl+ds: \quad \sigma_{yy} = -p, \quad \sigma_{xy} = 0 \\
y=R+H, l/2+d+ds < x < l/2+d+dl: \quad \sigma_{yy} = 0, \quad \sigma_{xy} = 0 \\
y=R+H, l/2+d+dl+ds < x < b: \quad \sigma_{yy} = 0, \quad \sigma_{xy} = 0
\end{aligned}$$

где:

$u, v$  - компоненты вектора перемещения;

$\sigma_{\alpha\alpha}, \sigma_{rr}, \sigma_{r\alpha}$  - компоненты тензора напряжений в полярной системе координат;

$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}$  - компоненты в координатной системе Декарте;

$\lambda = E\nu / ((1 + \nu)(1 - 2\nu)), \quad \mu = E / (2(1 + \nu))$  - известные неизменяемые;

$E$  - модуль Юнга;

$\nu$  - коэффициент Пуассона.

Для получения числового решения этой задачи применяется один из методов граничных элементов, точнее - метод фиктивной нагрузки [131,141.].

Для числового решения задачи фиктивным методом следует границу рассматриваемой области разделить по элементам и предварительно получить такое простое решение сингулярной задачи, которое будет удовлетворять граничным условиям, данных в середине каждой точки (3.2.). Таким простым решением сингулярной задачи рассматривается граничная задача приложения сосредоточенной нагрузки в точке бесконечной гибкой области.

Задача, определяющая приложенную сосредоточенную нагрузку в бесконечной гибкой области, известна как задача Кельвина. [134].

В случае плоской деформации, по задаче Кельвина, перемещения запишутся следующим образом:

$$u_x = \frac{F_x}{2\mu} [(3 - 4\nu)\varphi - x\varphi_{,x}] - \frac{F_y}{2\mu} y\varphi_{,x}, \quad (3.3.)$$

$$u_y = -\frac{F_x}{2\mu} x\varphi_{,y} + \frac{F_x}{2\mu} [(3 - 4\nu)\varphi - y\varphi_{,y}]$$



**а напряжение:**

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= F_x [2(1-\nu)\varphi_{,x} - x\varphi_{,xx}] + F_y (2\nu\varphi_{,y} - y\varphi_{,xx}), \\ \sigma_{yy} &= F_x (2\nu\varphi_{,x} - x\varphi_{,yy}) + F_y [2(1-\nu)\varphi_{,y} - y\varphi_{,yy}], \\ \sigma_{xy} &= F_x [(1-2\nu)\varphi_{,y} - x\varphi_{,xy}] + F_y [(1-2\nu)\varphi_{,x} - y\varphi_{,xy}]\end{aligned}\quad (3.4)$$

где  $F_x$  и  $F_y$  компоненты приложенной  $F$  нагрузки в точке бесконечной гибкой области,  $\varphi(x, y)$  имеют следующий вид:

$$\varphi(x, y) = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \ln(x^2 + y^2)$$

$\varphi_{,x}, \varphi_{,y}, \varphi_{,xx}, \varphi_{,xy}, \varphi_{,yy}$  соответственно обозначаются  $\delta\varphi(x, y)/\delta x$ ,  $\delta\varphi(x, y)/\delta y$ ,  $\delta^2\varphi(x, y)/\delta x^2$ ,  $\delta^2\varphi(x, y)/\delta x \delta y$ ,  $\delta^2\varphi(x, y)/\delta y^2$ .

С применением принципа суперпозиции возможно решение задачи по приложенной сосредоточенной нагрузке в любой точке бесконечной гибкой области. Бесконечно распределяя нагрузку на участке  $|x| \leq a$ ,  $y=0$ , где дано  $P_x$  и  $P_y$  усилие, получается граничная задача. Эта задача решается интегрированием [131] решения задачи (3.3), (3.4) Кельвина.

Для перемещения применяются формулы:

$$\begin{aligned}u_x &= \frac{P_x}{2\mu} [(3-4\nu)f + yf_{,y}] - \frac{P_y}{2\mu} yf_{,x}, \\ u_y &= -\frac{P_x}{2\mu} yf_{,x} + \frac{P_y}{2\mu} [(3-4\nu)f - yf_{,y}]\end{aligned}\quad (3.5)$$

**а для напряжения**

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= P_x [(3-2\nu)f_{,x} + yf_{,xy}] + P_y (2\nu f_{,y} + yf_{,yy}); \\ \sigma_{yy} &= -P_x [-(1-2\nu)f_{,x} - yf_{,xy}] + P_y [2(1-\nu)f_{,y} - yf_{,yy}]; \\ \sigma_{xy} &= P_x [2(1-\nu)f_{,y} + yf_{,xy}] + P_y [(1-2\nu)f_{,x} - yf_{,xy}]\end{aligned}\quad (3.6)$$

где:

$$f(x, y) = -\frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ y \left( \arctan \frac{y}{x-a} - \arctan \frac{y}{x+a} \right) - (x-1) \ln \sqrt{(x-a)^2 + y^2} + (x+a) \ln \sqrt{(x+a)^2 + y^2} \right] \quad \text{Для (3.7) плоской деформации, при}$$

помощи решения задачи Кельвина (3.6) и преобразуя формулы координат [132], можно вычислить  $\sigma_s^i$  и  $\sigma_n^i$  напряжение в середине точек всех элементов,  $i = 1, \dots, N$ . Таким образом, получается следующее уравнение:

$$\sigma_s^j = \sum_{j=1}^N (A_{ss}^{ij} P_s^j + A_{sn}^{ij} P_n^j); \quad \sigma_n^j = \sum_{j=1}^N (A_{ns}^{ij} P_s^j + A_{nn}^{ij} P_n^j); \quad (3.8.)$$

Где  $A_{ss}^{ij}, A_{sn}^{ij}, A_{ns}^{ij}, A_{nn}^{ij}$  граничные коэффициенты влияния напряжения в рассматриваемой задаче, которые имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} A_{ss}^{ij} &= [-2(1-\nu)(\sin 2\gamma F_2 - \cos 2\gamma F_3) - \bar{y}(\sin 2\gamma F_4 + \cos 2\gamma F_5)]; \\ A_{sn}^{ij} &= [(1-2\nu)(\cos 2\gamma F_2 + \sin 2\gamma F_3) - \bar{y}(\cos 2\gamma F_4 - \sin 2\gamma F_5)]; \\ A_{ns}^{ij} &= [F_2 - 2(1-\nu)(\cos 2\gamma F_2 + \sin 2\gamma F_3) - \bar{y}(\cos 2\gamma F_4 - \sin 2\gamma F_5)]; \\ A_{nn}^{ij} &= [F_3 - (1-\nu)(\sin 2\gamma F_2 - \cos 2\gamma F_3) + \bar{y}(\sin 2\gamma F_4 + \cos 2\gamma F_5)]; \end{aligned} \quad (3.9.)$$

где:

$$\begin{aligned} F_2 = F_2(\bar{x}, \bar{y}) = f_{,x}^- &= \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \ln \sqrt{(\bar{x}-a)^2 + \bar{y}^2} - \ln \sqrt{(\bar{x}+a)^2 + \bar{y}^2} \right]; \\ F_3 = F_3(\bar{x}, \bar{y}) = f_{,y}^- &= -\frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \arctan \frac{\bar{y}}{\bar{x}-a} - \arctan \frac{\bar{y}}{\bar{x}+a} \right]; \\ F_4 = F_4(\bar{x}, \bar{y}) = f_{,xy}^- &= \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \frac{\bar{y}}{(\bar{x}-a)^2 + \bar{y}^2} - \frac{\bar{y}}{(\bar{x}+a)^2 + \bar{y}^2} \right]; \\ F_5 = F_5(\bar{x}, \bar{y}) = f_{,xx}^- = -f_{,yy}^- &= \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left[ \frac{\bar{x}-1}{(\bar{x}-a)^2 + \bar{y}^2} - \frac{\bar{x}+a}{(\bar{x}+a)^2 + \bar{y}^2} \right]; \end{aligned} \quad (3.10.)$$

Для решения граничной задачи 3.1. и 3.2.:

- границу АВ разделим на  $N_1$  элементов и пронумеруем их против часовой стрелки с 1-го до  $N_1$ .
- ВС разделим на  $N_2$  элементов и пронумеруем против часовой стрелки слева направо  $N_1+1$  до  $N_1+N_2$ .
- CD разделим на  $N_3$  элементов и пронумеруем против часовой стрелки слева направо.  $N_1+N_2+1$  до  $N_1+N_2+N_3$ .
- DA разделим на  $N_2$  элементов и пронумеруем против часовой стрелки слева направо  $N_1+2N_2+N_3+1$  до  $M_1=N_1+2N_2+N_3+N_4$
- QE разделим на  $N_4$  элементов и пронумеруем против часовой стрелки слева направо.  $N_1+N_2+N_3+1$  до  $N_1+2N_2+N_3$ .

- EF разделим на  $N_5$  элементов и пронумеруем с  $M_1+1$  до  $M_2=M_1+N_5$  слева направо.  
 - FH разделим на  $N_6$  элементов и пронумеруем с  $M_2+1$  до  $M_3=M_2+N_6$  слева направо,  
 - HG разделим на  $N_5$  элементов и пронумеруем с  $M_3+1$  до  $M_4=M_3+N_5$  слева направо.  
 И наконец, GT разделим на  $N_7$  элементов и пронумеруем с  $M_4+1$  до  $M_4+N_7$  слева направо.

В результате для удовлетворения граничных условий (3.2) с учётом формул (3.8.), (3.9.), (3.10.) получается  $2N$  - неизвестная прямолинейная  $2N$ - алгебраическая система ( $N=N_1+2N_2+N_3+N_4+2N_5+N_6+N_7$ ):

$$\left. \begin{aligned}
 & \sum_{j=M_1+1}^{M_2} (A_{ss}^{ij} P_s^j + A_{sn}^{ij} P_n^j) + \sum_{j=M_3+1}^{M_4} (A_{ss}^{ij} P_s^j + A_{sn}^{ij} P_n^j) = 0 \\
 & \sum_{j=M_1+1}^{M_2} (A_{ns}^{ij} P_s^j + A_{nn}^{ij} P_n^j) + \sum_{j=M_3+1}^{M_4} (A_{ns}^{ij} P_s^j + A_{nn}^{ij} P_n^j) = -p
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} i=M_1+1, K, M_2, M_3+1, K, M_4 \\ \\ \\ \end{array} \quad (3.11.)$$

$$\left. \begin{aligned}
 & \sum_{j=1}^{M_1} (A_{ss}^{ij} P_s^j + A_{sn}^{ij} P_n^j) + \sum_{j=M_2+1}^{M_3} (A_{ss}^{ij} P_s^j + A_{sn}^{ij} P_n^j) + \sum_{j=M_4+1}^{M_4+N} (A_{ss}^{ij} P_s^j + A_{sn}^{ij} P_n^j) = 0 \\
 & \sum_{j=1}^{M_1} (A_{ns}^{ij} P_s^j + A_{nn}^{ij} P_n^j) + \sum_{j=M_2+1}^{M_3} (A_{ns}^{ij} P_s^j + A_{nn}^{ij} P_n^j) + \sum_{j=M_4+1}^{M_4+N} (A_{ns}^{ij} P_s^j + A_{nn}^{ij} P_n^j) = 0
 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} i=1, K, M_1, \\ \\ \\ \end{array}$$

$M_2+1, K, M_3, M_4+1, K, M_4+N$

**В 3.11.**  $P_s^j$  и  $P_n^j$  фиктивные неизвестные величины.

На персональном компьютере в системе MALAB было исполнена численная реализация граничной задачи (3.1) (3.2.) и были получены численные значение тангенциальных напряжений и компоненты вектора перемещений на ABCD контуре для следующих значений:  $R=12,5$ ,  $v=0,33$ ,  $E=2,5 \cdot 10^3$ ,  $p=-500$  т/м<sup>2</sup>,  $l=20,7$  м,  $lh=5,015$  м,  $ds=2$  м,  $dl=6$  м,  $lf=2$  м,  $H=10$ м,  $d=10$ ; 3; -10,35; -14,35.

### 3.2.2. Результаты расчётов по МГЭ

Анализ результатов расчётов (рис.3.3., 3.4., 3.5., 3.6., 3.7., 3.8., 3.9.) показывает, что в условиях взаимного влияния надземных и подземных сооружений неблагоприятным вариантом их взаимного расположения является вариант, когда фундаменты наземного сооружения расположены над подземным сооружением (рис. 3.5.). Для подземного сооружения неблагоприятным является также вариант, когда фундаменты

наземного сооружения расположены в боковых частях массива, находящихся от стенки подземного сооружения на расстоянии её ширины (рис.3.4).

В ситуации (рис.3.5), когда нагрузка, вызванная наземным сооружением, действует в вертикальных плоскостях стен подземного сооружения, то последнее находится в более благоприятных условиях, чем в двух предыдущих вариантах.

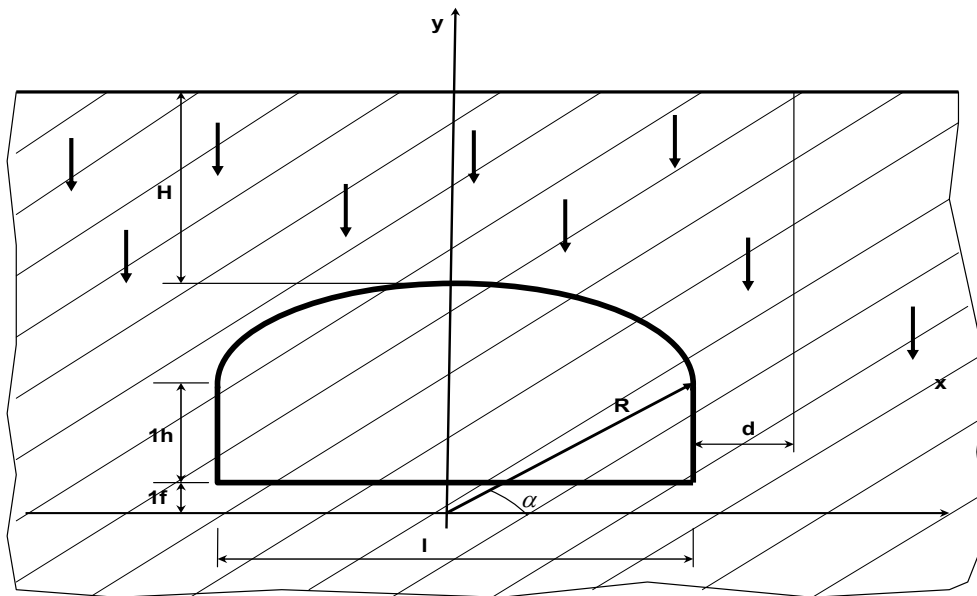
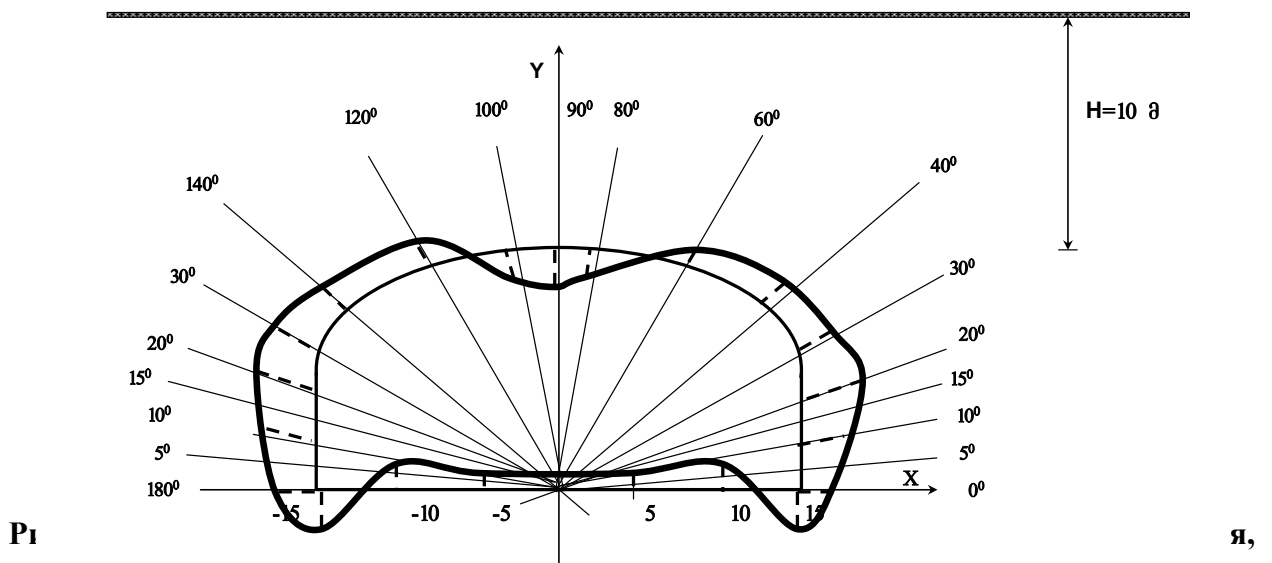


Рис.3.3. Расчётная схема, когда поверхность земли свободна от наземных сооружений



Р1

я,

когда поверхность земли свободна  
от надземных сооружений

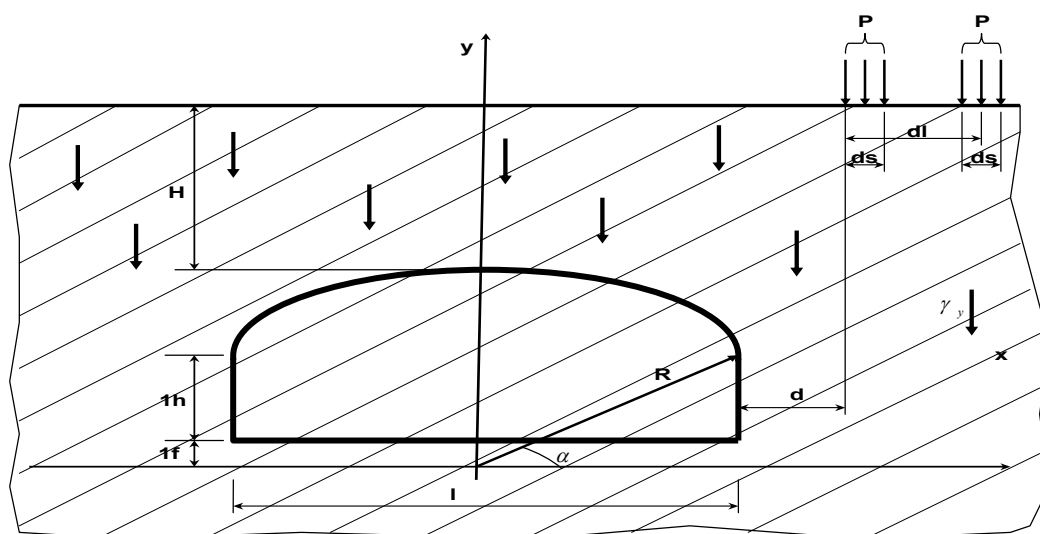


Рис.3.5. Расчётная схема, когда на поверхности земли расположены  
надземные сооружения

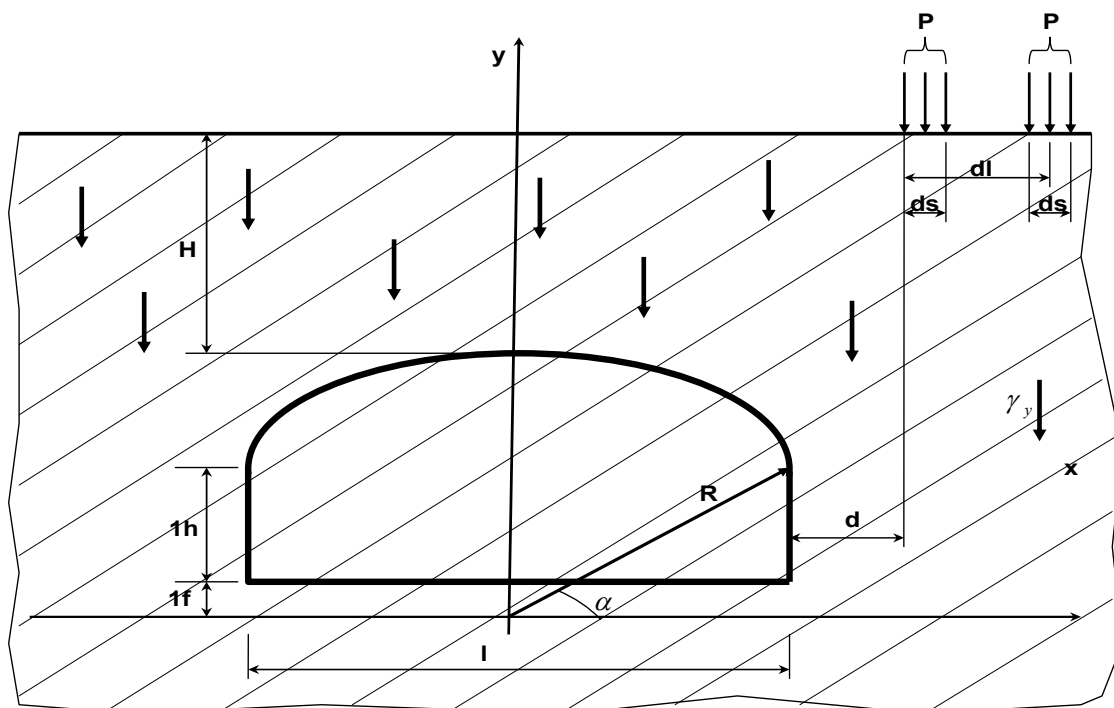


Рис. 3.6. Распределение нормальных напряжений на контуре подземного сооружения, когда  $l=15$  м

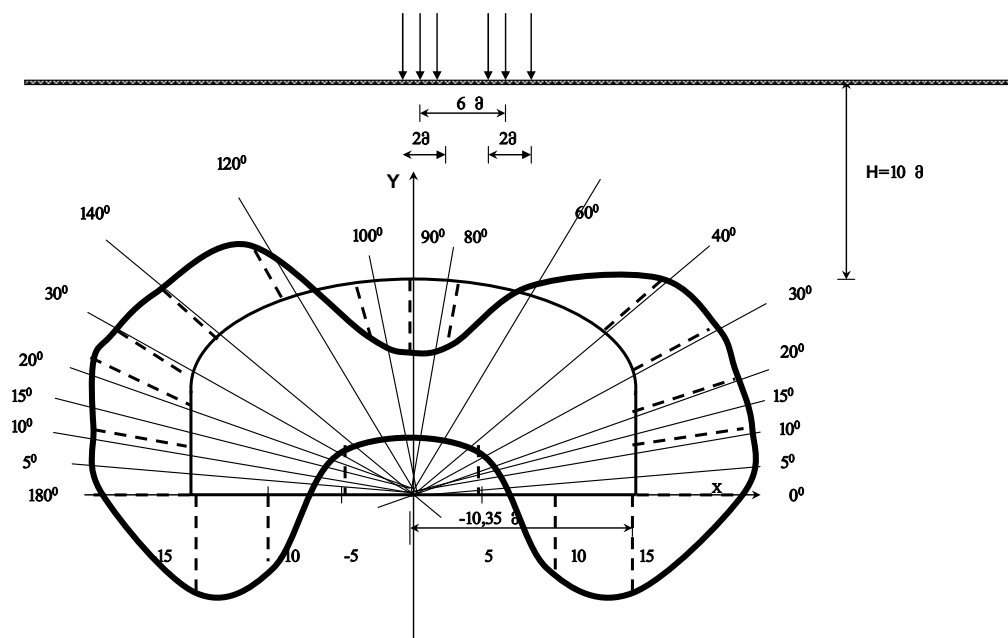
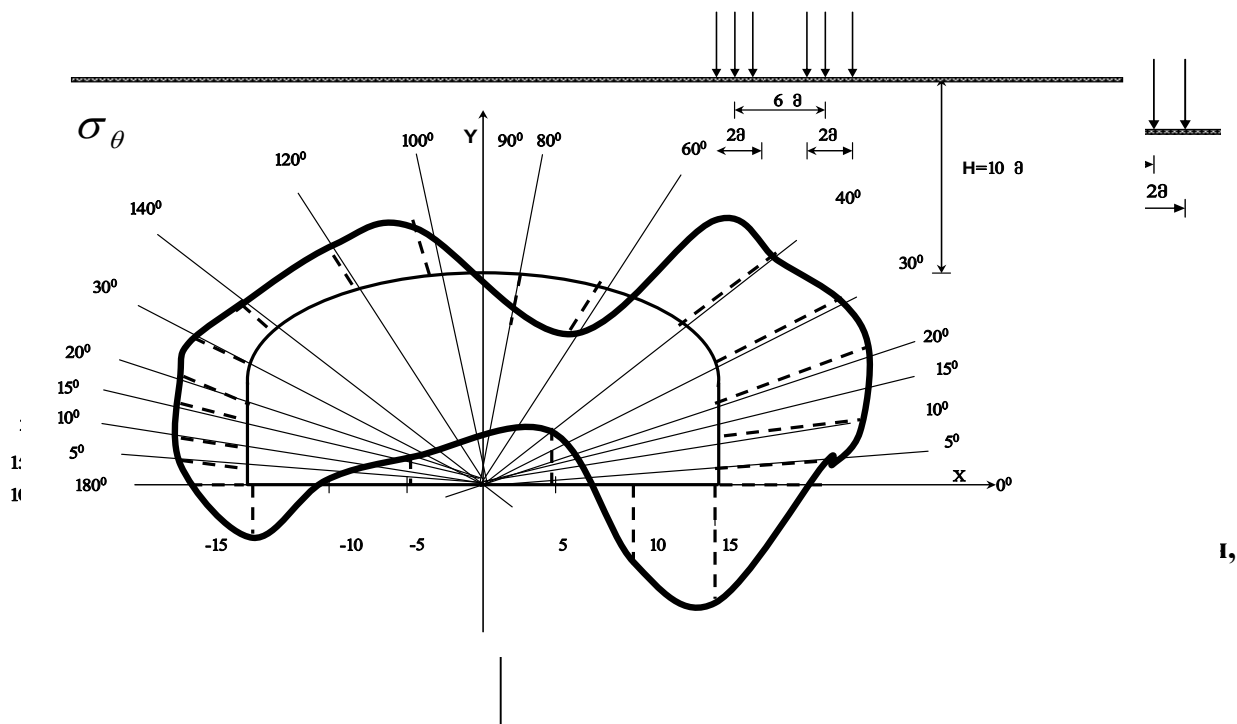


Рис. 3.8. Распределение нормальных напряжений на контуре подземного сооружения, когда  $l=-10,35$  м.

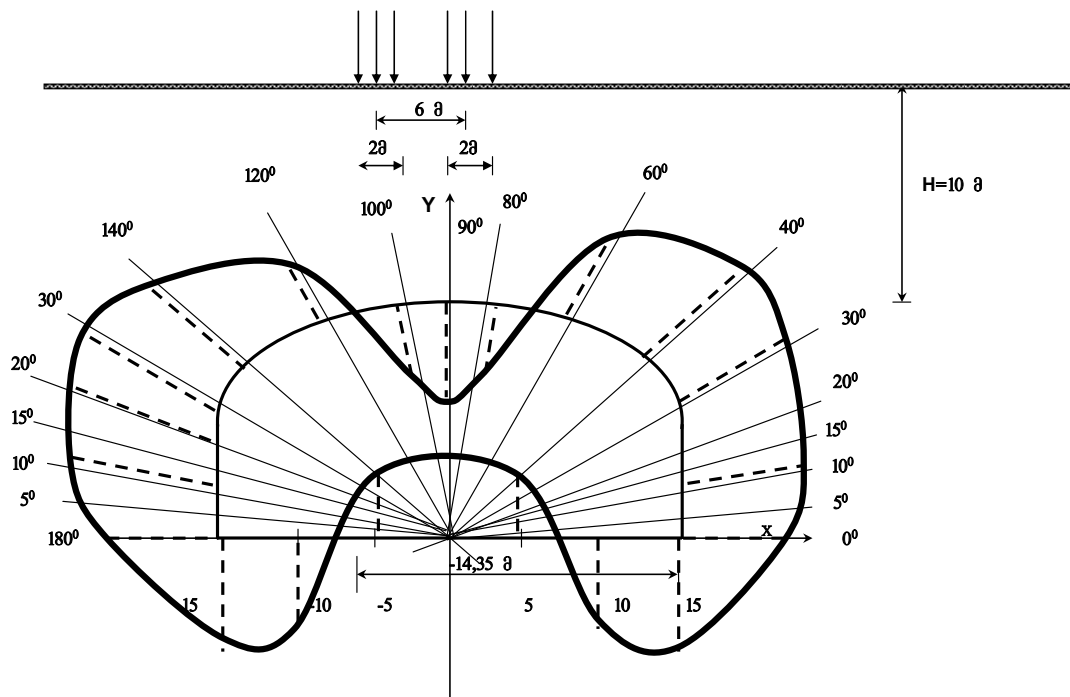


Рис. 3.9. Распределение нормальных напряжений на контуре подземного сооружения, когда  $l=-14,35 \text{ м}$

### 3.3. Расчёт взаимовлияющих напряжений и деформаций с применением МКЭ

#### 3.3.1. Расчётная схема и основные данные

Задачи механики подземных сооружений могут быть решены в аналитической форме лишь в исключительных случаях. Если иметь в виду, что реальные инженерные задачи возникают при проектировании сооружений, работающих в сложных инженерно-геологических условиях, что становится необходимым учитывать при расчётах такие факторы, как слоистость, анизотропия и пластичность горных пород, конструкцию обделки и свойства её материала и т.д. О точном аналитическом решении таких задач не может быть и речи. Поэтому при расчете напряженно-деформированного состояния обделки

односводчатой станции “Важа-Пшавела” и окружающего её массива используем численный метод расчёта, а именно метод конечных элементов (МКЭ). Надо отметить, что МКЭ, как впрочем, и все численные методы, имеет недостатки, в частности, необходимым является существенная конкретизация рассматриваемого объекта из-за чего и осложняется выявление общих закономерностей для обобщения полученных результатов, обычно необходимо изучение процесса на нескольких расчётных схемах, перебирая основные варианты.

Во время составления расчётной схемы (рис.3.9.) для станции метрополитена “Важа-Пшавела” были учтены все основные варианты и горно-геологические факторы. Которые дают возможность при совместной работе массива горных пород и обделки подземного сооружения максимально корректно определить их нарыженно-деформированное состояние при разной глубине заложения в условиях влияния наземных зданий и сооружений. В схеме также учтены слоистость и анизотропия горных пород. Все возможные варианты расположения слоя слабых, перемятых пород по отношению к подземному сооружению. Она даёт возможность расчёта нарыженно-деформированного состояния массива горных пород как до, так и после строительства подземного сооружения, а расчёт последней можно производить как до, так и после возведения обделки.

Расчёт односводчатой станции “Важа-Пшавела ” и окружающего массива был проведен по программе ”ОПРТ-3”. Расчётная схема, показанная на рис.3.9. содержит 2578 элементов, связанных 1356 узлами. Максимальная степень свободы расчётной схемы с учётом граничных условий существования семи разных слоев горных пород; из которых четыре слоя, в основном представлены глинистыми грунтами и породами. Эти породы, в основном изотропные, располагались до глубины 15-22 м от поверхности земли.

Мощность этих пород менялась от 2,5 м до 7,5 м, Они характеризуются горизонтальным залеганием. Ниже этих пород учтено расположение трёх разных слоев пород, которые наклонны к горизонтали под углом около  $30^{\circ}$ .

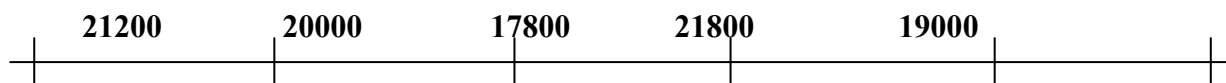
Все три слоя характеризуются анизотропными свойствами. Из трёх слоев верхний представлен элювиальными выветренными породами, нижний --глинистыми песчаниками, часто аргилитами. Изучаемый объект (односводчатая станция “Важа-Пшавела”) полностью расположен в этих породах, хотя на разных участках, по отношению к станции расположение этих пород разнообразно. Особый интерес вызывает влияние расположения слоя слабых сильнотрещиноватых пород на нарыженно-деформированное состояние системы ”обделка - горный массив”. Поэтому в расчётной схеме учтены три разных



варианта расположения этого слоя по отношению к станций, и соответствующих трём основным схемам (а), (б) и (з) (рис.2.2.).

Вариант б не исследовался, поскольку натурные исследования показали, что влияние слоя слабых пород незначительно при его удалении от контура сооружений вглубь массива на 1-2м и более. Наклон слоя слабых пород в расчётной схеме принят  $30^{\circ}$ , что в большинстве случаев соответствует условиям строительства станций. Кроме того, при угле  $30^{\circ} - 45^{\circ}$  влияние этого слоя максимально.

От дневной поверхности земли глубина заложения замка свода станции в процессе расчёта менялась от 18 м до 35 м. Нагрузка, передаваемая наземными сооружениями на фундаменты, равнялась  $P=0,56$  Мпа. Необходимые для расчётов физико-механические свойства горных пород, в зависимости от их расположения, условно, разделены на три группы: верхнюю, среднюю и нижнюю (см. таб.3.1.). Свойства бетонной обделки  $E=20000$  МПа;  $\gamma=2,4 \times 10^2$  МН/м<sup>3</sup>.



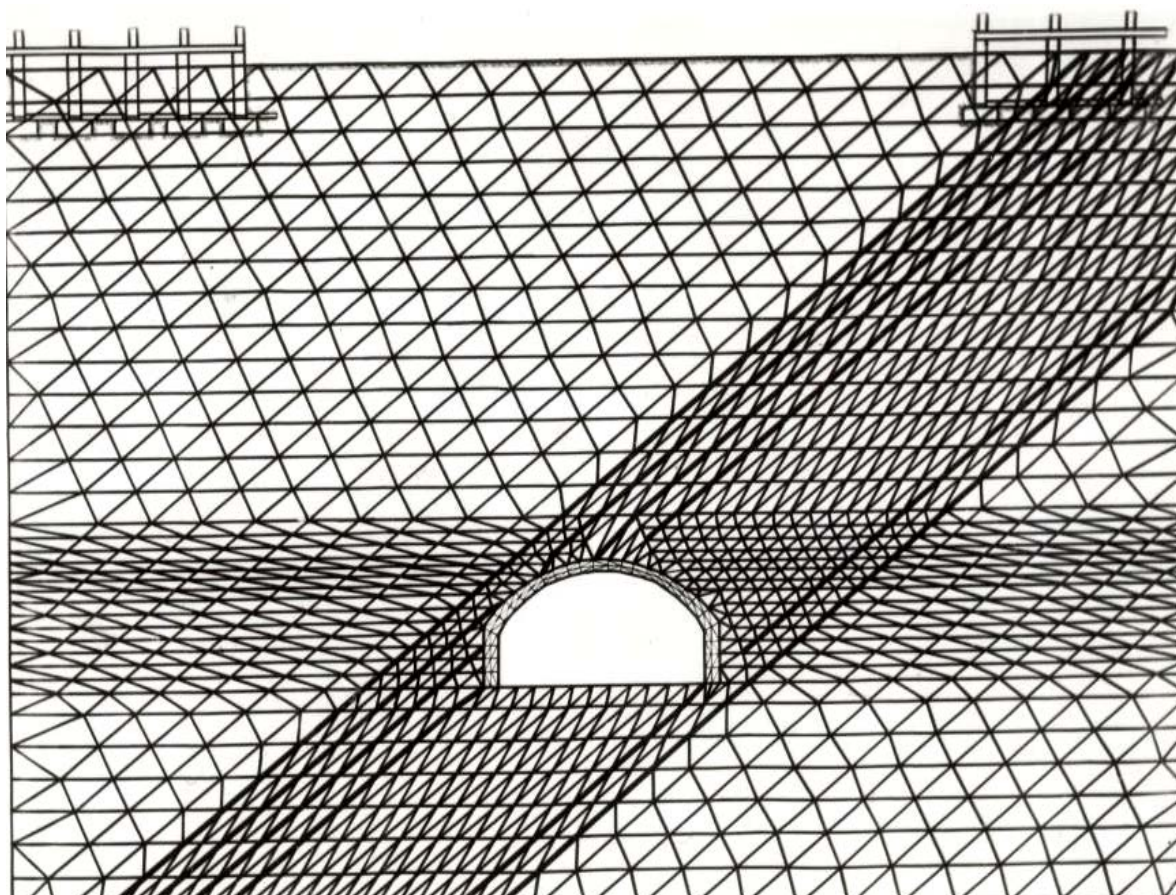


Рис. 3.9. Расчётная схема по МКЭ станций метрополитена

Таблица 3.1.

Расположение слоя	Модуль Юнга МПА		Коэффициент Пуассона		Модуль сдвига МПА		Объёмный вес МН/м <sup>3</sup>
	$E_{II}$	$E_{\perp}$	$\mu_{II}$	$\mu_{\perp}$	$c_{II}$	$c_{\perp}$	$\gamma$
Верхнее	4840	3022	0,185	0,237	2200	1605	0,022
Среднее (слой перемятых пород)	800	300	0,3	0,34	440	145	0,020
Нижнее	5900	4000	0,15	0,125	3000	1780	0,023

### 3.3.2. Результаты расчётов по МКЭ

В результате расчётов компонентов напряжений и деформаций в условиях влияния наземных и подземных сооружений были установлены основные закономерности реализуемых механических процессов. Как было отмечено, расчёты велись для условий строительства станции метрополитена “Важа-Пшавела”.

Изучение распределения главных напряжений в нетронутом массиве горных пород показали, что ниже слоя слабых пород главные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  распределяются сравнительно равномерно и направлены соответственно вертикально и горизонтально. Выше этого слоя распределение напряжений характеризуется значительной неравномерностью, а направление  $\sigma_1$  почти повсюду отклонено от вертикали. Из этого можно предположить, что наиболее выгодным будет расположение односводчатой станции под слоем слабых пород, оставляя целиком определенной толщины между слоем этих пород и контуром свода станции. Это предположение подкреплено и тем обстоятельством, что ниже слоя слабых пород в непосредственной близости соотношение  $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0,6-0,8$ , что

благоприятно влияет на распределение напряжений в кровле подземного сооружения, так как возможность появления растягивающих, опасных для устойчивости кровли, напряжений в этом случае будет исключено.

Величины сжимающих напряжений при таких малых глубинах заложения в изучаемых условиях неопасны, поскольку их значения в несколько раз меньше прочности пород. С удалением от этого слоя вниз и вправо указанное соотношение значительно ухудшается и меняется в пределах 0,4-0,1. В этом случае расположение подземного сооружения выше слоя слабых пород будет неблагоприятным, поскольку соотношение  $\sigma_2 / \sigma_1$  близко к нулю, а это в свою очередь, непременно приведёт к появлению в своде сооружения опасных растягивающих напряжений.

На рис. 3.10. показаны схемы распределения главных напряжений после сооружения станции, соответствующие варианту *a* (рис.2.2.).

Схема, показанная на рис.3.4., соответствует варианту *z* (рис.2.2.), а схема, показанная на рис. 3.5., варианту *b* (рис.2.2.).

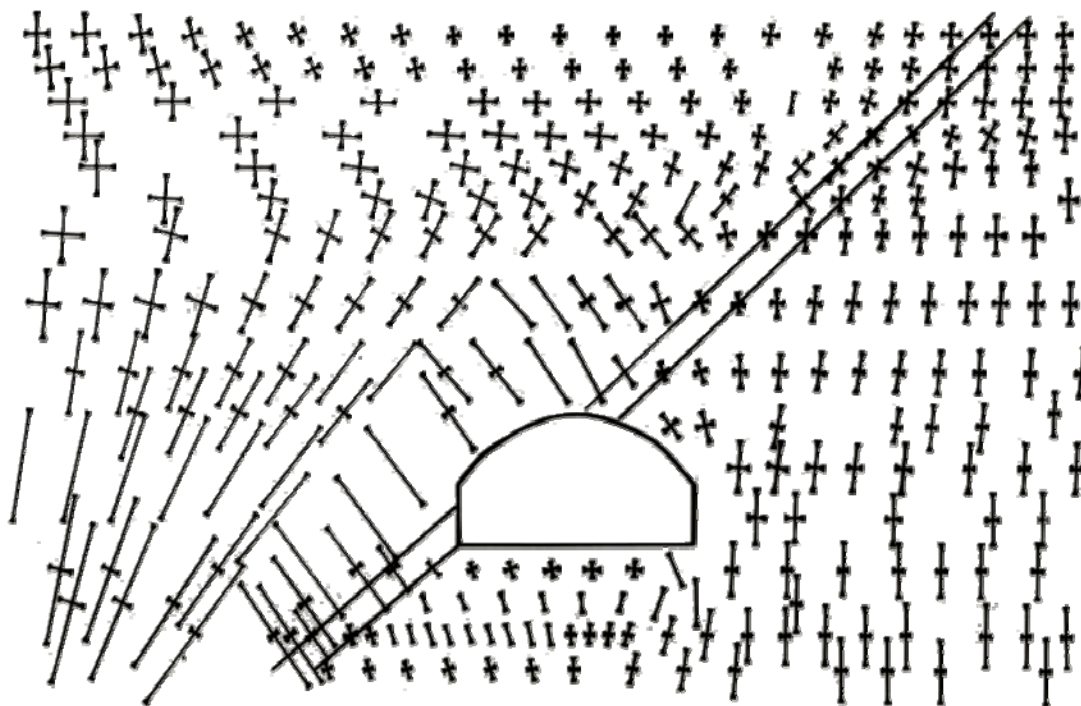
На рис. 3.10.-3.11, 3.15.-3.16. показаны векторы распределения главных напряжений вокруг односводчатой станции метрополитена, глубина расположения свода которой от поверхности земли составляет  $H=37$ м. (что соответствует реальным условиям строительства в г. Тбилиси), до возведения монолитной обделки. Расчёты производились для всех вариантов расположения слоя слабых пород в соответствии с рис.2.2. кроме варианта *(б)*.

Из этих расчётов следует, что область влияния незакрепленного подземного сооружения на расстояние 10-15 м в условиях благоприятного расположения сооружения (ниже слоя слабых пород) и на расстояния 20-25м в условиях неблагоприятного его расположения (в зоне расположения слоя слабых пород и выше него). Критерием определения границ зоны влияния было выбрано изменения напряжений вокруг сооружений не более чем на 10% по сравнению

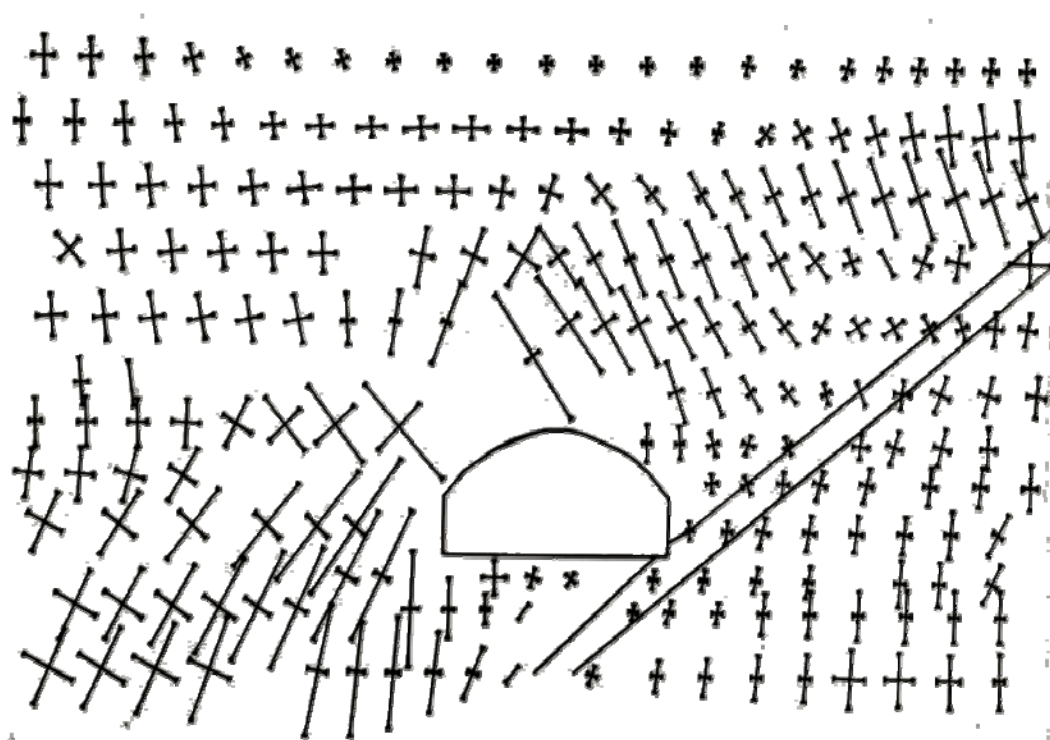
с напряжениями, действующими в нетронутом массиве до начала строительства.

Необходимо заметить, что если механические свойства слоя слабых пород незначительно отличаются от свойства основного массива, то зона влияния подземного сооружения не распространяется дальше 13-18 м (рис.3.6.)

На рис 3.14., 3.18. показаны векторы главных напряжений вокруг закрепленного сооружения. При расчёте было принято, что обделка возводится мгновенно, а механические свойства слабых пород мало отличаются от основного массива. Сравнивая рис.3.14. с рис 3.13., можно заключить, что распределение напряжений в породном массиве становится тем равномернее, чем быстрее вводится в работу обделка. Указанная закономерность особенно



**Рис.3.10. Схема расположения главных напряжений  
вокруг незакрепленного сооружения,  
соответствующая варианту *a*.**



**Рис.3.11. Распределение главных напряжений вокруг**



незакрепленного сооружения, соответствующее  
варианту 2.

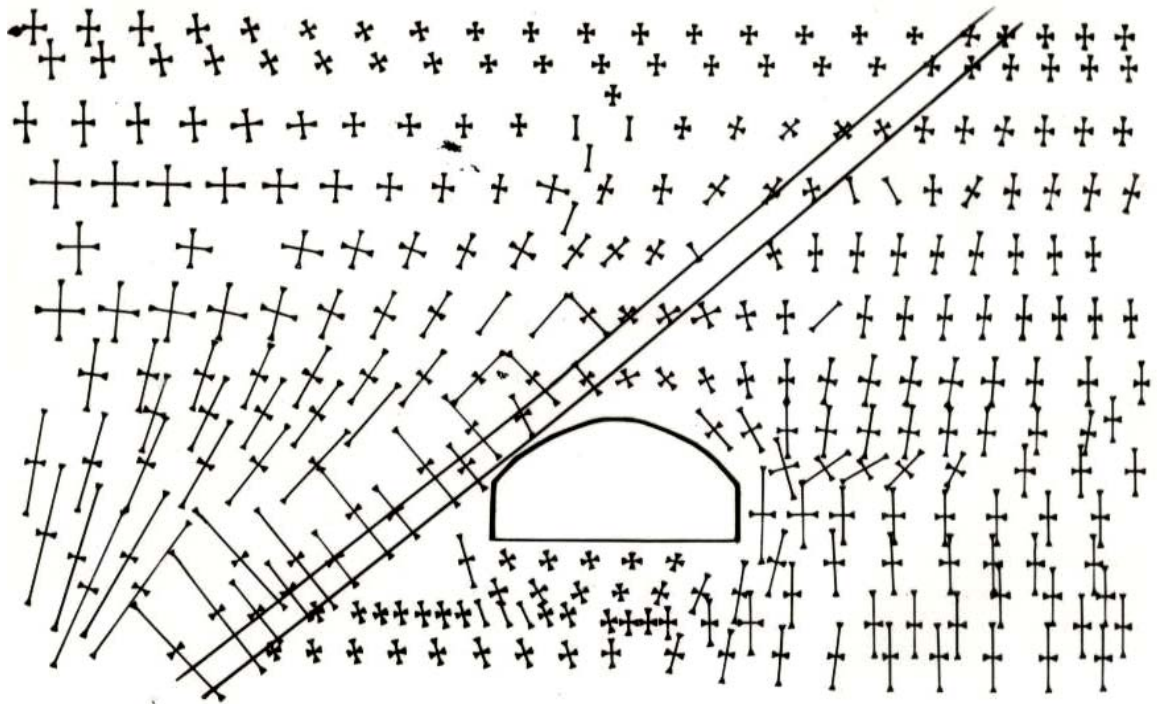
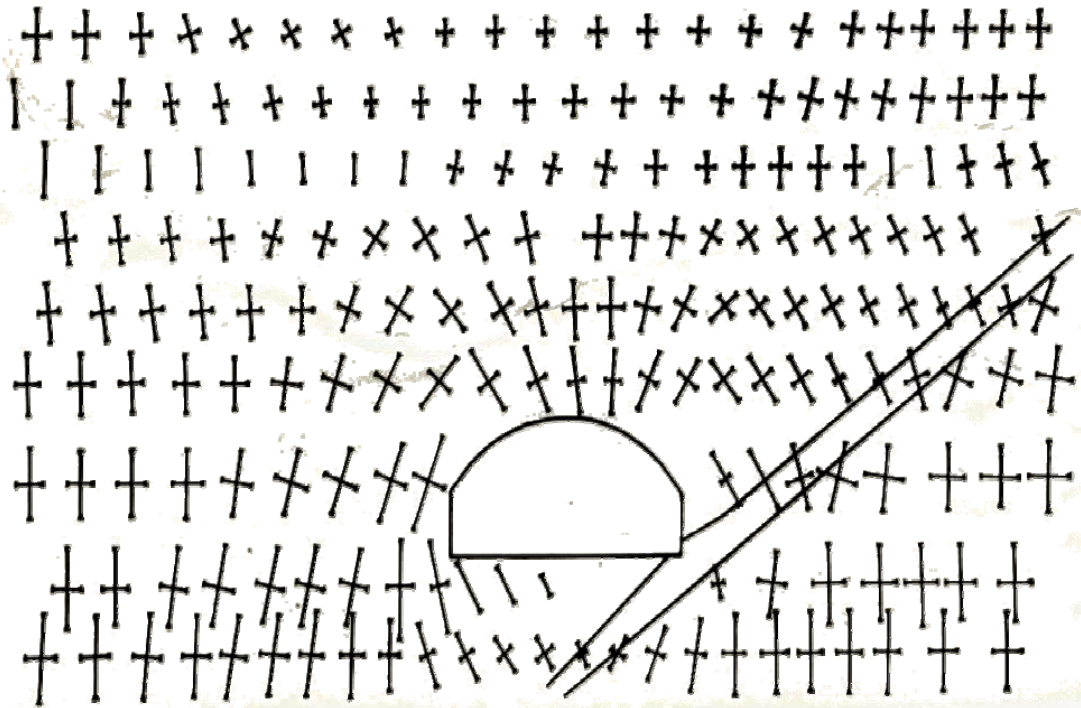


Рис.3.12. Распределение главных напряжений вокруг  
незакрепленного сооружения, соответствующее  
варианту 6.

важна при сооружении станций метрополитена в пределах слоя слабых горных пород (рис.3.15.,3.20.). Сравнением рис.3.15. с рис.3.10. можно заключить, что при заблаговременном возведении монолитной обделки в указанных условиях растягивающие напряжения в окрестности станции полностью исчезают и массив работает, в основном, на объемное сжатие. Сказанное относится и в том случае, когда механические свойства слоя слабых пород резко отличаются от свойства основного массива (т.е. слой представлен весьма слабыми породами) рис.3.16. В случае, когда подземное сооружение располагается в наиболее благоприятных условиях (в почве слоя слабых пород), заблаговременное возведение монолитной обделки значительно снижает размеры зоны влияния сооружения (рис.3.17.). С уменьшением глубины заложения сооружения до предела зоны влияния при прочих равных условиях, качественная картина распределения главных напряжений в породном массиве не меняется. В этом легко убедиться, сравнив рис.3.18. 3.15.. Глубина заложения в первом случае-37м., а во втором-17м., (т.е. глубина заложения уменьшилась в 1,85 раза). Величина напряжений при этом уменьшается в среднем в 1,4 раза, (т.е. напряжения уменьшаются непропорционально уменьшению глубины).

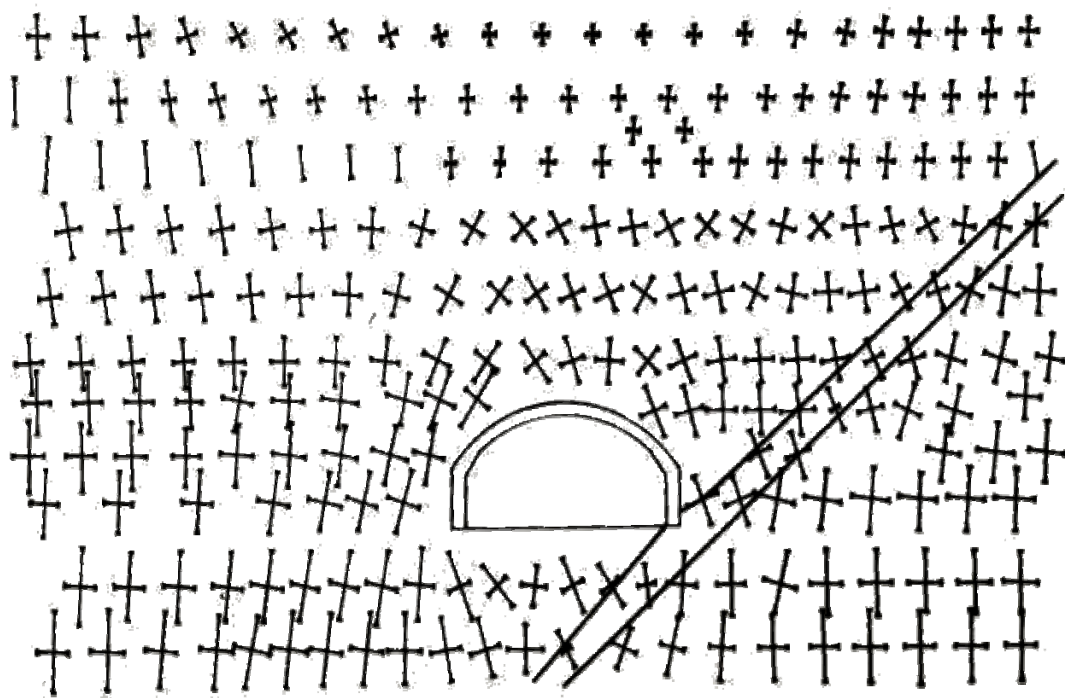
Зона влияния наземных сооружений значительно меньше и не превышает 7-10 м. Анализ распределения главных напряжений во всех случаях даёт право утверждать, что в изучаемых условиях наземное сооружение не оказывает никакого влияния на устойчивость подземного сооружения.

Значительное внимание было уделено изучению смещений горных пород в кровле подземного сооружения вплоть до поверхности земли. С целью выявления наиболее худшего варианта, с точки зрения влияния подземного сооружения на наземные здания и сооружения, были детально изучены смещения горных пород при строительстве незакрепленной односводчатой станции " Важа-Пшавела".

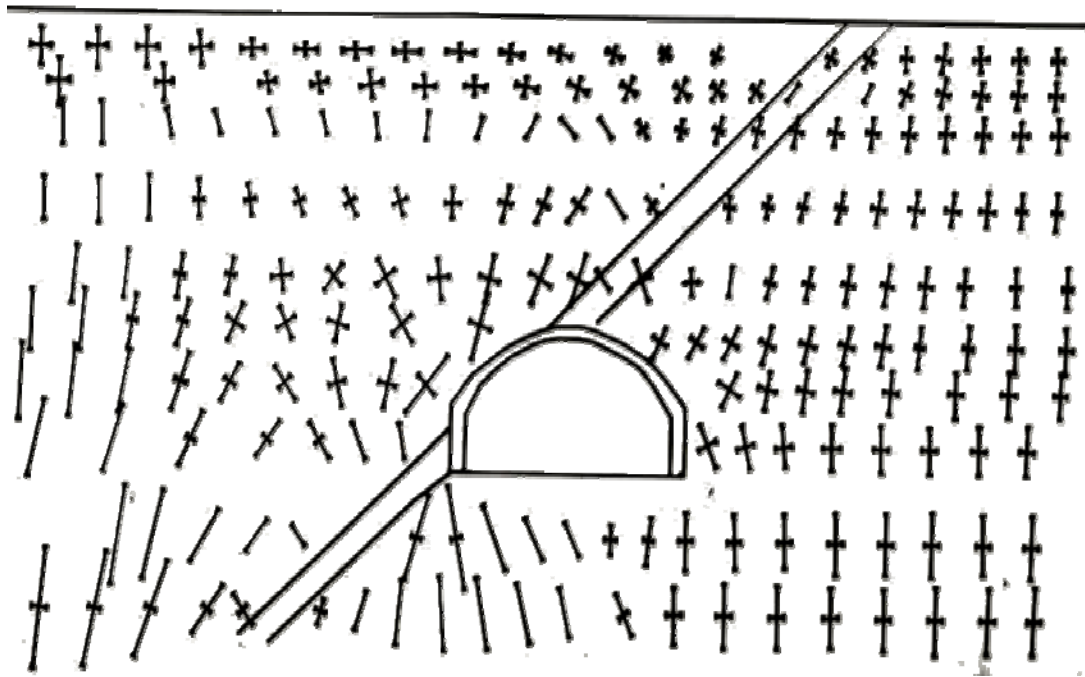


**Рис.3.13. Распределение главных напряжений вокруг незакрепленного сооружения в однородных породах**

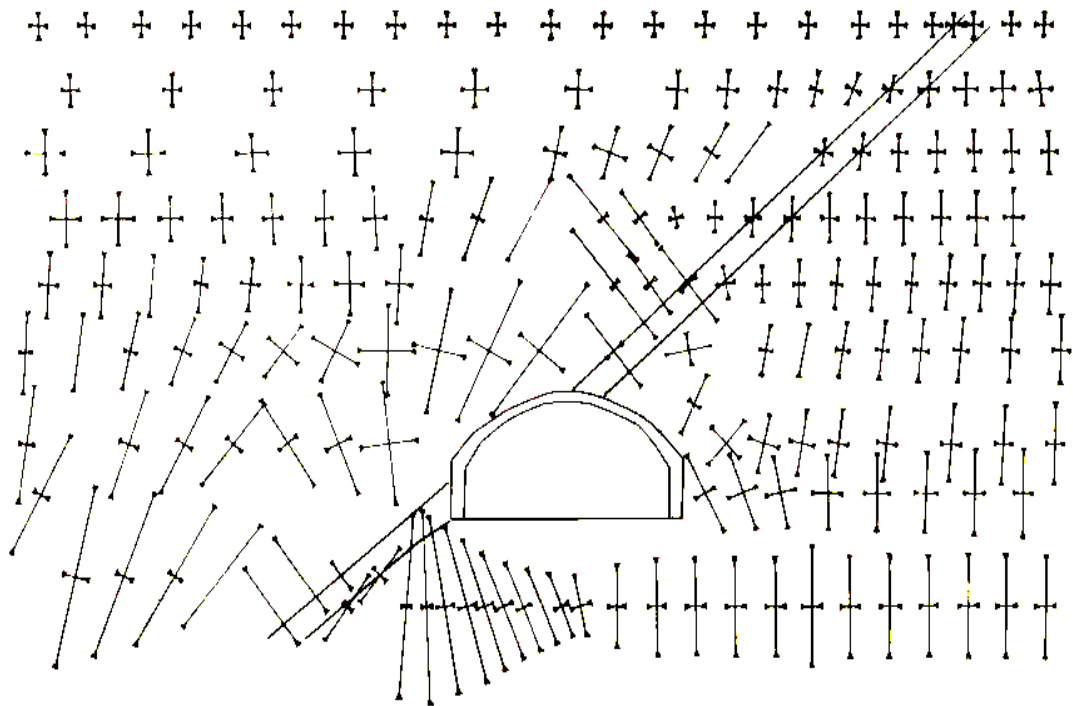




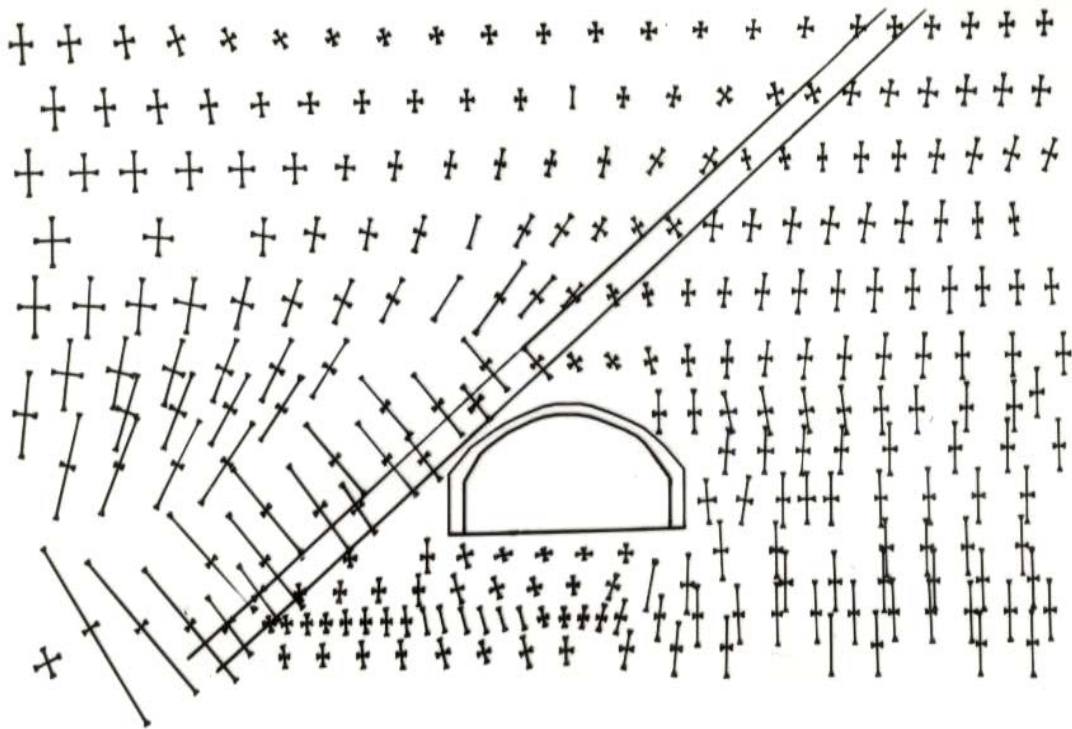
**Рис.3.14. Распределение главных напряжений вокруг  
закрепленного подземного сооружения  
в однородных породах**



**Рис.3.15. Распределение главных напряжений вокруг  
закрепленного подземного сооружения  
в неоднородном массиве**



**Рис.3.16. Распределение главных напряжений вокруг  
закрепленного подземного сооружения  
в неоднородном массиве**



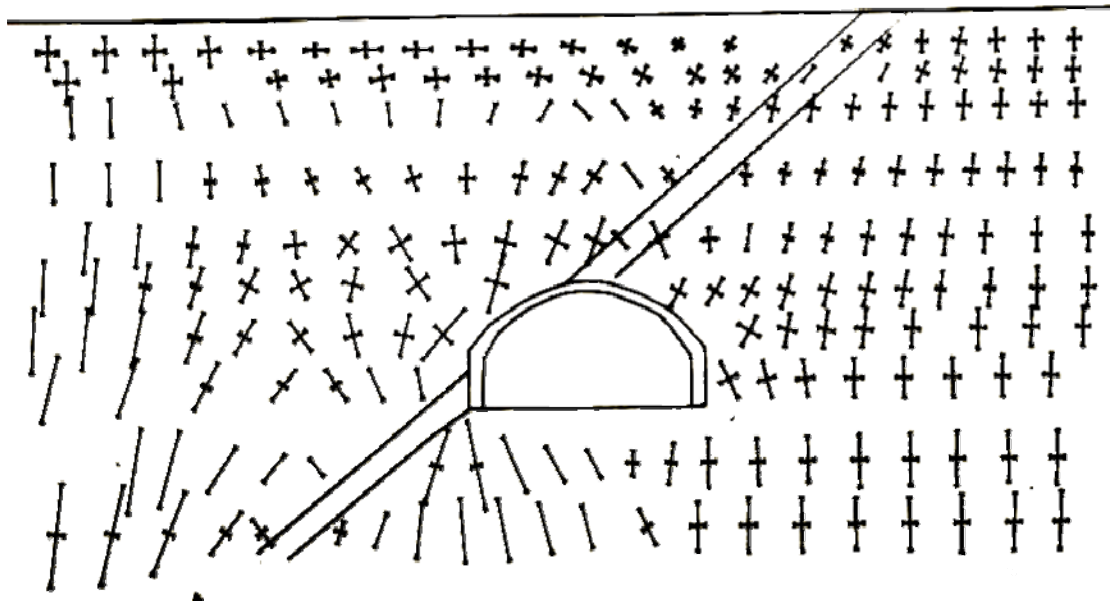
**Рис.3.17. Распределение главных напряжений вокруг  
закрепленного подземного сооружения,  
расположенного ниже  
слабого слоя**

На рис. 3.19. показаны векторы смещения отдельных точек массива и незакрепленного контура станции.

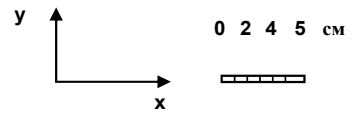
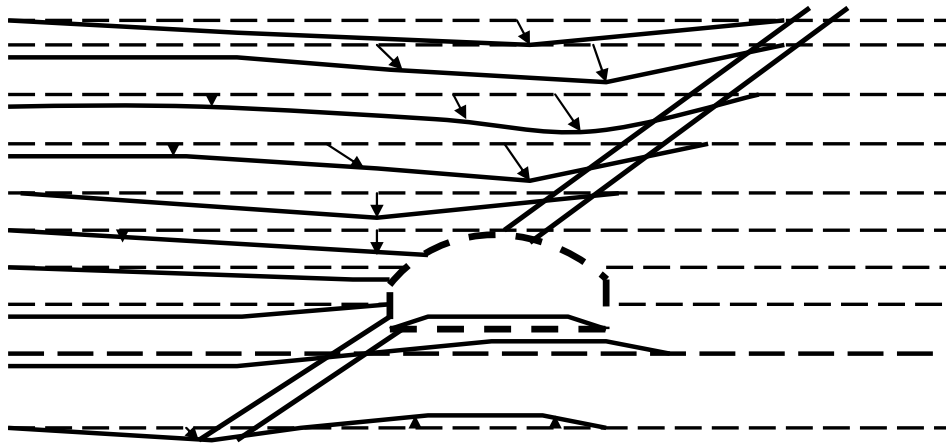
Анализ распределения смещения горных пород для четырёх основных вариантов показал, что основная картина реализации механических процессов, установленная выше, при изучении распределения компонентов напряжений вокруг односводчатой станции является справедливой. Максимальные смещения горных пород реализуется на контуре свода станции в варианте *a* (рис.2.2.) и составляют 10мм.

Особый интерес вызывает распределение напряжений в монолитной обделке односводчатой станции. Здесь также были изучены все варианты расположения станции в массиве. На рис. 3.20. показаны изолинии максимальных главных напряжений в монолитной обделке и прилегающем породном массиве в наиболее неблагоприятном варианте (z) рис.2.1. Для получения наилучшего варианта распределения напряжений было допущено, что обделка возводится мгновенно при проходке свода. Максимальные сжимающие напряжения в этом случае в левой половине свода обделки,  $\sigma_{\max}$  достигают 10 МПа. В правой части полусвода формируются поля растягивающих напряжений, хотя их значения не превышает 7,9 МПа. В стенах обделки действуют как сжимающие, так и растягивающие напряжения, при этом в обеих стенах обделки сжимающие напряжения формируются в слоях, непосредственно прилегающих к границе системы "обделка-массив". В правой стенке сжимающие напряжения достигают 9 МПа, а в левой их значения несколько ниже и не превышает 8 Мпа. Величины растягивающих напряжений в стенках достигает 10,6 Мпа.

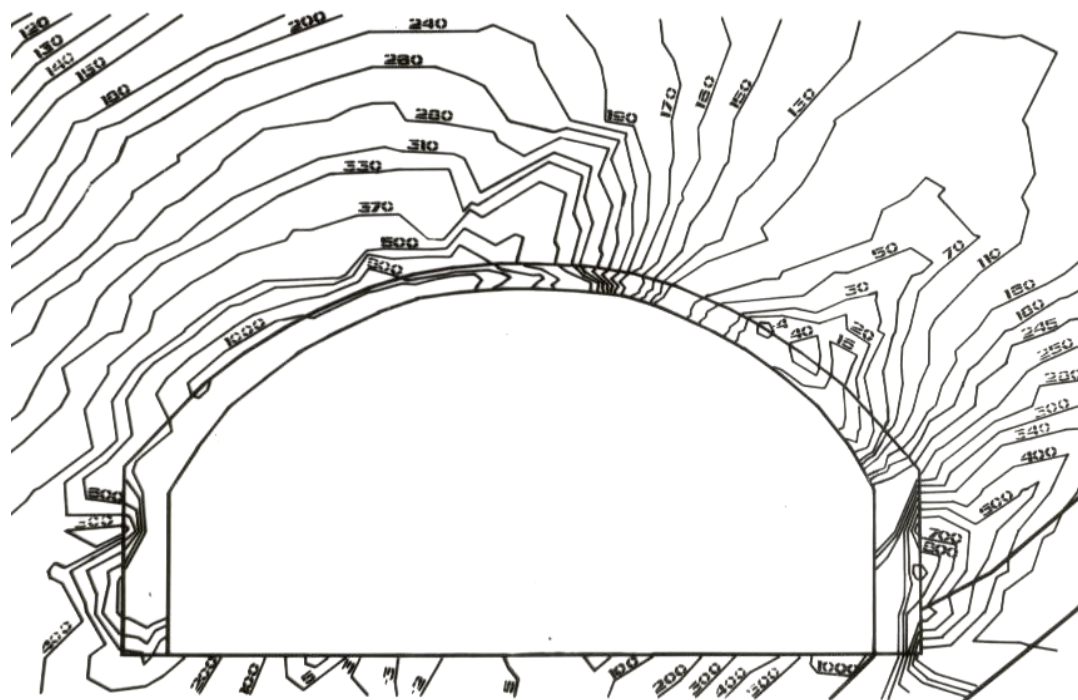
При неблагоприятных условиях заложения односводчатой станции изучение полей напряжений показала, что величины действующих в обделке сжимающих напряжений не являются разрушающими для бетона, но длительное действие растягивающих напряжений опасно.



**Рис.3.18. Распределение главных напряжений  
при уменьшении глубины  
заложения в 1,85 раза**



**Рис. 3.19. Распределение смещений горных пород вокруг незакрепленной односводчатой станции**



**Рис. 3.20. Изолинии максимальных главных напряжений в обделке односводчатой станций в неоднородном породном массиве (напряжения даны в  $10^2$  Мпа)**

Когда механические характеристики горных пород, слагающих основной массив, мало отличаются друг от друга, распределение напряжений в обделке становится более равномерными (рис.3.21.). При этом значения сжимающих напряжений уменьшаются, а растягивающих полностью исчезают.

Особый интерес вызывает распределение напряжений и деформаций непосредственно под фундаментами зданий в суглинках. Исходя из результатов расчёта видно, что при взаимодействии фундамента с основанием под краями фундамента при нагрузке 0,4 Мпа появляются зоны сдвига. Грунт переходит в предельное состояние (критерием наступления

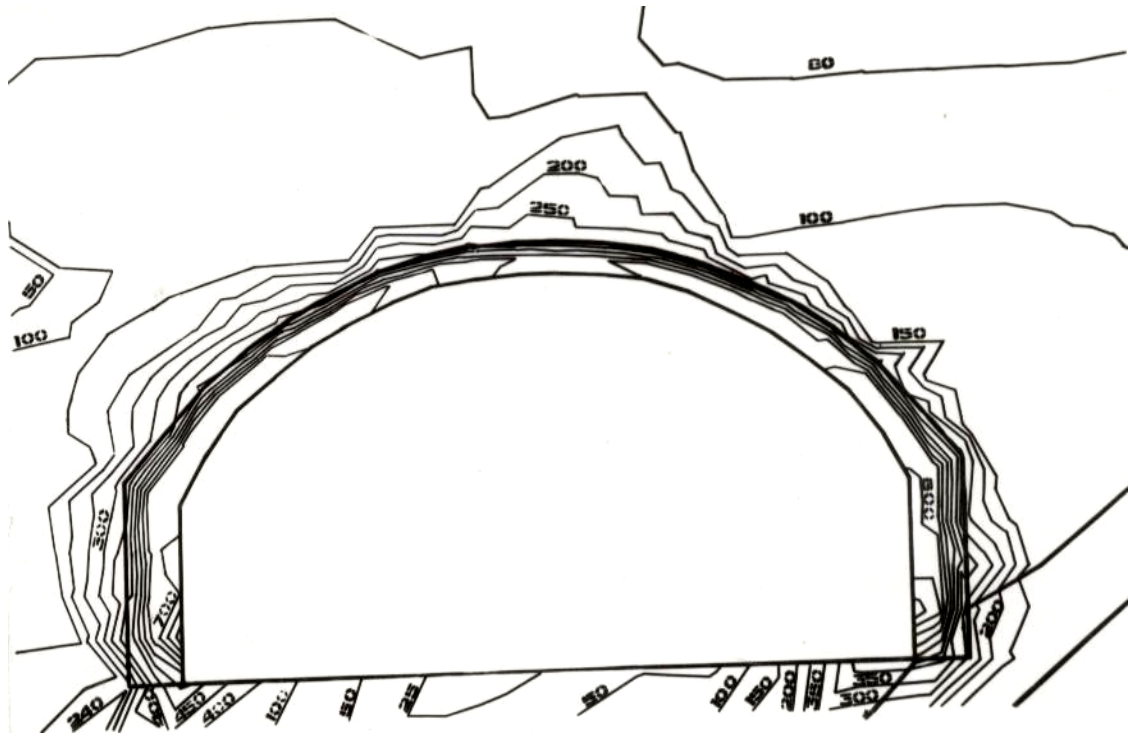


предельного состояния служило достижение деформацией сдвига своего предельного значения). При достижении нагрузкой величины близкой к критической, на свободной поверхности пород наблюдается выпирание грунта. Зависимость осадки фундамента  $H_f$  от нагрузки  $P$  имеет характер, показанный на рис.3.22.(а).

Эпюры вертикальных напряжений, которые под краем фундамента в зависимости от приложенных нагрузок, на глубине примерно 0,25м имеют ярко выраженный минимум (рис.3.22.). Это можно объяснить тем, что при сцеплении фундамента с грунтом разрушение последнего происходит не по плоскости контакта, а несколько ниже. Эпюры вертикальных перемещений по глубине под центром фундамента во всём диапазоне нагрузок имеют характер, близкий к линейному (рис.3.22.з), в то время как эпюры вертикальных перемещений под краем фундамента существенно нелинейны (рис.3.15 д). Причём, с увеличением нагрузки эта нелинейность выражена сильнее.

Из рис.3.22. б, в, з, д, видно, что все механические процессы в породах, вызванные нагрузками, развываемыми фундаментами, полностью локализуются на глубине  $b/h=3$  и в нашем случае составили  $h=9$ м.

При расчёте городских подземных сооружений, а также при установлении оптимальной глубины их расположения необходимо учитывать вышерассмотренные особенности взаимовлияния подземных подземных и



**Рис. 3.21. Изолинии максимальных главных напряжений в обделке односводчатой станции в однородном породном массиве (напряжения даны в  $10^2$  Мпа)**

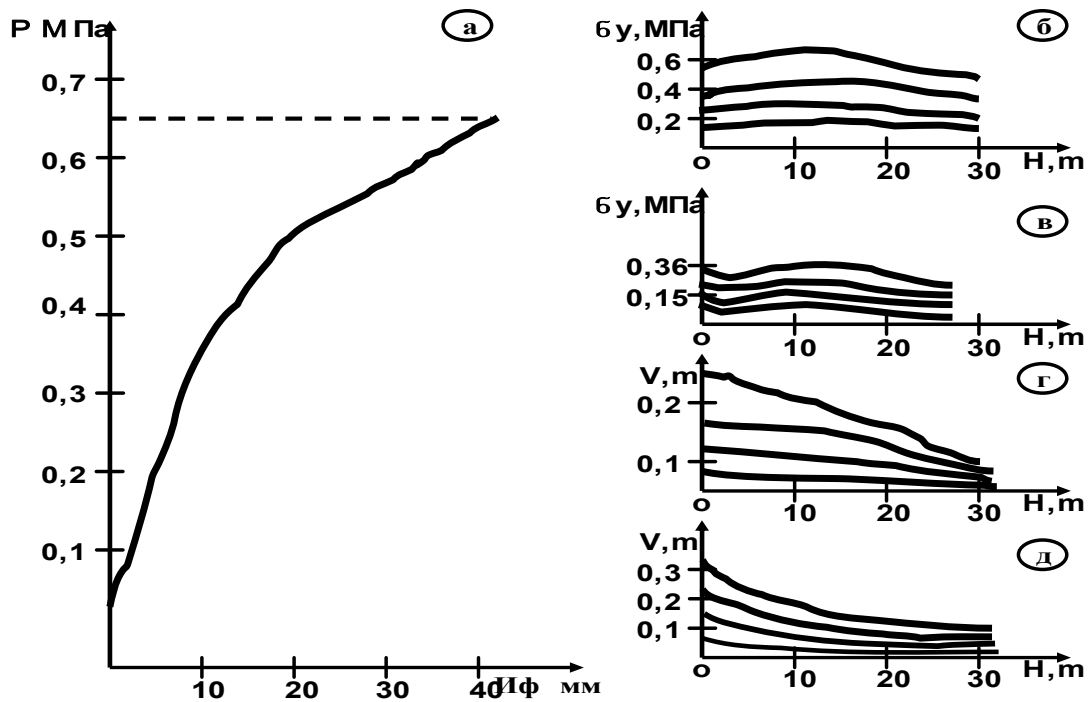


Рис. 3.22. Зависимость осадки фундамента от нагрузки, (а) и эпюры вертикальных напряжений (б, в) и перемещений (г, д)

наземных сооружений. Как показывает практика строительства (см.гл.1.1.), глубина заложения при этом должна быть минимальной.

Приведенный выше метод расчёта городских подземных сооружений дают возможность выделить из всех значений глубины заложения городских подземных сооружений технически допустимые варианты, т.е. значения  $H_i$ , удовлетворяющие предельным условиям

$$u = [u] \quad (3.12.)$$

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad (3.13.)$$

и обеспечивающие устойчивое состояние как надземных, так и подземных сооружений. Оптимальное значение  $H_{\text{опт}}$  выбирается из технически допустимых вариантов, по

критериям минимальности капитальных и эксплуатационных затрат, обеспечивающим максимальную экономию.

### 3.4. Обоснование и выбор глубины заложения городских подземных сооружений.

Как было показано в гл.1, глубина заложения городских подземных сооружений должна определяться из условия, что строительство и эксплуатация данного объекта должны быть экономичными и максимально эффективными. При этом оптимальное значение глубины заложения должно выбираться из множества технически справедливых решений (см.гл.3.3.), удовлетворяющих условиям устойчивости и прочности как наземных, так и подземных сооружений (3.12.) и (3.13.).

В настоящее время критерием экономической эффективности капитальных вложений является минимум приведенных затрат [113].

Приведенные затраты по каждому варианту определяются суммой эксплуатационных затрат и капитальных вложений, приведенных к одинаковой размерности. В соответствии с нормативом эффективности

$$\{ c_i + E_H K_i \} \rightarrow \min, \quad (3.14.)$$

где  $c_i = c_i^0 + c_i^1$ ;

$c_i^0$  - себестоимость строительно-монтажных работ;

$c_i^1$  - эксплуатационные расходы;

$E_H$  - нормативный коэффициент сравнительной экономической эффективности, определяемый по формуле

$$E_H = \frac{c_1 - c_i}{K_i - K_1},$$

где  $c_i - K_i$  - капитальные вложения по сравнительным вариантам.

При сравнении разных вариантов расположения подземных сооружений метрополитена в зависимости от глубины  $H_i$  заложения, параметры, входящие в формулу (3.14.), будут функциями  $H_i$ . Тогда условия минимальности приведенных затрат примут вид

$$\frac{d(c_i + E_H K_i)}{dH} = 0 ; \quad \frac{d(c_i - E_H K_i)}{dH^2} > 0.$$

Себестоимость строительно-монтажных работ можно выразить следующим образом:

$$c_i = \sum_{i=1}^n V_i c_i^P, \quad (3.15.)$$

где:  $n$ -количество видов работ, включаемых в сопоставление;

$V_i$ -объём работ одного вида на данном объекте;

$c_i^P$  -себестоимость единицы работ одного вида.

При изменении глубины заложения  $H_i$  виды работ, включаемых в сопоставление, представляют собой работы по строительству лишь тех подземных сооружений, объёмы которых меняются с изменением  $H_i$ .

Существующие подземные сооружения метрополитена можно разделить на следующие четыре основные группы: 1 - станции метрополитена; 2 -перегонные тоннели; 3 - эскалаторные тоннели и 4 - вспомогательные сооружения (стволы, подходные тоннели, эл. депо и другие).

Тогда, исходя из этого, в сопоставление будут включаться лишь эскалаторные тоннели и вспомогательные сооружения (стволы).

Следовательно, получим:

$$c_i^0 = V_1 c_1^P + V_2 c_2^P = L_1 c_1^P + L_2 c_2^P, \quad (3.16.)$$

где  $c_1^P$  -себестоимость строительства 1м подземного сооружения;

$L_1$  -глубина ствола;

$L_2$  -длина эскалаторного тоннеля;

В формуле (3.16.)  $L_1$  и  $L_2$  всегда можно выразить через  $H_i$ . Так  $L_1 = H_i$  а  $L_2 = (H_i - h) / \sin 30^\circ = 2(H_i - h)$ , где  $h$ -глубина заложения надземного вестибюля.

С учётом сказанного формула (3.5.) примет вид

$$c_i^0 = H_i (c_1^P + 2c_2^P) - 2hc_2^P; \quad (3.17.)$$

Из эксплуатационных расходов в сопоставление будут включать расходы на ремонт подземных сооружений  $C_i^{\text{II}}$  и расходы на эл. энергию  $C_i^*$ :

$$c_i^I = c_i^{\text{II}} + c_i^*; \quad (3.18.)$$

где:  $c_i^H = 2(H_i - h)m$ ;

$m$  -затраты на поддержание 1м эскалаторного сооружения;

тогда

$$c_i^I = 2(H_i - h)m + c_i^* ; \quad (3.19.)$$

окончательно получим

$$c_i = H_i(c_1^P + 2c_2^P) - 2hc_2^P + 2H_im - 2hm + c_i^* .$$

Зависимость затрат энергии от  $H_i$  для условий строительства метрополитена в г. Тбилиси приведена на рис. 1.2.. Капитальные вложения  $K_i$  также являются функцией  $H_i$  (см.рис.1.1-1.4.).

$$K_i = K(H_i) , \quad (3.20.)$$

Очевидным является тот факт, что с изменением глубины заложения будут меняться и типы эл.двигателей и следовательно, объёмы капитальных вложений. Также меняется и стоимость эскалаторной установки. Таким образом, формулу (3.20.) в явном виде можно записать так:

$$K_i = Nc_i^{ДВ.} + 2(H_i - h)c_{эск.} . \quad (3.21.)$$

где:  $c_i^{ДВ.}$  - стоимость эл. двигателя;

$c_{эск.}$  -стоимость 1 погонного метра эскалаторного оборудования;

С учётом (3.17.),(3.19.) и (3.20.) критерия экономической эффективности (3.14.) примет вид:

$$H_i(c_1^P + 2c_2^P) - 2hc_2^P + 2H_im - 2hm + c_i^* + (Nc_i^{ДВ.} - 2hc_{эск.} + 2H_ic_{эск.}) \times \\ \times \frac{H_i(c_1^P + 2c_2^P) - 2hc_2^P + 2H_im - 2hm + c_i^* - c_1}{K_1 - Nc_i^{ДВ.} - 2H_ic_{эск.} + 2hc_{эск.}} \rightarrow \min$$

после преобразования (3.17.) примет вид:

$$\frac{AH_i + B}{cH_i + D} \rightarrow \min , \quad (3.22.)$$

где  $c = -2c'_{эск}$ ;  $D = K_1 - N \cdot c_i^{ДВ.} + 2hc_{эск}$ ;  $A = k_1(c_1^P + 2c_2^P + 2m) - 2c_1c_{эск}$ ;

$B = -(k_1 - Nc_i^{ДВ.} + 2hc_{эск})[2h(c_2^P + m) - c_i^*] + (Nc_i^{ДВ.} - 2hc_{эск})[2h(c_2^P + m) - c_i^* + c_1]$ .

Анализируя полученное выражение (3.22.), можно сказать, что использование данной формулы даст возможность определить минимальную безопасную глубину заложения односводчатой станции метрополитена, при которой будет гарантировано безопасное состояние как надземных, так и подземных сооружений при минимальных затратах на строительство и эксплуатацию данного объекта.

Исходя из вышеотмеченного и принимая во внимание условия строительства в г.Тбилиси, а также влияние надземных и подземных сооружений (рис. 3.1) и специфику строительства односводчатой станции метрополитена на основе формулы 3.22., подставляя в нее соответствующие значения входящих параметров [32;40;59;79;84;85;99;100;101;102;103,104], были проведены расчеты для определения полных затрат ( $\Pi_i$ ) при разной глубине заложения  $H_i$  подземных сооружений.

На рис.3.23. а приведены графики зависимости полных затрат ( $\Pi_i$ ) от глубины заложения  $H_i$ , когда массив горных пород представлен однородными породами. Из диаграммы видно, что с уменьшением глубины заложения подземных сооружений почти линейно уменьшаются полные затраты. С приближением к фундаментам надземных сооружений увеличивается отклонение от линейности.

В этом случае в соответствии с крепостью пород

( $f=1,5;2;4-6;10$ )  $H_{\text{opt}}=H_{\text{min}}=19,7;16,1;13,1$  и  $10,7\text{м}$  (точка А) а  $\Pi_{\text{min}}=6,0;5,6;2,48$  и  $1,2$  млн усл.ед.

В случае неоднородного массива (рис, 3.23 б) эта зависимость имеет более сложную конфигурацию. Как видно из диаграммы, зависимость  $\Pi_i = f(H_i)$  на границах слоев пород меняется и с уменьшением глубины затраты уменьшаются.

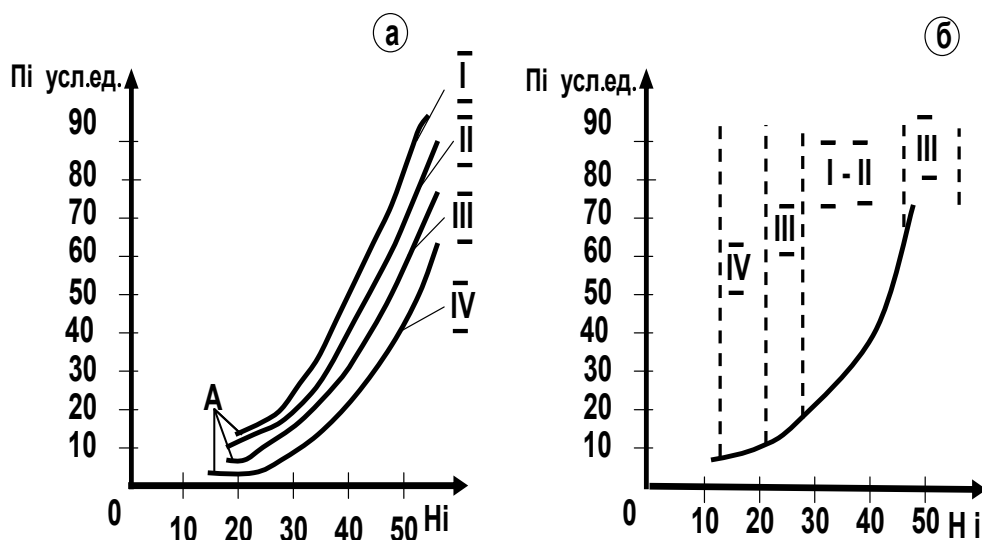
Зависимости, приведенные на рис.3.23., а, б, построены для больших значений заложения подземных сооружений  $H_i$ . Для этих условий силы взаимовлияния надземных и подземных сооружений малы, поэтому зависимости не имеют характерных точек минимума и оптимальная глубина заложения является их минимальным значением. Для получения зависимости  $\Pi_i = f(H_i)$  для более малых значений  $H_i$ , необходимо отказаться от обычных способов строительства и широко применить специальные методы и средства, позволяющие повышать несущую способность вмещающих массивов в условиях интенсивного взаимовлияния надземных и подземных сооружений, с целью сохранения их устойчивого состояния. Очевидно, что мероприятия будут связаны с дополнительными затратами.

В этой связи были изучены методы строительства городских подземных сооружений, которые направлены на повышение устойчивости породного массива вокруг подземных сооружений. Эти методы учитывают упрочнение массива путём использования:

- горизонтальных цементационных скважин в виде возведения защитного экрана, способствующего обеспечивать восприятие нагрузки, возникающей от действия веса пород и надземного сооружения;
- защитного зонта, включающего в себя буровые сваи, наклоненные под разными углами и заложенные на различной глубине;
- анкерной крепи. Это пространственная система стержней, закрепленных в породном массиве, вмещающем выработку.

Основываясь на этих методах, нами были получены зависимости  $\Pi_i = f(H_i)$  для небольших значений  $H_i$ , в условиях интенсивного взаимовлияния надземных и подземных сооружений. Расчёты были произведены для реальных условий строительства односводчатой станции метрополитена ("Важа-Пшавела") в г. Тбилиси. Геологический разрез для участка показан на рис.2.1. Варианты расположения слоя слабых пород в окрестностях станции приведены на рис.2.2., расположение фундаментов и расчётная схема на рис.3.15.. Физико-механические свойства вмещающих горных пород приведены в работе [60].

Первый вариант вспомогательных мероприятий предусматривает создание грузонесущего защитного экрана путём цементации и армирования, следующим образом: перед началом строительства под фундаментам зданий в забое перед каждой заходкой возводят предохранительную перемычку (работы по проходке временно приостанавливаются), которая впереди забоя обеспечивает образование замкнутого пространства и безопасное состояние забоя. Через предохранительную перемычку выработки вдоль её продольной





**Рис. 3.23. График полных затрат в однородных (а) и неоднородных породах (б) в зависимости от глубины заложения; графики а и участки б I,II,III,IV-построены для разных слоев массива с крепостью  $f=1,5;2;4-6;10$  соответственно**

оси по всему периметру бурят опережающие скважины на длину максимально возможной заходки. Угол наклона опережающих скважин по отношению к продольной оси выработки должен быть минимальным. В опережающие скважины на всю глубину вводят несущую арматуру. После установления кондукторов в устьях опережающих скважин производят под давлением нагнетание инъекционного раствора, в качестве которого используют расширяющийся при твердении состав. Интервал между опережающими скважинами в зависимости от конкретных горно-геологических условий, физико-механических свойств вмещающих пород и инъекционного раствора определяют путём расчёта.

На рис. 3.24. а, б, в, г, приведены результаты расчётов первого варианта вспомогательных мероприятий (участок А-Б). Из диаграммы хорошо видно, что затраты  $\Pi_i$  в зависимости от уменьшения  $H_i$  сокращаются, и до глубины 10-12 м имеют схожие очертания. На рис.3.24, а, б, приведен график зависимости  $\Pi_i=f(H_i)$  в породах с крепостью  $f=1,5$  а, 2 б, в соответствии с этим оптимальное расположение станции и минимальные затраты в этих условиях меняются: в частности,  $H_{\text{опт}}$  при крепости пород  $f=1,5$  составляет 10м, а затраты  $\Pi_{\text{min}}=2,2$  млн усл.ед. При крепости пород  $f=2$  соответственно  $H_{\text{опт}}=9,3$ м;  $\Pi_{\text{min}}=2,0$  млн усл.ед.

Диаграммы в и г соответствуют зависимости  $\Pi_i=f(H_i)$ , когда массив горных пород представлен породами крепостью  $f=5$  и  $f=10$ ; в этом случае соответственно оптимальные глубины заложения  $H_{\text{опт}}=9,0$ м; 8,2м; а затраты  $\Pi_{\text{min}}=1,4$  млн усл.ед. и 900000 тыс. усл.ед.

На рис. 3.25. а, б, в, г, приведены результаты расчётов при использовании второго варианта вспомогательных мероприятий (защитного зонга, участок А-Б), при разной крепости пород. Из диаграмм видно, что затраты,  $\Pi_i$  в зависимости  $H_i$  сокращаются, но в зоне дополнительных работ общие затраты в сравнении с первым вариантом, во много растут. Что касается оптимальной глубины заложения, в соответствии с крепостью пород, изменяется приблизительно в тех же пределах, как при первом варианте. В этом случае в соответствии с крепостью пород ( $f=1,5;2;5;10$ ),  $H_{\text{опт}}=10,1$ ; 9,6; 9,2; 8,6 м, а  $\Pi_{\text{min}}=2,85$ ; 2,32; 1,67 и 1,2 млн. усл.ед.

Результаты расчётов при использовании защитного зонта для различных геомеханических вариантов, соответствующих реальным условиям строительства односводчатой станции метрополитена ("Важа-Пшавела"), приведены на рис.3.26. Из полученных диаграмм хорошо видно, что резкое изменение градиента диаграмм  $\Pi_i=f(H_i)$  совпадает на геологическом разрезе с границами слоев (см. рис. 2.1.). При этом, при переходе от слоя крепких пород к слабым градиент увеличивается и наоборот. На рис.3.26. при зависимости  $\Pi_i=f(H_i)$  от  $H=60$  м до  $H=30$  м градиент функции не меняется. Изменения начинаются от  $H=30$  м до  $H=11,8$  м после начала дополнительных работ, начинает уменьшаться, что объясняется возрастанием затрат строительства в результате проведения вспомогательных мероприятий. В этом случае оптимальное значение  $H_{opt}=8,6$ м, а затраты  $\Pi_{min}=1,0$  млн. усл. ед. Диаграммы б, в (рис.3.26.) соответствуют вариантам А и Г. Оптимальные значения  $H_i$  в варианте А  $H_{opt}=12$ м а в варианте Г  $H_{opt}=13,7$ м соответственно затраты в этих случаях равны  $\Pi_{min}=2,4$  и  $2,8$  млн. усл. ед.

На основе анализа полученных результатов можно заключить, что при строительстве подземных сооружений метрополитенов с применением разных методов упрочнения пород в условиях г.Тбилиси оптимальные значения заложения, при которой общие затраты  $\Pi$  минимальны ( $\Pi_{min}=1,6$  млн. усл. ед.) составляет  $H_{opt}=H_{min}=9,1$ м, а наиболее эффективным методом строительства является упрочнение пород с использованием защитного зонта.

Теперь определим эффективность функционирования метрополитена с учётом непосредственного эффекта от сокращения затрат времени населения и существующего эффекта от снижения его транспортной усталости [120]

$$\mathcal{E}=K_{II}(T_1^I - T_2^I) \times M_0, \quad (3.23)$$

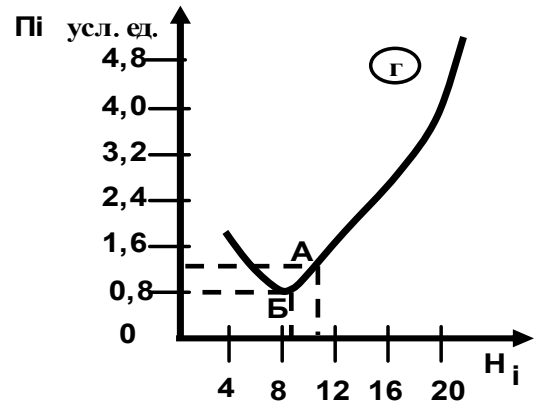
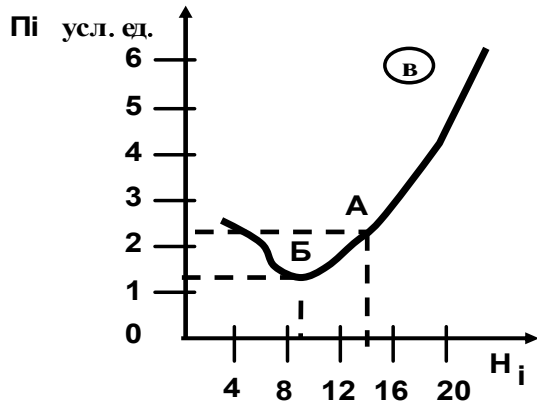
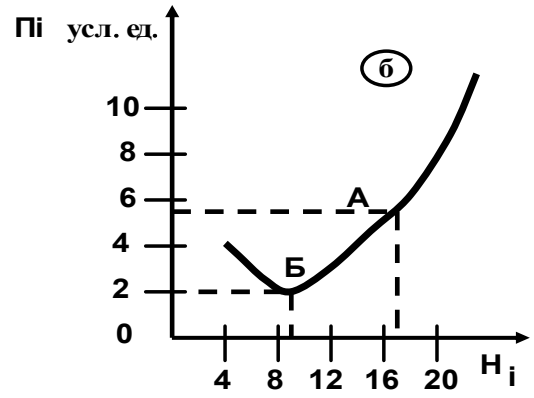
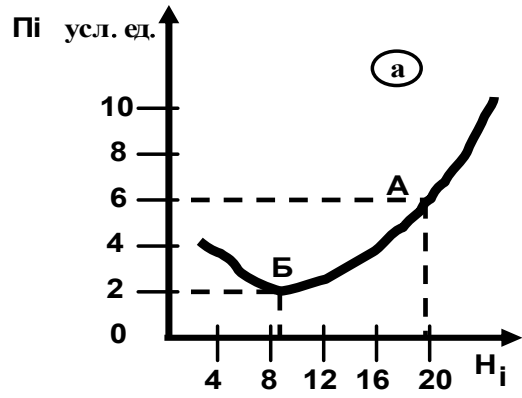


Рис.3.24. График  $\Pi_i$  зависимости  $H_i$  при использовании горизонтальных скважин в породах с крепостью  $f=1,5;2;5;10$

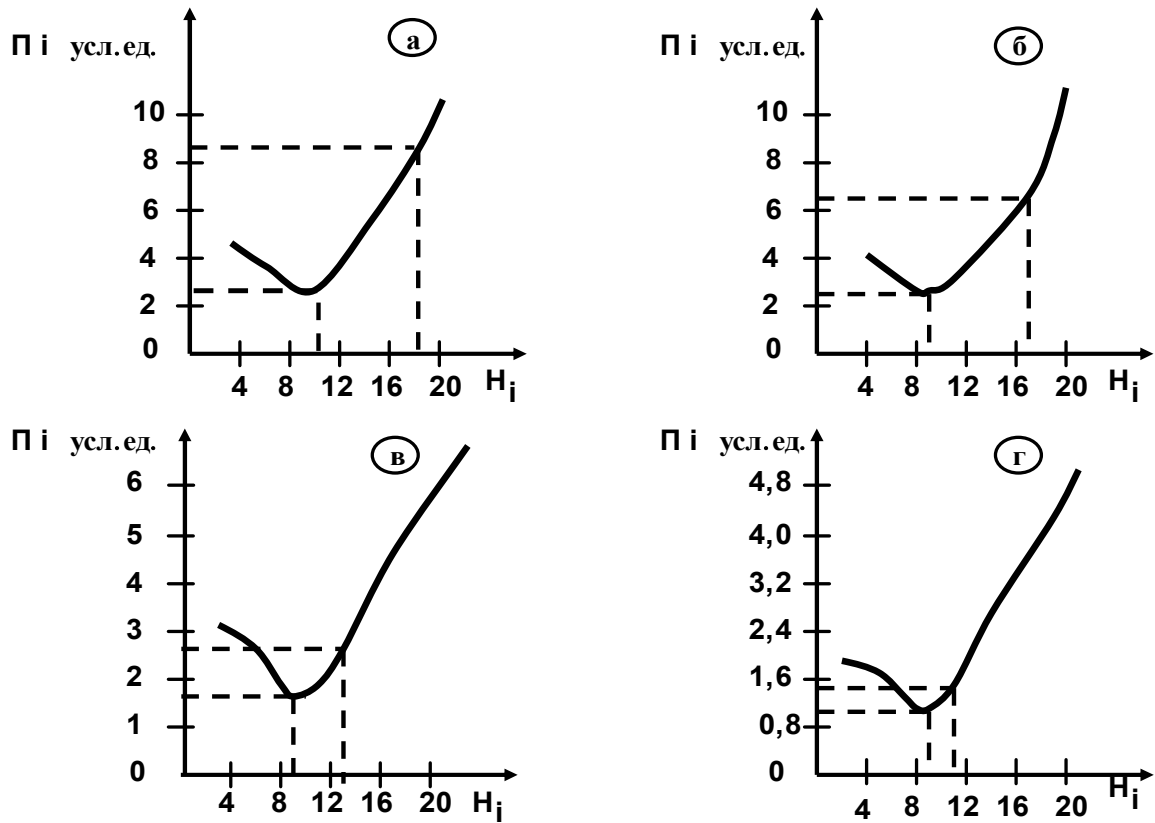


Рис.3 25. График  $\Pi_i$  зависимости  $H_i$  при использовании защитного зонга в породах с крепостью  $f=1,5; 2; 5; 10$

$$\mathcal{E} = K_{\Pi} (T_1^I - T_2^I) \times M_0, \quad (3.23)$$

Где  $K_{\Pi}$  - количество поездок населения в метрополитене в год;

$T_1^I - T_2^I$  - разность затрат времени при разных вариантах заглубления  
трассы метрополитена, в часах;

$m_0$  – оценка затрат времени населением, усл.ед./ ч.

В изучаемых условиях можно записать:

$$T_1^I - T_2^I = \frac{\Delta L^*}{V^*},$$

где  $V^*$  - скорость движения эскалатора;

$$\Delta L^* = (H_{\max} - H_i) \times 0,5$$

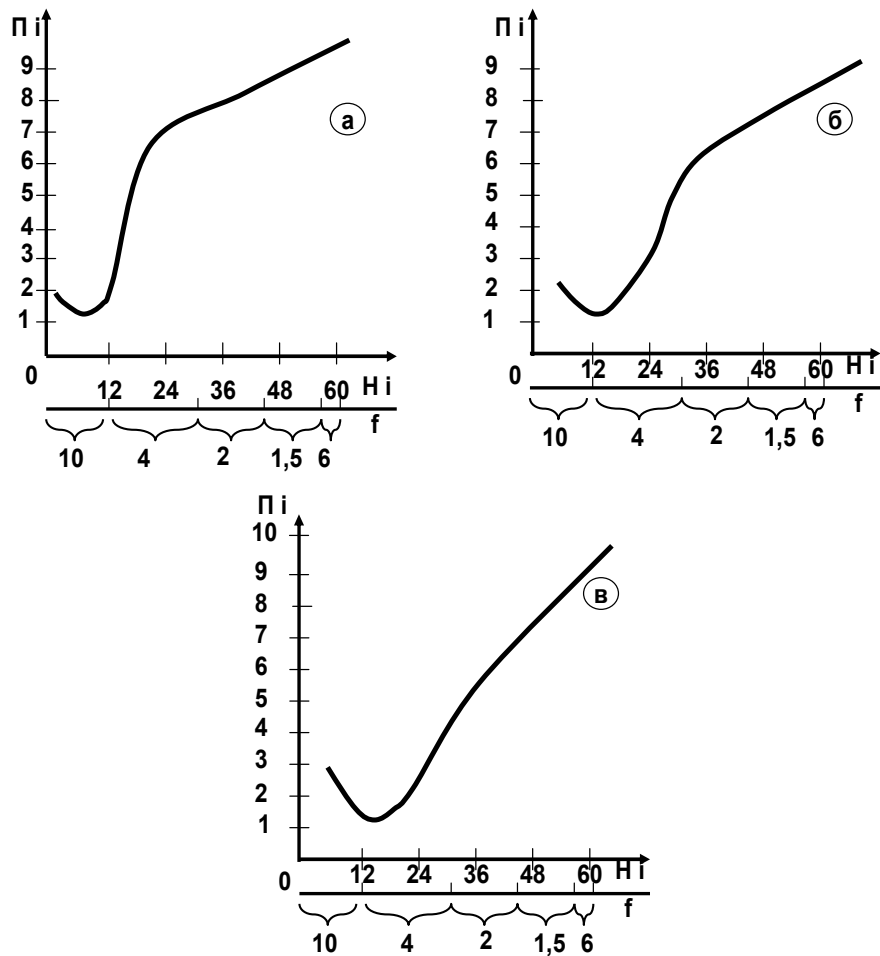
с учётом последнего из 3.19. получим:

$$\Xi = \frac{0,5K_{II}M_0}{V^*} (H_{\max} - H_i) \text{ млн усл.ед.} \quad (3.24.)$$

Используя последнее выражение и подставляя в него соответствующие значения параметров [32,40,59,79,84], были проведены расчёты, в результате которых установлено, что эффективность эксплуатации метрополитена с уменьшением глубины заложения повышается рис.3.27..

Анализируя результаты проведенных расчётов, можно заключить следующее:

- Зависимость "общие затраты - глубина заложения подземных сооружений"  $\Pi_i=f(H_i)$  имеет вид дробно-рациональной функции. В неоднородных породах в этой зависимости имеет место изменения градиента на границах разделяемых слоев пород, вместе с этим при переходе от слоя крепких пород к слабой градиент увеличивается, т.е. с уменьшением глубины увеличивается темп снижения затрат и наоборот;
- В однородных породах при отсутствии взаимовлияния наземных и подземных сооружения зависимость  $\Pi_i=f(H_i)$  близка к линейному с уменьшением глубины их заложения общие затраты  $\Pi_i$  уменьшаются.



**Рис.3.26. График полных затрат в зависимости глубины заложения в разных геомеханических вариантах при использовании защитного зонта**  
**а-ситуация, соответствующая варианту В;**  
**б-ситуация, соответствующая варианту А;**  
**в-ситуация, соответствующая варианту Г.**

**В этих условиях оптимальной глубиной заложения является её минимальное значение;**

- **При малых глубинах заложения городских подземных сооружений происходит их интенсивное взаимовлияние с наземными сооружениями. В этих случаях**

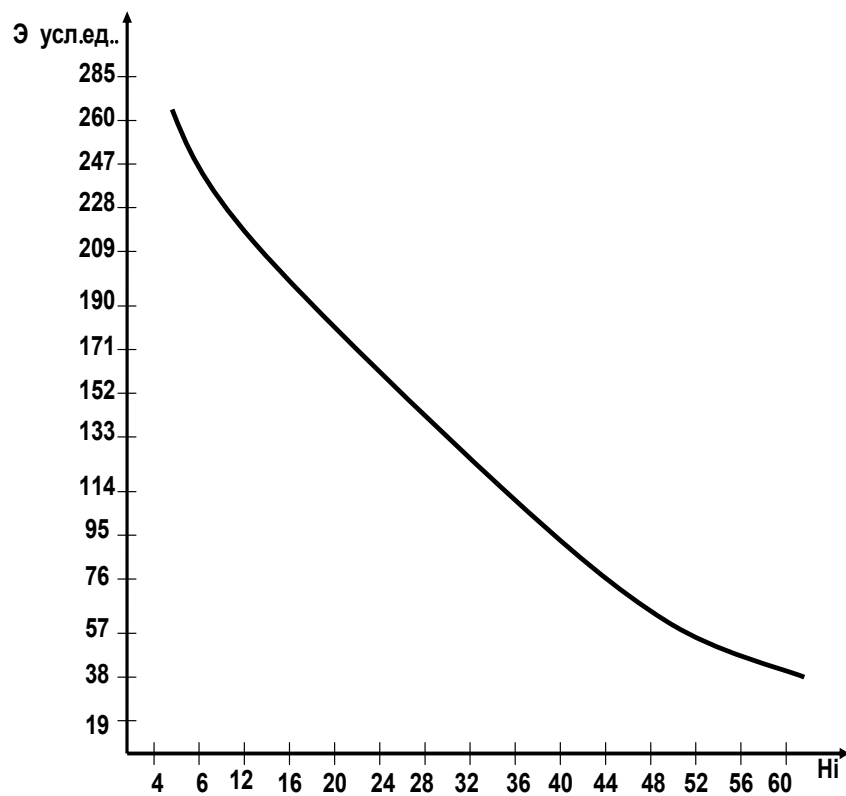
зависимость полных затрат от глубины заложения  $\Pi_i=f(H_i)$  имеет точку минимума, которая соответствует оптимальному значению глубины заложения;

- При сокращении глубины заложения городских подземных сооружений для использования горизонтальных цементационных скважин даёт возможность обеспечить устойчивость как наземных, так и подземных сооружений, и при этом сократить глубину заложения до  $H_i=9,1$  м с минимальными затратами  $\Pi_{\min}=1,6$  млн. усл. ед., а при использовании защитного зонта глубина заложения  $H_i=9,5$  м а  $\Pi_{\min}=2,01$  млн усл. ед..

### 3.5. Основные выводы по главе

На основе теоретических исследований были получены следующие основные результаты:

1. В условиях взаимного влияния наземных и подземных сооружений неблагоприятным вариантом их взаимного расположения является вариант, когда фундаменты наземного сооружения расположены над подземным сооружением;
2. Для подземного сооружения неблагоприятным является вариант, когда фундаменты наземного сооружения расположены в боковых частях массива на расстоянии её ширины от стенок подземного сооружения;
3. В ситуации, когда нагрузка, вызванная наземным сооружением, действует в вертикальных плоскостях стен подземного сооружения, последнее находится в более благоприятных условиях;



**Рис. 3.27. График эффективности эксплуатации метрополитена в зависимости от глубины заложения**

4. Установлено, что неоднородность и слоистость горных пород существенно влияют на механические процессы, реализуемые в исследуемых условиях. Так, при наличии слоя слабых пород наиболее благоприятным расположением с точки зрения устойчивости подземного сооружения, является расположение его



- под нижней границей этого слоя. В этом случае компоненты напряжений и деформаций вокруг подземного сооружения распределяются более равномерно;
5. Области влияния односводчатых станций в условиях строительства в г. Тбилиси, при её благоприятном расположении распространяются на расстоянии 10-15 м, а в условиях неблагоприятного расположения (в зоне слоя слабых пород или выше этого слоя) - на 20-25м;
  6. В условиях, когда основания наземных сооружений представлены пластическими грунтами, размеры области влияния наземных сооружений в 2-3 раза меньше, чем в упругих породах, и в условиях строительства в г. Тбилиси не превышает 9 м;
  7. В результате влияния наземного сооружения нарушается симметрия в реализуемых механических процессах вокруг подземного сооружения. Экстремальное значение опасных растягивающих напряжений  $\sigma_2$  от замка свода перемещено в сторону расположения фундамента. При этом с отдалением последнего абсолютное значение  $\sigma_2$  интенсивно уменьшается;
  8. Зависимость "общие затраты - глубина заложения подземных сооружений"  $\Pi_i=f(H_i)$  имеет вид дробно-рациональной функции. В неоднородных породах в этой зависимости имеет место изменения градиента на границах разделяемых слоев пород, вместе с этим при переходе от слоя крепких пород к слабой градиент увеличивается, т.е. уменьшением глубины увеличивается темп снижения затрат и наоборот;
  9. В однородных породах при отсутствии взаимовлияния наземных и подземных сооружений зависимость  $\Pi_i=f(H_i)$  близка к линейному, с уменьшением глубины их заложения общие затраты  $\Pi_i$  уменьшаются. В этих условиях оптимальной глубиной заложения является её минимальное значение;
  10. При малых глубинах заложения городских подземных сооружений происходит их интенсивное взаимовлияние с наземными сооружениями. В этих случаях зависимость  $\Pi_i=f(H_i)$  имеет точку минимума, которой соответствует оптимальное значение глубины заложения;
  11. Применение современных технологий повышения несущей способности целика между наземным и подземным сооружением приводит к снижению оптимальной глубины заложения в 1,5 раза, а затрат в 1,6 раза;

**12. Оптимальная глубина заложения в условиях взаимовлияния наземных и подземных сооружений значительно зависит от эффективности технологии повышения устойчивости породного целика между ними.**

#### **4. Внедрение в производство основных положений диссертационной работы**

##### **4.1. Разработка способа снижения глубины заложения городских подземных сооружений**

Как показали исследования по обоснованию глубины заложения подземных сооружений в городских условиях, снижение глубины заложения последних до оптимального значения и достижение максимальной эффективности предопределяется техническим и методологическим уровнем ведения строительных работ.

Исходя из этого, на кафедре "Разработки месторождений полезных ископаемых и строительства подземных сооружений" Грузинского технического университета с участием автора был разработан способ сооружения выработки [10], целью которого явилось повышение устойчивости сооружений и получение максимальной прибыли в условиях влияния надземных сооружений для выработок мелкого заложения. Способ разработан для условий строительства подземных сооружений метрополитена в г. Тбилиси и аналогичных условий. Качественная и количественная особенность этих условий заключается в следующем: при раскрытии сечения последних в их своде формируются зоны растягивающих напряжений (см.гл.3.3.). Размеры этой зоны зависят в соотношении  $\sigma_2/\sigma_1$  в неоднородном массиве и при его уменьшении размеры этих зон увеличиваются (влияние наземных сооружений, как это было показано в гл.3, приводит к уменьшению этого соотношения). Действие растягивающих напряжений в своде выработки,

пройденной в слабых породах, приводит к разрушению последних, поскольку предел их прочности на растяжение крайне незначителен.

Таким образом, зона действия растягивающих напряжений часто является первоисточником разрушения пород и ответственна за первичное вывалообразование. Вывалообразование сопровождается перераспределением напряжений в своде выработки, в результате чего в процесс разрушения вовлекаются все новые и новые области массива. Идёт процесс формоизменения устойчивого контура, который сопровождается увеличением его размеров. Если этот процесс не приостановить путём возведения крепи, то он будет продолжаться до достижения выработкой устойчивой формы, если такая существует в конкретных условиях. При этом нагрузка на крепь постоянно увеличивается, поскольку в условиях сводообразования она определяется из выражения:

$$P = \gamma S \quad (4.1.)$$

где -  $S$  площадь разрушенных пород (которая соответствует площади действия растягивающих напряжений),  $m^2$

$\gamma$  - объемный вес пород,  $MH/m^3$ .

В этой ситуации целесообразно осуществить мероприятия, направленные на предотвращение процессов сводообразования и стабилизации кровли. Для этого можно использовать опережающее крепление в виде возведения защитного экрана, который должен обеспечивать восприятие нагрузки, возникающей от действия веса пород в объеме потенциального первичного вывала. Тем самым открывается возможность снизить глубину заложения и увеличить прибыль за счёт направленной ликвидации причин обрушения.

Увеличение устойчивости выработки без привлечения дополнительных средств на крепление может быть достигнуто путём ликвидации концентраторов напряжений, которыми являются элементы защитного экрана в известных решениях. Это становится возможным, если при заполнении скважин твердеющим раствором использовать для этой цели раствор, деформационные характеристики которого приближаются к деформационным характеристикам пород. В этом случае роль твердеющего раствора в основном сводится к заполнению скважины материалом с деформационными характеристиками, близкими массиву.

В этом смысле несущий каркас, выполненный в виде стержневой арматуры, является предпочтительным по сравнению с трубчатым каркасом, поскольку в непосредственный контакт с породой входит материал, близкий по отношению к ней свойствами. Такой прием

позволяет снизить или даже вообще ликвидировать концентрацию напряжения вокруг элементов опережающего защитного экрана.

Наиболее опасными является тангенциальные растягивающие напряжения, площадь зоны которых превышает площадь зоны распространения радиальных. Именно они являются часто ответственными за вывалообразования в слабых породах и следовательно, именно их действие необходимо нейтрализовать. Граница зоны растягивающих напряжений приближенно определяется из выражения [10]:

$$r = R \sqrt{\frac{6(\lambda - 1)\cos 2\Theta}{1 + \lambda + \sqrt{(1 + \lambda)^2 - 12 \cos 2\Theta [1 - \lambda^2 + (1 - \lambda^2) \cos 2\Theta]}}} \quad (4.2.)$$

а угол полуохвата зоны растягивающих напряжений

$$\Theta = \frac{1}{2} \arccos \frac{1 + \lambda}{2(1 - \lambda)} \quad (4.3.)$$

где  $\lambda$  - коэффициент бокового давления;

R-радиус выработки в проходке м;

Площадь возможного обрушения для выработки единичного радиуса

$$S^* = 0,541 - 4,142\lambda + 116953\lambda^2 + 13,311\lambda^3 \quad (4.4.)$$

На рис. 4.1- а и б изображена выработка в поперечном и в продольном разрезе.

При сооружении выработки 1 в условиях сводообразования, имеющего место в результате действия в её своде растягивающих напряжений, используется опережающий защитный экран. Предварительно определяют такие деформационные характеристики пород, как модуль деформации и коэффициент Пуассона. С их учётом выбирают твердеющий раствор 2, деформационные характеристики которого приближаются, а в идеале максимально соответствуют аналогичным характеристикам породы. Выбирают также тип стержневой арматуры 3, в качестве которой могут быть использованы как арматурные стержни, так и различные прокатные профили. В соответствии с выбранным диаметром опережающих скважин 4, а также параметрами стержневой арматуры 3 и раствора 2, которые являются составляющими элементов опережающего защитного экрана, представляющими собой заполнение скважин 4, определяются критические нагрузки, которые способен выдержать каждый элемент защитного экрана.

Проходческие работы ведутся отдельными заходками. В начале каждой заходки работы по раскрытию сечения выработки 1 временно приостанавливают и вдоль её продольной оси на всю длину заходки устраивают опережающий защитный экран. Для этого из забоя 5

выработки 1 бурят опережающие скважины 4. Скважины 4 бурят в шельге свода на участке, длина которого определяется из выражения:

$$h = \frac{\pi R \arccos \frac{1 + \lambda}{2(1 - \lambda)}}{180} \quad (4.5.)$$

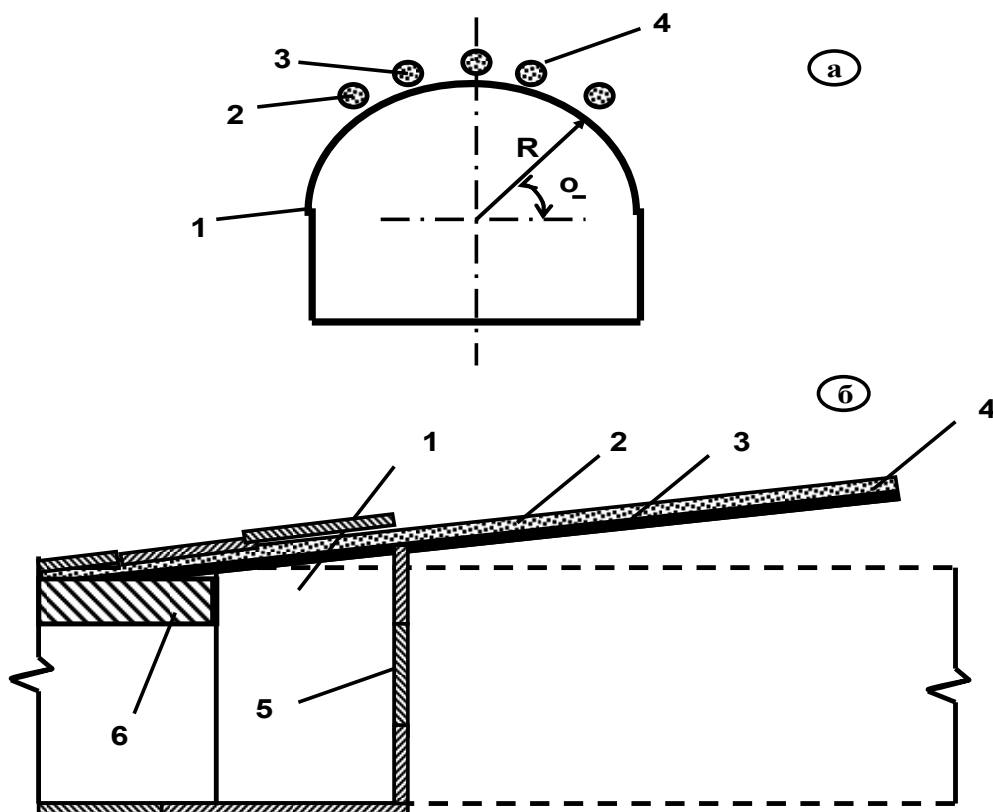
где  $h$ -длина участка свода, на которой бурят опережающие скважины м.

В случае, если выработка не является круговой, то в этом и последующих выражениях используется понятие эквивалентного радиуса, который в свою очередь, определяется из выражения

$$R = 0,63\sqrt{S} \text{ м} \quad (4.6.)$$

где  $S$ -площадь сечения выработки в проходке,  $\text{м}^2$

Скважины 4 располагают равномерно по длине участка. В каждую скважину 4 устанавливают стержневую арматуру 3. Затем скважины 4 заполняют твердеющим раствором 2.



**Рис. 4.1. Поперечный и продольный разрез выработки.**

Угол наклона опережающих скважин 4 по отношению к продольной оси выработки 1 с тем, чтобы увеличить длину заходки, должен быть минимальным и фактически определяется возможностью установки бурильного оборудования. Для облегчения ведения буровых работ с минимальным углом наклона целесообразно в начале каждой заходки устраивать нишу, в которой размещать бурильное оборудование.

После устройства опережающего защитного экрана работы по раскрытию сечения выработки 1 возобновляются и ведутся под покрытием последнего. Крезь 6 возводится с отставанием от забоя 5 на расстоянии, не превышающем величины определяемой из выражения:

$$L = \sqrt{\frac{Mn}{\gamma R^2 (0,068 - 0,518\lambda + 1,494\lambda^2 - 1,664\lambda^3)}} \quad (4.7.)$$

где  $L$  - максимальное расстояние отставания крепи от забоя, м;

$M$  - критический изгибающий момент, который способен выдержать элемент защитного экрана, МН м;

$n$  - количество опережающих скважин.

При проходке забоя 5 к концу опережающих скважин очередной заходки проходческие работы вновь приостанавливаются и устраивается защитный экран следующей заходки.

Варьируя количество скважин 4, а также применением различного конструктивного выполнения самых элементов защитного экрана, можно изменять длину незакрепленного участка в призабойной части выработки 1, подбирая её под имеющуюся.

На рис. 4.2. а, б, в, г приводятся зависимости полных затрат  $\Pi_i$  от глубины заложения подземных сооружений в однородных породах для разработанного способа. На рис.4.2. а, б приведены результаты расчётов зависимости  $\Pi_i$ - $H_i$ , когда массив горных пород представлен породами крепостью  $f=1,5;2$ .

В этом случае оптимальные значения  $H_{opt}=8,5;7,0$  м а затраты  $\Pi_{min}=558000;500000$  усл.ед.. Диаграммы в, г рис.4.2. соответствуют случаю, когда крепость пород составляет  $f=5; 10$ . В этих случаях  $H_{opt}=6,8;6,1$  м, а затраты  $\Pi_{min}=346000;245000$  усл. ед.

На основе сравнения полученных результатов с другими, распространенными в практике методами подземного строительства, (см.гл.3.4.) можно сказать, что использование

разработанного метода даёт возможность более эффективно уменьшить глубину заложения и на 20-25% сократить полные затраты.

На таком подходе основывается принцип опережающей стабилизации кровли выработок. Соблюдение параметров способа позволяет предотвратить возможность обрушения кровли при раскрытии сечения выработки, даёт возможность обеспечить устойчивость сооружений при минимальных материальных и трудовых затратах при их сооружении на малых глубинах заложения, и существенно снизить расходы, по сравнению с другими известными методами.

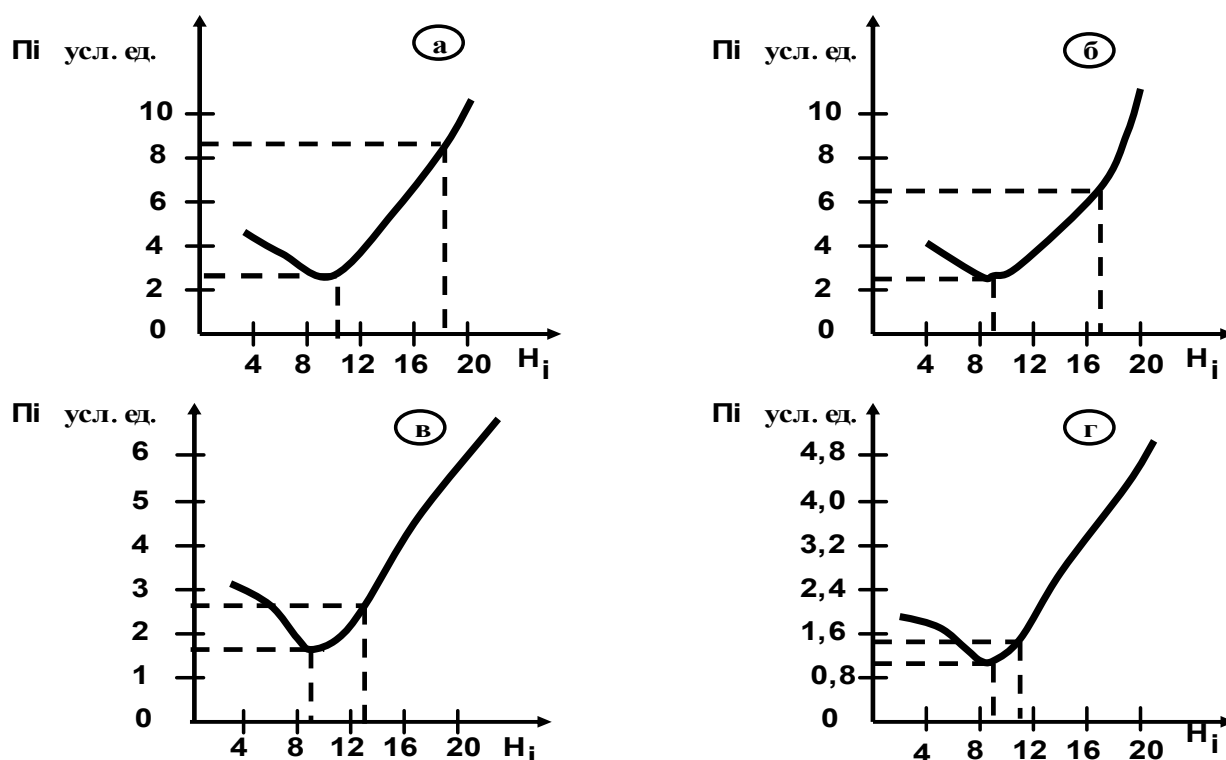


Рис.4.2. График  $P_i$  зависимости  $H_i$  при использовании разработанного метода

#### 4.2. Внедрение способа стабилизации кровли на строительство подземных сооружений метрополитена в г. Тбилиси

Как было показано выше, снижение глубины заложения городских подземных сооружений приводит к сложному их взаимовлиянию с наземными сооружениями, что часто является причиной опасных деформаций поверхности земли и разрушения сооружений. Это в свою очередь превышает травматизм, приводит к нарушению ритмичности строительных работ,

снижению темпов строительства и к значительным затратам, связанным с ликвидацией аварии.

Вышеуказанные сложности возникли при проведении соединительной выработки на строящемся участке метрополитена г.Тбилиси до жилых массивов Глдани и Варкетили, где трасса выработки проходит в аргилитах (с коэффициентом  $f=2$ ) и слабых песчаниках ( $f=2-3$ ). Сечения выработки в свету  $S_{св.}=10,5$  м. По проекту, выработка крепилась монолитной железобетонной крепью, в качестве временной крепи применялась металлическая жёсткая арочная крепь из двутаврового профиля.

С началом проходки выработки на указанном участке, вслед за продвижением забоя, начались обрушения пород в кровле выработки, после чего проходка была остановлена из-за опасности распространения разрушений пород до поверхности земли (высота свода обрушения к этому моменту достигла 7,6 м).

Прямые забойные затраты на ликвидацию последствий обрушения на 1м выработки составили 1250 усл.ед. Проектная стоимость 1м. выработки-824 усл.ед. Реально суммарные забойные затраты на 1м выработки в зоне обрушения составили:  $C_1=1250+824=2074$  усл.ед.

Для устранения причин аварий и разработки эффективного способа их предотвращения были изучены геомеханические условия строительства. Породы, слагающие кровлю (аргилиты) выработки, по степени нарушенности извлекаемых из контрольных скважин кернов относятся к малотрещиноватым породам. Их относительное удельное водопоглощение при гидропробовании скважин составило  $g_0=0,007$ л /мин мм вод. ст. Прочность образцов пород на однасное сжатие  $\sigma_{сж} = 21$  МПа, а на растяжение  $\sigma_p = 1,5$  МПа.

Безразмерный показатель устойчивости определяется по формуле

$$K = \frac{\gamma H}{\sigma_{сж} C} \quad (4.8.)$$

где  $\gamma$ -объемный вес пород кровли;  $H$ -глубина заложения выработки;  $C$ -коэффициент, учитывающий нарушенность массива.

В рассматриваемых условиях:  $\gamma = 2,3 \times 10^{-2}$  МН/м<sup>3</sup>,  $H=12$  м,  $C=0,8$  тогда из (4.8.) получаем  $K=0,16$ . Смещение контура выработки не превосходил 50 мм.

По этим данным породы относятся к категории устойчивых [95] и при существующем паспорте крепления наблюдаемых трудностей не должно было быть.



Обрушение пород кровли происходило на участке влияния наземных сооружений, в результате чего в отдельных плоскостях массива сопротивление на растяжение  $\sigma_p$  оказалось меньше действующих сил.

Следовательно, ослабленные связи более чем прочные, и их правильная армировка должна обеспечивать устойчивость выработки.

Расчёты показывают, что в данном случае упрочнение пород путём предварительной цементации должна дать желаемый результат. Но здесь надо отметить, что существующие нормативные документы [95] и рекомендации [113] не учитывают проведения работ по упрочнению пород в изучаемых условиях (проведения работ по упрочнению рекомендуется при разрушении пород сдвигом, когда  $u \leq 200$  мм,  $k \geq 0,3$ ,  $g \geq 0,01$  л мин. мм. вод. ст.).

Вместе с тем, зарубежный опыт сооружения порталов тоннелей показывает [124], что при некоторой модификации способ предварительного упрочнения пород может стать одним из эффективных способов для предотвращения обрушения кровли выработки.

На основании вышеизложенного, как уже отмечалось в гл.4.1., был разработан новый способ сооружения выработки [10], который и был применен для повышения устойчивости вышеуказанной соединительной выработки.

Сущность способа состоит в следующем: перед началом строительства на участке влияния наземных сооружений в кровле выработки непосредственно у забоя, устраивается ниша для размещения бурильной установки и бурения цементационных скважин, а в забое возводится предохранительная бетонная перемычка. Цементационные скважины пробуривают выше проектного контура выработки в проходке, (наклон направления скважины к оси выработки не должен превышать  $8^\circ$ ), в них помещают арматуру и монтируют тампон с отверстием. К последним поочередно присоединяют бронированный шланг высокого давления, идущий от насоса, и в массив нагнетают воду для гидропробования. При  $g_0 < 0,01$  л. мин. мм. вод. ст. производят гидроразрушение (гидропрорыв) связей в областях ослабления пород будущей кровли. Достижения нужной глубины прорыва фиксируется выходом воды из соседней скважины (расстояние между скважинами должно соответствовать расчетной глубине гидрорыва). Минимальное и максимальное значения давления, необходимые для осуществления гидрорыва, определяются расчётом.

После гидрорыва (т.е. после образования трещин в местах областей ослабления) производят консолидацию разрушенных связей цементным раствором. На этой стадии предварительного расчёта технологических параметров (состав и расход цементационного

раствора, потери подвижности раствора, длина цементационной заходки, толщина бетонной перемычки и глубина заделки кондукторов) можно производить по рекомендациям [113]. Давление нагнетания цементационного раствора не должно превышать максимального давления при гидропрорыве. После затвердения цемента в кровле выработки образуется грузонесущая толща упрочненных и армированных пород, предотвращающая обрушение.

Упрочнение производится заходками длиной 15-20 м. Для безопасности условий труда на границе между рядовыми заходками, толщи упрочненных пород на соседних участках должны перекрывать друг друга на 1-4 м. После каждой заходки проходческие работы возобновляются.

На рис. 4.3. показана схема сооружения соединительной выработки по разработанному методу. Бурение скважин производилось с помощью бурильной установки НКР-100 м (диаметр, скважины  $D=105\text{мм}$ , угол наклона к оси выработки  $3^0$ ), которая была смонтирована на электровозе 4,5 АРП2Му-5. Укладка рельсового пути производилось так, чтобы с помощью ручного домкрата (грузоподъёмность 8 т.) можно было обеспечить передвижение электровоза с установкой НКР-100 м вдоль забоя. Нагнетание воды и цементационного раствора осуществлялось насосом ГР-11. Для обеспечения непрерывной подачи цемента и воды, раствор изготавливался на поверхности земли и с помощью ускорителя через металлические трубы, расположенные в скважине, подавался в выработку.

С учётом данных практики [124], особенностей разработанного способа и конкретных геотехнических условий была установлена необходимая глубина гидропрорыва в кровле выработки:  $d \geq 1\text{м}$ . Следовательно, расстояние между стенками соседних скважин (в основном определяющее глубину гидропрорыва) должно быть 1 м. (т.е. между осями скважин-1,1м), а количество скважин при ширине выработки в проходке 3,9м-3шт. В скважинах помещалась арматура А-Ш, Ф40.

Минимальное давление, необходимое для начала разрушения пород, определялось из условия:  $P_{\min} = \sigma_1 + \sigma_p^m$ . Где  $\sigma_1 = k\gamma H$  максимальное сжимающие нормальное напряжение на контуре будущей скважины.

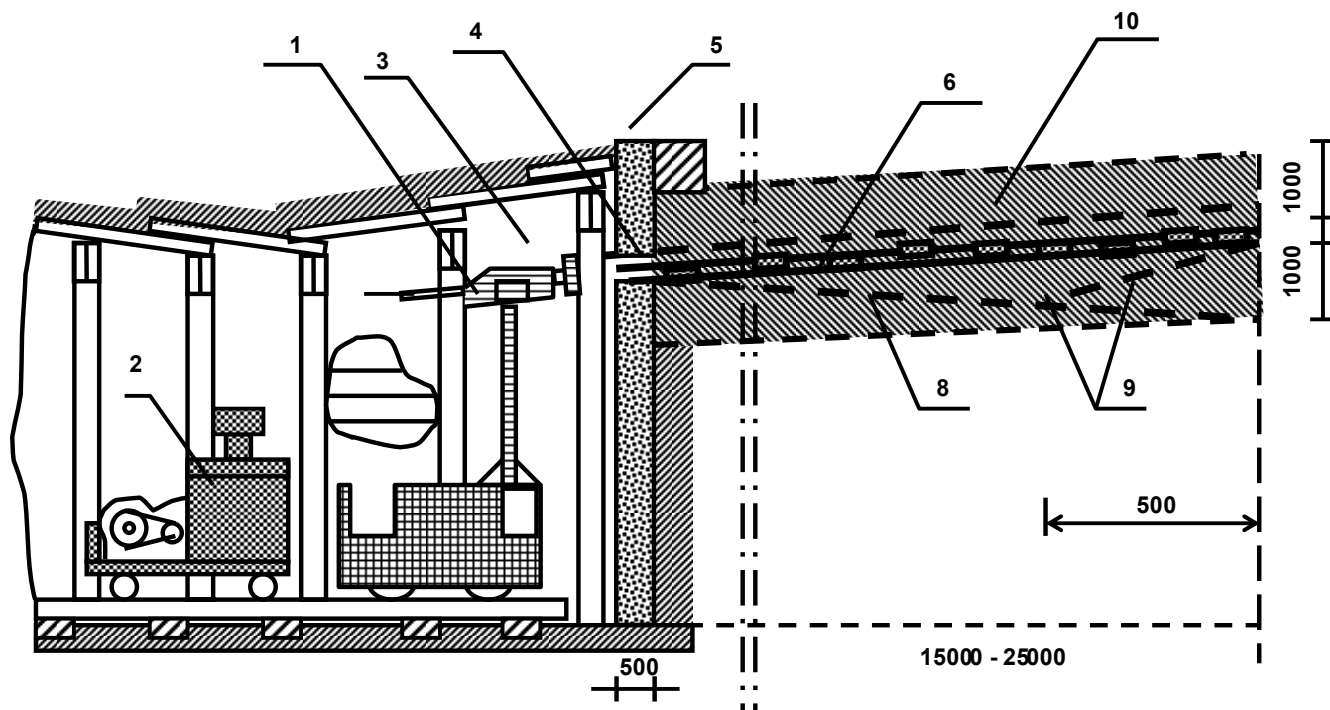


Рис. 4.3. Схема сооружения соединительной выработки методом консолидаций пород кровли цементационным раствором:  
 1-бурильная установка НКР-100; 2-электровоз; 3-ниша;  
 4-скважина; 5-бетонная перемычка; 6-арматура;  
 7-бетононасос ГР-11; 8-контур выработки  
 в проходке; 9-контур ниши следующей  
 заходки; 10-условная зона  
 консолидации пород.

В наших условиях  $\sigma_1 = 0,3$  МПа, тогда:  $P_{\min} = 0,5$  МПа.

Максимальное давление нагнетания  $P_{\max}$  определялось в каждой заходке при гидропрорыве в скважине №1(рис.4.4.). В первой заходке  $P_{\max}=2,0$ МПа, а во второй  $P_{\max} =2,6$  МПа. В результате гидропрорыва (давление в первой заходке упало до  $P_p=0,5$  МПа, а во

второй до  $P_p = 1,0$  Мпа) и появления воды в соседней скважине, нагнетание прекращали; в соседнюю скважину вставляли тампон и начинали нагнетание цементационного раствора в скважину №1 с начальным давлением  $P_p$ . В процессе нагнетания раствора соотношение Ц:В менялось в границах 1:2, 1:1, марка цемента М500. Нагнетание продолжалось до достижения давления  $P_{max}$ , после чего путём регулировки расхода раствора скважину выдерживали под максимальным давлением в течение 10-15 минут, для уплотнения закатанного раствора. По данным цементации скважины №1 впоследствии аналогичные работы производились в скважинах №2 и №3.

После окончания цементационных работ в скважинах №1, №2 и №3 для контроля качества цементации и устранения возможных недоделок (на рис.4.4.эти скважины показаны пунктирами) бурились вспомогательные скважины №4 и №5, в которые помещали арматуру и нагнетали раствор (начиная с консистенции 1:10 и кончая 1:1) до достижения давления  $P_{max}$ .

Расход цементационного раствора на 1м. скважин №1, №2 и №3 в среднем на первой заходке составил  $24 \text{ л/м}^3$ , а на втором- $28 \text{ л/м}^3$ .

Средний расход раствора в скважинах №3 и №4 на первой заходке составил  $5 \text{ л/м}^3$ , а на второй- $3,4 \text{ л/м}^3$ .

В рис. 4.1. приводится график организации работ по консолидации пород на второй заходке.

После проведенных работ приступали к сооружению выработки по существующему проекту. Во время строительства обрушение кровли или другие формы потери устойчивости выработки не были зафиксированы. В процессе проведения выработки регулярно бурились контрольные скважины и

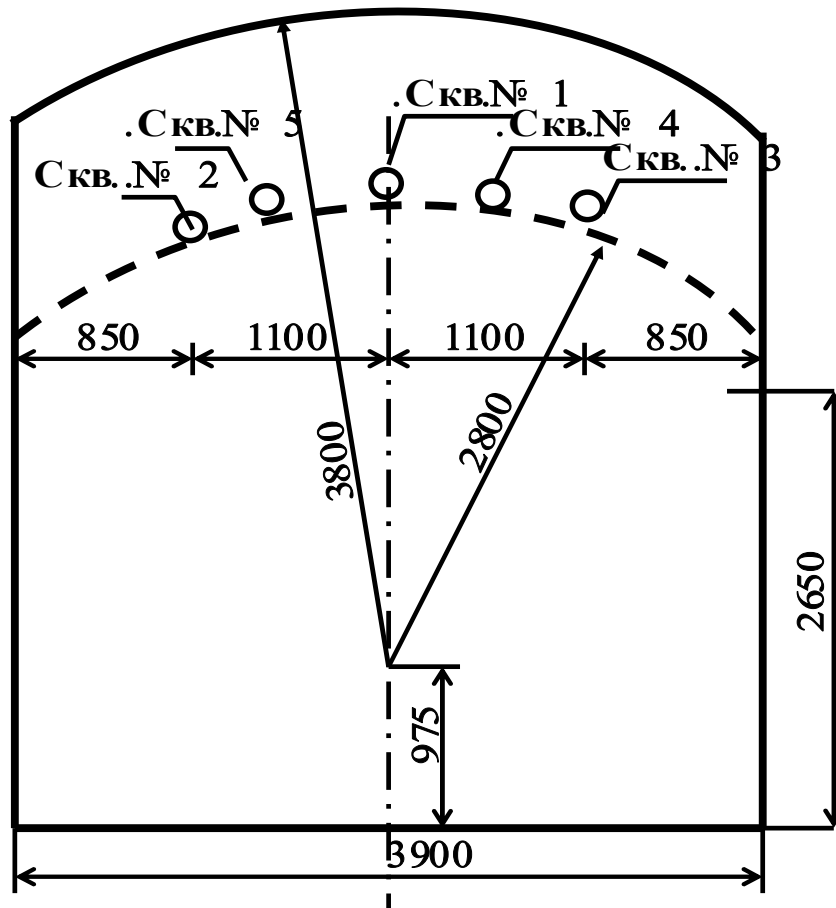


Рис. 4.4. Схема расположения скважин  
в забое выработки



1. Разработанный новый метод строительства подземных сооружений метрополитенов, позволяющий повысить несущую способность подземных сооружений и снизить глубину их заложения при минимальных материальных затратах;
2. Установлена зависимость  $\Pi_i = f(H_i)$  для разработанного способа в условиях строительства станции "Важа-Пшавела" при применении разработанного метода оптимальные значения глубины заложения в породах крепости  $f=1,5;2;5;10$  соответственно равны 8,5;7,0;6,8;6,1 м, а затраты  $\Pi_{\min} = 558;500;346;245$  усл.ед.;
3. Разработанный новый способ сооружения выработки внедрен на строящемся участке Глдани и Варкетили метрополитена г. Тбилиси при строительстве соединительной выработки. Полный экономический эффект при использовании разработанного метода составил 44320 усл.ед.

### **З а к л ю ч е н и е**

В диссертационной работе дано новое решение актуальной научной задачи по обоснованию оптимальной глубины заложения городских подземных сооружений, обеспечивающей устойчивость как надземных, так и подземных сооружений при минимальных затратах.

Основные выводы, научные и практические результаты, полученные в работе, заключаются в следующем:

1. Установлено, что малоизученность закономерностей взаимного влияния надземных и подземных сооружений и принимаемых при расчётах необоснованных запасов

глубины заложения в одних случаях ежегодно приводит к перерасходу капитальных вложений на 36%. В других случаях недооценка степени взаимовлияния приводит к увеличению затрат на поддержание и ремонт сооружений на 25%. В отдельных случаях имеются катастрофические разрушения как надземных, так и подземных сооружений.

2. Разработаны методика и приборы для проведения натуральных экспериментальных исследований механических процессов, реализуемых в породных массивах в условиях взаимовлияния наземных и подземных сооружений, позволяющие комплексно изучать деформации массива горных пород до поверхности земли, напряжения в обделке подземного сооружения и нагрузки на крепь с учётом плотности строительства.
3. Натурными исследованиями на строительстве станции "Важа-Пшавела" метрополитена г. Тбилиси установлено, что максимальные вертикальные смещения пород кровли свода станции достигают 80 мм; с удалением от контура смещения уменьшаются, и на глубине 20 м не превышают 5 мм. Максимальные сжимающие напряжения в обделке станции не превышают 3,0 МПа, а абсолютные значения макс. растягивающих напряжений незначительны. Эти исследования позволяют заключить, что глубина заложения односводчатых станций проектируется с большим запасом и при существующей технологии строительства без применения дополнительных мероприятий её можно уменьшить до 25 м.
4. Разработана методика расчёта напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов в условиях взаимовлияния надземных и подземных сооружений, основанная на методе конечных элементов, который позволяет учитывать неоднородность и анизотропность свойств массивов горных пород. Достоверность результатов теоретических исследований подтверждается хорошей сходимостью с соответствующими данными, полученными в научных экспериментах.
5. В условиях взаимного влияния надземных и подземных сооружений неблагоприятным вариантом их взаимного расположения является вариант, когда фундаменты наземного сооружения расположены над подземными сооружениями;
6. Для подземного сооружения неблагоприятным является вариант, когда фундаменты наземного сооружения расположены в боковых частях массива на расстоянии его ширины от стенок подземного сооружения.



7. В ситуации, когда нагрузка, вызванная надземным сооружением, действует в вертикальных плоскостях стен подземного сооружения, последнее находится в более благоприятных условиях.
8. В результате теоретических исследований установлено, что неоднородность и слоистость горных пород существенно влияют на механические процессы, реализуемые в исследуемых условиях. При наличии слоя слабых пород наиболее благоприятным расположением с точки зрения устойчивости подземного сооружения, является расположение его ниже этого слоя. В этом случае компоненты напряжений и деформаций вокруг подземного сооружения распределяются более равномерно и уменьшаются размеры области влияния в направлении оснований надземных сооружений на 35-40%, улучшаются условия работы грузонесущих элементов. Аналогичный эффект наблюдается также при уменьшении времени ввода в работу обделки подземных сооружений.
9. Выбор глубины заложения городских подземных сооружений должен производиться из условий равновесных состояний системы "обделка-породный целик-фундамент", соответствующих минимуму капитальных и эксплуатационных затрат. Разработана методика определения оптимальной глубины заложения городских подземных сооружений. Определены значения оптимальных глубин заложения и соответствующих им полных затрат на строительство и эксплуатацию подземных сооружений для наиболее распространенных методов строительства. Так, при применении метода опережающих скважин  $H_{\text{опт}}=9,1$  м,  $P_{\text{min}}=1,6$  млн усл.ед.; при применении способа защитного зонга  $H_{\text{опт}}=9,5$  м,  $P_{\text{min}}=2,01$  млн усл.ед.
10. Разработан метод строительства подземных сооружений с применением опережающего защитного экрана, позволяющий существенно снизить значения  $H_{\text{опт}}$  и  $P_{\text{min}}$  и обеспечить устойчивость состояния сооружения. Определены значения глубины заложений и соответствующих им полных затрат на строительство и эксплуатацию:  $H_{\text{опт}}=7,1$  м,  $P_{\text{min}}=412,2$  млн усл.ед. Разработанный метод внедрен при строительстве подземных сооружений метрополитена на участке продления Глдани-Варкетили. Полный экономический эффект от внедрения составил 44320 усл.ед.

#### Список Литературы

1. **Абрамов Ю. Перестройка. Метрострой, 1988 г., 4-с.1-2**
2. **Авершин С.Г. Сдвигение горных пород при подземных разработках. Углетехиздат, 1947 г.**
3. **Алихакшин В. Перспектива. Метрострой, 1986 г., с.1-2**
4. **Амусин Б.З. Прогнозирование устойчивости капитальных выработок с учётом постепенного разрушения пород в зоне неупругих деформаций. Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 1977 г., №5. с.22-29**
5. **Амусин Б.З., Фадеев А.Б. Методы конечных элементов при решении задач горной геомеханики. М., Недра, 1975 г.**
6. **Адрашов К.А. Методы и приборы для исследования проявлений горного давления. М, Недра, 1981 г.- 312с.**
7. **Афанасьев Л.Л. и др. Гаражи и станции технического обслуживания автомобилей. М, Транспорт, 1980 г., 216с.**
8. **А.С. 820322 СССР. Способ проведения выработки в неустойчивых горных породах. М.П. Сборники др. (СССР) -3с.**
9. **А.С. 881331 СССР. Способ сооружения тоннеля мелкого заложения в слабоустойчивых породах В.Ф.Илюшин и др. (СССР) -3с.**
10. **А.С. 1694914 СССР. Способ сооружения горной выработки. В.А. Кушиташвили и др. (СССР) -4с.**
11. **А.С. 754222 СССР. Способ нагнетания раствора в горном массиве. К.В. Кошелев и др. (СССР) -3с.**
12. **А.С. 1234642 СССР. Способ возведения тоннеля мелкого заложения. Л.В.Маковский. (СССР) -3с.**
13. **А.С. 1059971 СССР. Способ крепления горных выработок в трещиноватых грунтах. А.Л. Нестеровский и др. (СССР) -3с.**
14. **А.С. 742577 СССР. Способ повышения устойчивости трещиноватых пород. А.А. Рукавишников. (СССР) -3с.**
13. **А.С. 1461966 СССР. Способ сооружения горной выработки. Т.В. Хурошвили и др. (СССР) -3с.**
14. **Бабков В.Ф. Современные автомобильные магистрали. М; Транспорт, 1974 г., 279с.**
15. **Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механические процессы в породных массивах. М, Недра. 1986 г., 272с.**

16. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика подземных сооружений и конструкций крепей - М, Недра. 1984 г., 415с.
17. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Оценка устойчивости горных выработок. Шахтное строительство. 1978 г., 13-16с.
18. Барбакадзе В.Ш., Давыдов С.С. Железобетонные армополимербетонные строительные конструкции нулевого цикла работ на железнодорожном транспорте. Ч 1-14, 1983 г.,107с.
19. Билик Ш.М., Кораблев А.А. и др. Приборы и аппаратура для исследования появлений горного давления. Углетехиздат. 1958 г., 359с.
20. Безухов Н.И., Лужин О.В. Приложение методов теорий упругости и пластичности к решению инженерных задач. М, Высшая школа 1974 г., 200с.
21. Берштейн К.Б. Строительство подводного транспортного туннеля наплавным методом. Гражданское строительство, №9, 1986 г., 359с.
22. Борисов А.А. Механика подземных сооружений-М, Недра. 1982 г., 314с.
23. Бухгалтерные цены электромеханической службы Тбилисского метрополитена. Инвентарный бланк №440004.
24. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений М, Недра. 1982 г., 271с.
25. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах. М, Недра, 1989 г., 270с.
26. Булычев Н.С., Амусин Б.З., Оловянный А.Г. Расчёт крепей капитальных горных выработок. М, Недра, 1972 г.
27. Варлашин В.М. Боковое давление грунта у фундаментов зданий, возводимых над горными выработками. Шахтное строительство, №11, 1965 г., с.12-15.
28. Власов С.Н. и др. Взаимодействие защитного слоя из труб с грунтом. Транспортное строительство 1985 г. с.20-22.
29. Власов С.Н. и др. Проходка тоннелей большого сечения с применением опережающей крепи. Транспортное строительство. 1985г., с.22-24.
30. Главатских В.А., Поправко А.К. Технико-экономическая оценка вариантных решений проектирований тоннелей и метрополитенов. Новосибирск. 1986, 47с.
31. ГОСТ 21153 0-75
32. ГОСТ 21153 7-75
33. ГОСТ 21153 3-85
34. ГОСТ 21153 5-75
35. ГОСТ 21153 2-75

36. ГОСТ 21153 3-75
37. ГОСТ 24941-81
38. ГОСТ 5160-84
39. Горное давление М., Госгортехиздат, 1961 г.
40. Гуджабидзе И.К. Вопросы механики подземных сооружений неглубокого заложения. Тбилисский Государственный университет. Тбилиси, 1991 г., 186с.
41. Гуджабидзе И.К., Кушиташвили В.А. Методика и приборы для изучения механических процессов вокруг подземных сооружений метрополитена. В книге: Труды ГПИ им. В.И.Ленина, Тбилиси, 1989 г., с.41-42.
42. Гуджабидзе И.К., Кушиташвили В.А, Гудавадзе З.Г. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния грузонесущих элементов городских подземных сооружений. Горный журнал, Москва, №8 54-55 с.
43. Гуджабидзе И.К. Обоснование и выбор параметров крепей капитальных горных выработок в сложных геомеханических условиях. Диссертация на соискание учёной степени кан. тех. наук. Москва, 1983 г. -184с.
44. Гуджабидзе И.К., Хурошвили Т.В. Консолидация горных пород с целью предотвращения обрушений кровли в горной выработке. В книге: Процессы горных работ. Изд. ГПИ им. В.И.Ленина, Тбилиси 1987 г., №7(319), с.76-82.
45. Гуджабидзе И.К. Прогнозирование и управление устойчивостью подземных выработок в условиях влияния гористого рельефа и наземных сооружений. Диссертация на соискание учёной, степени док тех. наук. Тбилиси 1991г. 447с.
46. Гутман С.К. К расчёту тоннелей. Известия научно-исследовательского института Гидротехники т. XXV, 1939 г., с.148-168.
47. Джанжгава И.Д. Прогнозирование проявлений горного давления в капитальных выработках глубоких шахт Грузии. Тбилиси, Мецниереба, 1982 г., с.154.
48. Джапаридзе Г.В. Инженерная геология Тбилиси. Тбилиси Сабчота Сакартвело 1984 г., -154 с.
49. Джапаридзе Л.А. Метод определения оптимальной формы сечения горных выработок в условиях сводообразования, Метрострой, 1987 г., №12 , с.14-16.
50. Джапаридзе Л.А. Расчёт металлической крепи горных выработок. М.,Недра., 1975.

51. Динник А.Д., Моргиевский А.В., Савин Г.И. Распределение напряжений вокруг подземных горных выработок. В кн.: Труды совещания по управлению горным давлением. М.,Л.АН СССР, 1938 г.- с.7-55.
52. Дорман Я.А. Специальные способы работ при строительстве метрополитенов М. Транспорт, 1981 г. 302с.
53. Дубравин Е.Н. - Пересечения в разных уровнях на городских магистралях М, Высшая школа, 1977 г., 429 с.
54. Заславский Ю.З. Перепичка Ф.И. Крепление капитальных выработок на больших глубинах. Донецк, Донбасс, 1971 г.
55. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике М., Мир 1975 г. 541 с.
56. Иофис М.А., Муллер Р.А., Подаров В.Ф. К расчёту деформации земной поверхности при сооружении Метрополитена. Транспортное строительство, №6 1971 г., №6 с.44-45/
57. Инструкция Министерства Республика Грузии №876/03-7 1992 г.
58. Исследования напряженно-деформированного состояния обделок односводчатых станций метрополитена в г.Тбилиси и окружающего горного массива с определением зон влияния. Отчёт. Тбилисский городской центр научно-технического творчества. Гуджабидзе И.К., Кушиташвили В.А. и др. №ГР78057662 инв.№006578 1990 г.-с.133.
59. Картозия Б.А. Натурные методы исследования механических процессов в массивах горных пород. М.,МГН, 1980 г. 54 с.
60. Картозия Б.А., Пшеничный В.А., Гуджабидзе И.К. Выбор оптимальных параметров крепей капитальных горных выработок. Шахтное строительство. М., 1984 г., с.17-19.
61. Картозия Б.А., Панкевич Г.А., Гуджабидзе И.К. Методология изучения целика дисциплин по теории проектирования подземных сооружений. Методическое указание. ГПИ, Тбилиси, 1984 г., с.52.
62. Келли Т., Эрман К., Конструкция станции метрополитена. Гражданское строительство, 1988 г., №6 с.8-12.
63. Койтер В. Соотношения между напряжениями и деформациями. Механика, №2 1960 г.
64. Кратч Г. Сдвигения горных пород и защита подрабатываемых сооружений. Перевод с немецкого под ред. Муллера Р.А и Петухова И.А.,М, 1978 г., 494с.

65. Крауч С., Старфильд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела. Перевод с английского М. Мир. 1986 г. 328 с.
66. Кушиташвили В.А. Материалы научно-технической конференции профессорско-преподавательского состава Грузинского Технического Университета 16-19 ноября 1993 г.
67. Лиманов А.Ю. Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в кембрийских глинах. I изд. ЛИНЖТА 1957 г.
68. Лиманов Ю.А. Метрополитены. Изд. Второе, исправленное и дополненное. М., Транспорт, 1971 г., 359 с.
69. Лисичкин В.Г., Мининберг В.Я., Хуторной В.Ф. Величина оптимальной конструктивной податливости крепи. Шахтное строительство. 1980 г., №1 с. 8-10.
70. Люткенс О. Строительство в районах горных выработок. М., Строиздат, 1960 г.
71. Маковский Л.В. Городские подземные транспортные сооружения. М., Строиздат, 1985 г. -439 с.
72. Макашов А.П., Евтушенко Ю.В. Тампонаж горных пород. М., Недра, 1978 г.
73. Методические указания по применению глубинных реперов для изучения напряженно-деформированного состояния массива горных пород. Ленинград, 1983 г., 94 с.
74. Мостков В.М. Строительство подземных сооружений большого сечения. М., Гостехиздат, 1963 г.
75. Мустафаев А.А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах. М., Высшая школа, 1989 г., 588 с.
76. Мухелишвили Н.Н. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М., АН СССР, 1954 г., 447 с.
77. Объектная смета №МТ-ТІ-2/7-1-1, 1986 г.
78. №МТ-ТІ-2/3-1, 2-2 1986 г.
79. №МТ-ТІ-2/2-3 1986 г.
80. Общие методические положения комплексного исследования проблем горной механики. Труды ВНИМИ, 1970 г., №81, 334 с.
81. Оптимизация параметров способа упрочнения пород с целью уменьшения нагрузок на обделки подземных выработок продления метрополитена в г. Тбилиси до жилых массивов Глдани и Варкетили. Отчёт ГПИ им. В.И. Ленина №ГР01860075482, инв. №632119. Тбилиси, 1987 г., 55 с.
82. Отчёт электромеханической службы Тбилисского метрополитена 1988 г.

83. Отчёт потребления и расход эл.энергии Тбилисского метрополитена 1988 г.
84. Патент №200641 "Скваженный глубинный репер", Кушиташвили В.А., Гуджабидзе И.К., РФ 1993 г.
85. Папкович Ф.П. Теория упругости, Оборонгиз, 1939 г.
86. Покровский Н.М. Технология строительства подземных сооружений и шахт. М., Недра, 1977 г.-250с.
87. Положительные решения по заявке на изобретения 4764724/03 способ сооружения горной выработки И.К. Гуджабидзе и др. (СССР) 5с.
88. Положительные решения по заявке на изобретения 4764723/3 способ сооружения горной выработки И.К. Гуджабидзе и др. (СССР) 5с.
89. Попов В.Л., Каретников В.Н., Егоров В.М. Расчёт крепи подготовительных выработок на ЭВМ. М., Недра. 1978 г.
90. Разработка конструкции крепей капитальных и подготовительных выработок в сложных горно-геологических условиях. Отчёт ГПИ им. В.И. Ленина №ГР01840067977, инв.№ Б 5490783, Тбилиси, 1987 г.
91. Расимбегов Н.В. Перспектива применения расширяющих и направляющих цементов в Узбекистане. Ташкент, 1980 г.
92. Робинсон Р. Тоннель, преобразовавший Филадельфию. Гражданское строительство, Москва, 1985 г., №7, с.26-29.
93. Руководство по проектированию подземных выработок и расчёту крепей. М. Строиздат, 1983 г. -272с.
94. Рупнейт К.В. Некоторые вопросы механики горных пород. М. Углетехиздат, 1954 г., 338с.
95. Сарабаев В.Ф., Чебатарёв С.В. Напряженное состояние грунта вокруг выработок. Транспортное строительство, 1989, №2 с.18-19.
96. Сахановски К.В. Железобетонные конструкции. М., Госгортехиздат, 1961 г.
97. Смирняков В.В. Мирзоев Г.Г., Чуташвили А.Г. Наблюдение за проявлениями горного давления в шахтных условиях. ГПИ им. В.И. Ленина, Тбилиси, 1972, 93 с.
98. СН и П П-8-78. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях, М., 1979 г.
99. СН и П П-94-80. подземные горные выработки. Нормы проектирования. М., Строиздат, 1980 г.

100. СН и П II-44-78. Тоннели железобетонные и автодорожные нормы проектирования. М., 1978 г.
101. СН и П II IV-5-82.
102. СН и П II IV-8-79.
103. Соколовский В.В. Статистика сыпучей среды. М., Техничко-теоретическая литература, 1954 г., 274с.
104. Спельдинг Дж. Управление горным давлением. Теория и практика.
105. Справочник инженера-шахтостроителя. Том I. М., 1983 г., 439 с.
106. Стравнигин А.Н., Протосения А.Г. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах. М., Недра, 1985 г., 270с.
107. Стравнигин А.Н., Тарасов Б.Г., Певзнер Е.Д. Гидропривод к прессу для испытания образцов на прочность. Оpubл. в Б.Н. 1980 г., №45.
108. Стравнигин А.Н., Тарасов Б.Г., Ширкес О.А., Певзнер Е.Д. Прочность и деформирования горных пород в допредельной и запредельной областях. ФТПРПИ, 1981г., №6, с.3-11.
109. Стравнигин А.Н., Тарасов Б.Г и др. Прочность и деформирования горных пород в допредельной и запредельной областях. ФТПРПИ, 1981, №6, 3-11 ст.
110. Строительства тоннелей в странах Европы. Гражданское строительство, 1985г., №7, с.26-29.
111. Технологические схемы упрочнения массивов горных пород цементацией при проведении капитальных горных выработок в зонах геологических нарушений. Кузниишахтстрой Минуглепрома СССР. Кемерово, 1980г., с.66.
112. Трумбачев В.Ф. Распределение напряжений вокруг горных выработок. Харьков, Углетехиздат, 1956г., с.124.
113. Федоров А.М. К вопросу крепления выработок на глубоких горизонтах. В сб.: Проектирование и строительство угольных предприятий. ЦНТИ угля, 1962, №8, (44), с.26-37.
114. Фотиева Н.Н. Расчёт крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах. М.,Недра,1980г.
115. Фотиева Н.Н. Расчёт крепи обделок тоннелей некруглого поперечного сечения. М.,Строиздат,1974г.
116. Фотиева Н.Н., Н.С.Буличев, А.С.Саммаль, П.В.Деев. Расчёт обделок тоннелей, сооружаемых горным способом в городских условиях. Метро и тоннели. Москва, №3, 2004 г. 44-45 ст.



117. Фэрэзер В. Миланское метро. Гражданское строительство, 1988г.№3,с.9-12.
118. Хачатуров Т.С., Красовский В.П., Лейтеро М.Н. Эффективность капитальных вложений. Москва, "Экономика",1983г.с.250.
119. Хечинов Ю.В., Юфин С.А., Постольская О.К. Развития деформации дневной поверхности и окружающего массива при сооружениях тоннелей неглубокого заложения. Энергетическое строительство за рубежом.1986г.№2с.34-38.
120. Хечинов Ю.В., Санчугов В.В. К вопросу о минимальной глубине заложения напорных гидротехнических туннелей, Энергетическое строительство за рубежом.1983г.№11С.51-58.
121. Храпов В.Г.,Демешко Е.А., Наумов С.Н. и др. Тоннели и метрополитены. М., Транспорт,1989г.с.383.
122. Хуровили Т.В. Разработка технологий и обоснование параметров опережающей стабилизации кровли при строительстве тоннелей. Диссертация на соискание уч. ст. канд. тех. наук, Москва, 1989г., с.148.
123. Царенко А.П.,Федоров Е.А. Московский метрополитен им. В.И.Ленина, "Транспорт",1989г.с.238.
124. Цытович Н.А. Механика грунтов. 4-ое изд., М.,1963г.
125. Цытович Н.А.,Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М.,Вышая школа,1981г.с.319.
126. Чеснокович С. Итальянский опыт сооружения порталов в сложных геологических условиях, Метрострой,№4,1985г.с.29-32.
127. Barton, Hansteen H.-Deformasjoner av grunthfjends Bergom med Svert Stor Speen uidder-modellforsk of bergninger, 1980, №132, P.46-61.
128. Bieniawski Z.T., Denkkau H.G., Vogler V.W.,-Failure of Fracture rock Insternate Rock Mech.Min Sci, 1969, V6, №3 p.323-341.
129. Crouch S.L., Starfield A.M. Boundary element methods in solid mechananics. GEORGE Allen & UNWIN 1983, London-Boston-Sydney.
130. Herino F.G., Brady B.T., Duvall W.I., Hooker A -Thousand Ton Capacity Stiff Testing Machine Report Invest.Bureau Minnes.V.S.Dept.Interion, №7624.1972.
131. Muskhelishvili N.I. Some Basic Problems of Mathematical theory of elasticity, Noordhoff, Groningen, Holand, 1958.
132. Sokolnikoff I.S. M Mathematical theory of elasticity, 1956, 2<sup>nd</sup> end. – New York: McGraw-Hill,1956.

133. Kochmanski T.Magdrijrs I.Die Berechnung der Uerchieburgen uber Abbauffnchen (poln).Politechn.Schriftenreihe, H.39 Corn.Gleiwit, 1969.
134. Niemezyk O.Begpshadenkunde, Essen Gluckauf, 1949.
135. Proceedings of V International Gongress of Rock Mechanics. Mellboune, Australia, 1983.
136. Proceedings of the Fifth International Conference of Numerical Methads in Geomechanics. Nagoga, 1985, 207p.
137. Franklin I.a. The monitoring of structures in rok. Int.I.Rok Mech/ Min/Sci. Geomech. Abstr.Vol.14. Pergamon Press.1977 p.p.163-192.
138. Wittemans A.,Hemerijckx E. Le Pre-Metro a Anvers-la Construction Souterraine des ouvragess par Foncage Horizontal de Tubes.-Tunnels et Ouvrages Souterrains;1983,№57,p.p.121-132.
139. Zirakashvili N. Application of the boundary element method to the solution of the problem of distribution of stresses in an elastic body with a circular hole whose interior surface contains radial cracks. Proceeding of A. Razmadze Mathematical Institute. Vol.141, 2006, pp.139-147.