

Карпюк В.М., Карпюк И.А.

**РАСЧЕТ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ
И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК**

Одеса, 2016

К 26
ББК 38.53
УДК 624.012.45:624:072.4

**Рекомендовано к изданию Ученым
Советом Одесской государственной
академии строительства и
архитектуры
(протокол № 6 от 28.01.2016г.)**

К26 Карпюк Василий Михайлович, Карпюк Ирина Анатольевна
Расчет обделок тоннелей и горизонтальных выработок (монография)
Карпюк В.М., Карпюк И.А. - Одесса: ОГАСА, 2016. - 147 с. с ил. -
ISBN 978-617-7195-21-3.

В монографии очерчен круг основных задач, которые должен уметь ставить и решать будущий инженер-строитель подземных транспортных сооружений, обучающийся по специальности «Мосты и транспортные тоннели». Особое внимание в работе уделено различным инженерным методам определения внутренних усилий в обделках тоннелей как наиболее сложной задаче в процессе их проектирования, умению сравнивать полученные результаты, принимать обоснованные инженерные решения и решать оптимизационные задачи. Приведены результаты численных экспериментов по изучению влияния конструктивных факторов обделки, уровней подземных вод и грунтовых условий, характерных для южного региона Украины напластований на величину экстремальных внутренних усилий в ней, а также осадки поверхности земли в процессе проходки и обустройства туннелей. Описаны принципы решения контактной задачи взаимодействия обделки тоннеля с окружающей его средой. Приведены конкретные примеры решения поставленных задач.

Монография предназначена для инженеров, научных работников, преподавателей, аспирантов и студентов высших учебных заведений строительного профиля

Рецензенты:

Гришин Владимир Александрович - доктор технических наук, заведующий кафедрой прикладной и теоретической механики Одесского национального морского университета;

Мишутин Андрей Владимирович - доктор технических наук, заведующий кафедрой строительства и эксплуатации автомобильных дорог Одесской государственной академии строительства и архитектуры, профессор, Заслуженный деятель науки и техники Украины;

Пойзнер Михаил Борисович - доктор технических наук, заведующий лабораторией исследований конструкций гидротехнических сооружений Государственного проектно-изыскательского и научно-исследовательского института морского транспорта «ЧЕРНОМОРНИИПРОЕКТ», профессор

ББК 38.53

УДК 624.012.45:624:072.4

ISBN 978-617-7195-21-3. В.М. Карпюк, И.А. Карпюк, 2016

ПРЕДИСЛОВИЕ

Среди многообразных проблем крупных городов одной из наиболее важных и актуальных является проблема транспорта. В последнее время наблюдается резкое возрастание темпов роста числа автомобилей, значительно опережающих темпы роста народонаселения и темпы строительства автомобильных дорог.

Перенасыщение городов автомобилями создает настоящий транспортный кризис, парализует движение, нарушает экологическую систему и неблагоприятно отражается на жизни людей. Как следствие, для большинства крупных городов характерны: резкое снижение скорости движения автомобилей; исчерпание пропускной способности уличных проездов и магистралей; нарушение условий безопасности движения; нехватка мест для стоянок автомобилей; ухудшение архитектурно-планировочной структуры; загрязнение воздушного бассейна; повышение уровня шума и вибрации.

Необходимы комплексные меры, направленные на интеграцию и координированное развитие всех транспортных систем, рациональное сочетание и использование всех видов общественного и индивидуального транспорта, а также совершенствование транспортных сетей в городах. Генеральным планом развития г. Одессы, например, предусмотрено расширение существующих автомагистралей и строительство новых дорог «Север-Юг» и «Запад-Восток» с обустройством соответствующих тоннелей.

В общем комплексе городских транспортных сооружений очень важно место занимают подземные сооружения. Тоннели и станции метрополитена, подземные автостоянки и гаражи, транспортные, пешеходные коллекторные тоннели, подземные автомагистрали - вот далеко не полный перечень подземных сооружений, без которых невозможна жизнь современного крупного города.

Осуществление программы подземного строительства в городах требует решения ряда сложных архитектурно-планировочных и строительных задач, разработки новых инженерных решений с учетом накопленного прогрессивного опыта. При этом, умение правильно определять внутренние усилия в обделках тоннелей, используя различные инженерные методы и сравнивая их между собой, принимать обоснованные инженерные решения, решать оптимизационные задачи в процессе их проектирования - вод круг задач, которые должны уметь решать студенты специальности «Мосты и транспортные тоннели» всех форм обучения, преподаватели - руководители их курсовых и дипломных проектов, практикующие инженеры и исследователи.

РАЗДЕЛ 1

НАПРАВЛЕНИЕ И СОСТОЯНИЕ РАЗВИТИЯ ТЕОРИИ РАСЧЕТА ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

1.1 Состояние и перспективы развития. Основные положения

Проходка выработок в массивах горных пород изменяет их естественное напряженное состояние, создавая горное давление. Оно вызывает деформации, смещения и разрушения элементов массивов, обделок подземных выработок, земной поверхности. Поэтому оценка и учет горного давления при проектировании горных выработок имеют большое значение.

Горное давление определяется расположением выработки, ее размерами, сечением, физико-механическими свойствами пород, возможностью их изменения в результате выветривания после вскрытия, естественным напряженным состоянием, способом проходки этой выработки и ее эксплуатации. Точная постановка задачи определения горного давления в настоящее время вызывает определенные трудности, т.к. естественное напряженное состояние грунтового массива формируется не только гравитацией, но и тектоническими силами, роль которых пока почти не поддается оценке, особенно тектоническими силами, действовавшими в прошлом. Непосредственные измерения напряжений (точнее, деформаций) в горных породах довольно редки и фактический материал, который мог бы лечь в основу достаточно общей теории, накапливается очень медленно. Поэтому, первые методы оценки горного давления строились без учета естественного напряженного состояния. В частности, М.М.Протоdjяконов предложил гипотезу естественного свода равновесия (обрушения). Этот свод параболического очертания удерживает вес вышележащих пород. А давление на выработку определяется только весом пород, заключенных между сводом равновесия и выработкой. При этом, возникновение областей пластических деформаций и разрушения в слабых пластических грунтах приводит к

оседанию всей толщи пород, находящихся над сооружением, особенно при большом его пролете. В этом случае, как показывают измерения горного давления на сооружения, заложенные на глубине 25...50 метров от поверхности, вертикальное давление в слабых глинистых грунтах может достигать до полного веса всей залегающей толщи.

Если тоннель окружают слабые и неустойчивые грунты, не обладающие достаточными упругими свойствами, то его обделку принято рассчитывать только на активные нагрузки (вертикальное и боковое давление грунта, гидростатическое давление). В плотных и устойчивых грунтах помимо вертикального горного давления, обычно, учитывают также действие его упругого отпора по боковой и нижней (для кольцевой) поверхностям обделки.

Конструкции подземных транспортных сооружений подвержены действию различных внешних нагрузок, характер распределения и интенсивность которых зависит от целого ряда факторов: глубины заложения, инженерно-геологических условий, характера городской застройки и движения наземного транспорта, технологии производства работ и т.п.

Все виды нагрузок принято разделять на *постоянные*, которые оказывают на конструкцию регулярное воздействие и *временные*, которые характеризуются периодическим длительным или кратковременным воздействием. К *постоянным* нагрузкам относятся собственный вес, вес дорожного покрытия и подземных коммуникаций, давление грунта и воды, а также нагрузки от массы зданий и сооружений, расположенных над подземной выработкой, усилия предварительного натяжения арматуры. *Временные* нагрузки возникают от движущихся по тоннелю или подземному гаражу автомобилей, а также различных транспортных средств, проезжающих над подземным сооружением. К *временным* относятся также некоторые виды нагрузок, которые возникают только на стадии строительства подземного сооружения. *Временный* характер носят воздействия колебания температуры,

морозного пучения грунтов, а также особые воздействия (сейсмические, ударные и др.), возникающие в результате каких-либо аварийных ситуаций.

Все перечисленные выше внешние нагрузки могут действовать на подземную конструкцию одновременно или в разные моменты времени. В связи с этим возможны различные **сочетания нагрузок**, вызывающие в конструкции резкие напряженные состояния. Поэтому, при расчете подземных конструкций необходимо выявить наиболее невыгодные сочетания нагрузок (основные и особые), при действии которых в конструкции возникнут наибольшие внутренние усилия.

В **основные сочетания** включают постоянные нагрузки и временные воздействия от транспортных средств, передвижения людей, а также временные строительные и эксплуатационные нагрузки.

Особые сочетания складываются из некоторых постоянных и временных нагрузок основного сочетания, а также особых воздействий. Как правило, расчет производят на *основные сочетания* нагрузок, а на *особые* выполняют проверку.

Конструкции подземных сооружений рассчитывают по предельным состояниям (по несущей способности, деформациям и трещиностойкости) в соответствии с требованиями действующих норм. Конструкции протяженных подземных сооружений (тоннелей), длина которых значительно превышает размеры поперечного сечения, обычно рассчитывают в условиях *плоской деформации*. Однако, если размеры поперечного сечения сопоставимы с длиной сооружения, то приходится решать *пространственную задачу*.

В настоящее время при проектировании обделки тоннелей применяют достаточно простые приближенные методы расчета на заданные нагрузки с использованием аппарата строительной механики. При этом, сначала определяют все действующие на обделку активные нагрузки, а затем, как правило, рассчитывают ее как *стержневую систему* с учетом или без учета упругого отпора грунта. Основной недостаток таких методов расчета на

заданные нагрузки заключается в том, что они не учитывают в полной мере действительных условий взаимодействия обделки с окружающим грунтовым массивом.

Находят применение в практике проектирования также методы расчета тоннельных обделок, основанные на *решении контактной задачи теории сплошной среды* с привлечением аппарата теории упругости, пластичности или предельного равновесия. Напряженное состояние подземной конструкции и грунтового массива находят из условия совместности перемещений обделки и контура выработки. При этом, усилия в обделке могут быть получены методами строительной механики. Такие методы расчета требуют привлечения сложного и громоздкого математического аппарата и используются, в основном, при решении ограниченного круга задач.

В последнее время при расчете конструкций подземных сооружений все шире внедряют вычислительную технику, что значительно сокращает трудоемкость расчетных работ и позволяет быстро получить искомые результаты. При этом, появляется возможность учета многочисленных геотехнических и конструктивных факторов, а также факторов внешнего воздействия, влияющих на статическую работу конструкции, значительного повышения точности результатов расчета, рассмотрения многочисленных вариантов и т.п. Использование ЭВМ позволяет во многих случаях избежать необходимости принятия при расчете упрощающих допущений и применять более сложные и точные расчетные схемы, в наибольшей степени соответствующие действительным условиям работы конструкции.

Для определения напряжений и деформаций грунта путем расчета вместо самого грунта рассматривается его *расчетная механическая модель*, которая должна наиболее точно отражать основные механические свойства грунта, но свободна от второстепенных деталей.

Разнообразие грунтов и их свойств, связанное с условиями их формирования и существования, породили несколько расчетных моделей:

модель сплошной (упругой или неупругой) среды, модель зернистой среды, модель местнодеформируемой поверхности (модель Фусса-Винклера) и различные комбинированные модели.

При расчете оснований и подземных сооружений в большинстве случаев используется *модель Фусса-Винклера* или *модель упругого однородного изотропного полупространства*, приводящие в большинстве случаев к наиболее сильно отличающимся друг от друга результатам. В первом случае в качестве расчетной характеристики используется *коэффициент упругого отпора k* (коэффициент постели), во втором случае - *модуль деформации $E_{гр} = E_0$* и *коэффициент Пуассона $\nu_{гр} = \mu_0$* грунта.

При учете отпора грунта в расчетах подземных сооружений исходят из того, что грунт, в котором находится сооружение, не только создает нагрузку, но и, оказывая сопротивление перемещениям обделки, снижает изгибающие моменты и повышает несущую способность сооружения.

Для практических расчетов подземных сооружений с учетом отпора грунта используют различные методы, отличающиеся положенной в их основу расчетной моделью грунтовой среды и по форме.

Расчетную величину коэффициента упругого отпора k скального грунта в первом приближении [1] рекомендует принимать в зависимости от величины коэффициента крепости f по формуле:

$$k=50\alpha f, \quad (1.1)$$

где α - коэффициент, учитывающий степень трещиноватости скального грунта, принимаемый равным 0,8; 1,0 и 1,2 для грунтов, соответственно, значительной, средней и малой трещиноватости.

Ориентировочные значения k и $E_{гр}$ для различных грунтов приведены в табл. 1.1.

Ориентировочные значения характеристик деформируемости грунтов

Грунт	Модуль деформации, $E_{гр} = E_0$, кН/м ²	Коэффициент постели, k , кН/м ²
Базальт	$75 \cdot 10^6 \dots 95 \cdot 10^6$	$8 \cdot 10^4 \dots 12 \cdot 10^4$
Гранит, порфир, диорит	$50 \cdot 10^6 \dots 80 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^4 \dots 9 \cdot 10^4$
Гнейс	$40 \cdot 10^6 \dots 80 \cdot 10^6$	$3,5 \cdot 10^4 \dots 5 \cdot 10^4$
Песчаник	$70 \cdot 10^5 \dots 30 \cdot 10^6$	$8 \cdot 10^3 \dots 2,5 \cdot 10^4$
Известняк(плотный), доломит, песчаный сланец	$15 \cdot 10^5 \dots 70 \cdot 10^5$	$4 \cdot 10^3 \dots 8 \cdot 10^3$
Глинистый сланец	$30 \cdot 10^4 \dots 40 \cdot 10^5$	$2 \cdot 10^3 \dots 6 \cdot 10^3$
Туф	$1 \cdot 10^5 \dots 10 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^3 \dots 3 \cdot 10^3$
Крупнообломочный грунт	$5 \cdot 10^4 \dots 10 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^2 \dots 10 \cdot 10^2$
Песок крупный и средней крупности	$33 \cdot 10^3 \dots 48 \cdot 10^3$	$3 \cdot 10^6 \dots 5 \cdot 10^6$
Песок мелкий	$24 \cdot 10^3 \dots 37 \cdot 10^3$	$2 \cdot 10^2 \dots 4 \cdot 10^2$
Песок пылеватый	$1 \cdot 10^4 \dots 14 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^2 \dots 1,5 \cdot 10^2$
Глина твердая	$1 \cdot 10^5 \dots 2 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^3 \dots 2 \cdot 10^3$
Глинистые грунты пластичные	$8 \cdot 10^3 \dots 35 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^2 \dots 4 \cdot 10^2$

Обычно коэффициенты Пуассона $\nu_{гр} = \mu_0$ принимаются равными:

- для скальных грунтов 0,20;
- для крупнообломочных 0,27;
- для песков и супесей 0,30;
- для суглинков 0,35;
- для глин 0,42.

Для насыпных грунтов расчетные значения модулей деформаций и коэффициентов постели должны быть снижены в 2...3 раза и более. А для грунтов, лежащих на больших глубинах и испытывающих большое давление от веса вышележащей толщи, значение $E_{гр} = E_0$ и $\nu_{гр} = \mu_0$ могут быть более высокими по сравнению с приведенными выше.

Прочность нескальных грунтов зависит от их сопротивления сдвигу, которое определяется величиной коэффициента среза, или **коэффициентом крепости грунта** (по М. М. Протодьяконову). Последний согласно теории

прочности Мора представляет собой величину отношения между предельным касательным $\tau_{\text{пр}}$ и нормальным σ напряжениями, действующими по данной площадке:

$$f = \frac{\tau_{\text{пр}}}{\sigma} = tg\varphi + \frac{c}{\sigma}, \quad (1.2)$$

где φ - угол внутреннего трения грунта;

c - удельное сопротивление сдвигу.

Для несвязных грунтов: $f = tg\varphi$, т. к. $c = 0$.

Для скальных грунтов величины крепости грунтов зависят от их пределов прочности при сжатии R и принимаются равными

$$f = 0,01R.$$

Для связных грунтов величина f является переменной, так как зависит от действующего нап σ . Однако, в практических расчетах величину f принимают постоянной.

Расчетные значения средней плотности (объемного веса) f , φ и γ для различных грунтов приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Ориентировочные расчетные значения характеристик горных пород

№	Грунт	Средняя плотность (объемн.вес) γ , кН/м ³	Угол внутр. трения φ , град	Козф. крепост и f
1	2	3	4	5
1	Наиболее крепкие базальт, кварцит, порфирит и габбродиорит	28...30	87	20
2	Очень крепкий гранит, кварцевый порфир, кварцит, кремнистый сланец, наиболее крепкие песчаники, известняки	26...27	85	15
3	Крепкий гранит, очень крепкие песчаник, известняк и конгломерат	25...26	82,5	10

Продолжение таблицы 1.2

4	Некрепкий гранит, крепкие песчаник, известняк и мрамор, доломит, колчеданы	25	80	8
5	Обычный песчаник	24	75	6
6	Песчаный сланец, сланцевый песчаник	25	72,5	5
7	Крепкий глинистый сланец, некрепкие песчаник и известняк, мягкий конгломерат	28	70	4
8	Некрепкий сланец, плотный мергель, разрушенный песчаник	25	70	3
9	Мягкие сланец и известняк, мел, гипс, каменная соль, мерзлый грунт, антрацит, мергель, цементированные галька, хрящ, каменистый грунт	24	65	2
10	Разрушенный сланец, крепкий каменный уголь, слежавшиеся галька и щебень, щебенистый грунт, твердая глина	18...20	60	1,5
11	Средней крепости каменный уголь, плотный глинистый грунт	18	60	1
12	Мягкий каменный уголь, гравий, глинистый грунт, лёсс	16	40	0,8
13	Слабый глинистый грунт, сырой песок, растительный грунт, торф	15	30	0,6
14	Песок, мелкий гравий, насыпной грунт, добытый уголь	17	27	0,5
15	Разжиженные грунты	15...18	9	0,3

При расчете подземных сооружений по *первой группе предельных состояний* (прочности) *характеристические (нормативные) нагрузки* умножают на коэффициенты надежности по нагрузке (перегрузке) γ_f , принимаемые по табл. 1.3. При этом, значения коэффициентов γ_f , меньших единицы, относятся к случаям, когда данная нагрузка уменьшает расчетное суммарное воздействие.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f

№ n/n	Нагрузка	γ_f
1	Собственный вес конструкций: а) сборных..... б) монолитных	1,1 1,2
2	Давление воды	1,1 и 0,9
3	Вертикальное давление грунта: а) на тоннели железобетонные и автодорожные при сводообразовании б) тоже от веса всей залегающей толщи в) на городские транспортные и пешеходные тоннели и трубопроводы в насыпях или траншеях.....	1,5 1,1 и 0,9 1,2 и 0,9
4	Горизонтальное активное давление грунта: а) на тоннели б) на трубопроводы в насыпях или траншеях	1,2 и 0,8 1,2 и 0,9
5	Подвижная нагрузка на поверхности: а) от колонны автомобилей б) от колесных и гусеничных нагрузок в) от подвижного состава железных дорог г) от пешеходов	1,4 1,1 1,3 1,4

При расчете подземных сооружений с учетом *дополнительных* или *особых сочетаний* величины *расчетных временных нагрузок* принимаются с коэффициентами 0,9 и 0,8 соответственно.

1.2 Постоянные активные нагрузки

Нагрузку от собственного веса конструкции обделки тоннеля принимают в соответствии с рекомендуемыми проектными геометрическими размерами и средней плотностью строительных материалов. При этом, если собственный вес конструкции не превышает 5% расчетного вертикального давления, то его действием можно пренебречь.

Активное давление грунта на конструкции подземных сооружений находят по-разному в зависимости от глубины их заложения и свойств окружающих грунтов.

Характеристическое (нормативное) вертикальное давление на конструкцию подземных сооружений глубокого заложения обычно определяют в соответствии с гипотезой М.М.Протоdjяконова, в соответствии с которой все грунты рассматриваются как несвязные и характеризуются коэффициентом крепости f , равным тангенсу "кажущегося" угла внутреннего трения с учетом сцепления (1.2).

По гипотезе М.М.Протоdjяконова вертикальное горное давление на крепь выработки сверху создается массой грунтов с нарушенной структурой, область которых ограничена сводом давления и контуром выработки. Пролет свода давления определяют с учетом образования призм обрушения под углом $45^\circ - \varphi/2$ к вертикали (рис. 1.1):

$$B = b + 2h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \text{ или } B = D_1 + 2D_1 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (1.3)$$

где D_1 - наружный диаметр обделки тоннеля кольцевого сечения.

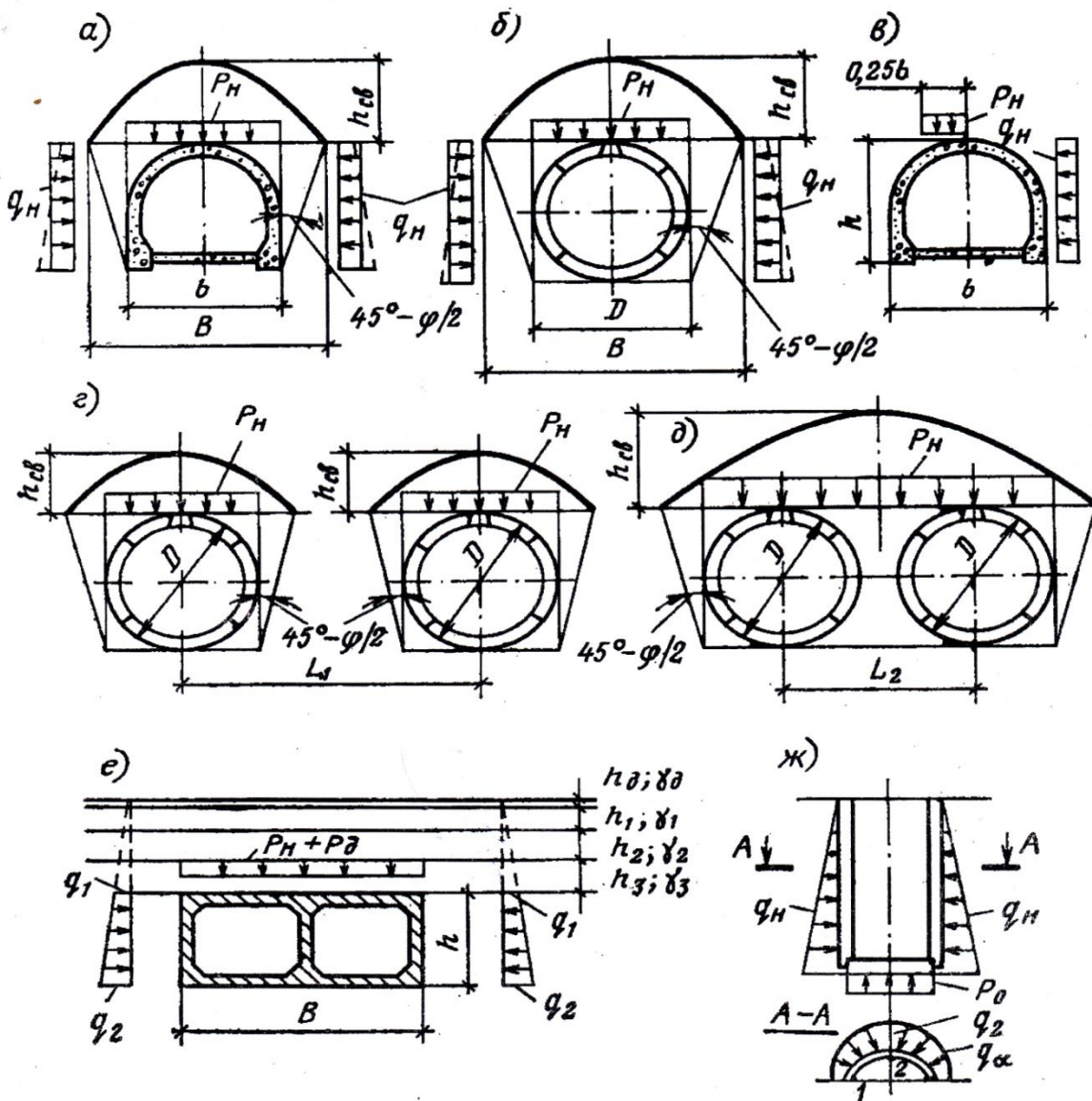


Рис. 1.1 Схема определения давления грунта на конструкции подземных сооружений сводчатого (а, в), кругового (б, г, д, ж,) и прямоугольного (е) поперечного сечения

Высоту свода давления, в котором должны действовать только сжимающие напряжения, находят из условия его равновесия под действием равномерно распределённой вертикальной нагрузки по формуле:

$$h_{cb} = B/2f. \quad (1.4)$$

Для практических расчетов вертикальное горное давление P_H в кН/м^2 принимают равномерно распределённым интенсивностью

$$P_H = h_{\text{св}} \gamma k_p, \quad (1.5)$$

где k_p - коэффициент условий работы грунтового массива, принимаемый в соответствии с действующими нормами (обычно $k_p=1,5$);

γ – средняя плотность грунта, кН/м^3 .

Характеристическое (нормативное) боковое давление для упрощения расчетов также считают равномерно распределенным по высоте выработки и определяют по формуле:

$$q_H = \gamma(h_{\text{св}} + 0,5h)\eta. \quad (1.6)$$

Величину коэффициента бокового давления $\xi_a = \eta$ для всех грунтов, кроме пластических, определяют по формуле:

$$\eta = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \xi_a, \quad (1.7)$$

где φ – нормативный (характеристический) угол внутреннего трения грунта, град.

Для крепких скальных грунтов с коэффициентом крепости f более 2-3 величина угла внутреннего трения превышает $70...75^\circ$ и, следовательно, величина коэффициента бокового давления близка к нулю. В связи с этим в таких грунтах боковое давление при расчете обделки не учитывают.

Величину коэффициента бокового давления в пластичных грунтах определяют по формуле:

$$\eta = \nu/(1 - \nu) = \xi_a, \quad (1.8)$$

где $\nu = \mu_0$ - коэффициент Пуассона.

В трещиноватых скальных грунтах величину горного давления от массы вывала принимают с учетом накопленных экспериментальных данных в зависимости от среднего расстояния между трещинами b_T :

- $0,04b < b_T \leq 0,08 \quad P_H = 0,6b\gamma;$
- $0,08b < b_T \leq 0,17b \quad P_H = 0,35b\gamma;$

- $b_T > 0,17b$ $P_H = 0$;

Величину бокового давления принимают:

- $0,04b < b_T \leq 0,08b$, $q_H = 0,19h\gamma$,

где h -высота выработки;

- $b_T > 0,08b$, $q_H = 0$.

Вертикальное давление от массы вывала считают равномерно распределенным на отрезке длиной $0,25b$. При этом, расположение этой нагрузки в пролёте выработки принимают таким, при котором в элементах крепи возникают максимальные усилия, т.е. в первой четверти пролёта, примыкающей к вертикальной оси выработки, проходящей через её центр тяжести.

В тех случаях, когда условия образования вывалов не соблюдаются, а теория М. М. Протодяконова оказывается неприменимой (в слабых водонасыщенных и разжиженных грунтах или при глубине заложения подземного сооружения, меньшей, чем удвоенная высота свода давления), а также применительно к подземным конструкциям мелкого заложения нормативное вертикальное давление грунта принимают в виде массы всей залегающей над выработкой грунтовой толщи (рис 1.1,е) :

$$P_H = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i , \tag{1.9}$$

где γ_i - средняя плотность отдельного слоя грунта;

h_i – мощность i -того слоя грунта;

n - число слоёв грунта.

Аналогично можно учесть вес дорожного покрытия.

Боковое давление грунта на подземные сооружения мелкого заложения, в том числе вертикальные прямоугольного сечения, определяют с учетом распределения его по треугольному закону по высоте сооружения, а коэффициент бокового давления выражают через угол внутреннего трения или коэффициент Пуассона в зависимости от вида грунта по формуле:

$$q_H = \eta \gamma h , \tag{1.10}$$

где h - глубина заложения сооружения от дневной поверхности грунта.

Характеристическое (нормативное) гидростатическое давление учитывают только при расположении уровня грунтовых вод выше подошвы подземного сооружения. При определении гидростатического давления необходимо также учитывать его понижение, вызванное проходкой выработки, и восстановление его на стадии эксплуатации сооружения. В связи с этим, уровень грунтовых вод принимают наинизшим при строительстве и наивысшим при эксплуатации подземного сооружения, что создает наиболее неблагоприятные условия работы конструкции.

Если ниже горизонта воды залегает водопроницаемый грунт, его удельный вес принимают с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{\text{взв}} = (\gamma_0 + \gamma_в) / (1 + \varepsilon), \quad (1.11)$$

где: γ_0 - удельный вес частиц грунта, Н/м³;

$\gamma_в$ - удельный вес воды, Н/м³;

ε - коэффициент пористости грунта.

При этом, необходимо также учитывать уменьшение угла внутреннего трения водонасыщенного грунта. Если ниже горизонта воды залегают водонепроницаемые грунты, давление воды учитывают только как пригруз, увеличивающий давление грунта ниже горизонта воды, без учета его «взвешивания».

При расположении подземных сооружений в непосредственной близости от существующей застройки следует учитывать *давление от фундаментов зданий*, если последние попадают в пределы призмы обрушения. Давление от фундаментов распределяется под углом 30⁰ или 45⁰ к вертикали в зависимости от того, какой случай является менее благоприятным (рис.1.2). При этом, величину вертикального давления грунта на подземную конструкцию определяют как

$P_\phi = Q / a_\phi$, а бокового давления – по формуле:

$$q_{\phi} = Q / a_{\phi} \operatorname{tg}^2(45^{\circ} - \phi / 2), \quad (1.12)$$

где Q – вертикальное давление на подошву фундамента; a_{ϕ} – ширина площадки загрузки под фундаментом с учетом распределения давления с глубиной.

Если участки подземных сооружений мелкого заложения расположены непосредственно под зданиями, фундаменты которых опираются на подземные конструкции, последние должны быть рассчитаны на нагрузки, передающиеся от зданий. Характеристические (нормативные) воздействия от натяжения арматуры предварительно напряженных железобетонных конструкций определяются в соответствии с установленными в проекте максимальными значениями усилий напряжения.

К. В. Руппенойтом предложена формула для определения активного давления на крепь одиночной выработки, в том числе опускного колодца, кругового поперечного сечения на основе теории предельного равновесия

$$q = \xi_a \left(K \gamma H_0 + \frac{c}{\operatorname{tg} \phi} \right) \exp(-\pi \operatorname{tg} \phi) - \frac{c}{\operatorname{tg} \phi}, \quad (1.13)$$

где H_0 – глубина заложения центра выработки от поверхности грунта;

γ – средняя плотность (объемный вес) грунта;

ϕ – угол внутреннего трения грунта;

c – удельное сцепление грунта;

K – коэффициент концентрации давлений, принимаемый равным: для песков 1,0...1,3; для глины 1,8...2,0; для сланцев 1,5...1,8.

Давление q считается равномерным и действующим нормально к поверхности сооружения.

Давление грунта на подземное сооружение может быть определено также из решения контактной задачи теории упругости для полуплоскости с подкрепленным отверстием. В горизонтальной круглой выработке, центр

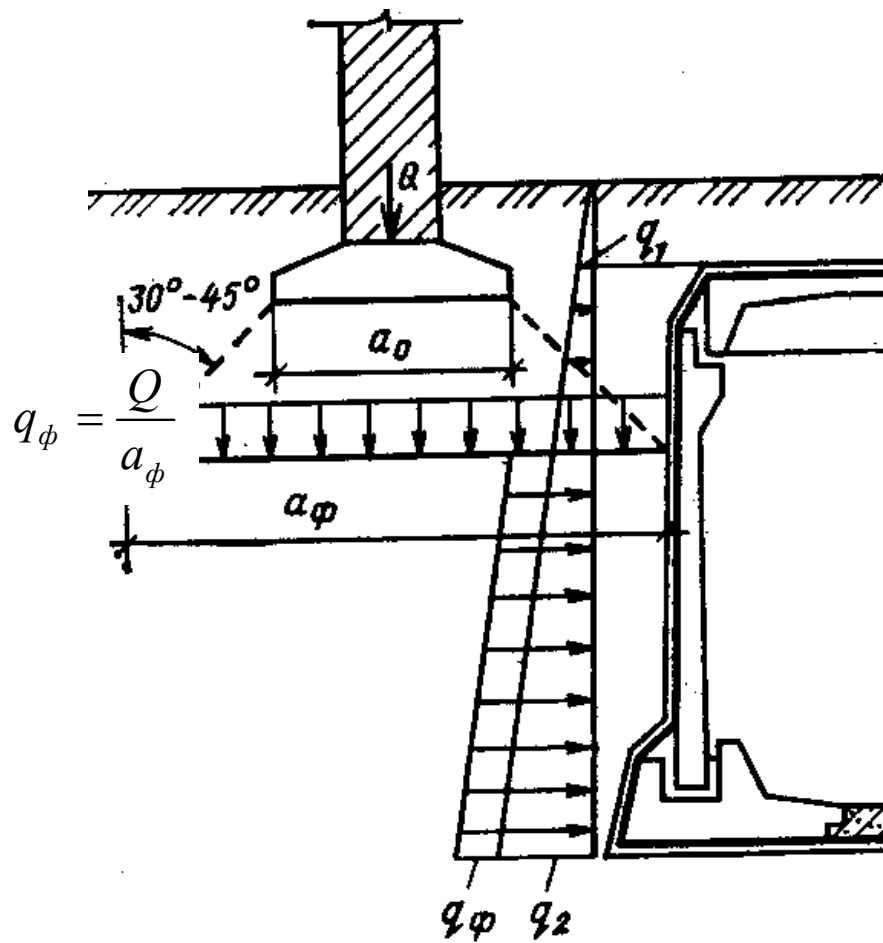


Рис. 1.2 Схема определения давления на подземную конструкцию от фундамента здания

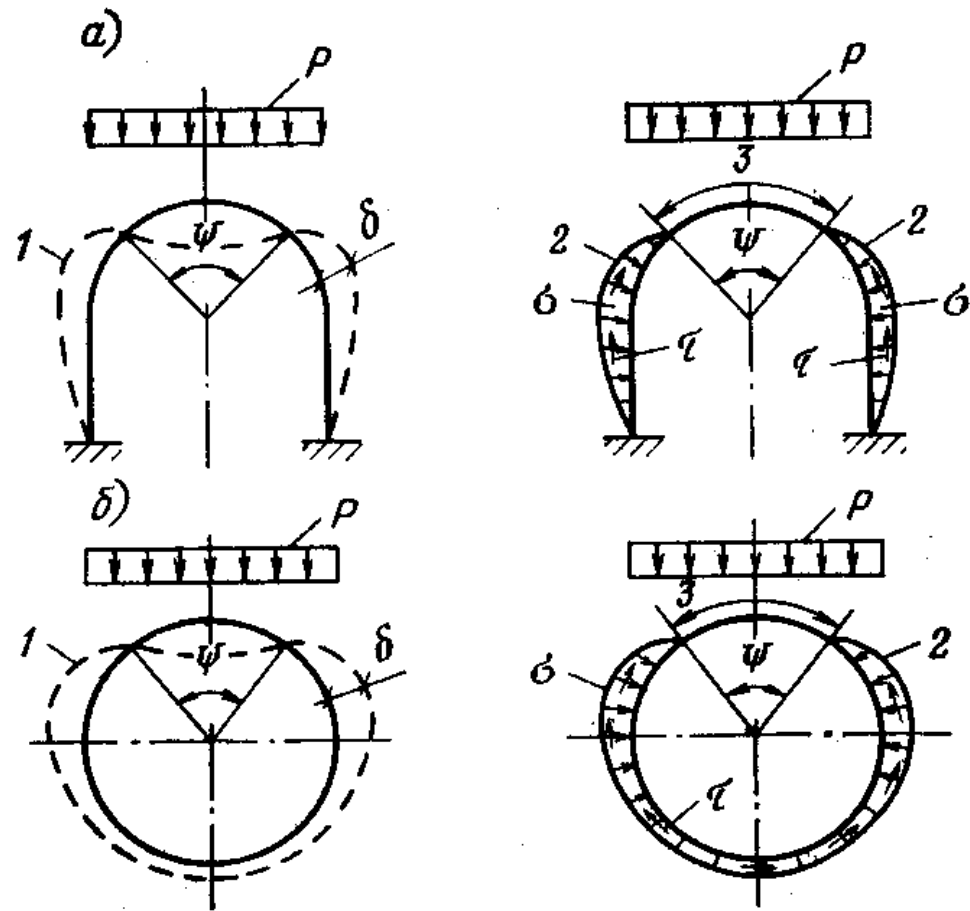


Рис. 1.3 Схемы действия упругого отпора грунта на обделки сводчатого (а) и кругового (б) очертания: 1 — эпюра перемещений оси обделки; 2 — эпюра упругого отпора (σ); 3 — безотпорная зона

которого находится на глубине H_0 от поверхности, нормальное давление на обделку равно:

$$q_\theta = \frac{\gamma H_0}{2} \left[\frac{1 + \xi_a}{A} + (1 - \xi_a) \left(\frac{1}{B} + \frac{1}{C} \right) \cos 2\theta \right], \quad (1.14)$$

$$\text{где } A = 1 + \frac{E_{zp}}{E_{обд}} \cdot \frac{1 + \nu_{обд}}{1 + \nu_{zp}} \cdot \frac{\rho^2 - 1 - 2\nu_{обд}}{1 - \rho^2};$$

$$B = 1 + \frac{E_{zp}}{E_{обд}} \cdot \frac{1 + \nu_{обд}}{(1 + \nu_{zp})(5 - 6\nu_{zp})} \cdot \frac{D}{(1 - \rho^2)^4};$$

$$C = \frac{5 - 6\nu_{zp}}{4 - 6\nu_{zp}} + \frac{E_{zp}}{E_{обд}} \cdot \frac{1 + \nu_{обд}}{(1 + \nu_{zp})(4 - 6\nu_{zp})} \cdot \frac{D}{(1 - \rho^2)^4};$$

$$D = 3 - \nu_{обд} + 4(3 - 4\nu_{обд})\rho^2 - 6(1 - 2\nu_{обд})\rho^4 - 4\rho^6 - (5 - 6\nu_{обд})\rho^8,$$

где θ - полярный угол, отсчитываемый от вертикального диаметра;

ξ_a - коэффициент активного бокового давления грунта;

$E_{обд}$ и $\nu_{обд}$ - модуль упругости и коэффициент Пуассона материала

обделки тоннеля;

E_{zp} и ν_{zp} - модуль упругости и коэффициент Пуассона грунта;

$$\rho = r_{вн} / r_{нар};$$

$r_{вн}$ и $r_{нар}$ - внутренний и наружный радиусы обделки тоннеля.

При достаточно тонкой обделке тоннеля давление на неё выравнивается и может быть принято равномерным по длине окружности:

$$q = \frac{\gamma \cdot H_0 (1 + \xi_a)}{2A}. \quad (1.15)$$

1.3 Упругий отпор грунта

При расчете подземных конструкций помимо активных постоянных нагрузок во многих случаях учитывают и реактивные усилия - *упругий отпор грунта*. Действие упругого отпора проявляется на подземные конструкции глубокого и мелкого заложения, сооруженные в грунтах с упругими свойствами, способных оказывать сопротивление деформациям конструкции. Особенностью статической работы подземных конструкций является их взаимодействие с окружающим грунтовым массивом.

Под действием активных вертикальных нагрузок все подземные конструкции (за исключением весьма массивных и жестких) деформируются, причем на тех участках, где перемещения происходят в сторону грунта, обладающего упругими свойствами, возникают реактивные усилия - *упругий отпор грунта*.

Действие упругого отпора облегчает условия статической работы подземных конструкций, ограничивая их деформации, повышая величины нормальных сил и снижая величины изгибающих моментов. Силы упругого отпора действуют по наружной поверхности сводчатых и круговых тоннельных обделок, за исключением так называемой безотпорной зоны, в пределах которой имеется некоторая свобода деформаций обделки, что приводит к появлению здесь значительных изгибающих моментов.

В обделках, обжатых в грунтовой массив, силы упругого отпора действуют по всей наружной поверхности. Силы упругого отпора по боковой поверхности сводчатых и круговых обделок можно представить в виде радиальных составляющих σ , направленных нормально к поверхности выработки (сопротивления сжатию) и тангенциальных составляющих τ , направленных по касательной к контуру выработки

(сопротивления сдвигу, рис.4.3). Значения тангенциальных составляющих упругого отпора грунта можно определить по формуле

$$\tau = \vartheta\sigma, \quad (1.16)$$

где ϑ - коэффициент трения между обделкой и грунтом.

При расчете обделок сводчатого и кругового очертания в большинстве случаев учитывают лишь нормальную составляющую сил упругого отпора, а тангенциальную составляющую не учитывают, что идет в запас прочности.

Конструкции прямоугольного поперечного сечения испытывают реактивные усилия со стороны грунта по всей поверхности основания, а достаточно гибкие обделки (например, цельносекционные) - и по боковым стенам.

При определении интенсивности упругого отпора пользуются гипотезами местных или общих деформаций.

Гипотеза местных деформаций (Фусса-Винклера) исходит из предположения прямой пропорциональности между напряжениями σ и перемещениями δ грунта:

$$\sigma = k\delta, \quad (1.17)$$

где k - коэффициент упругого отпора грунта, характеризующий его сопротивление.

При этом, принято, что деформации грунта происходят только в месте приложения нагрузки. Обычно, величину k определяют экспериментальным путем.

Гипотезу местных деформаций используют также при расчете конструкций мелкого заложения и прямоугольного очертания как рамных систем на упругом основании. В ряде случаев конструкцию расчленяют на отдельные элементы, рассматривая лоток и стены как балки на упругом основании. С учетом собственного веса балки q_0 напряжения в основании можно определить из выражения

$$\sigma = g_0 + k\delta. \quad (1.18)$$

Для определения интенсивности упругого отпора по гипотезе местных деформаций обычно задаются законом его распределения по поверхности обделки и, определяя деформации конструкции, находят по формулам (4.13),(4.14) его величину. При расчете стен подземных сооружений мелкого заложения величину коэффициента упругого отпора принимают изменяющимся по линейному закону в соответствии с увеличением бытового давления.

В ряде случаев при расчете подземных сооружений используют *гипотезу общих деформаций*, в основе которой лежит отождествление грунтового массива с линейно-деформируемой средой. При этом, для определения характера распределения и величины упругого отпора грунта применяют методы теории упругости, при помощи которых решается контактная задача по установлению зависимости между напряжениями и деформациями на контуре выработки.

Для решения задач теории упругости требуется знать характеристики грунта: *модуль деформации* E_0 и коэффициент Пуассона μ . Значения E_0 и μ определяют по данным инженерно-геологических изысканий.

Гипотеза общих деформаций находит применение при расчете конструкций прямоугольного очертания как рамных систем на упругом основании. Расчленяя конструкцию на отдельные балки, их рассчитывают с использованием дифференциального уравнения упругой линии оси балки

$$EI(d^4y)/(dx^4) + \sigma_x = \psi_x, \quad (1.19)$$

где EI — жесткость сечения балки;

y — вертикальные перемещения нейтральной оси балки;

σ_x — распределенная реакция со стороны основания;

ψ_x — заданная активная нагрузка.

При этом, связь между напряжениями σ_x и перемещениями y устанавливают на основе гипотезы общих деформаций. Балку

рассматривают как тонкий брус, деформации которого происходят только по длине. Поперечные деформации по оси сечения и трение между балкой и грунтом не учитывают.

1.4 Расчет обделок сводчатого очертания

Особенностью расчета обделок сводчатого очертания является необходимость учета деформаций пят, характер которых зависит от условий опирания. Обычно, расчет обделок сводчатого очертания производят по одной из следующих схем: пологий свод, опирающийся на грунт; пологий свод, опирающийся на вертикальные стены; подъемистый свод, опирающийся на грунт; подъемистый свод, опирающийся на обратный свод.

Пологий свод постоянной или переменной жесткости, пролет которого в 2-3 раза превышает высоту, является конструктивным элементом многих тоннельных обделок и может опираться на грунт или вертикальные стены. Расчет такого свода производят по схеме бесшарнирной арки, нагруженной вертикальным давлением (собственный вес и давление грунта) (рис. 1.4, *a*). При расположении свода в относительно слабых грунтах на него может действовать и боковое давление. При расчете свода считают, что он целиком находится в безотпорной зоне и не подвержен действию упругого отпора грунта по наружной поверхности. Деформации пят свода учитывают по-разному при опирании его на грунт и на стены.

Расчет *полого свода, опирающегося на грунт*, производят с учетом *упругих деформаций пят* в виде угла поворота β и смещения по направлению оси обделки Δ . При этом, считают, что смещения пят по направлению радиуса кривизны свода не возникают из-за наличия сил трения между пятой свода и грунтом. Обычно, при расчете определяют лишь горизонтальные составляющие линейного смещения пят, полагая, что вертикальные составляющие при симметричной нагрузке не оказывают существенного влияния на распределение усилий в своде.

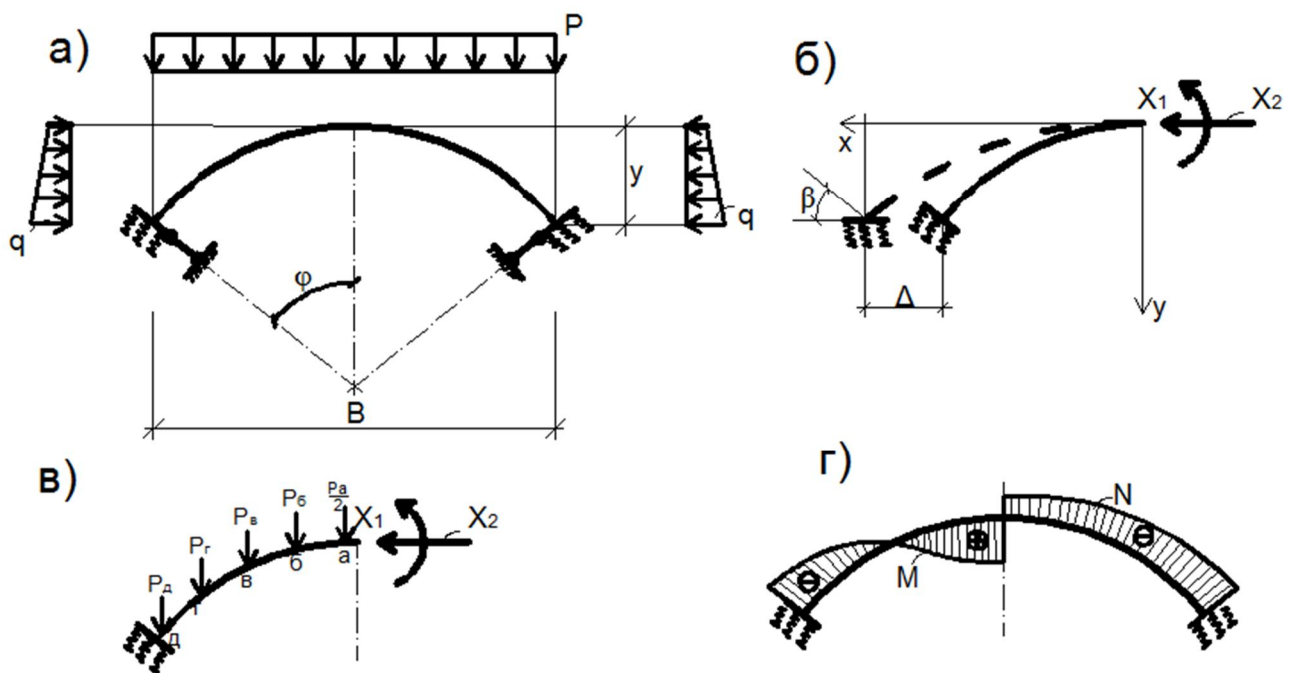


Рис.1.4 Расчетная схема (а), основные системы (б), (в), эпюры моментов M и продольных сил N (г) в обделке полого свода, опирающегося на грунт

В большинстве случаев расчет симметричного и бесшарнирного свода, являющегося трижды статически неопределимой системой, ведут методом сил. При действии на свод симметричной относительно вертикальной оси нагрузки можно рассматривать один полусвод, заменяя действие отсеченной части неизвестными усилиями X_1 и X_2 (рис.1.4, б). В

силу симметрии свода и действующих на него нагрузок третье неизвестное - перерезывающая сила в замке свода X_3 - обращается в нуль.

Неизвестные усилия X_1 и X_2 могут быть приложены непосредственно в замковом сечении свода или перенесены в упругий центр и определяются путем решения системы канонических уравнений вида:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} + \beta &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} + h\beta + \Delta &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1.20)$$

где δ_{ik} — перемещения по направлению i , вызванные единичными усилиями, приложенными в точках k ; Δ_{ip} — перемещения по направлению i , вызванные внешней нагрузкой; β , Δ — угол поворота и горизонтальное смещение пяты свода высотой h .

Перемещения δ_{ik} и Δ_{ip} могут быть определены по двучленной формуле Мора:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ik} &= \int_0^{s/2} \frac{\overline{M}_i \overline{M}_k ds}{EI} + \int_0^{s/2} \frac{\overline{N}_i \overline{N}_k ds}{EF}; \\ \Delta_{ip} &= \int_0^{s/2} \frac{\overline{M}_i \overline{M}_P ds}{EI} + \int_0^{s/2} \frac{\overline{N}_i \overline{N}_P ds}{EF}. \end{aligned} \right\} \quad (1.21)$$

Если свод очерчен по круговой кривой или по квадратной параболе и имеет постоянную жесткость, а также в тех случаях, когда изменение жесткости может быть выражено простой функцией, определение перемещений δ_{ik} и Δ_{ip} не вызывает затруднений. Однако, при очертании свода по коробовой трех - или пятицентральной кривой, а также в случае, когда изменение жесткости свода выражено сложной функцией, процесс

интегрирования значительно осложняется. При этом, обычно, применяют приближенное численное интегрирование, разбивая полусвод на 4-5 клиньев одинаковой длины или заменяя криволинейное очертание свода ломаным (рис. 1.4, в). В этом случае каждая сторона вписанного многоугольника должна иметь осредненную постоянную жесткость. Распределенные нагрузки заменяют сосредоточенными усилиями, прикладывая их в вершинах многоугольника. При этом, перемещения определяют по формуле Симпсона (при четном числе клиньев или сторон) или по формуле Котеса (при нечетном числе).

Усилия в основной системе можно найти, рассматривая единичное и грузовое напряженное состояние полусвода, вызванное действием \bar{X}_1 , \bar{X}_2 и внешней нагрузкой P .

Формулы для определения перемещений могут быть представлены в виде:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \int_0^{s/2} \frac{ds}{EI}; & \delta_{12} &= \delta_{21} = \int_0^{s/2} \frac{y ds}{EI}; \\ \delta_{22} &= \int_0^{s/2} \frac{y^2 ds}{EI} + \int_0^{s/2} \frac{\cos^2 \varphi ds}{EF}; \\ \Delta_{1P} &= \int_0^{s/2} \frac{M_P ds}{EI}; & \Delta_{2P} &= \int_0^{s/2} \frac{y M_P ds}{EI} + \int_0^{s/2} \frac{N_P \cos \varphi ds}{EF}. \end{aligned} \right\} \quad (1.22)$$

Выражения для угла поворота и горизонтального смещения могут быть записаны следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \bar{\beta}_1 X_1 + \bar{\beta}_1 h X_2 + \beta_P; \\ \Delta &= \bar{\Delta}_2 X_2 + \Delta_P. \end{aligned} \right\} \quad (1.23)$$

Подставляя выражения (1.23) в канонические уравнения (4.20), после приведения подобных членов получим:

$$\left. \begin{aligned} (\delta_{11} + \bar{\beta}_1)X_1 + (\delta_{12} + h\bar{\beta}_1)X_2 + \Delta_{1P} + \beta_P &= 0 \\ (\delta_{21} + h\bar{\beta}_1)X_1 + (\delta_{22} + h^2\bar{\beta}_1 + \bar{\Delta}_2)X_2 + \Delta_{2P} + h\beta_P + \Delta_P &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.24)$$

Для решения системы уравнений (1.24) необходимо определить перемещения пятового сечения свода: $\bar{\beta}_1, \beta_P, \bar{\Delta}_2, \Delta_P$. Поскольку эти перемещения вызваны упругой податливостью грунта, то для их определения используют, чаще всего, гипотезу местных деформаций, выражая свойства грунта коэффициентом упругого отпора k .

Окончательные выражения перемещений пятовых сечений:

$$\bar{\beta}_1 = 1/I_n k; \quad \beta_P = M_{Pn}/I_n k; \quad \bar{\Delta}_2 = \cos^2 \varphi / h_n k; \quad \Delta_P = N_{Pn} \cos \varphi / h_n k, \quad (1.25)$$

где I_n - момент инерции пятового сечения свода; h_n - толщина пятового сечения свода; M_{Pn}, N_{Pn} - изгибающий момент и нормальная сила в пяте свода от внешней нагрузки.

Определив указанные перемещения, решают систему канонических уравнений (1.20) и находят значения X_1 и X_2 . Далее, определяют значения изгибающих моментов и нормальных сил в сечениях свода и строят соответствующие эпюры (рис. 1.4,г):

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M_P - X_1 - yX_2; \\ N_0 &= N_P + X_2 \cos \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (1.26)$$

Расчет *пологого свода, опирающегося на стены*, отличается от предыдущего расчета тем, что упругие перемещения пят свода находят как смещения стен в местах сопряжения их со сводом. При этом, обделка

как бы расчленяется на пологий свод и вертикальные стены с учетом их упругого взаимодействия. Свод подвержен действию вертикального и бокового давления грунта и считается упругозащемленным в стены (рис. 1.5, а, б). Стены опираются на грунт по боковой поверхности и по подошве и воспринимают усилия, передающиеся от свода. Если толщина стен значительно превышает толщину свода, то такие массивные стены рассматриваются как абсолютно жесткие диски, собственными деформациями которых можно пренебречь. При этом, считается, что горизонтальные смещения пятовых сечений стен отсутствуют, а возникающие, при этом, горизонтальные усилия преодолеваются трением по подошве стены и конструктивным элементом (лотком, обратным сводом).

Таким образом, стены имеют возможность поворота относительно наружной грани A и вертикального смещения. Перемещения верхней части стены Δ_h и угол поворота β связаны между собой соотношением (рис. 1.5,з):

$$\Delta_h = h_1 \beta, \quad (1.27)$$

где h_1 – высота стены.

На стены передаются со свода усилия H_c , M_c , Q_c , нагрузка от вышележащего слоя породы P_0 и собственный вес G . За счет поворота стены возникает упругий отпор грунта по ее боковой поверхности, эпюра которого имеет треугольное очертание с максимальной интенсивностью σ_h , а также сила трения T_2 . По подошве стены действуют нормальные напряжения σ_1 и σ_2 , сила трения T_1 (рис. 1.5, в).

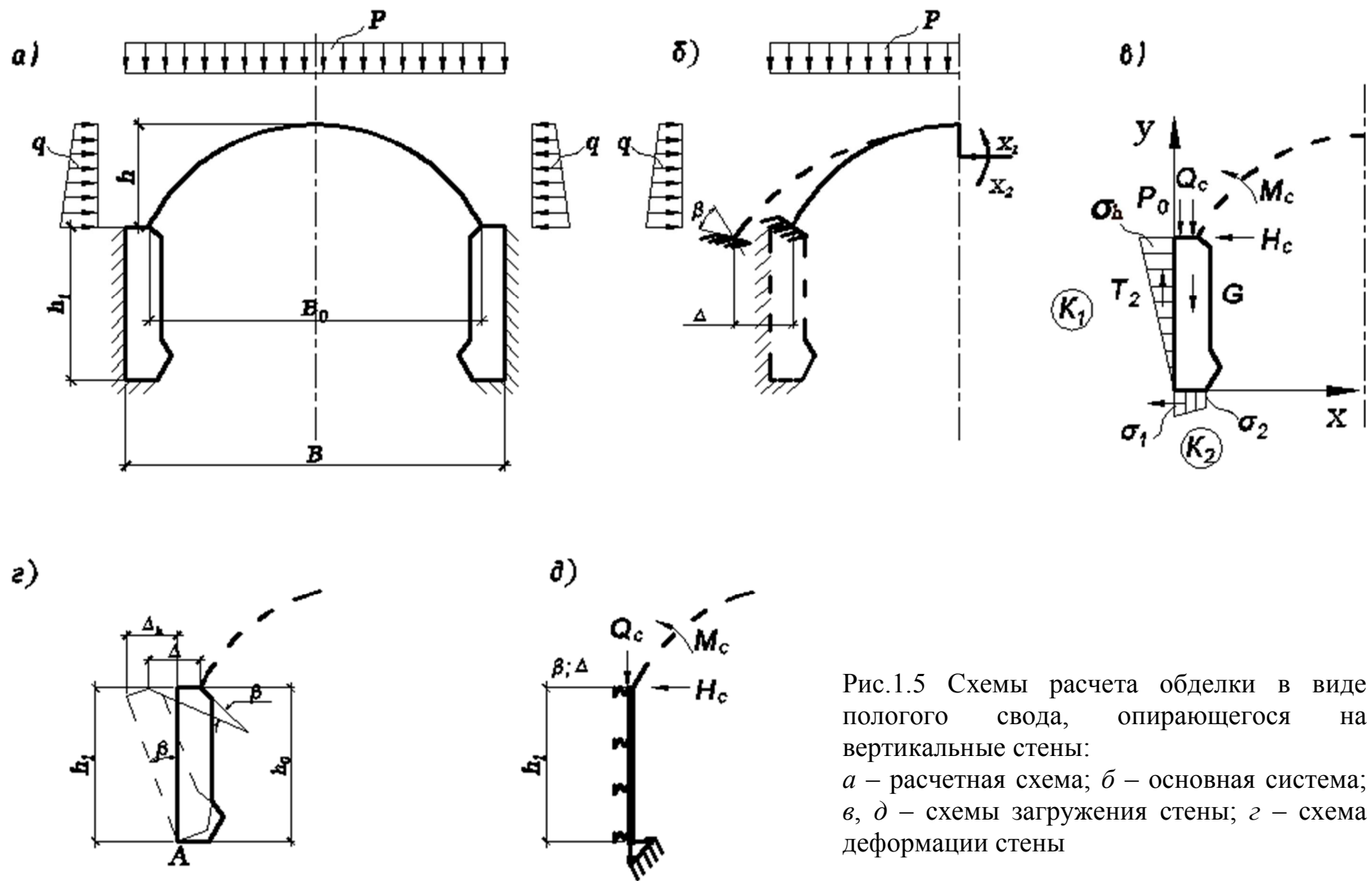


Рис.1.5 Схемы расчета обделки в виде пологого свода, опирающегося на вертикальные стены:
a – расчетная схема; *б* – основная система;
в, д – схемы загрузки стены; *г* – схема деформации стены

Расчет обделки начинают с рассмотрения условия равновесия стены под действием приложенных к ней нагрузок. Составляют три уравнения равновесия: $\Sigma X = 0$; $\Sigma Y = 0$; $\Sigma M_B = 0$, где M_B - момент всех действующих сил относительно т. B - центра тяжести опорного сечения. Решая эти уравнения, можно определить максимальную интенсивность упругого отпора грунта на уровне верха стены (σ_h), а далее, учитывая, что в соответствии с гипотезой местных деформаций

$$\Delta_h = \sigma_h/k, \quad \alpha\beta = \Delta_h/h_1, \quad (1.28)$$

$$\beta = \sigma_h/kh_1.$$

Таким образом, угол поворота β и горизонтальное смещение пяты свода $\Delta = \beta h_0$ выражены через неизвестные усилия, приложенные в пяте свода, и коэффициент упругого отпора грунта.

Подставляя выражения для β и Δ в канонические уравнения для свода

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} + \beta &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} + \beta(h + h_0) &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1.29)$$

можно определить неизвестные усилия X_1 и X_2 , а затем подсчитать величины окончательных усилий в своде и стенах.

Обделки в виде пологого свода, опирающегося на вертикальные стены, заложенные в достаточно крепких скальных грунтах, могут быть рассчитаны методом, разработанным С. Н. Наумовым [2]. При этом, стена рассматривается как балка, лежащая на упругом основании и нагруженная неизвестными усилиями, передающимися со свода (рис. 1.5, д). Перемещения верхнего сечения стены β и Δ определяют из расчета балки на упругом основании и подставляют в канонические уравнения (1.29) для свода.

Обделки в виде **подъемистого свода** рассчитывают как статически неопределимые бесшарнирные арки, упруго защемленные в грунт.

Если тоннель окружают слабые и неустойчивые грунты, не обладающие достаточными упругими свойствами, свод рассчитывают только на активные нагрузки (вертикальное и боковое давления грунта, гидростатическое давление) (рис. 1.6,а). В плотных и устойчивых грунтах помимо вертикального горного давления учитывают действие упругого отпора по боковой поверхности обделки (рис. 1.6,б).

Подъемистый свод в податливой среде рассчитывают примерно так же, как пологий свод. Основное отличие заключается в том, что в качестве деформаций пят подъемистого свода учитывают только их поворот, считая, что горизонтальное смещение отсутствует из-за сил трения по подошве стены.

Расчет *подъемистого свода в упругой среде* связан с необходимостью учета сил отпора грунта, характер распределения и величина которых зависят от свойств грунта и деформаций обделки. В большинстве случаев силы отпора грунта учитывают в соответствии с гипотезой местных деформаций, заранее задавая размеры зоны упругого взаимодействия обделки с грунтом или определяя ее в процессе расчета.

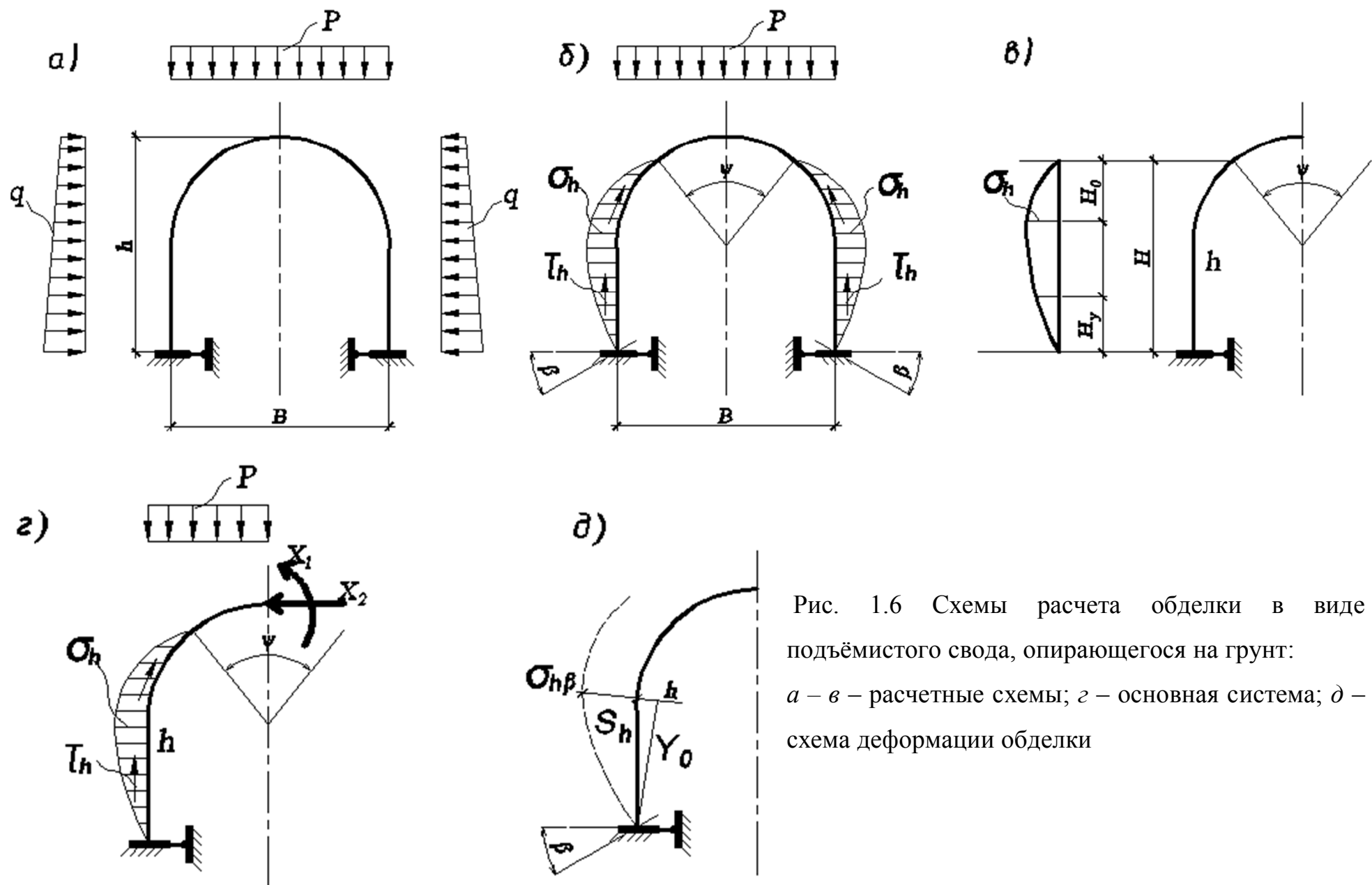


Рис. 1.6 Схемы расчета обделки в виде подъёмистого свода, опирающегося на грунт:
 а – в – расчетные схемы; г – основная система; д – схема деформации обделки

По методике, разработанной Г. Г. Зурабовым и О. Е. Бугаевой на основе результатов многочисленных расчетов тоннельных обделок, зона действия упругого отпора грунта задается двумя нулевыми точками (рис. 1.6,в). Если свод имеет полуциркульное очертание, положение верхней нулевой точки определяется центральным углом Ψ , величина которого составляет $90-150^\circ$. Если очертание оси свода отличается от полуциркульного, верхнюю нулевую точку фиксируют в сечении, в котором пролет свода составляет $0,7B$, где B - пролет выработки, м. Помимо нулевых точек задается сечение h , в котором упругий отпор грунта имеет максимальную интенсивность σ_h . Положение этого сечения определяется ординатой H_0 , которую откладывают от верхней нулевой точки и принимают равной $H_0 = 0,33H$ при $h \geq B$ и $H_0 = 0,4H$ при $h < B$.

Задается также уравнение кривой упругого отпора в виде отрезков двух парабол, плавно сопрягающихся в точке с максимальной интенсивностью упругого отпора σ_h . Уравнение этой кривой, отнесенное к координатной системе с нулевой точкой в месте, где упругий отпор имеет максимальное значение, имеет вид

$$\sigma = \sigma_h = \left(1 - \frac{H_y^2}{H_l^2}\right), \quad (1.30)$$

где H_y - расстояние по вертикали от сечения h до любого рассматриваемого сечения в пределах зоны упругого отпора грунта; H_l - расстояние по вертикали от сечения h до верхней или нижней нулевой точки, выраженное как $H_l = H_0$ или $H_l = H - H_0$.

Эпюру упругого отпора грунта строят от вертикальной прямой, задавшись величиной σ_h . Таким образом, при расчете свода величина σ_h является неизвестной и для определения ее используют гипотезу местных деформаций $\sigma_h = k\delta_h$, где δ_h - перемещение по направлению действия σ_h .

Силы трения по боковой поверхности обделки также могут быть выражены через δ_h :

$$\tau_h = \sigma_h \vartheta = k \delta_h \vartheta,$$

где ϑ — коэффициент трения между обделкой и грунтом.

Расчет свода производят методом сил, прикладывая неизвестные X_1 и X_2 в замковом сечении (рис.1.6, z) или в упругом центре и составляя два уравнения деформации свода:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} + \beta &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} + h\beta &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (1.31)$$

Величины перемещений можно определить по формулам:

$$\delta_{11} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{ds}{EI}; \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \int_0^{\frac{s}{2}} \frac{yds}{EI};$$

$$\delta_{22} = \int_0^{s/2} \frac{y^2 ds}{EI}; \quad \Delta_{1P} = \int_0^{s/2} \frac{M_P ds}{EI};$$

$$\Delta_{2P} = \int_0^{s/2} \frac{M_P y ds}{EI}; \quad \bar{\beta}_1 = \frac{1}{I_n k}; \quad \beta_P = \frac{M_{pn}}{Ik},$$

где y — текущая ордината, откладываемая от замкового сечения свода; M_{pn} — момент от нагрузки в пятовом сечении свода.

При определении грузовых перемещений Δ_{1p} , Δ_{2p} и β_p наряду с действием активных нагрузок учитываются силы упругого отпора грунта и силы трения, выраженные через δ_h .

Перемещение δ_h может быть представлено в виде

$$\delta_h = \delta_{hp} + \delta_{h1}X_1 + \delta_{h2}X_2 + \delta_{h\beta}. \quad (1.32)$$

Перемещения по направлению δ_h : δ_{hp} , δ_{h1} , δ_{h2} и $\delta_{h\beta}$, вызванные действием внешней нагрузки, неизвестных усилий и X_1 , X_2 и поворотом пяты, могут быть определены по формулам (рис. 1.6, д):

$$\begin{aligned}\delta_{hp} &= \int_0^{S_h} \frac{M_p H_y ds}{EI}; \\ \delta_{h1} &= \int_0^{S_h} \frac{H_y ds}{EI}; \\ \delta_{h2} &= \int_0^{S_h} \frac{y H_y ds}{EI}; \\ \delta_{h\beta} &= \beta y_0,\end{aligned}\tag{1.33}$$

где S_h – длина осевой линии обделки от пяты до сечения h ; y_0 – перпендикуляр, опущенный из пятового сечения на направление, по которому действует σ_h .

Определив таким образом перемещение δ_h , решают канонические уравнения (1.29) и находят окончательные значения X_1 и X_2 . После этого вычисляют моменты и нормальные силы в сечениях обделки.

Если очертание подъемистого свода отличается от полуциркульного (трех- или пятицентровая коробовая кривая), для определения перемещений канонических уравнений применяют численное интегрирование, аналогично тому, как это делается для пологого свода.

При расчете подъемистого свода применяют также *метод Метрпроекта*, сущность которого изложена далее применительно к обделкам кругового очертания, метод расчета обделок в виде стержневых полигональных систем, разработанный проф. Н. Н. Шапошниковым, а

также метод проф. С. С. Давыдова, в котором учет упругого отпора грунта осуществляется с использованием гипотезы общих деформаций.

Разработаны *методы расчета* обделок сводчатого очертания на основе решения контактной задачи механики сплошной среды с моделированием грунтового массива изотропной упругой плоскостью [3].

Получают распространение приближенные численные методы расчета обделок с применением ЭВМ: методы конечных элементов, конечных разностей, расширяющейся заданной системы и др.

Метод конечных элементов (МКЭ) основан на замене бесконечной области системой конечных элементов (чаще всего треугольных), соединенных между собой в вершинах [4]. Обычно, разбивку на конечные элементы производят неравномерно, сгущая сетку в тех областях, где необходимо получить более точные результаты (например, в пределах предполагаемой зоны влияния подземной выработки). Неизвестные усилия в узлах и смещения узлов находят путем решения уравнений равновесия и совместности деформаций для всех узлов рассматриваемой области.

МКЭ может быть использован для решения контактной задачи теории сплошной среды по взаимодействию конструкций подземных сооружений с окружающим грунтовым массивом [5]. При этом, можно решать плоские и объемные, линейные и нелинейные задачи механики сплошной среды, принимая различные модели грунтового массива с учетом анизотропии, неоднородности, слоистости, трещиноватости, нелинейного характера работы грунта и обделки. В первую очередь, этот метод следует применять в тех случаях, когда нет строгих аналитических решений поставленной задачи. Однако, следует иметь в виду, что полученные при расчете МКЭ решения соответствуют лишь данной конструкции, заложенной в конкретных грунтах, и не могут быть распространены, подобно результатам аналитических расчетов, на аналогичные сооружения.

При расчете тоннельных обделок сводчатого очертания следует учитывать возможность образования в них со временем пластических деформаций. Расчет обделки в *упругопластической стадии* заключается в определении предельных нагрузок, вызывающих в конструкции одно из предельных состояний. Обычно, при расчете сводчатых обделок рассматривают два предельных состояния: по несущей способности и по трещинообразованию. Расчет по деформациям, как правило, не производят, так как в силу жесткости монолитных обделок они могут потерять устойчивость лишь при нагрузках, значительно превышающих предельные по несущей способности и образованию трещин. Расчет ведут, определяя предельный эксцентриситет нормальной силы в замковом и пятовых сечениях свода, соответствующий образованию в этих сечениях пластических шарниров. Постепенно увеличивая вертикальное и боковое горное давление, находят такое сочетание этих нагрузок, при котором в обделке возникает одно из предельных состояний. Расчет монолитных обделок по предельным состояниям дает возможность лучше использовать свойства бетона и создавать более рациональные и экономичные подземные конструкции.

Все изложенные методы расчета обделок в виде подъемистого свода могут быть использованы и при расчете обделок замкнутого сводчатого очертания с обратным сводом. В соответствии с распределением внутренних усилий проверяют прочность бетонных сечений. Для этого определяют величину предельной продольной силы, которую может воспринимать данное сечение.

1.5 Расчет обделок кругового очертания по схеме упругого кольца

Обделки из монолитного бетона и железобетона, а также сборные металлические или железобетонные обделки с постоянными связями растяжения между элементами рассчитывают по схеме кольца в упругой или податливой среде. Поскольку в большинстве случаев обделки

кругового очертания являются тонкостенными конструкциями и имеют соотношение $R_{вн}/R_{н}>0,75-0,80$ (где $R_{вн}$ - внутренний, а $R_{н}$ - наружный радиус обделки), их рассчитывают по схеме упругого кольца, принимая линейное распределение напряжений по высоте сечения.

Если обделка располагается в устойчивых грунтах, обладающих достаточными упругими свойствами, ее рассчитывают как кольцо в упругой среде. Если же окружающие тоннель грунты не способны оказать сопротивление перемещениям обделки, расчет ее производят по схеме «кольцо в податливой среде» (свободно деформируемое кольцо).

При расчете обделки как кольца в упругой среде рассматривают систему «грунт - обделка», учитывая совместную работу конструкции с окружающим грунтовым массивом. При этом, упругие свойства грунта могут быть выражены через коэффициент упругого отпора k (гипотеза местных деформаций) или через модуль деформации E_0 и коэффициент Пуассона μ (гипотеза общих деформаций).

Поскольку положение безотпорной зоны заранее неизвестно, задача становится нелинейной по отношению к нагрузкам и потому труднорешаемой. В связи с этим существующие методы расчета круговых обделок в упругой среде содержат различные упрощающие предпосылки. В проектной практике широко используют приближенные методы расчета круговых обделок на основе гипотезы местных деформаций. Наибольшее распространение получил метод расчета, разработанный в Метропроекте, пользуясь которым можно рассчитывать обделки не только кругового, но и сводчатого, овоидального и другого очертания.

1.5.1 Метод Метропроекта

Метод Метропроекта основан на ряде допущений. Первое допущение заключается в том, что криволинейную ось обделки (окружность) представляют в виде вписанного в нее многоугольника. Для практических целей бывает достаточно разбить ось обделки на 16 сторон

(рис.1.7). Второе допущение состоит в том, что распределенные внешние нагрузки заменяют сосредоточенными силами, приложенными в вершинах многоугольника. В соответствии с третьим допущением действие сплошной упругой среды имитируют дискретной системой в виде отдельных упругих стержней, которые располагают во всех вершинах многоугольника, кроме тех, которые находятся в безотпорной зоне.

Размеры безотпорной зоны задают центральным углом Ψ , величина которого в зависимости от степени гибкости обделки и свойств окружающих грунтов изменяется от 90 до 150° . Чем более плотен грунт и менее жестка обделка, тем меньше протяженность безотпорной зоны.

Упругие опоры помещают во все вершины многоугольника в пределах зоны действия упругого отпора грунта. Если силы трения между обделкой и грунтом в расчете не принимают, опоры располагают по направлению радиуса кривизны. Для учета сил трения необходимо дополнительно поставить тангенциально направленные опоры или повернуть радиальные опоры на угол трения γ ($\gamma = \arctg v$, где v — коэффициент трения между обделкой и грунтом) так, чтобы возникли касательные составляющие упругих реакций.

Четвертое допущение касается замены непрерывного изменения жесткости кольца обделки ступеньчатым. При этом, принимают осредненные значения жесткости в пределах каждой стороны многоугольника.

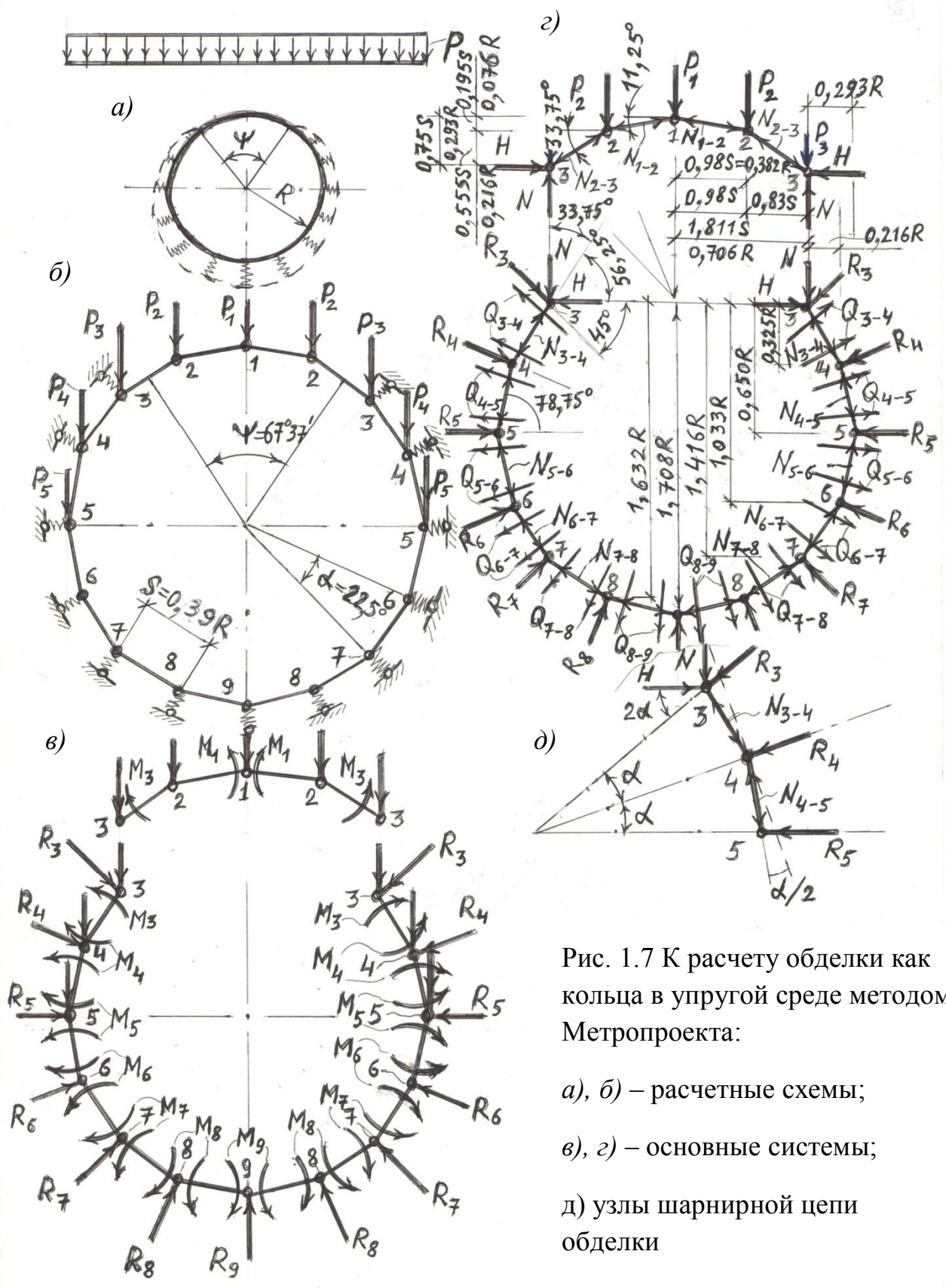


Рис. 1.7 К расчету обделки как кольца в упругой среде методом Метропроекта:
 а), б) – расчетные схемы;
 в), г) – основные системы;
 д) узлы шарнирной цепи обделки

Таким образом, расчетная схема обделки представляется в виде вписанного в окружность многоугольника, загруженного сосредоточенными силами и опирающегося на грунт системой упругих стержней. Эта статически неопределимая система представляет собой плоскую стержневую модель, для расчета которой наиболее целесообразно применять метод сил.

Основную систему получают, врезая шарниры в вершины, находящиеся в пределах зоны упругого отпора и в замковом сечении, прикладывая в этих сечениях изгибающие моменты, которые и принимают за неизвестные. Действие упругих стержней заменяют действием упругих реакций.

Число неизвестных в основной системе зависит от числа сторон вписанного многоугольника. При использовании симметрии системы в качестве неизвестных принимают парные изгибающие моменты, приложенные к симметричным относительно вертикальной оси вершинам многоугольника.

Значение неизвестных определяют из решения системы канонических уравнений метода сил, которая при замене оси обделки вписанным равносторонним 16-угольником при $\Psi=67^{\circ}37'$ имеет вид:

$$\begin{cases}
 \delta_{11}M_1+\delta_{13}M_3+\delta_{14}M_4+\delta_{15}M_5+\delta_{16}M_6+\delta_{17}M_7+\delta_{18}M_8+\delta_{19}M_9+\Delta_{1p}=0 \\
 \delta_{31}M_1+\delta_{33}M_3+\delta_{34}M_4+\delta_{35}M_5+\delta_{36}M_6+\delta_{37}M_7+\delta_{38}M_8+\delta_{39}M_9+\Delta_{3p}=0 \\
 \delta_{41}M_1+\delta_{43}M_3+\delta_{44}M_4+\delta_{45}M_5+\delta_{46}M_6+\delta_{47}M_7+\delta_{48}M_8+\delta_{49}M_9+\Delta_{4p}=0 \\
 \delta_{51}M_1+\delta_{53}M_3+\delta_{54}M_4+\delta_{55}M_5+\delta_{56}M_6+\delta_{57}M_7+\delta_{58}M_8+\delta_{59}M_9+\Delta_{5p}=0 \\
 \delta_{61}M_1+\delta_{63}M_3+\delta_{64}M_4+\delta_{65}M_5+\delta_{66}M_6+\delta_{67}M_7+\delta_{68}M_8+\delta_{69}M_9+\Delta_{6p}=0 \\
 \delta_{71}M_1+\delta_{73}M_3+\delta_{74}M_4+\delta_{75}M_5+\delta_{76}M_6+\delta_{77}M_7+\delta_{78}M_8+\delta_{79}M_9+\Delta_{7p}=0 \\
 \delta_{81}M_1+\delta_{83}M_3+\delta_{84}M_4+\delta_{85}M_5+\delta_{86}M_6+\delta_{87}M_7+\delta_{88}M_8+\delta_{89}M_9+\Delta_{8p}=0 \\
 \delta_{91}M_1+\delta_{93}M_3+\delta_{94}M_4+\delta_{95}M_5+\delta_{96}M_6+\delta_{97}M_7+\delta_{98}M_8+\delta_{99}M_9+\Delta_{9p}=0
 \end{cases} \quad (1.34)$$

Входящие в уравнения перемещения определяют по развёрнутой формуле Мора с учётом стержневого характера системы:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ik} &= \int \frac{\overline{M}_l \overline{M}_k}{EI} ds + \sum \frac{\overline{N}_l \overline{N}_k \cdot S}{EF} + \sum \frac{\overline{R}_l \overline{R}_k}{D} \\ \Delta_{ip} &= \int \frac{\overline{M}_l \overline{M}_p}{EI} ds + \sum \frac{\overline{N}_l \overline{N}_p S}{EF} + \sum \frac{\overline{R}_l \overline{R}_p}{D} \end{aligned} \right\}$$

где $\overline{M}_l, \overline{M}_k, \overline{M}_p, \overline{N}_l, \overline{N}_k, \overline{N}_p$ – моменты и нормальные силы от действия неизвестных и от нормальной нагрузки;

$\overline{R}_l, \overline{R}_k, \overline{R}_p$ – упругие реакции от действия единичных моментов и от нагрузки;

I, F - осреднённые величины момента инерции и площади поперечного сечения стержней, являющихся сторонами многоугольника: $I = \frac{s \cdot d^3}{12}; F = S \cdot d;$

D - приведенная жёсткость упругой опоры: $d = k \cdot S \cdot b;$

где, $b=1$ м- ширина рассчитываемого кольца обделки.

S - длина стороны многоугольника $\phi 10\text{м}=1,95\text{м};$

k - коэффициент упругого отпора грунта.

Усилия в основной системе определяют, используя принцип независимости действия сил, последовательно от каждого воздействия: внешней вертикальной нагрузки P ; единичных моментов $\overline{M}_1=1, \overline{M}_3=1 \dots \overline{M}_9=1.$

При этом, основную систему расчленяют на верхнюю трёхшарнирную арку и мног шарнирную цепь на упругих опорах(рис.1.7,г).

Усилия в арке находим из условия её равновесия, определяя вначале опорные реакции N и H , а затем M_2, M_{1-2}, N_{2-3} , от действия $P, M_1 = 1, M_3 = 1.$ При этом, трёхшарнирную арку можно рассматривать как криволинейный брус без замены распределённых нагрузок сосредоточенными силами.

Усилия в шарнирной цепи определяются последовательным вырезанием узлов, учитывая соответствующие каждому загрузению реакции,

передающиеся на цепь от трёхшарнирной арки. При вырезании каждого узла составляют по два уравнения равновесия:

сумму проекции всех сил на ось, совпадающую с радиусом кривизны, и на ось, перпендикулярную этому направлению. При этом, считается, что сосредоточенные изгибающие моменты в вершинах многоугольника ($\overline{M}_3=1, \overline{M}_4=1, \overline{M}_5=1 \dots \overline{M}_9=1$) вызывает поперечные силы, равные по величине $1/S$. Таким образом, определяют значения нормальных сил и упругих реакций в элементах мног шарнирной системы от действия внешних нагрузок и единичных моментов.

Определив усилия в основной системе, решаем канонические уравнения (методом Гаусса или с применением ЭВМ) и получаем значения неизвестных. После этого можно определить значения изгибающих моментов, нормальных сил и упругих реакций по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M_p + \sum \overline{M}_i M_k; \\ N_0 &= N_p + \sum \overline{N}_i N_k; \\ R_0 &= R_p + \sum \overline{R}_i R_k. \end{aligned} \right\} \quad (1.35)$$

где, M_k, N_k, R_k - значения неизвестных.

По полученным результатам строим эпюры изгибающих моментов, нормальных сил, а также эпюру упругого отпора грунта, на основании которых проверяется достаточность ранее принятых размеров обделки, её армирование и другие конструктивные вопросы.

Для эффективного применения этого метода, упрощения и быстрого получения искомых результатов рекомендуется использовать имеющиеся стандартные программы расчета. При этом, следует иметь в виду, что этот метод, несмотря на универсальность, является все-же приближенным.

1.5.2 Способ О.Е. Бугаевой

В *способе О. Е. Бугаевой* грунтовая среда, окружающая сооружение, характеризуется коэффициентом упругого отпора k . Отпор принимается радиальным и действующим на нижнюю часть сооружения с центральным углом 270° . На протяжении верхней дуги с центральным углом 90° принимается безотпорная зона (рис. 1.8).

Упругая линия отпора грунта аппроксимируется уравнениями:

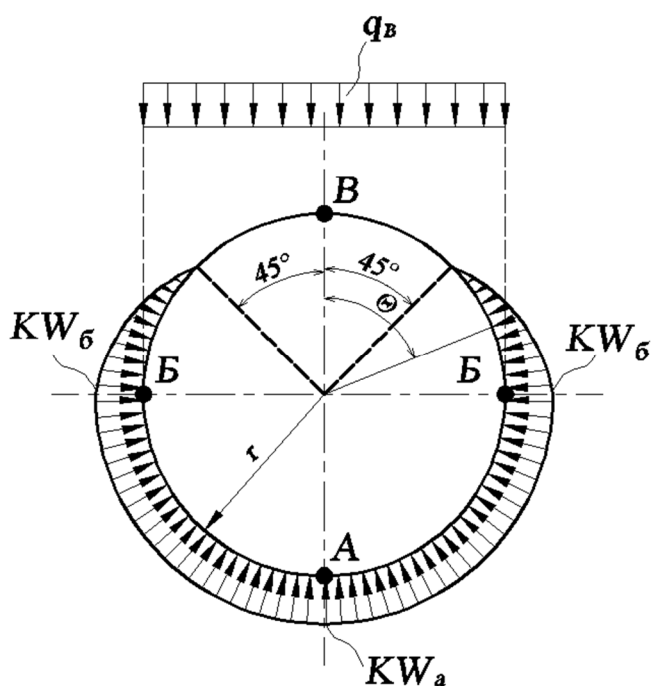


Рис. 1.8 Расчетная схема вертикального и отпорного давления грунта по О. Е. Бугаевой

$$\text{при } 45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ \quad W = W_B \cos 2\theta;$$

$$\text{при } 90^\circ \leq \theta \leq 180^\circ \quad W = W_A \cos^2 \theta + W_B \sin^2 \theta,$$

где θ - угол наклона сечения к вертикали;

W_A и W_B - ординаты упругой линии в сечениях А и Б.

Изгибающие моменты и окружные нормальные силы в характерных сечениях кольца определяются по следующим формулам:

- от собственного веса сооружения

$$\left. \begin{aligned} M_A &= 0,070Rr(1 - 0,059n); \\ N_A &= -0,0273R(1 - 0,040n); \\ M_B &= -0,063Rr(1 - 0,066n); \\ N_B &= -0,250R(1 + 0,011n); \\ M_B &= 0,055Rr(1 - 0,064n); \\ N_B &= 0,027R(1 - 0,040n); \end{aligned} \right\} \quad (1.36)$$

- от веса жидкости, наполняющей сооружение

$$\left. \begin{aligned} M_A &= 0,070Rr(1 - 0,059n); \\ N_A &= 0,451R(1 - 0,056n); \\ M_B &= -0,063Rr(1 - 0,066n); \\ N_B &= 0,068R(1 - 0,042n); \\ M_B &= 0,055Rr(1 - 0,064n); \\ N_B &= 0,186R(1 - 0,056n); \end{aligned} \right\} \quad (1.37)$$

- от вертикальной равномерной нагрузки

$$\left. \begin{aligned} M_A &= 0,125Rr(1 - 0,067n); \\ N_A &= 0,09Rn; \\ M_B &= -0,125Rr(1 - 0,066n); \\ N_B &= -0,500R(1 + 0,012n); \\ M_B &= 0,125Rr(1 - 0,56n); \\ N_B &= -0,021Rn, \end{aligned} \right\} \quad (1.38)$$

где R – равнодействующая соответствующей нагрузки;

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{EI}{kr^4}} = \frac{1}{0,06416 + \frac{E}{12kr} \left(\frac{\delta}{r} \right)^3}; \quad (1.39)$$

E – модуль упругости материала сооружения;

I – момент инерции продольного сечения стенки на единицу длины сооружения.

При $EI = \infty$ или при $k = 0, n = 0$ формулы (1.36)...(1.38) переходят в соответствующие формулы, не учитывающие отпор грунта.

При наличии безотпорной зоны опасным сечением сооружения является шельга (сечение B), так как здесь отсутствует отпор грунта.

Для этого сечения (B) можно принять коэффициент снижения изгибающих моментов жесткого трубопровода при учёте упругого отпора грунта, равный

$$\xi = 1 - 0,056n = \frac{1}{1 + \frac{P_{zp}}{0,143P_l + P_l}}, \quad (1.40)$$

где - P_l критическое внешнее давление для незасыпанного трубопровода, определяемое по формуле:

$$P_l = \frac{3EI}{r^3(1-\mu^2)} = \frac{E}{4(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{\delta}{r}\right)^3;$$

$P_{zp} = 0,167kr$ - параметр, учитывающий однозначный упругий отпор грунта;

k - коэффициент отпора грунта, определяемый по табл. 1.1. или формуле (1.1). Для сооружений, уложенных открытым способом, k принимается как для грунта засыпки нарушенной структуры.

Если упругие свойства засыпки выразить модулем упругости E_{zp} и коэффициентом Пуассона μ_{zp} , то параметр P_{zp} , учитывающий в формуле (1.40) упругий отпор грунта, определяется:

$$P_{zp} = \frac{E_{zp}}{6(1 + \mu_{zp})} \approx 0,125E_{zp}.$$

Вариант 1 расчета монолитной железобетонной обделки тоннеля кольцевого очертания под Жеваховой горой дороги «Север-Юг» в г. Одессе с использованием методов М.М. Протодяконова и О.Е. Бугаевой с учетом отпорного давления грунта (рис. 1.9).

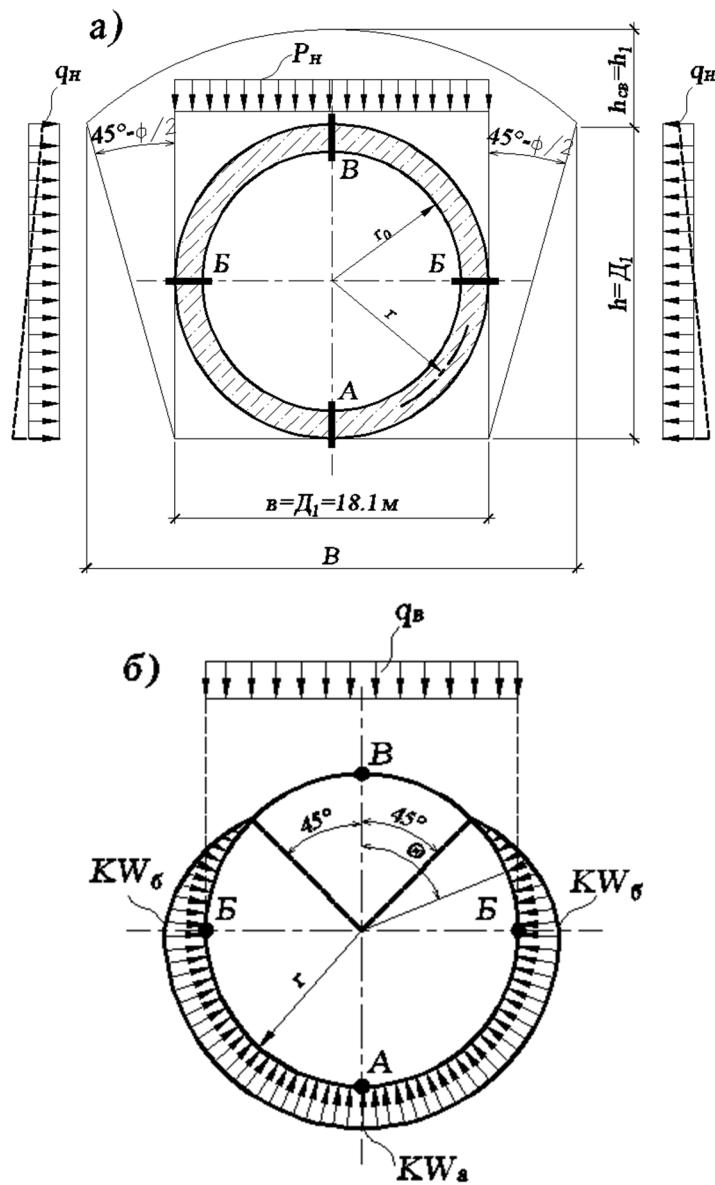


Рис. 1.9 Расчетные схемы давления грунта на обделку тоннеля по М. М. Протодяконову (а) и его отпорному давлению по О. Е. Бугаевой (б)

Исходные данные:

$$r_0 = 7,75 \text{ м}; \quad r_1 = 9,05 \text{ м};$$

$$\delta = t = 1,3 \text{ м}.$$

Класс тяжелого бетона С25/30: $f_{cd} = 19,5 \text{ МПа}$;

$$E_{cd} = E_1 = 25 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$G_{cd} = G_1 = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)} = 10417 \text{ МПа};$$

$$\nu_1 = \nu_{обд} = 0,2; \quad \gamma_{zp} = 18 \text{ кН / м}^3;$$

$$c_{zp} = 7,0 \text{ кН / м}^2 = 70 \text{ кПа};$$

$$\varphi_{zp} = 36^\circ; \quad E_{zp} = 30 \text{ МПа};$$

$$\nu_{zp} = 0,28;$$

$$G_{zp} = \frac{E_{zp}}{2(1 - \nu_{zp})} = 11,719 \text{ МПа}.$$

$$B = D_1 + 2D_1 \text{tg}(45^\circ - \varphi / 2) = 18,1 + 2 \cdot 18,1 \cdot \text{tg}(45^\circ - 36^\circ / 2) = 36,54 \text{ м}.$$

$$h_{ce} = h_1 = B / (2f) = 36,54 / 4 = 9,14 \text{ м}.$$

$$P_n = k_p \gamma_{zp} h_{ce} = 1 \cdot 18 \cdot 9,14 = 164,45 \text{ кН / м / м.п.}$$

$$g_\epsilon = P_n \cdot n = 164,45 \cdot 1,5 = 246,68 \text{ кН / м / м.п.}$$

Для учета упругого отпора грунта находим соответствующий коэффициент

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{E}{12kr} \left[\frac{\delta}{r} \right]^3} = \frac{1}{0,06416 + \frac{25 \cdot 10^6}{12 \cdot 600 \cdot 8,4} \left[\frac{1,3}{8,4} \right]^3} = 0,6263.$$

Изгибающие моменты и окружные нормальные силы в характерных сечениях (рис.1.10) с учетом действия расчетной вертикальной нагрузки и отпорного давления грунта определяются по следующим формулам:

- от собственного веса сооружения с учетом упругого отпора грунта

$$M_A = 0,070R_{c.в.} \cdot r(1-0,059n) = 0,070 \cdot 1976 \cdot 8,4(1-0,059 \cdot 0,6263) = 1119,0 \frac{\kappa H M}{м.п.};$$

$$N_A = -0,277R_{c.в.} (1-0,040n) = -0,277 \cdot 1976 \cdot (1-0,040 \cdot 0,6263) = -533 \kappa H / м.п.;$$

$$M_B = -0,063R_{c.в.} \cdot r(1-0,066n) = -0,063 \cdot 1976 \cdot 8,4(1-0,066 \cdot 0,6263) = -1002,5 \frac{\kappa H M}{м.п.};$$

$$N_B = -0,250R_{c.в.} (1+0,011n) = -0,250 \cdot 1976 \cdot (1+0,011 \cdot 0,6263) = -497 \kappa H / м.п.;$$

$$M_B = 0,055R_{c.в.} \cdot r(1-0,064n) = 0,055 \cdot 1976 \cdot 8,4(1-0,064 \cdot 0,6263) = 876,3 \frac{\kappa H M}{м.п.};$$

$$N_B = 0,027R_{c.в.} (1-0,040n) = 0,027 \cdot 1976 \cdot (1+0,040 \cdot 0,6263) = 52 \kappa H / м.п.;$$

- от вертикальной* равномерной нагрузки с учетом упругого отпора грунта

$$M_A = 0,125R_{qв} \cdot r(1-0,067n) = 0,125 \cdot 4464,9 \cdot 8,4(1-0,067 \cdot 0,6263) = 4491,4 \frac{\kappa H M}{м.п.};$$

$$N_A = 0,09R_{qв} n = 0,09 \cdot 4464,9 \cdot 0,6263 = 251,7 \frac{\kappa H}{м.п.};$$

$$M_B = -0,125R_{qв} \cdot r(1-0,066n) = -0,125 \cdot 4464,9 \cdot 8,4(1-0,066 \cdot 0,6263) = -4494,4 \frac{\kappa H M}{м.п.};$$

$$N_B = -0,500R_{qв} \cdot r(1+0,012n) = -0,500 \cdot 4464,9(1+0,012 \cdot 0,6263) = -2249,2 \frac{\kappa H}{м.п.};$$

$$M_B = 0,125R_{qв} \cdot r(1-0,56n) = 0,125 \cdot 4464,9 \cdot 8,4(1-0,56 \cdot 0,6263) = 3043,9 \frac{\kappa H M}{м.п.};$$

$$N_B = -0,021R_{qв} n = -0,021 \cdot 4464,9 \cdot 0,6263 = -58,7 \frac{\kappa H}{м.п.},$$

где

$$R_{c.в.} = 2\pi r \cdot q_{c.в.} = 2 \cdot 3,1416 \cdot 8,4 \cdot 1,3 \times 24 \cdot 1,2 = 1646,7 \cdot 1,2 = 1976,0 \kappa H / м.п.тоннеля;$$

$$R_{qв} = P_H \cdot n \cdot D_1 = g_b \cdot D_1 = 246,68 \cdot 18,1 = 4464,9 \frac{\kappa H}{м.п.};$$

- от собственного веса обделки и вертикальной равномерной нагрузки грунта

$$\sum M_A = 1119,0 + 4491,4 = 5610,4 \kappa H M / м.п.;$$

$$\sum N_A = -533,7 + 251,7 - 282,0 = 199,7 \kappa H / м.п.;$$

$$\sum M_B = -1002,5 - 4494,4 = -5496,9 \kappa H M / м.п.;$$

Примечание*: горизонтальное боковое давление в методе О.Е. Бугаевой не учитывается, т.к. оно уменьшает изгибные усилия в обделке тоннеля, т.е. оказывает разгружающее действие

$$\sum N_B = -497 - 2249,2 = -2746,2 \text{ кН} / \text{м.п.};$$

$$\sum M_B = 876,3 + 3043,9 = 3920,2 \text{ кНм} / \text{м.п.};$$

$$\sum N_B = 52,0 - 58,7 = -6,7 \text{ кН} / \text{м.п.}$$

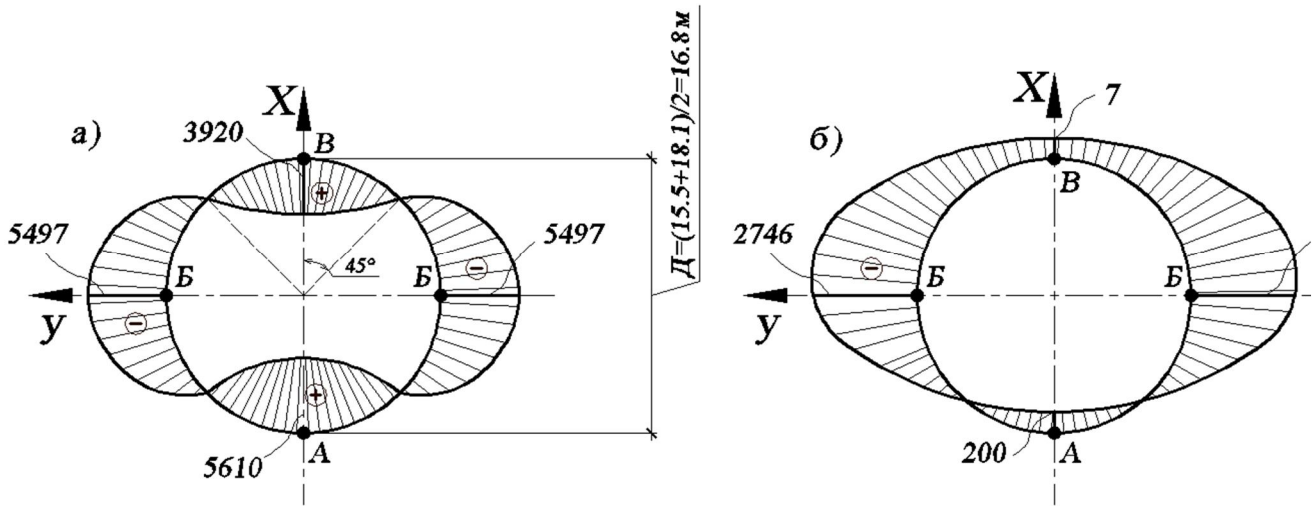


Рис. 1.10 Эпюры изгибающих моментов, $M, \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}}$ (а), и продольных сил $N, \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}}$ (б) в железобетонной обделке тоннеля кольцевого сечения под Жеваховой горой в г. Одессе, построенные по методу О.Е. Бугаевой с учетом упругого отпора грунта.

$$\text{Длина четверти дуги кольца } \frac{\pi D}{4} = \frac{3,1416 \cdot 16,8}{4} = 13,19 \text{ м}$$

$$Q_{\min} \cong 2 \left| \frac{-5497 - 5610}{13,19} \right| = |-1684| \text{ кН} / \text{м.п.} > Q_{\min}^{\text{PLAXIS}} = |-856| \text{ кН} / \text{м.п.} \text{ на } 97\%;$$

$$Q_{\max} \cong \left(\frac{3920 - (-5497)}{13,19} \right) 2 = 1428 \text{ кН} / \text{м.п.} > Q_{\max}^{\text{PLAXIS}} = 775 \text{ кН} / \text{м.п.} \text{ на } 84\%.$$

$$M_{X,A} = 5610 \text{ кН} / \text{м.п.} > 3193 \text{ кНм} / \text{м.п.} = M_X^{\text{PLAXIS}} \text{ на } 72\%;$$

$$M_{y,B} = |-5497| \text{ кНм} / \text{м.п.} > |3193| \text{ кНм} / \text{м.п.} = M_y^{\text{PLAXIS}} \text{ на } 72\%;$$

$$N_{y,B} = |-2746| \text{ кН} / \text{м.п.} < |-2865| \text{ кН} / \text{м.п.} = M_{\min}^{\text{PLAXIS}} \text{ на } 4\%.$$

Сравнение результатов расчетов по О.Е. Бугаевой и полученных с помощью ПК PLAXIS показало, что метод О. Е. Бугаевой при удовлетворительном качественном совпадении с ПК PLAXIS почти в два раза «завышает» изгибные

усилия (изгибающие моменты и поперечные силы) в кольцевой обделке тоннелей при хорошем совпадении значений продольных сил.

1.5.3 Метод сил

При расчете обделки тоннеля в виде круговых колец методом сил в общем случае (при несимметричной вертикальной нагрузке) основная система образуется разрезанием кольца, причем основные неизвестные переносятся в упругий центр. Для круговых колец с постоянным поперечным сечением упругий центр совпадает с геометрическим центром (рис.1.11).

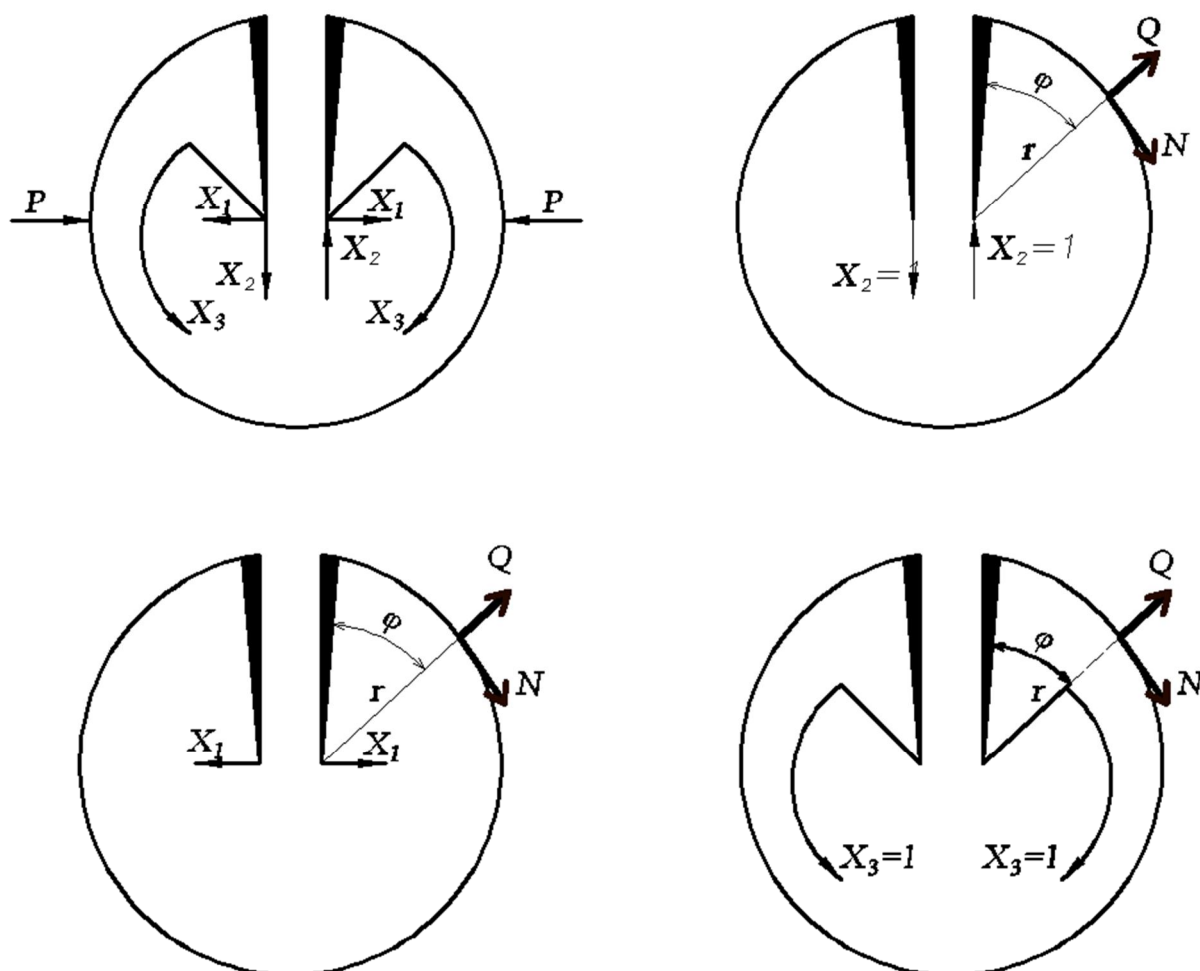


Рис. 1.11 Основная система обделки кольцевого тоннеля и её составляющие (единичные состояния) в методе сил

Канонические уравнения:

$$\begin{cases} \delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} = 0; \\ \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0; \\ \delta_{33}x_3 + \Delta_{3p} = 0. \end{cases} \quad (1.41)$$

Из единичных состояний (рис.1.11) находим:

$$\begin{aligned} \bar{M}_1 &= -r \cos \varphi; & \bar{M}_2 &= r \sin \varphi; & \bar{M}_3 &= 1; \\ \bar{N}_1 &= \cos \varphi; & \bar{N}_2 &= -\sin \varphi; & \bar{N}_3 &= 0; \\ \bar{Q}_1 &= \sin \varphi; & \bar{Q}_2 &= \cos \varphi; & \bar{Q}_3 &= 0; \\ \bar{D}_1 &= 0; & \bar{D}_2 &= 0; & \bar{D}_3 &= 1, \end{aligned}$$

где D - постоянная интегрирования, которая может быть выражена через начальные условия, положив при $S=0, M=M_0$ и $N=N_0$:
 $D = M_0 + N_0 r$; $\bar{M}_k = -\bar{N}_k r + \bar{D}_k$ для $P_k = 1$.

Единичные перемещения при $\bar{D}_m = \bar{C}_m$ могут быть выражены по формулам:

$$\delta_{km} = \sum \int M_k \frac{\bar{M}_m}{EI'} ds + \sum \mu' \int \bar{Q}_k \frac{\bar{Q}_m}{GF} ds + \sum \frac{\bar{D}_k \bar{D}_m}{r^2} \int \frac{ds}{EF} : \quad (1.42)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta_{11}}{2} &= \int_0^\pi \frac{r^2 \cos^2 \varphi \cdot r d\varphi}{EI'} + \mu' \int_0^\pi \frac{\sin^2 \varphi \cdot r d\varphi}{GF} = \frac{\pi r^3}{2EI'} + \frac{\mu' \pi r}{2GF}; \\ \frac{\delta_{22}}{2} &= \int_0^\pi \frac{r^2 \sin^2 \varphi \cdot r d\varphi}{EI'} + \mu' \int_0^\pi \frac{\cos^2 \varphi \cdot r d\varphi}{GF} = \frac{\pi r^3}{2EI'} + \frac{\mu' \pi r}{2GF}; \\ \frac{\delta_{33}}{2} &= \int_0^\pi \frac{1^2 \cdot r d\varphi}{EI'} + \frac{1}{r^2} \int_0^\pi \frac{r d\varphi}{EF} = \frac{\pi r}{EI'} + \frac{\pi}{2EF}. \end{aligned} \right\} \quad (1.43)$$

Единичные грузовые перемещения определяются по формулам:

$$\Delta_{kp} = \sum \int \bar{M}_k \frac{M_p}{EI'} ds + \sum \mu' \int \bar{Q}_k \frac{Q_p}{GF} ds + \sum \bar{D}_k \int \frac{C_p}{EFr^2} ds, \quad (1.44)$$

где $C_p = \int_0^s (q_t r + m) ds + D_p$, q_t - касательные силы на поверхности

обделки длиной S ,

m -распределенные по длине S моменты на поверхности обделки.

Допускается рассчитывать монолитно-опрессованные обделки как обычные монолитные под действием вертикального и бокового активного давления грунта. Причем, величина бокового давления должна быть не менее 0,7 величины вертикального давления. Обжатие грунта при опрессовке бетонной смеси может быть учтено увеличением характеристик упругого отпора до 1,4 раза.

Расчет обделки по схеме свободно деформируемого кольца при симметричной внешней нагрузке без учета упругого отпора грунта производится значительно проще, чем кольца в упругой среде. Применяя для расчета *метод сил*, основную систему выбирают в виде полукольца, закрепленного в нижнем сечении (рис.1.12). Неизвестные X_1 и X_2 прикладывают в упругом центре, который в случае обделки постоянной жесткости совпадает с центром кольца. Уравнения деформации имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1.45)$$

Перемещения δ_{11} , δ_{22} , Δ_{1p} и Δ_{2p} определяют по одночленной формуле Мора. Окончательные усилия в сечениях кольца:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M_p + X_1 - X_2 R \cos \varphi; \\ N_0 &= N_p + X_2 \cos \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (1.46)$$

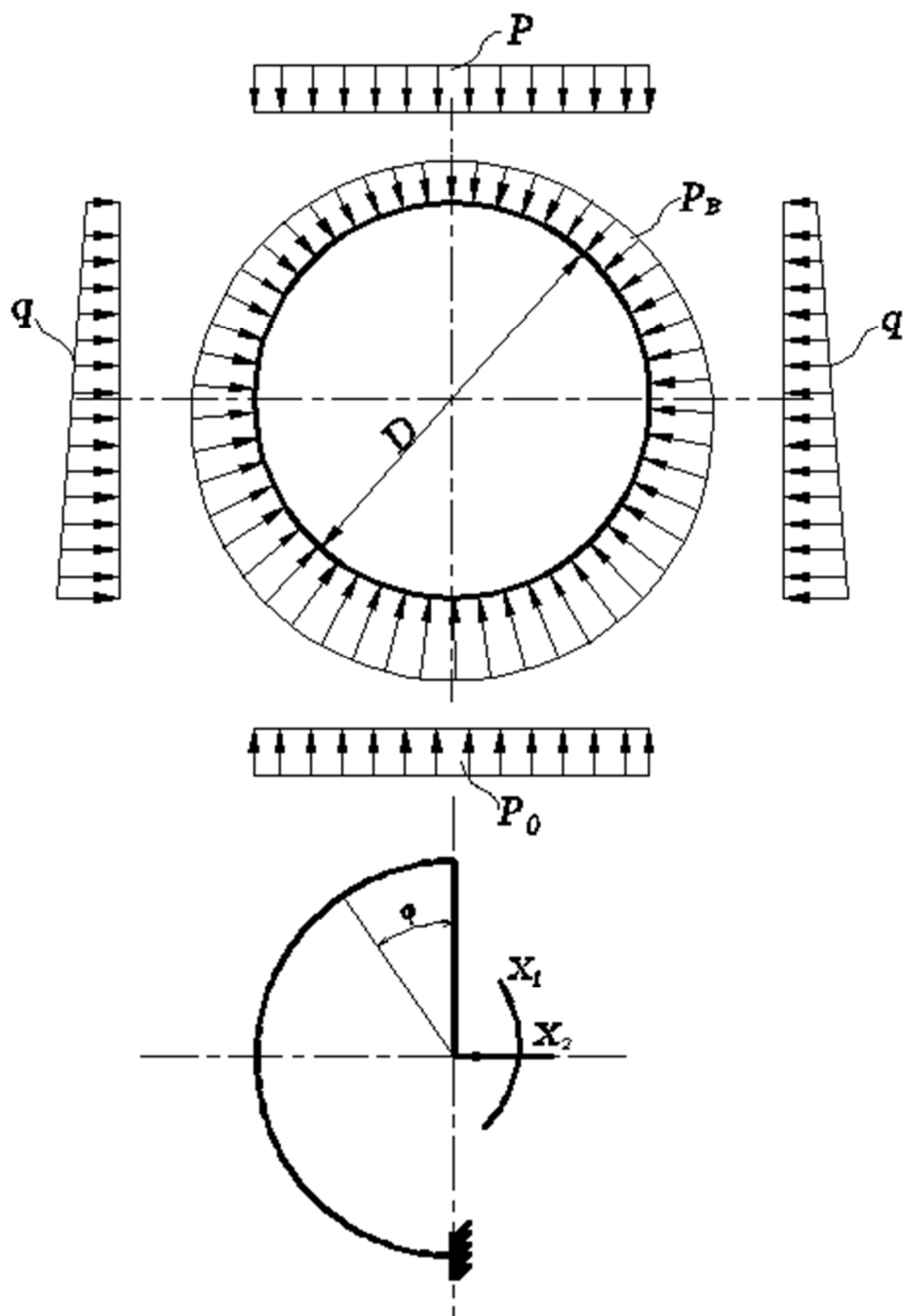


Рис. 1.12 Расчетная схема и основная система упругого кольца в податливой среде

Вариант 2 расчёта монолитной железобетонной обделки тоннеля кругового сечения под Жеваховой горой дороги «Север – Юг» в г. Одессе с использованием метода М.М. Протоdjяконова и метода сил, с учётом бокового давления грунта.

Исходные данные обделки указанного тоннеля представлены в варианте 1 его расчета с использованием методов М.М. Протоdjяконова и О.Е. Бугаевой, а также на рис 1.12. При этом, предыдущим расчетом было установлено:

$$G_{\text{одо}} = 10417 \text{ МПа}; B = 36,54 \text{ м}; h_{\text{ос}} = h_1 = 9,14 \text{ м}; g_{\text{с}} = 247 \frac{\text{кН} / \text{м}}{\text{м.п.}}$$

Величину коэффициента активного бокового давления непластичного грунта определяем по формуле (1.7): $\xi_a = \eta = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{36^\circ}{2}) = 0,26$.

Характеристическое (нормативное) боковое давление (принятое равномерно распределённым с целью упрощения расчетов) по высоте выработки определяем по формуле

$$(1.6): q_n = 18(9,14 + 0,5 \cdot 18,1) \cdot 0,26 = 85,13 \frac{\text{кН} / \text{м}}{\text{м.п.}}$$

Расчётное значение равномерно распределённого бокового давления

$$g_2 = q_n \cdot n = 85,13 \cdot 1,2 = 102 \frac{\text{кН} / \text{м}}{\text{м.п.}}$$

Расчёт обделки выполняем по схеме свободно деформируемого кольца без учёта упругого отпора грунта методом сил (рис 1.12). Основную систему выбираем в виде полукольца, закреплённого в нижнем сечении. Неизвестные X_1 и X_2 прикладываем в упругом центре, который совпадает с центром кольца и действующих на него нагрузок третье неизвестное – перерезывающая сила в замке свода X_3 обращается в ноль. В этом случае канонические уравнения деформаций (1.39) имеют вид:

$$\begin{cases} \delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0 \end{cases}$$

Перемещения $\delta_{11}, \delta_{22}, \Delta_{1p}, \Delta_{2p}$ определяем по формулам Мора и Симпсона путём перемножения эпюр:

$$\frac{\delta_{11}}{2} = \int_0^\pi \frac{l^2 \cdot rd\varphi}{EI'} + \frac{1}{r^2} \int_0^\pi \frac{rd\varphi}{EF} = \frac{\pi r}{EI'} + \frac{\pi}{rEF} = \frac{3,1416 \cdot 8,4}{25 \cdot 10^6 \cdot \frac{1 \cdot 1,3^3}{12}} + \frac{3,1416}{8,4 \cdot 25 \cdot 10^6 \cdot 1,3} = 0,000011624 \frac{1}{\text{кНм}}$$

$$\frac{\delta_{22}}{2} = \int_0^\pi \frac{r^2 \cdot \cos^2 \varphi \cdot rd\varphi}{EI'} + \mu \int_0^\pi \frac{\sin^2 \varphi \cdot rd\varphi}{GF} = \frac{\pi r^3}{2EI'} + \frac{\mu \pi r}{2GF} = \frac{3,1416 \cdot 8,4^3}{2 \cdot 25 \cdot 10^6 \cdot \frac{1 \cdot 1,3^3}{12}} + \frac{0,2 \cdot 3,1416 \cdot 8,4}{2 \cdot 10417000 \cdot 1,3} =$$

$$= 0,0002036 \frac{\text{М}}{\text{кН}}$$

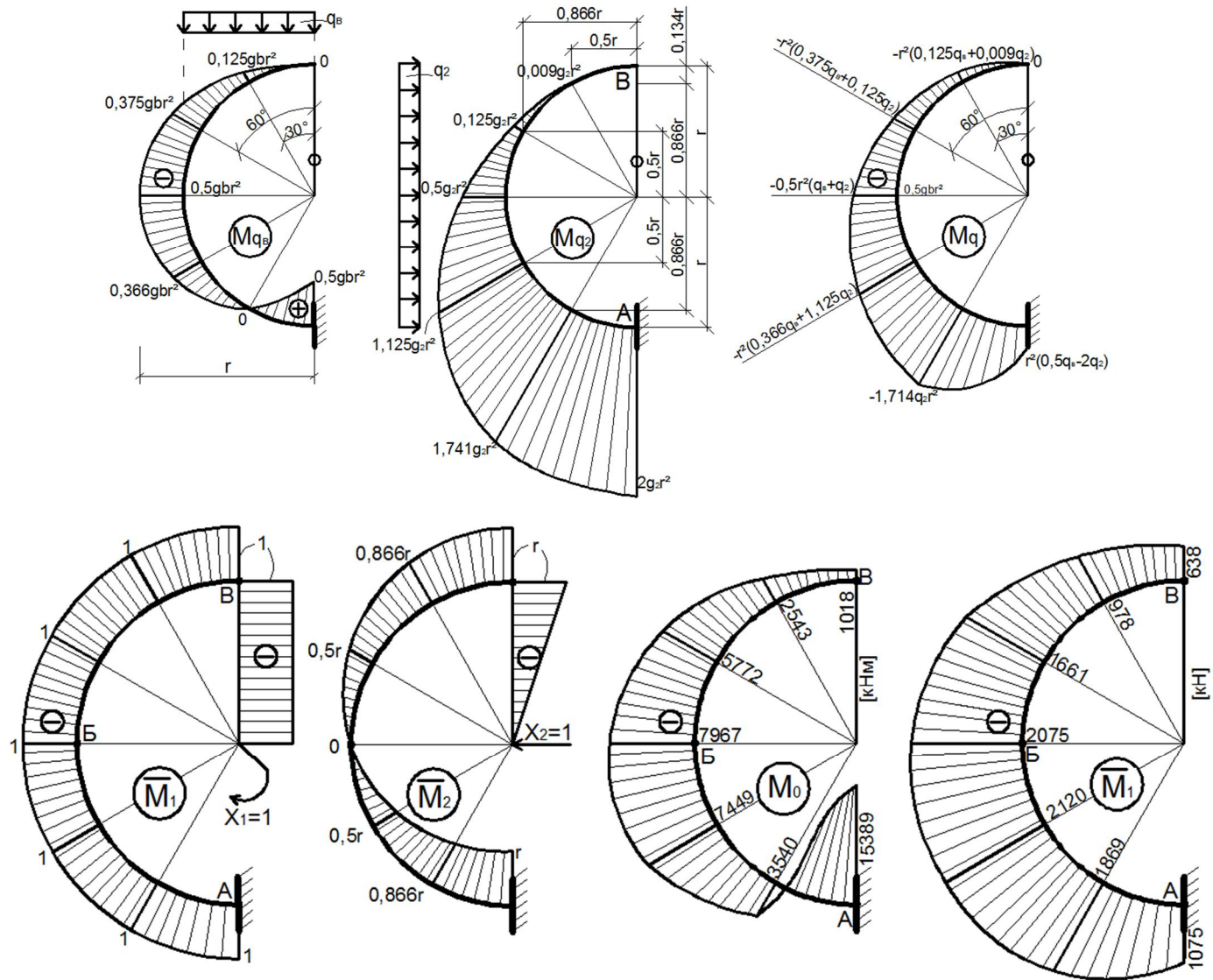


Рис.1.13 Эпюры
единичных, грузовых и
общих моментов в
кольцевой обделке
тоннеля под Жеваховой
горой

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_{1p}}{2} &= \frac{l}{6EI'} (a \cdot a' + 4cc' + bb') = \frac{\pi r}{18EI'} \left\{ -r^2(0,375q_6 + 1,125q_2)(-1) + 4 \left[-r^2(0,125q_6 + 0,009q_2)(-1) \right] + \right. \\ &+ 0(-1) + \left[-r^2(0,366q_6 + 0,009q_2)(-1) \right] + 4 \left[-0,5r^2(q_6 + q_2)(-1) \right] + \left[-r^2(0,375q_6 + 0,125q_2)(-1) \right] + \\ &+ \left[r^2(0,5q_6 + 2q_2)(-1) \right] + 4 \left[-1,741q_2r^2(-1) \right] + \left. \left[-r^2(0,366q_6 + 1,125q_2)(-1) \right] \right\} = \frac{3,1416 \cdot 8,4 \cdot 12}{18 \cdot 25 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1,3^3} \cdot \\ &\cdot \left[+8,4^2(0,375 \cdot 247 + 0,125 \cdot 102) + 4 \cdot 8,4^2(0,125 \cdot 247 + 0,009 \cdot 102) + 0 + 8,4^2(0,366 \cdot 247 + 1,125 \cdot 102) + \right. \\ &+ 2 \cdot 8,4^2(247 + 102) + 8,4^2(0,375 \cdot 247 + 0,125 \cdot 102) - 8,4^2(0,5 \cdot 247 - 2 \cdot 102) + 4 \cdot 1,741 \cdot 102 \cdot 8,4^2 + \\ &+ 8,4^2(0,366 \cdot 247 + 1,125 \cdot 102) \left. \right] = 0,00000032(7435,26 + 8973,26 + 0 + 14475,53 + 49250,88 + \\ &+ 7435,26 + 5680,08 + 50120,74 + 14475,53) = 0,05051; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_{2p}}{2} &= \frac{\pi r}{18EI'} \left\{ -r^2(0,375q_6 + 1,125q_2)(-0,5r) + 4 \left[-r^2(0,125q_6 + 0,009q_2)(-0,866r) \right] + \right. \\ &+ 0 + \left[-r^2(0,366q_6 + 1,125q_2)(+0,5r) \right] + \left[-0,5r^2(q_6 + q_2) \cdot 0 \right] + 4 \left[-r^2(0,375q_6 + 0,125q_2)(-0,5r) \right] + \\ &+ \left[r^2(0,5q_6 - 2q_2)r \right] + 4 \left[-1,741q_2r^2 \cdot 0,866r \right] + \left. \left[-r^2(0,366q_6 + 1,125q_2)0,5r \right] \right\} = \frac{3,1416 \cdot 8,4 \cdot 12}{18 \cdot 25 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1,3^3} \cdot \\ &\cdot \left[+8,4^2(0,375 \cdot 247 + 0,125 \cdot 102) + 0,5 \cdot 8,4 + 4 \cdot 8,4^2(0,125 \cdot 247 + 0,009 \cdot 102) + 0,866 \cdot 8,4 + 0 - \right. \\ &- 8,4^2(0,366 \cdot 247 + 1,125 \cdot 102)0,5 \cdot 8,4 + 0 + 8,4^2(0,375 \cdot 247 + 0,125 \cdot 102)0,5 \cdot 8,4 + 8,4^2(0,5 \cdot 247 - \\ &- 2 \cdot 102)8,4 - 4 \cdot 1,741 \cdot 102 \cdot 8,4^2 \cdot 0,866 \cdot 8,4 - 8,4^2(0,366 \cdot 247 + 1,125 \cdot 102)0,5 \cdot 8,4 \left. \right] = \\ &= 0,00000032(31228,09 + 65275,08 + 0 - 60797,21 + 0 + 31228,09 - 47712,67 - 364598,34 - \\ &- 60797,23) = -0,13000. \end{aligned}$$

Из канонических уравнений находим неизвестные усилия X_1 и X_2 :

- изгибающий момент

$$X_1 = \frac{-\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{-0,05051}{0,000011624} = -4345,32 \text{ кН} / \text{м};$$

- продольная сила

$$X_2 = \frac{-\Delta_{2p}}{\delta_{22}} = \frac{-(-0,13000)}{0,0002036} = +638,51 \text{ кН} / \text{м}.$$

Изгибающие моменты в характерных сечениях обделки находим по формуле

$$M_0 = M_q + \overline{M}_1 X_1 - X_2 r \cos \varphi:$$

$$M_{\varphi=0^\circ} = 0 - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cdot \cos 0^\circ = 0 + 4345,3 - 5363,5 = -1018,2 \text{ кНм} / \text{м};$$

$$\begin{aligned} M_{\varphi=30^\circ} &= -8,4^2(0,125 \cdot 247 + 0,009 \cdot 102) - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cos 30^\circ = \\ &= -2243,31 + 4345,32 - 4644,91 = -2542,9 \text{ кНм} / \text{м}; \end{aligned}$$

$$M_{\varphi=60^\circ} = -8,4^2(0,375 \cdot 247 + 0,125 \cdot 102) - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cos 60^\circ =$$

$$= -7435,26 + 4345,32 - 2681,74 = -5771,7 \text{кНМ} / \text{м};$$

$$M_{\varphi=90^\circ} = -0,5 \cdot 8,4^2(247 + 102) - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cos 90^\circ =$$

$$= -12312,72 + 4345,32 - 0 = -7967,4 \text{кНМ} / \text{м};$$

$$M_{\varphi=120^\circ} = -8,4^2(0,366 \cdot 247 + 1,125 \cdot 102) - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cos 120^\circ =$$

$$= -14475,53 + 4345,32 + 2681,74 = -7448,5 \text{кНМ} / \text{м};$$

$$M_{\varphi=150^\circ} = -1,741 \cdot 102 \cdot 8,4^2 - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cos 150^\circ =$$

$$= -12530,19 + 4345,32 + 4644,91 = -3540,0 \text{кНМ} / \text{м};$$

$$M_{\varphi=180^\circ} = -8,4^2(0,5 \cdot 247 - 2 \cdot 102) - 1(-4345,32) - 8,4 \cdot 638,51 \cos 180^\circ =$$

$$= +5680,08 + 4345,32 + 5363,48 = 15388,9 \text{кНМ} / \text{м}.$$

Значение продольной и поперечной силы в характерных сечениях обделки определяем по формулам:

$$N_0 = N_q + X_2 \cos \varphi:$$

$$N_{0,\varphi=0^\circ} = -(q_s \cdot 0 \cdot \sin \varphi - q_2 \cdot \cos \varphi \cdot 0 + X_2 \cdot \cos \varphi) = -(0 - 0 + 638 \cdot \cos 0^\circ) = -638 \text{кН} / \text{м};$$

$$N_{0,\varphi=30^\circ} = -(q_s \cdot 0,5r \cdot \sin \varphi - q_2 \cdot 0,134r \cdot \cos \varphi + X_2 \cdot \cos \varphi) =$$

$$= -(247 \cdot 0,5 \cdot 8,4 \cdot \sin 30^\circ - 102 \cdot 0,134 \cdot 8,4 \cdot \cos 30^\circ + 638,51 \cos 30^\circ) = -518,7 + 99,4 - 553,0 =$$

$$= -972,3 \text{кН} / \text{м};$$

$$N_{0,\varphi=60^\circ} = -(247 \cdot 0,866 \cdot 8,4 \cdot \sin 60^\circ - 102 \cdot 0,5 \cdot 8,4 \cdot \cos 60^\circ + 638,51 \cos 60^\circ) =$$

$$= -1556,1 + 214,2 - 319,3 = -1661,2 \text{кН} / \text{м};$$

$$N_{0,\varphi=90^\circ} = -(247 \cdot 1,000 \cdot 8,4 \cdot \sin 90^\circ - 102 \cdot 1,0 \cdot 8,4 \cdot \cos 90^\circ + 638,51 \cos 90^\circ) =$$

$$= -2074,8 - 0 + 0 = -2074,8 \text{кН} / \text{м};$$

$$N_{0,\varphi=120^\circ} = -(247 \cdot 1,000 \cdot 8,4 \cdot \sin 120^\circ - 102 \cdot 1,500 \cdot 8,4 \cdot \cos 120^\circ + 638,51 \cos 120^\circ) =$$

$$= -1796,8 - 642,6 + 319,3 = -2120,1 \text{кН} / \text{м};$$

$$N_{0,\varphi=150^\circ} = -(247 \cdot 1,000 \cdot 8,4 \cdot \sin 150^\circ - 102 \cdot 1,866 \cdot 8,4 \cdot \cos 150^\circ + 638,51 \cos 150^\circ) =$$

$$= -1037,4 - 1384,6 + 553,0 = -1869,0 \text{кН} / \text{м};$$

$$N_{0,\varphi=180^\circ} = -(247 \cdot 1,000 \cdot 8,4 \cdot \sin 180^\circ - 102 \cdot 2,0 \cdot 8,4 \cdot \cos 180^\circ + 638,51 \cos 180^\circ) =$$

$$= -0 - 1713,6 + 638,5 = -1075,1 \text{кН} / \text{м};$$

$$Q_{0,\varphi=0^\circ} = q_s \cdot 0 \cdot \cos \varphi + q_2 \cdot \sin \varphi \cdot 0 - X_2 \cdot \sin \varphi = 0 + 0 - 0 = 0;$$

$$Q_{0,\varphi=30^\circ} = 247 \cdot 0,5 \cdot 8,4 \cdot \cos 30^\circ + 102 \cdot 0,134 \cdot 8,4 \cdot \sin 30^\circ - 638,51 \cdot \sin 30^\circ = 898,4 + 57,4 - 319,3 = 636,5 \text{ кН} / \text{м};$$

$$Q_{0,\varphi=60^\circ} = 247 \cdot 0,866 \cdot 8,4 \cdot \cos 60^\circ + 102 \cdot 0,5 \cdot 8,4 \cdot \sin 60^\circ - 638,51 \cdot \sin 60^\circ = 898,4 + 371,0 - 553,0 = 716,4 \text{ кН} / \text{м};$$

$$Q_{0,\varphi=90^\circ} = 247 \cdot 1,0 \cdot 8,4 \cdot \cos 90^\circ + 102 \cdot 1,0 \cdot 8,4 \cdot \sin 90^\circ - 638,51 \cdot \sin 90^\circ = 0 + 856,8 - 638,5 = 218,3 \text{ кН} / \text{м};$$

$$Q_{0,\varphi=120^\circ} = 247 \cdot 1,0 \cdot 8,4 \cdot \cos 120^\circ + 102 \cdot 1,5 \cdot 8,4 \cdot \sin 120^\circ - 638,51 \cdot \sin 120^\circ = -1037,4 + 1113,0 - 553,0 = -477,4 \text{ кН} / \text{м};$$

$$Q_{0,\varphi=150^\circ} = 247 \cdot 1,0 \cdot 8,4 \cdot \cos 150^\circ + 102 \cdot 1,866 \cdot 8,4 \cdot \sin 150^\circ - 638,51 \cdot \sin 150^\circ = -1796,8 + 799,4 - 319,3 = -1316,7 \text{ кН} / \text{м};$$

$$Q_{0,\varphi=180^\circ} = 247 \cdot 1,0 \cdot 8,4 \cdot \cos 180^\circ + 102 \cdot 2,0 \cdot 8,4 \cdot \sin 180^\circ - 638,51 \cdot \sin 180^\circ = -2074,8 + 0 - 0 = -2074,8 \text{ кН} / \text{м};$$

Сравнение результатов расчета внутренних усилий, найденных методом сил и с помощью программного комплекса «PLAXIS»,

$$M_A = 15489 \text{ кНм} / \text{м} > 3262 \text{ кНм} / \text{м} = M_{X,A}^{PLAXIS} \text{ в } 4,7 \text{ раза (на } 372\%);$$

$$M_B = 7967 \text{ кНм} / \text{м} > 3193 \text{ кНм} / \text{м} = M_{Y,B}^{PLAXIS} \text{ в } 2,5 \text{ раза (на } 150\%);$$

$$N_{0,\min} = N_B = |-2075| \text{ кН} / \text{м} < |-2865| \text{ кН} / \text{м} = N_{Y,B}^{PLAXIS} \text{ в } 1,4 \text{ раза (на } 28\%);$$

$$Q_{0,\max}^{\varphi=60^\circ} = 716 \text{ кН} / \text{м} < 775 \text{ кН} / \text{м} = Q_{\max}^{PLAXIS} \text{ в } 1,1 \text{ раза (на } 8\%);$$

$$Q_{0,\min}^{\varphi=180^\circ} = |-2075| \text{ кН} / \text{м} > |-856| \text{ кН} / \text{м} = Q_{\min}^{PLAXIS} \text{ в } 2,4 \text{ раза (на } 142\%);$$

показало, в целом, неудовлетворительную их сходимость, за исключением отдельных усилий ($N_{0,\min}, Q_{0,\max}^{\varphi=60^\circ}$). Приведенный пример расчета показал, что метод сил в чистом виде в сочетании с методом М.М. Протождяконова, в целом, неприменим для определения внутренних усилий в кольцевых обделках тоннелей и может быть использован для прикидочных расчетов и проверки достаточности принятых размеров указанной обделки, т.к. он существенно завышает значения внутренних усилий, возникающих в них.

1.5.4 Табличный метод

Расчет сводится к расчету кольца, находящегося в равновесии при действии нагрузок и реактивных сил и производится методом сил с переносом неизвестных для их разделения в уравнениях в упругий центр, совпадающий с геометрическим центром кольца. При нагрузке, симметричной относительно вертикальной оси, из трёх неизвестных остаются только X_1 и X_2 (рис.1.14). Кольцо считается опертым в нижней точке А по образующей, что равносильно жёсткой заделке полукольца в этом сечении.

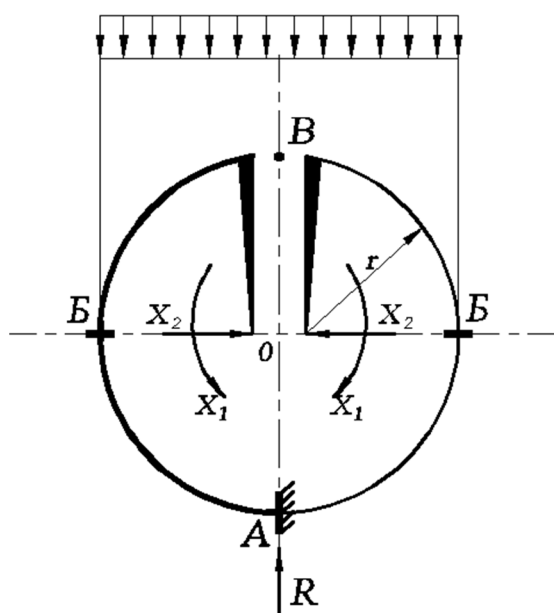


Рис.1.14 Основная система кольца при его расчете на вертикальную симметричную нагрузку

Расчет кольца можно произвести отдельно на каждый вид нагрузки и на действие опорных реакций, а затем - алгебраически складывать внутренние силы от тех или других внешних воздействий.

При этом, равнодействующие нагрузки и соответствующие ей опорные реакции должны быть равны между собой и направлены в противоположные стороны.

Окончательные формулы для изгибающих моментов и окружных нормальных сил в любом сечении стенки круглого жесткого сооружения приводятся к виду:

$$\begin{aligned} M &= \bar{M}Rr; \\ M &= \bar{N}R, \end{aligned} \tag{1.47}$$

где R - равнодействующая той или другой нагрузки;

r - срединный радиус обделки тоннеля;

\bar{M} и \bar{N} - коэффициенты, зависящие от распределения нагрузки и опорной реакции, а также от положения рассматриваемого сечения.

В табл. 1.4 приводятся значения коэффициентов \bar{M} и \bar{N} для различных нагрузок при условии опирания тоннеля на относительно жёсткое спрофилированное по его нижней части грунтовое основание с центральным углом опирания $2\alpha = 180^\circ$, при которой опорная реакция принимается равномерно распределённой по всей ширине опорной поверхности интенсивностью $q = R / (D_1 \cdot \sin \alpha)$.

Эти коэффициенты относятся к трём характерным сечениям кольца: к подошве (А), к бокам (Б) и щельге (В). При этом, изгибающие моменты считаются положительными, если они уменьшают первоначальную кривизну оси поперечного сечения (растягивают внутренние волокна обделки), а окружные продольные силы положительны, если они создают деформацию растяжения.

Таблица 1.4

Значения коэффициентов \bar{M} и \bar{N} для разных нагрузок при опирании обделки тоннеля на спрофилированное по его нижней части грунтовое основание при $2\alpha^0=180^0$

№ п/п	Нагрузка на 1 м.п. тоннеля	Равнодействующая	Коэффициенты					
			\bar{M}_A	\bar{M}_B	\bar{M}_B	\bar{N}_A	\bar{N}_B	\bar{N}_B
1	Собственный вес обделки (кольца)	$R = 2\pi r g_{c.в.}$	0,070	-0,063	0,055	-0,277	-0,250	0,027
2	Основное (вертикальное) давление грунта при $\xi_a = \eta = 0, H > D_1$ или вертикальная равномерная нагрузка q_6	$R = Q_6 = \gamma_{cp} \cdot h_{св} \cdot D_1 = 2r_1 \cdot g_6$	0,125	-0,125	0,125	0	-0,500	0
3	Вес жидкости при наполнении сооружения	$R = \pi r_0^2 \gamma_{жид.}$, где r_0 – внутренний диаметр кольца	0,070	-0,062	0,055	0,451	0,069	0,186
При опирании на образующую								
4	Горизонтальная* равномерная нагрузка q_6	$R = 0$ При $2\alpha = 0^0$	-0,125	0,125	-0,125	-0,500	0	-0,500

Примечание*: Горизонтальная нагрузка оказывает разгружающее действие на обделку тоннеля, поэтому в расчетах их прочности может не учитываться с целью создания дополнительного запаса несущей способности.

Вариант 3 расчета монолитной железобетонной обделки тоннеля кругового сечения под Жеваховой горой дороги «Сервер-Юг» в г. Одессе с использованием метода М.М. Протодьяконова и табличного метода с учетом бокового давления грунта

Исходные данные обделки указанного тоннеля представлены в варианте 1 его расчета, рис. 1.9, а так же в табл. 1.4.

Изгибающие моменты и окружные нормальные силы в характерных сечениях определяем по (1.47) с учетом действия следующих нагрузок:

- собственного веса сооружения (без учета упругого отпора грунта),

$$R_{c.c.} = 2\pi r q_{c.c.} = 2 \cdot 3,1416 \cdot 8,4 \cdot 1,3 \cdot 24 \cdot 1,2 = 1976 \text{ кН / м.л.}$$

$$M_A = 0,070 R_{c.c.} \cdot r = 0,070 \cdot 1976 \cdot 8,4 = 1162 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_A = -0,277 R_{c.c.} = -0,277 \cdot 1976 = -547 \text{ кН};$$

$$M_B = -0,063 \cdot 1976 \cdot 8,4 = -1046 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_B = -0,250 \cdot 1976 = -494 \text{ кН};$$

$$M_B = 0,055 \cdot 1976 \cdot 8,4 = 913 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_B = 0,027 \cdot 1976 = 53 \text{ кН};$$

- вертикальной равномерной нагрузки (без учета упругого отпора грунта),

$$R_{q.a.} = P_n \cdot n \cdot D_1 = q_a \cdot D_1 = 246,68 \cdot 18,1 \cong 4465 \text{ кН / м.л.}$$

$$M_A = 0,125 \cdot 4465 \cdot 8,4 = 4688 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_A = 0;$$

$$M_B = -0,125 \cdot 4465 \cdot 8,4 = -4688 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_B = -0,500 \cdot 4465 = -2233 \text{ кН};$$

$$M_B = 0,125 \cdot 4465 \cdot 8,4 = 4688 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_B = 0;$$

- горизонтальной равномерной боковой нагрузки (без учета упругого отпора),

$$R_{q.2} = q_n \cdot n \cdot D_1 = 85,13 \cdot 1,2 \cdot 18,1 = 1849 \text{ кН / м.л.}$$

$$M_A = -0,125 \cdot 1849 \cdot 8,4 = -1941 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_A = -0,500 \cdot 1849 = -925 \text{ кН};$$

$$M_B = 0,125 \cdot 1849 \cdot 8,4 = 1941 \text{ кН / м.л.};$$

$$N_B = 0;$$

$$M_B = -0,125 \cdot 1849 \cdot 8,4 = -1941 \text{ кН/м.п.};$$

$$N_B = -0,500 \cdot 1849 = -925 \text{ кН};$$

Результирующие значения внутренних усилий в характерных сечениях (рис.1.15):

$$M_A = 1162 + 4688 - 1941 = 3909 \text{ кНм/м.п.},$$

$$M_B = -1046 - 4688 + 1941 = -3793 \text{ кНм/м.п.},$$

$$M_B = 913 + 4688 - 1941 = 3660 \text{ кНм/м.п.},$$

$$N_A = -547 + 0 - 925 = -1472 \text{ кН/м.п.},$$

$$N_B = -494 - 2233 + 0 = -2727 \text{ кН/м.п.},$$

$$N_B = 53 + 0 - 925 = -872 \text{ кН/м.п.},$$

$$Q_{\max} = \left[\frac{3909 - (-3793)}{3,1416 \cdot 16,8 / 4} \right] 2 = 1168 \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}} > 775 \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}} = Q_{\max}^{PLAXIS} \text{ на } 51\%;$$

$$Q_{\min} = \left[\frac{-3793 - 3660}{3,1416 \cdot 16,8 / 4} \right] 2 = |-1130| \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}} > |-856| \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}} = Q_{\min}^{PLAXIS} \text{ на } 32\%;$$

$$M_{X,A} = 3909 \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}} > 3263 \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}} = M_{X,A}^{PLAXIS} \text{ на } 20\%;$$

$$M_{Y,B} = |-3793| \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}} > |-3193| \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}} = M_{Y,B}^{PLAXIS} \text{ на } 19\%;$$

$$|N_{\min}| = N_{Y,B} = |-2727| \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}} < |-2865| \frac{\text{кН}}{\text{м.п.}} = N_{\min}^{PLAXIS} \text{ на } 5\%$$

показывают, в целом, удовлетворительную сходимость с результатами расчета с использованием программного комплекса «PLAXIS».

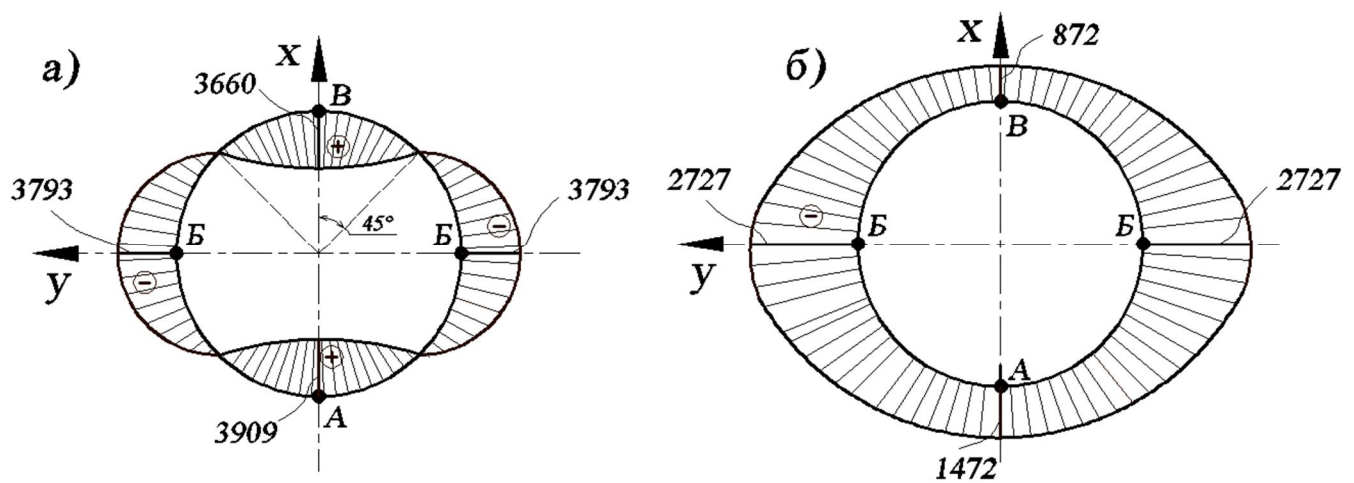


Рис.1.15 Эпюры изгибающих моментов M , кНм/м.п. (а), и продольных сил N , кН/м.п. (б) в обделке тоннеля под Жеваховой горой в г. Одессе, найденные с использованием метода М.М. Протождьяконова и табличного метода с учетом бокового давления грунта

РАЗДЕЛ 2

РЕШЕНИЕ КОНТАКТНОЙ ЗАДАЧИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ОБДЕЛКИ ТОННЕЛЯ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ С ГРУНТОМ ОСНОВАНИЯ

2.1 Расчет взаимодействия крепи тоннеля с многослойным основанием

Обделка протяжённой и достаточно заглублённой выработки (ствола тоннеля) круглого сечения рассматривается [6] как многослойное (в общем случае) круговое кольцо, подкрепляющее отверстие в упругой плоскости (рис.2.1).

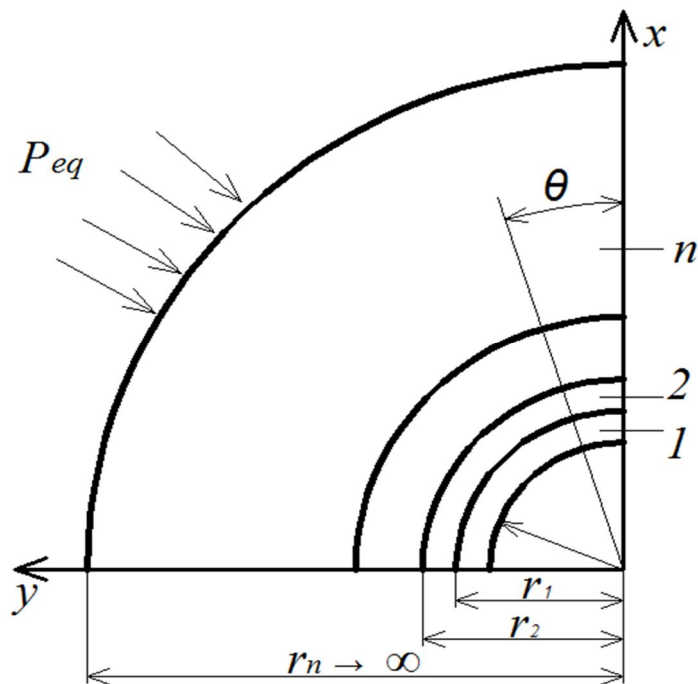


Рис.2.1. Расчетная схема крепи выработки круглого сечения (1) на действие эквивалентных нагрузок в многослойном грунтовом (2...n) основании

В механике подземных сооружений крепь рассматривается как элемент совместно деформируемой системы «крепь-массив». Расчётная схема крепи (обделки) представляет собой схему контактного взаимодействия крепи с деформируемым массивом. Основные виды воздействия, которым подвергается система «крепь-массив», следующие: собственный вес пород (горное давление), тектоническое поле начальных напряжений, внешнее гидростатическое давление подземных вод, внутренний напор (для напорных тоннелей и шахт), сейсмические воздействия землетрясений.

В настоящее время под горным давлением чаще всего понимается давление вышележащей толщи как причина смещений, деформаций и разрушения пород и крепи при проведении горных выработок. Это содержание вложено и в определение, предложенное Международным бюро по механике горных пород: «Горное давление – собирательное понятие для всех процессов (явлений), происходящих в результате нарушения равновесия массива горных пород вследствие образования (проходки) в нём горных выработок».

Крепь в системе «крепь-массив» может быть представлена монолитной конструкцией, обладающей изгибной жесткостью; сборной конструкцией со связями растяжения в стыках и с шарнирными стыками; набрызгбетонным покрытием, многослойной конструкцией.

При этом, может быть рассмотрено взаимное влияние и последовательность строительства сближенных параллельных тоннелей.

На сегодняшний день преимущественное распространение в механике подземных сооружений получило применение в расчетных схемах крепи (обделок) упругой (линейно деформируемой) модели массива пород. Принципиальных трудностей применения в случае необходимости физически нелинейных моделей в связи с развитием численных методов (конечных элементов, граничных элементов, конечных разностей) не имеется, однако область применения указанных моделей ограничивается пока частными

случаями учёта, например, отдельных трещин или резкой неоднородности пород в пределах поперечного сечения тоннеля.

Применение любой модели массива в схеме контактного взаимодействия массива с крепью сталкивается с проблемой отставания возведения крепи от вскрытия, т.е. обнажения пород в пространстве (отставание устройства обделки от забоя выработки) и времени, а также учёта начальных смещений пород U_0 , происходящих до обустройства крепи.

Для решения указанной проблемы применяется одномерный анализ взаимодействия крепи с массивом с использованием механических моделей массива, в основу которого положены следующие позиции:

1. Одномерный анализ позволяет определить средние по периметру контура поперечного сечения выработки нормальные напряжения p на контакте крепи с массивом, справедливые как для неравномерного поля начальных напряжений ($\lambda \neq 1$), так и для выработки любой формы поперечного сечения.

2. Отставание возведения крепи от обнажения пород и наличие начальных смещений пород учитывается коэффициентом $\alpha^* \leq 1$, методика определения которого приведена ниже.

Нагрузки и воздействия, испытываемые системой «крепь-массив», представляются либо в виде эквивалентных напряжений, прикладываемых на бесконечности (рис.2.1), либо в виде напряжений, прикладываемых к внутреннему контуру сечения крепи.

Общий метод расчета крепи основан на применении коэффициентов передачи нагрузок (контактных напряжений).

Эквивалентные напряжения, прикладываемые к упругой плоскости на бесконечности, соответствующие различным видам нагрузок и воздействий, определяются по формулам:

- при действии *начальных гравитационных или тектонических напряжений* в массиве

$$P_{eq} = P_{0eq} + P_{2eq} \cos 2\theta, \quad (2.1)$$

где

$$\left. \begin{aligned} P_{0eq} &= \alpha * \frac{\sigma_1^{(0)} + \sigma_2^{(0)}}{2} * \frac{2}{\chi_0 + 1}; \\ P_{2eq} &= \alpha * \frac{\sigma_1^{(0)} + \sigma_2^{(0)}}{2} * \frac{\chi_0}{\chi_0 + 1}; \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

$\sigma_1^{(0)}, \sigma_2^{(0)}$ - главные начальные напряжения в массиве: ось X (см.рис.2.1)

совпадает с направлением наибольших главных напряжений $\sigma_1^{(0)}$;

$$\chi_0 = 3 - 4\nu_0;$$

ν_0 - коэффициент Пуассона пород в массиве;

- при действии *внешнего гидростатического давления* подземных вод на водонепроницаемую крепь

$$P_{0eq} = H_w \frac{2}{\chi_0 + 1}; P_{2eq} = 0, \quad (2.3)$$

где H_w - статический напор подземных вод:

$$H_w = \gamma_w h_w;$$

γ_w - удельный вес воды;

h_w - пьезометрическая высота столба воды;

- при *сейсмических воздействиях* землетрясений (воздействии продольной волны)

$$\left. \begin{aligned} P_{0eq} &= \sigma_{\frac{\max}{\min} p} \frac{1 + \lambda}{2}; \\ P_{2eq} &= \sigma_{\frac{\max}{\min} p} \frac{1 - \lambda}{2}; \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

где $\sigma_{\frac{\max}{\min} p}$ определяются по формулам (1.51),(1.52) [6] как

квазиостатические;

$$\lambda = \nu_0 / (1 - \nu_0);$$

-*воздействие поперечной сейсмической волны:*

$$P_{0eq} = 0; P_{2eq} = \sigma_{\frac{\max}{\min}^s}; \quad (2.5)$$

- совместное воздействие продольной и поперечной сейсмической волны:

$$\left. \begin{aligned} P_{0eq} &= (\sigma_1 + \sigma_2) / 2; \\ P_{2eq} &= (\sigma_1 - \sigma_2) / 2, \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

$$\text{где } \left. \begin{aligned} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_{\frac{\max}{\min}^p}}{2(1-\nu_0)} \left[1 \pm \sqrt{(3-4\nu_0)(1-2\nu_0)} \right].$$

Порядок расчета крепи следующий. В начале определяются коэффициенты передачи внешних нагрузок последовательно для всех слоёв расчетной схемы, начиная с внутренних по рекуррентной матричной формуле

$$[K_i] = ([B_{i-1}] - [A'_i] + [B'_{i-1}] \cdot [K_{i-1}])^{-1} [A_i], \quad (2.7)$$

где $[K_i]$ - матрица коэффициентов передачи нагрузок:

$$[K_i] = \begin{pmatrix} K_{0(i)} & 0 & 0 \\ 0 & K_{11(i)} & K_{12(i)} \\ 0 & K_{21(i)} & K_{22(i)} \end{pmatrix}; \quad (2.8)$$

$$[A_i] = \begin{pmatrix} \alpha_{11(i)} & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_{22(i)} & \alpha_{23(i)} \\ 0 & \alpha_{32(i)} & \alpha_{33(i)} \end{pmatrix}; \quad (2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{11(i)} &= \frac{d_{1(i)}}{4G_i(c_i^2 - 1)}; & \alpha_{22(i)} &= \frac{\alpha_{1(i)}}{6G_i D_i}; \\ \alpha_{23(i)} &= \frac{-\alpha_{2(i)}}{6G_i D_i}; & \alpha_{32(i)} &= \frac{\alpha'_{1(i)}}{2G_i D_i}; & \alpha_{33(i)} &= \frac{-\alpha'_{2(i)}}{2G_i D_i}; \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

$$[A'_i] = \begin{pmatrix} \alpha'_{11(i)} & 0 & 0 \\ 0 & \alpha'_{22(i)} & \alpha'_{23(i)} \\ 0 & \alpha'_{32(i)} & \alpha'_{33(i)} \end{pmatrix};$$

$$\alpha'_{11(i)} = -\frac{d_{2(i)}}{4G_i(c_i^2 - 1)}; \quad \alpha'_{22(i)} = \frac{-\alpha_{3(i)}}{6G_i D_i};$$

$$\alpha'_{23(i)} = \frac{\alpha_{4(i)}}{6G_i D_i}; \quad \alpha'_{32(i)} = \frac{-\alpha'_{3(i)}}{2G_i D_i}; \quad \alpha'_{33(i)} = \frac{-\alpha'_{4(i)}}{2G_i D_i};$$

$$[B_i] = \begin{pmatrix} \beta_{11(i)} & 0 & 0 \\ 0 & \beta_{22(i)} & \beta_{23(i)} \\ 0 & \beta_{32(i)} & \beta_{33(i)} \end{pmatrix}; \quad (2.11)$$

$$\beta_{11(i)} = \frac{d'_{1(i)}}{4G_i(c_i^2 - 1)}; \quad \beta_{22(i)} = \frac{b_{1(i)}}{6G_i D_i};$$

$$\beta_{23(i)} = \frac{-b_{2(i)}}{6G_i D_i}; \quad \beta_{32(i)} = \frac{b'_{1(i)}}{2G_i D_i}; \quad \beta_{33(i)} = \frac{-b'_{2(i)}}{2G_i D_i};$$

$$[B'_i] = \begin{pmatrix} \beta'_{11(i)} & 0 & 0 \\ 0 & \beta'_{22(i)} & \beta'_{23(i)} \\ 0 & \beta'_{32(i)} & \beta'_{33(i)} \end{pmatrix}; \quad (2.12)$$

$$\beta'_{11(i)} = -\frac{d'_{3(i)}}{4G_i(c_i^3 - 1)}; \quad \beta'_{22(i)} = \frac{-b_{3(i)}}{6G_i D_i};$$

$$\beta'_{23(i)} = \frac{b_{4(i)}}{6G_i D_i}; \quad \beta'_{32(i)} = \frac{-b'_{3(i)}}{2G_i D_i}; \quad \beta'_{33(i)} = \frac{-b'_{4(i)}}{2G_i D_i};$$

i – номер слоя расчетной схемы ($i= 1,2,\dots,n$);

G_i - модуль сдвига материала i -того слоя;

$$c_i = r_i / r_{i-1}; \quad D_i = \frac{(c_i^2 - 1)^3}{\chi_1 + 1}; \quad \chi_1 = 3 - 4\nu_i;$$

ν_i - коэффициент Пуассона материала i -того слоя;

$a_{j(i)}, b_{j(i)}, d_{j(i)}$ – коэффициенты, входящие в формулы перемещений точек внешнего и внутреннего контура кольца.

Коэффициенты передачи нагрузок (контактных напряжений) через 1-й слой равны нулю ($[K_1]=0$), вследствие чего коэффициенты передачи нагрузок через 2-й слой определяются по формуле, следующей из(2.5):

$$[K_3] = \left([B_1] - [A'_3] \right)^{-1} [A_2]. \quad (2.13)$$

Матрица коэффициентов передачи нагрузок (напряжений) через внешний бесконечный слой, моделирующий массив пород, имеет следующий вид:

$$[K_n] = \begin{pmatrix} K_{0(n)} & 0 & 0 \\ 0 & K_{11(n)} & 0 \\ 0 & K_{21(n)} & 0 \end{pmatrix}. \quad (2.14)$$

Коэффициенты передачи касательных напряжений через бесконечный слой равны нулю ($K_{12(n)}=0$; $K_{22(n)}=0$), что соответствует перемещениям точек свободного от напряжений контура отверстия.

Коэффициенты матриц $[A_n]$ и $[A'_n]$ получаются из выражений(2.9) и (2.10) при $i=n$ и $c_n \rightarrow \infty$:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{11(n)} &= \frac{\chi_0 + 1}{4G_0}; & \alpha_{22(n)} &= 0; & \alpha_{23(n)} &= 0; \\ \alpha_{32(n)} &= \frac{\chi_0 + 1}{G_0}; & \alpha_{33(n)} &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha'_{11(n)} &= -1 / (2G_0); & \alpha'_{22(n)} &= -1 / (6G_0); & \alpha'_{23(n)} &= -1 / (6G_0); \\ \alpha'_{32(n)} &= -\chi_0 / (2G_0); & \alpha'_{33(n)} &= \chi_0 / (2G_0); \end{aligned} \right\} \quad (2.16)$$

При равномерной внешней нагрузке ($P_{3eq} = 0$) коэффициенты передачи нагрузок определяются по формулам, следующим из (2.5) и (2.11):

$$K_{0(i)} = \frac{d_{1(i)}}{d_{3(i)} + \chi_{0(i,i-1)} (d'_{1(i-1)} - K_{0(i-1)} d'_{2(i-1)})}; \quad (2.17)$$

$$K_{0(2)} = \frac{d_{1(2)}}{d_{3(3)} + \chi_{0(31)} d'_{1(1)}}. \quad (2.18)$$

Здесь $\chi_{0(i,i-1)} = \frac{G_i \cdot C_i^3 - 1}{G_{i-1} \cdot C_{i-1}^3 - 1}$.

Коэффициент передачи нагрузок (напряжений) через бесконечный внешний слой, моделирующий массив пород, определяется по формуле, следующей из (2.15) при $i=n$ и $c_n \rightarrow \infty$

$$K_{0(n)} = \frac{\chi_0 + 1}{2 + \frac{G_0}{G_{n-1}} \cdot \frac{1}{C_{n-1}^3 - 1} (d'_{1(n-1)} - K_{o(n-1)} \cdot d'_{2(n-1)})}. \quad (2.19)$$

Если в расчетной схеме имеются всего два слоя: крепь и массив, формула (2.17) приобретает следующий вид:

$$K_{0(2)} = \frac{\chi_0 + 1}{2 + \frac{G_0}{G_1} \cdot \frac{d'_{1(1)}}{C_1^3 - 1}}. \quad (2.20)$$

После определения коэффициентов передачи нагрузок определяются напряжения на контактах слоёв по рекуррентной формуле

$$\{P_{i-1}\} = [K_i] \{P_i\}. \quad (2.21)$$

Вычисления производятся последовательно от внешнего слоя к внутреннему.

При равномерной внешней нагрузке формула (2.21) имеет следующий вид:

$$\{P_{0(i-1)}\} = [K_{0(i)}] \{P_{0(i)}\}. \quad (2.22)$$

Далее по формулам (4.68) определяются нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контуре кольца выражениями, необходимыми для оценки прочности крепи:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta in} &= P_{0(1)} m_1 - P_{0(0)} m_2 - (P_{2(1)} n_1 - q_{2(1)} n_2 - P_{2(0)} n_3 + q_{2(0)} n_4 \cos 2\theta; \\ \sigma_{\theta ex} &= P_{0(1)} m'_1 - P_{0(0)} m'_2 - (P_{2(1)} n'_1 - q_{2(1)} n'_2 - P_{2(0)} n'_3 + q_{2(0)} n'_4 \cos 2\theta, \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

где

$$\begin{aligned}
m_1 &= \frac{2c^2}{c^2 - 1}; & m_2 &= m_1 - 1; & m'_1 &= m_2; & m'_2 &= m_1 - 2; \\
n_1 &= 2m_1m_2; & n_2 &= m_1m'_2; & n_3 &= \frac{c^4 + 6c^2 + 1}{(c^2 - 1)^2}; & n_4 &= 2\frac{c^4 + 2c^2 - 1}{(c^2 - 1)^2}; \\
n'_1 &= n_2; & n'_2 &= 2\frac{-c^4 + 2c^2 + 1}{(c^2 - 1)^2}; & n'_3 &= 2m_2m'_2; & n'_4 &= n_2; c = r_1 / r_0.
\end{aligned}$$

При равномерной внешней нагрузке эти формулы приобретают следующий более простой вид:

$$\left. \begin{aligned}
\sigma_{\theta(i)}^{in} &= P_{0(i)}m_{1(i)} - P_{0(i-1)}m_{2(i)}; \\
\sigma_{\theta(i)}^{ex} &= P_{0(i)}m'_{1(i)} - P_{0(i-1)}m'_{2(i)}.
\end{aligned} \right\} \quad (2.24)$$

При наличии неоднородных слоёв, содержащих периодически более жёсткие кольцевые включения (рёбра), эти слои рассматриваются как квазиоднородные с приведенным модулем деформации, определяемым по формуле:

$$E_{i,red} = E_i^{(1)}(1 - \mu_i) + E_i^{(2)}\mu_i; \quad (2.25)$$

где $E_i^{(j)}$ - модуль деформации основного материала слоя ($j = 1$) и периодических кольцевых включений (рёбер, $j = 2$);

μ_i - коэффициент армирования слоя более жесткими рёбрами:

$$\mu_i = \frac{A_i^{(2)}}{A_i^{(1)} + A_i^{(2)}}; \quad (2.26)$$

$A_i^{(j)}$ - площадь радиального сечения основного материала слоя ($j = 1$) и площадь рёбер жёсткости ($j = 2$).

Экстремальные значения нормальных тангенциальных напряжений на внутреннем и внешнем контуре поперечных сечений слоя по рёбрам и основному материалу удобно представлять в виде матричной формулы, следующей из (2.23):

$$\left\{ \sum_i^{(j)} \right\} = \frac{E_i^j}{E_{i,red}} ([S_i] \{P_i\} + [T_i] \{P_{i-1}\}), \quad (2.27)$$

где

$$\left\{ \sum_i^{(j)} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{\theta(i)x}^{(j)in}}{\sigma_{\theta(i)y}^{(j)in}} \\ \frac{\sigma_{\theta(i)x}^{(j)ex}}{\sigma_{\theta(i)y}^{(j)ex}} \end{array} \right\} i=1,2,\dots,n-1 \quad j=1,2;$$

$$[S_i] = \begin{bmatrix} m_{1(i)} & -n_{1(i)} & n_{3(i)} \\ m_{1(i)} & n_{1(i)} & -n_{2(i)} \\ m'_{1(i)} & n'_{1(i)} & -n'_{2(i)} \\ m'_{1(i)} & -n'_{1(i)} & n'_{2(i)} \end{bmatrix}; \quad [T_i] = \begin{bmatrix} -m_{2(i)} & n_{3(i)} & -n_{4(i)} \\ -m_{2(i)} & -n_{3(i)} & n_{4(i)} \\ -m'_{2(i)} & -n'_{3(i)} & n'_{4(i)} \\ -m'_{2(i)} & n'_{3(i)} & -n'_{4(i)} \end{bmatrix}.$$

Индексы *in*(внутренний), *ex*(наружный) указывают контур сечения слоя; индексы *X* и *Y* - положение радиального сечения (по оси *X* или *Y*), в котором определяются напряжения (см.рис.2.2);

j=1 - основной материал слоя; *j=2* – периодические кольцевые включения (рёбра жёсткости, арматура); индекс *i* обозначает номер слоя (рис.4.16).

2.2 Расчет взаимодействия обделки тоннеля с однородным массивом пород

При расчете крепи на собственный вес пород (горное давление) начальное поле напряжений в относительно однородном массиве пород в поперечном сечении горной выработки (тоннеля) является, как правило, неравнокомпонентным, вследствие чего эквивалентные напряжения на бесконечности в расчетной схеме (рис.2.2) при гравитационном поле начальных напряжений определяются следующими соотношениями:

$$P_{0eq} = \alpha^* \gamma H \frac{1 + \lambda}{\chi_2 + 1}; \quad (2.28)$$

$$P_{2eq} = \alpha^* \gamma H \frac{1 - \lambda}{2} \cdot \frac{\chi_2}{\chi_2 + 1}, \quad (2.29)$$

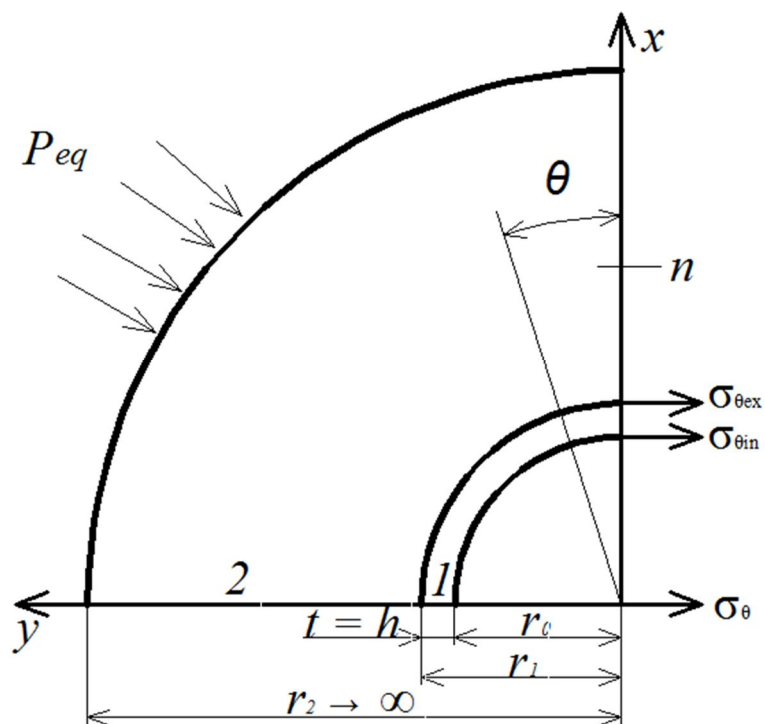


Рис.2.2. Расчетная схема монолитной бетонной крепи ствола в однородном массиве грунта:
1 – крепь, 2 – массив.

где λ - коэффициент бокового давления в массиве допускается принять постоянным и равным $\lambda = \nu_2 / (1 - \nu_2)$;

ν_2 - коэффициент Пуассона пород в массиве;

$$\chi_2 = 3 - 4\nu_2;$$

α^* - коэффициент снижения начальных напряжений в массиве грунта ($\alpha^* \sigma^{(0)}, \alpha^* \leq 1$) вследствие отставания возведения крепи от обнажения пород и их смещения. Он может быть определён из одномерного анализа смещений контура сечения незакреплённой выработки по формуле

$$\alpha^* = 1 - U_0 / U_\infty, \quad (2.30)$$

где U_∞ - полные смещения пород при $t = h \rightarrow \infty$ и $l \rightarrow \infty$, l - расстояние до забоя выработки).

Коэффициент α^* может быть определён из одномерного анализа напряжений на контакте крепи с массивом по формуле

$$\alpha^* = \bar{P} / P_0, \quad (2.31)$$

где P_0 - напряжения на контакте упругого кругового кольца (модель крепи) с линейно деформируемой средой (упругая модель массива) при условии, что кольцо вставлено в отверстие мгновенно и без зазора ($U_0 = 0$):

$$P_0 = \frac{\sigma^{(0)}}{1 + 2 \frac{G}{Br_0}}. \quad (2.32)$$

Для определения коэффициента α^* могут быть использованы также эмпирические формулы:

$$\left. \begin{aligned} \alpha^* &= \exp(-1,3l / r_0); \\ \alpha^* &= \exp(-1,3vt / r_0), \end{aligned} \right\} \quad (2.33)$$

где l - расстояние до забоя выработки;

r_0 - радиус выработки вчерне;

v - скорость подвигания забоя;

t - время.

Коэффициент α^* может быть определён также на основании обработки результатов натуральных измерений давления на крепь, деформаций крепи или смещения пород (экспериментально - аналитический метод расчета крепи).

Вариант 4 расчета

монолитной железобетонной обделки тоннеля круглого сечения на собственный вес пород (горное давление) под Жеваховой горой дороги «Север–Юг» в г. Одессе на примере решения контактной задачи

Требуется произвести расчет обделки тоннеля на прямолинейном участке с одним проходом при следующих исходных данных: $r_0=7,75$ м; $r_1=9,05$ м, $t=1,3$ м = 1300 мм; материал крепи – тяжёлый бетон класса С25/30:

расчетное сопротивление бетона на сжатие $f_{cd}=19,5$ МПа; модуль упругости бетона $E_{cd} = E_1 = 25 \cdot 10^3$ МПа; модуль сдвига бетона:

$$G_{cd} = G_1 = \frac{E_1}{2(1+\nu_1)} = \frac{25 \cdot 10^3}{2(1+0,2)} = 0,417E_1 = 10417 \text{ МПа};$$

коэффициент Пуассона бетона $\nu_1 = 0,2$; $\chi_1 = 3 - 4\nu_1 = 3 - 4 \cdot 0,2 = 2,2$.

Основные характеристики грунта, окружающего обделку тоннеля (известняка – ракушечника): удельный вес грунта $\gamma = 18,0$ кН / м³; удельное сцепление грунта равно $7,0$ кН / м²; угол внутреннего трения грунта $\varphi = 36^\circ$; модуль упругости грунта $E_2 = 30$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu_2 = 0,28$; модуль сдвига грунта

$$G_2 = \frac{E_2}{2(1+\nu_2)} = \frac{30}{2(1+0,28)} = 11,719 \text{ МПа}; \quad \chi_2 = 3 - 4 \cdot 0,28 = 1,88.$$

Эквивалентные напряжения на бесконечности при гравитационном поле начальных напряжений определяются следующим соотношениями:

$$P_{0eq} = \alpha^* \gamma H \frac{1+\lambda}{\chi_2+1};$$

$$P_{2eq} = \alpha^* \gamma H \frac{1-\lambda}{2} \cdot \frac{\chi_2}{\chi_2+1}.$$

Коэффициенты передачи нагрузки через бесконечный слой, который моделирует массив пород, определяем по формулам:

$$K_{0(2)} = \frac{\chi_2+1}{2 + \frac{G_2}{G_1} \cdot \frac{d'_{1(1)}}{c_1^3-1}};$$

$$K_{11(2)} = 2 \frac{\beta_1}{B}; \quad \text{где } B = \alpha_2 \beta_1 - \alpha_1 \beta_2;$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{\chi_2 + 1}(1 + \chi'' b_{1(1)}); \quad \alpha_2 = \frac{1}{\chi_2 + 1}(\chi_2 + \chi'' b'_{1(1)});$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\chi_2 + 1}(-1 + \chi'' b_{2(1)}); \quad \beta_2 = \frac{1}{\chi_2 + 1}(\chi_2 + \chi'' b'_{2(1)});$$

$$\chi'' = \frac{G_2}{G_1} \cdot \frac{\chi_1 + 1}{(c_1^2 - 1)^3}; \quad K_{21(2)} = 2 \frac{\alpha_1}{B}.$$

Произведём вычисления вспомогательных величин, входящих в основные формулы. При этом, в расчетах на действие неравномерной нагрузки необходимо удерживать максимальное количество значимых цифр.

$$C_1 = \frac{r_1}{r_0} = \frac{9,05}{7,75} = 1,167742;$$

$$C_1^3 = 1,167742^3 = 1,592358; \quad C_1^2 = 1,167742^2 = 1,363621;$$

$$C_1^4 = 1,167742^4 = 1,859463;$$

$$\frac{d'_{1(1)}}{C_1^3 - 1} = \frac{C_1^2(\chi_1 - 1) + 2}{C_1^3 - 1} = \frac{1,363621(2,2 - 1) + 2}{1,592358 - 1} = 6,138763;$$

$$D_1 = \frac{(C_1^2 - 1)^3}{\chi_1 + 1} = \frac{(1,363621 - 1)^3}{2,2 + 1} = 0,015024;$$

$$b_{1(1)} = C_1^4(3 + C_1^2) - D_1 = 1,859463(3 + 1,363621) - 0,015024 = 8,098968;$$

$$b'_{1(1)} = 2C_1^4 + C_1^2 + 1 + D_1 = 2 \cdot 1,859463 + 1,363621 + 1 + 0,015024 = 6,097571;$$

$$b'_{2(1)} = C_1^4(3 - C_1^2) + D_1 = 1,859463(3 - 1,363621) + 0,015024 = 3,057810;$$

$$b_{2(1)} = C_1^2 + 1 + D_1 = 1,363621 + 1 + 0,015024 = 2,378645.$$

Отношение модуля сдвига окружающего обделку тоннеля грунта (известняка-ракушечника) к модулю сдвига обделки:

$$\frac{G_2}{G_1} = \frac{11,719}{10417} = 0,001125.$$

Коэффициент бокового давления массива грунта пронимаем постоянным и равным

$$\lambda = \nu_2 / (1 - \nu_2) = 0,28 / (1 - 0,28) = 0,388889.$$

Вспомогательная величина

$$\chi'' = \frac{G_2}{G_1} \cdot \frac{\chi_1 + 1}{(c_1^2 - 1)^3} = 0,001125 \frac{2,2 + 1}{(1,363621 - 1)^3} = 0,074878;$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1,88+1}(1+0,074878 \cdot 8,098968) = 0,557790;$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1,88+1}(1,88+0,074878 \cdot 6,097571) = 0,811310;$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1,88+1}(-1+0,074878 \cdot 3,057810) = -0,267721;$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1,88+1}(1,88+0,074878 \cdot 2,378645) = 0,714621.$$

Тогда $B = \alpha_2 \beta_1 - \alpha_1 \beta_2 = 0,811310 \cdot (-0,267721) - 0,557790 \cdot 0,714621 = -0,615813$.

Определяем значения коэффициентов передачи нагрузок:

$$K_{0(2)} = \frac{\chi_2 + 1}{2 + \frac{G_2 \cdot d'_{1(1)}}{G_1 \cdot c_1^3 - 1}} = \frac{1,88 + 1}{2 + 0,001125 \cdot 6,138763} = 1,435045;$$

$$K_{11(2)} = 2 \frac{\beta_1}{B} = 2 \frac{-0,267721}{-0,615813} = 0,869488;$$

$$K_{21(2)} = 2 \frac{\alpha_1}{B} = 2 \frac{0,557790}{-0,615813} = -1,811556.$$

Находим эквивалентные напряжения по формулам:

$$P_{0eq} = \alpha^* \gamma H \frac{1+\lambda}{\chi_2 + 1} = \alpha^* \gamma H \frac{1+0,388889}{1,88+1} = 0,482253 \alpha^* \gamma H;$$

$$P_{2eq} = \alpha^* \gamma H \frac{1+\lambda}{2} \cdot \frac{\chi_2}{\chi_2 + 1} = \alpha^* \gamma H \frac{1-0,388889}{2} \cdot \frac{1,88}{1,88+1} = 0,199460 \alpha^* \gamma H.$$

Зная коэффициенты передачи напряжений через бесконечный слой и эквивалентные напряжения на бесконечности определяем напряжения на контакте обделки с массивом, то есть нагрузки на обделку:

$$P_{0(1)} = P_{0eq} \cdot K_{0(2)} = 0,482253 \alpha^* \gamma H \cdot 1,435045 = 0,692055 \alpha^* \gamma H;$$

$$P_{2(1)} = P_{2eq} \cdot K_{11(2)} = 0,199460 \alpha^* \gamma H \cdot 0,869488 = 0,173428 \alpha^* \gamma H;$$

$$q_{2(1)} = P_{2eq} \cdot K_{21(2)} = 0,199460 \alpha^* \gamma H \cdot (-1,811556) = -0,361333 \alpha^* \gamma H.$$

Расшифруем выражение $\alpha^* \gamma H$:

α^* - коэффициент, который характеризует процесс отставания изготовления обделки от разработки породы и учитывает начальные смещения пород. Определяем его по формуле:

$$\alpha^* = \exp(-1,3l / r_0) = \exp(-1,3 \cdot 45 / 7,75) = 0,000527,$$

где $l \cong 5r_1 = 45 \text{ м} \approx 2,65D_{\text{среди}}$ - расстояние до забоя выработки в слое известняка-ракушечника.

Для твердого суглинка также рекомендуется принимать $l = 2,65D_{\text{среди}}$;

Где $D_{\text{среди}}$ - средний диаметр обделки тоннеля;

$\gamma = 18,0 \text{ кН} / \text{м}^3$ - удельный вес грунта (из геологического разреза: известняка-ракушечника);

$H = 26,76 + 4,00 + 9,05 = 39,81 \text{ м}$ (из геологического разреза: известняк ракушечник + суглинок + r_1).

$$\text{Тогда } \alpha^* \gamma H = 0,000527 \cdot 18,0 \cdot 39,81 = 0,3776 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Определим вспомогательные величины, необходимые для вычисления величины нормальных напряжений в обделке по формулам:

$$m_{1(1)} = \frac{2C_1^2}{C_1^2 - 1} = \frac{2 \cdot 1,167742^2}{1,167742^2 - 1} = 7,500227;$$

$$m'_{1(1)} = m_{1(1)} - 1 = 6,500227;$$

$$m_{2(1)} = m'_{1(1)} = 6,500227;$$

$$m'_{2(1)} = m_{1(1)} - 2 = 7,500227 - 2 = 5,500227;$$

$$n_{1(1)} = 2m_{1(1)} \cdot m_{2(1)} = 2 \cdot 7,500227 \cdot 6,500227 = 97,506356;$$

$$n_{2(1)} = m_{1(1)} \cdot m'_{2(1)} = 7,500227 \cdot 5,500227 = 41,252951;$$

$$n'_{1(1)} = \frac{C_1^4 + 6C_1^2 + 1}{(C_1^2 - 1)^2} = \frac{1,167742^4 + 6 \cdot 1,167742^2 + 1}{(1,167742^2 - 1)^2} = 83,505898;$$

$$n'_{2(1)} = 2 \frac{2C_1^2 + 1 - C_1^4}{(C_1^2 - 1)^2} = 2 \frac{2 \cdot 1,167742^2 + 1 - 1,167742^4}{(1,167742^2 - 1)^2} = 28,252495.$$

Теперь определим нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах поперечного сечения обделки:

$$\frac{\sigma_{\theta in}}{\alpha^* \gamma H} = P_{0(1)} \cdot m'_{1(1)} - (P_{2(1)} \cdot n'_{1(1)} - q_{2(1)} \cdot n'_{2(1)}) \cos 2\theta = 0,692055 \cdot 7,500227 -$$

$$-(0,173428 \cdot 97,506356 + 0,361333 \cdot 41,252951) \cos 2\theta;$$

$$\frac{\sigma_{\theta in}}{\alpha^* \gamma H} = 5,190570 - 31,816385 \cdot \cos 2\theta, (\text{кПа});$$

$$\frac{\sigma_{\theta ex}}{\alpha^* \gamma H} = P_{0(1)} \cdot m'_{1(1)} + (P_{2(1)} \cdot n'_{1(1)} - q_{2(1)} \cdot n'_{2(1)}) \cos 2\theta = 0,692055 \cdot 6,500227 + \\ + (0,173428 \cdot 83,505898 + 0,361333 \cdot 28,252495) \cos 2\theta;$$

$$\frac{\sigma_{\theta ex}}{\alpha^* \gamma H} = 4,498515 + 24,690828 \cos 2\theta, (\text{кПа}).$$

$$\theta = 0; \quad \sigma_{\theta in} / \alpha^* \gamma H = -26,625815 \text{кПа}; \quad \sigma_{\theta ex} / \alpha^* \gamma H = 29,189343 \text{кПа};$$

$$\theta = 30^\circ; \quad \sigma_{\theta in} / \alpha^* \gamma H = -10,717623 \text{кПа}; \quad \sigma_{\theta ex} / \alpha^* \gamma H = 16,843929 \text{кПа};$$

$$\theta = 60^\circ; \quad \sigma_{\theta in} / \alpha^* \gamma H = 21,098763 \text{кПа}; \quad \sigma_{\theta ex} / \alpha^* \gamma H = -7,846899 \text{кПа};$$

$$\theta = 90^\circ; \quad \sigma_{\theta in} / \alpha^* \gamma H = 37,006955 \text{кПа}; \quad \sigma_{\theta ex} / \alpha^* \gamma H = -20,192313 \text{кПа}.$$

Определяем внутренние усилия в характерных сечениях обделки по формулам механики подземных сооружений.

Изгибающий момент

$$\frac{M_{x,y}}{\alpha^* \gamma H} = \frac{bt^2(\sigma_{\theta ex} - \sigma_{\theta in})}{12}.$$

$$\theta = 0; \quad \frac{M_x}{\alpha^* \gamma H} = \frac{1,0 \cdot 1,3^2 (29,189343 - (-26,625815))}{12} = +7,860635 \text{МНм} / \text{м},$$

$$M_x = +7,860635 \cdot 0,3776 = +2,968 \text{МНм} / \text{м} < 3,193 \text{МНм} / \text{м} = M_{x,PLAXIS} \quad \text{на } 7,0\%, \quad \text{что}$$

допустимо;

$$\theta = 30^\circ; \quad \frac{M_{x,y}}{\alpha^* \gamma H} = \frac{1,0 \cdot 1,3^2 (16,843929 + 10,717623)}{12} = +3,881585 \text{МНм} / \text{м},$$

$$M_{x,y} = 3,881585 \cdot 0,3776 = +1,466 \text{МНм} / \text{м};$$

$$\theta = 60^\circ; \quad \frac{M_{x,y}}{\alpha^* \gamma H} = \frac{1,0 \cdot 1,3^2 (-7,846899 - 21,098763)}{12} = -4,076514 \text{МНм} / \text{м},$$

$$M_{x,y} = -4,076514 \cdot 0,3776 = -1,539 \text{МНм} / \text{м};$$

$$\theta = 90^\circ; \quad \frac{M_y}{\alpha^* \gamma H} = \frac{1,0 \cdot 1,3^2 (-20,192313 - 37,006955)}{12} = -8,055564 \text{МНм} / \text{м},$$

$$M_y = -8,055564 \cdot 0,3776 = -3,042 \text{МНм} / \text{м} < |-3,262| \text{МНм} / \text{м} = M_{y,PLAXIS} \quad \text{на } 6,8\%, \quad \text{что}$$

допустимо.

Продольная сила

$$\frac{N_{x,y}}{\alpha^* \gamma H} = \frac{-bt^2(\sigma_{\theta ex} + \sigma_{\theta in})}{2}.$$

$$\theta = 0; \quad \frac{N_x}{\alpha^* \gamma H} = \frac{-1,0 \cdot 1,3^2 (-26,625815 + 29,189343)}{2} = -2,166 \text{ МН / м.п.},$$

$$N_x = -2,166 \cdot 0,3776 = -0,818 \text{ МН / м.п.};$$

$$\theta = 30^\circ; \quad \frac{N_{x,y}}{\alpha^* \gamma H} = \frac{-1,0 \cdot 1,3^2 (-10,717623 + 16,843929)}{2} = -5,177 \text{ МН / м.п.},$$

$$N_{x,y} = -5,177 \cdot 0,3776 = -1,955 \text{ МН / м.п.};$$

$$\theta = 60^\circ; \quad \frac{N_{x,y}}{\alpha^* \gamma H} = \frac{-1,0 \cdot 1,3^2 (+21,098763 - 7,846899)}{2} = -11,198 \text{ МН / м.п.},$$

$$N_{x,y} = -11,198 \cdot 0,3776 = -4,228 \text{ МН / м.п.};$$

$$\theta = 90^\circ; \quad \frac{N_y}{\alpha^* \gamma H} = \frac{-1,0 \cdot 1,3^2 (+37,006955 - 20,192313)}{2} = -14,208 \text{ МН / м.п.},$$

$$N_y = -14,208 \cdot 0,3776 = -5,365 \text{ МН / м.п.} > |N_{\min, PLAXIS}| = |-2,865| \text{ МН / м.п. на } 87\%.$$

По результатам вычислений строим эпюры внутренних усилий (рис. 2.3).

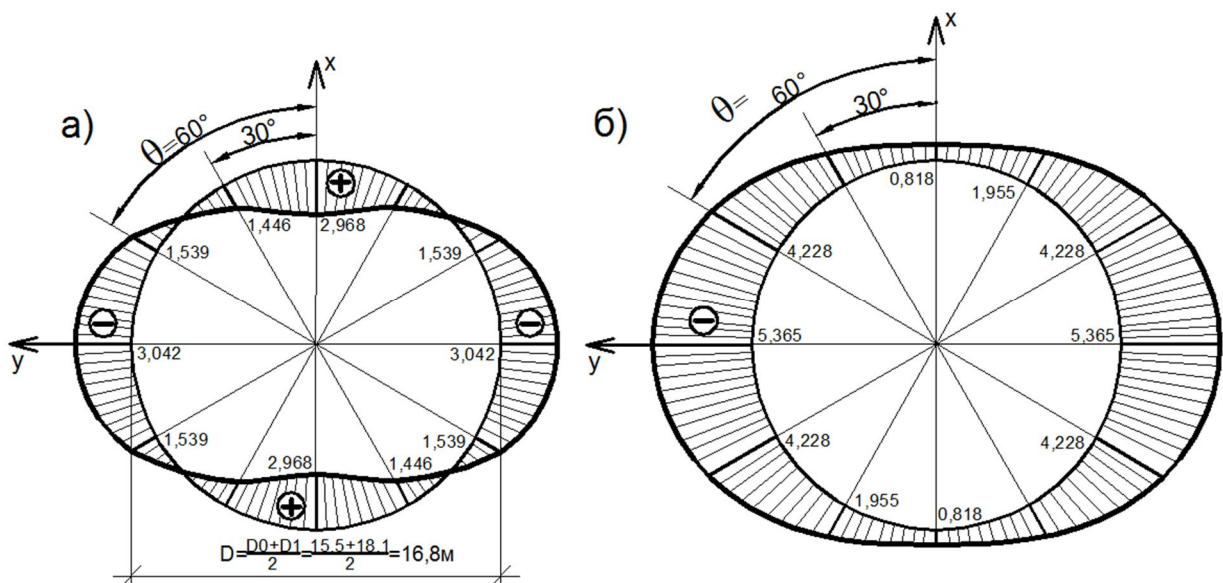


Рис. 2.3. Эпюры изгибающих моментов МНм/м.п. (а) и продольных сжимающих сил МН/м.п. (б), в железобетонной обделке тоннеля кольцевого сечений под Жеваховой горой в г. Одессе, построенные путем решения контактной задачи ее взаимодействия с грунтовой средой.

Максимальное экстремальное значение поперечной силы найдём приближённо в местах смены знака изгибающего момента на отрезке длины срединной поверхности обделки:

$$\pi D / 12 = \pi \left(\frac{D_0 + D_1}{2} \right) / 12 = 3,1416 \left(\frac{15,5 + 18,1}{2} \right) / 12 = 4,398 \text{ м}$$

$$Q_{estr} = \frac{2[1,466 - (-1,539)]}{4,398} = 1,366 \text{ МН / м.п.} = \pm 1366 \text{ кН / м.п.}, \text{ что больше –}$$

$$Q_{\max, PLAXIS} = 775 \text{ кН / м.п.}, \text{ на } 76\%, \text{ а также } Q_{\min, PLAXIS} = |-856 \text{ кН / м.п.}| \text{ - на } 60\%.$$

Сравнение величин внутренних силовых факторов, определяемых численным методом (PLAXIS), базирующимся на методе конечных элементов, и аналитическим методом механики подземных сооружений, показало удовлетворительную, в целом, сходимость изгибающих моментов при почти двойном завышении продольных сжимающих и поперечных сил, найденных аналитическим методом.

Таким образом, определять внутренние усилия в железобетонной обделке тоннеля допустимо путем решения контактной задачи. Такой способ позволяет создать дополнительный запас прочности в рассматриваемой обделке.

РАЗДЕЛ 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В КОЛЬЦЕВОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБДЕЛКЕ ТОННЕЛЕЙ И ОСАДОК ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ С ПОМОЩЬЮ ЧИСЛЕННОГО И СТАТИСТИЧЕСКОГО МЕТОДОВ

При строительстве подземного сооружения - тоннеля щитовым методом в грунтах средней прочности осуществляется его извлечение проходческим комбайном и устройство, в след за этим, обделки тоннеля. Опыт показывает, что площадь поперечного сечения тоннеля, подкрепленного обделкой, всегда является меньшей от площади сделанной пещеры - выемки в грунте. И хотя строителями осуществляются мероприятия для заполнения этих щелей, все же не удастся избежать перераспределения напряжений и деформаций в грунте в ходе его строительства. С целью избежания негативных последствий и повреждений существующих зданий и фундаментов на поверхности земли необходимо, с одной стороны, определять естественные, дополнительные и общие осадки отдельных ее точек, прогнозировать эти эффекты и определять внутренние усилия в обделке тоннелей, а, с другой стороны, осуществлять соответствующие эффективные мероприятия. Такой анализ может быть выполнен как аналитическими, так и численными методами, в частности с помощью программного комплекса PLAXIS – 8, [7, 8, 9], потому что точные методы пока носят достаточно условный характер и требуют совершенствования.

3.1 Методика системных исследований

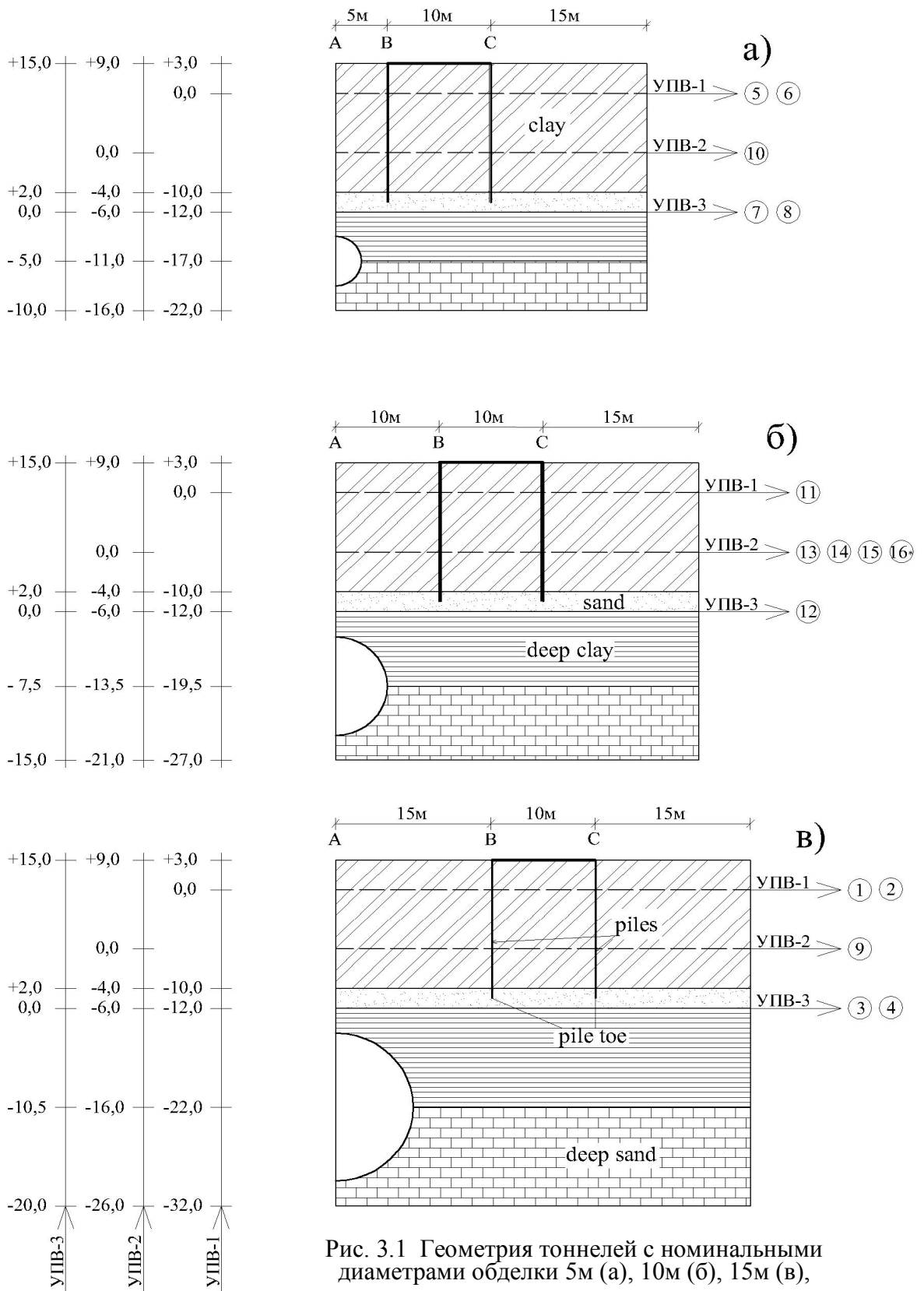
Численные эксперименты по исследованию взаимодействия грунтов оснований свайных фундаментов и фундаментной плиты здания, с тонкостенной круглоцилиндрической обделкой тоннеля (рис. 3.1) выполнены с применением математической теории планирования эксперимента [10], которая

позволяет теоретически обоснованно установить минимально необходимое количество и состав численных экспериментов для получения достаточно полной информации о качественном и количественном влиянии опытных факторов на исследуемые параметры как в отдельности, так и при их взаимодействии, чего нельзя добиться при использовании традиционной методики.

На основании анализа имеющейся априорной информации из литературных источников и с учетом реальных наслоений грунтов основы южного региона Украины в качестве исследуемых выбраны факторы (табл. 3.1) : номинальный (срединный) диаметр обделки тоннеля (X_1), уровень подземных вод (начало координат (рис. 3.1) от дневной поверхности почвы по осе Y , фактор X_2), приведенный тип грунтовых условий характерного для южного региона напластований (X_3 , рис.3.1), который интегрально учитывает влияние удельного веса грунта (γ_{unsat} или γ_{sat}), коэффициентов горизонтальной (k_x) и вертикальной (k_y) фильтрации (проницаемости), модуля Юнга (деформаций, E_{ref}), коэффициента Пуассона (ν), сцепления (c_{ref}), угла внутреннего трения (φ) и ділатансії ψ почвы, а также коэффициента его упругого відпору (K), что определяется за формулой:

$$T_{red,j} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{sat,i} k_{x,i} k_{y,i} E_{ref,i} \nu_i c_{ref,i} \varphi_i \psi_i K_i) h_i / \sum_{i=1}^n h_i, \quad (3.1)$$

где $\gamma_{sat, i}$ - удельный вес насыщенного водой i -того слоя грунта, которая изменяется в пределах $18,0.21,5\text{кН/м}^3$;



Условные обозначения:
 (i) - номер опыта

Рис. 3.1 Геометрия тоннелей с номинальными диаметрами обделки 5м (а), 10м (б), 15м (в), напластованиями грунтов и уровнями подземных вод для южного региона Украины

Таблица 3.1

Опытные факторы и уровни их варирования

Факторы		Уровни варирования			Интервал изменений
Натуральный вид	Кодованный вид	«-1»	«0»	«+1»	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Диаметр обделки тоннеля, D , м	X_1	5	10	15	5м
Уровень подземных вод (начало координат от дневной поверхности грунта), $T_{op, i}$, м	X_2	+15 ($T_{op, 1}$; УПВ-3)	+9 ($T_{op, 2}$; УПВ-2)	+3 ($T_{op, 3}$; УПВ-1)	6м
Приведенный тип грунтовых условий, $T_{red, j}$, [$\text{кН град}^4 / (\text{М}^7 \text{добу}^2)$]	X_3	226000 ($T_{red, 1}$)	435000 ($T_{red, 2}$)	644000 ($T_{red, 3}$)	209000 $\frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{(\text{М}^7 \text{добу}^2)}$

$k_{x, i}$ - коэффициент горизонтальной проницаемости (фильтрации) i -того слоя почвы, которая изменяется в пределах от 0,01 к 1,60м/сутки.;

$k_{y, i}$ - коэффициент вертикальной проницаемости i -того слоя почвы, что змінюється в пределах 0,01.1,60м/сутки;

$E_{ref, i}$ - модуль Юнга (деформаций) i -того слоя почвы, которая изменяется в пределах от 1000 к 5000кН/м²;

ν_i - коэффициент Пуассона i -того слоя почвы, которая изменяется в пределах 0,26.0,38;

$C_{ref, i}$ - сцепление i -того слоя почвы, которая изменяется в пределах от 0,2 к 1400кН/м²;

φ_i - угол внутреннего трения i -того слоя почвы, которая изменяется в пределах 15.40°;

ψ_i - угол дилатансии i -того слоя почвы, которая изменяется в пределах от 0,01 (фактически, 0) до 0,30°;

K_i - коэффициент упругого відпору i -того слоя почвы, который изменяется в пределах от 70 до 250 кН/м²;

$j=1, 2, 3$. $T_{red, 1}$; $T_{red, 2}$; $T_{red, 3}$ - приведенные типы грунтовых условий, соответственно, с минимальными, средними и максимальными (по литературным источникам) вказанными выше показателями грунтов, представленного на рис. 3.1 наслоения.

Тоннели в численном эксперименте, который рассматривается, имеют номинальные (серединные) диаметры 5, 10 и 15 м, а центры их расположены, соответственно, на глубинах 20,0; 22,5 и 25,0 м.

Характерный для южного региона Украины разрез грунтового массива свидетельствует о наличии четырех разных слоев. Верхний слой мощностью 13 м состоит из лесового суглинка. Под ним залегает слой мелкозернистого песка мощностью 2,0 м, в который как в несущий слой погружены сваи старого здания - памятника архитектуры и градостроения. Смещения и осадки этих свай могут вызывать повреждение здания - памятника, которые являются крайне нежелательными. Ниже песчаного слоя залегает глубинный слой красно-бурых суглинков и глин мощностью, соответственно, 5,0; 7,5 и 10,0 м. Это один из слоев, в котором сооружается тоннель. Другая часть тоннеля располагается в глубинном слое известняка-ракушечника понтического яруса с включениями перекристаллизованного известняка-ракушечника в кровле.

Этот нижний глубинный слой является достаточно жестким. Поэтому только 5 м этого слоя, расположенные ниже обделки тоннеля, включены в конечно-элементную модель (рис. 3.2). А нижняя часть основания тоннеля рассматривается как абсолютно жесткая и моделируется соответствующими предельными условиями.

Распределение порового давления воды принимается гидростатическим. Уровень подземных вод может располагаться на 3,9 и 15 м ниже от поверхности земли (на отметке условного нуля : $y = 0$).

Поскольку обделка тоннеля и грунтовые напластования являются более-менее симметричными относительно вертикальной оси тоннеля, то в данной модели плоской деформации учитываем только одну (правую) половину обделки и грунтов оснований. От центра тоннеля модель протирается на 30, 35 и 40 м в горизонтальном направлении.

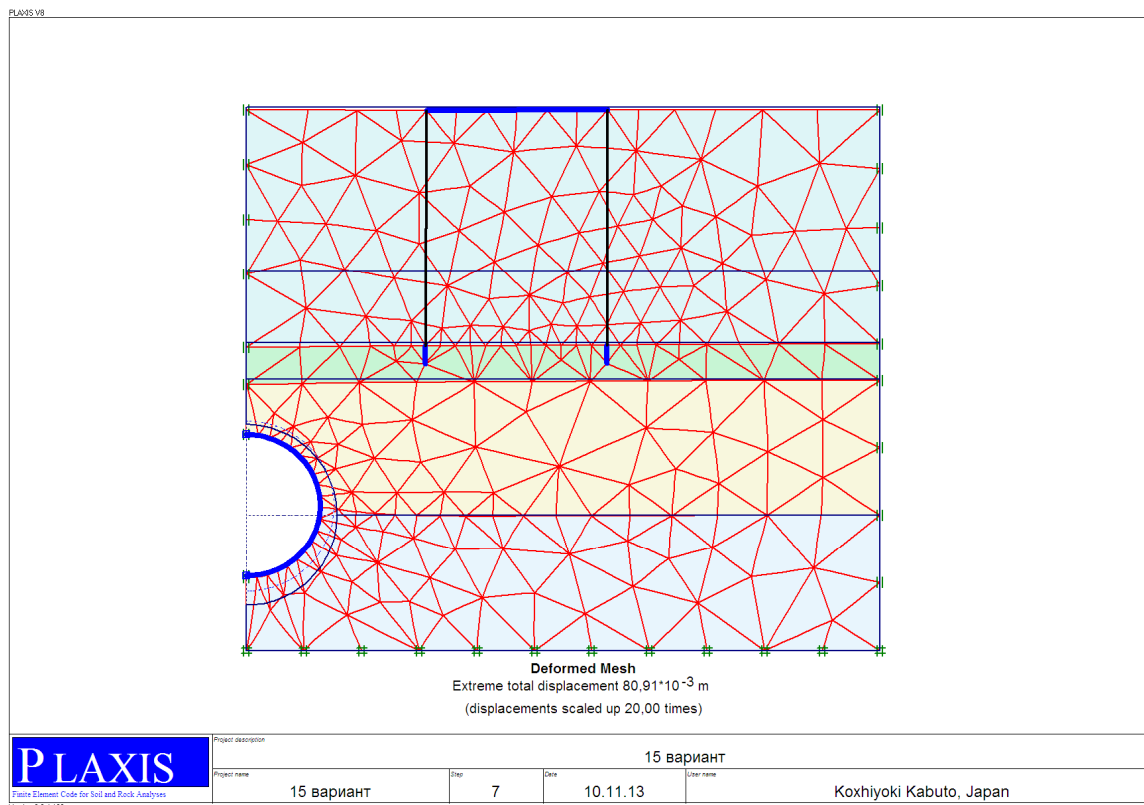


Рис.3.2. Конечноэлементная расчетная модель обделки и окружающего грунта со свайным фундаментом в нем

Параметр $T_{op, i}$ в расчетной модели принимается на отметках +3,0 м; +9,0 м и +15,0 м в *General settings* (общих параметрах настройки), а *Bottom* (дно) - на отметке - 10,0 ... - 22,0 м; - 15,0 ... - 27,0 м; - 20,0 ... - 32,0 м в зависимости от заданных диаметров оправы тоннелю и уровней подземных вод.

Для создания расчетной схемы тоннеля используется программа проектировщика тоннеля, которая является специальным инструментом в

программе PLAXIS, что позволяет применять круглые сегменты для моделирования геометрии тоннелю.

Сваи под зданием являются несущими, для которых только небольшая часть их несущей способности является результатом трения грунта по боковой поверхности. Для корректного моделирования такого поведения сваи моделируются с использованием комбинации плит и межузловых анкеров. А само здание представляется как жесткая плита, опертая на межузловые анкера.

Граничные условия поставленной задачи создаются с помощью использования кнопки *Standard fixities* (стандартные закрепления). В дополнении к стандартным закрепленным перемещениям в верхней и нижней точках обделки вводятся фиксированные углы поворота ее элементов.

Свойства грунтов интегрально учитываются фактором X_3 . Для всех представленных слоев они считаются как дренируемые, поскольку интерес представляют, прежде всего, деформации, которые происходят в течение длительного периода времени как постоянные. Для верхнего слоя используется опция увеличения его жесткости с глубиной. Наборы данных по двум нижним слоям содержат соответствующие параметры для интерфейсов тоннеля. В других наборах данных свойства интерфейсов остаются при своих значениях по умолчанию. Следовательно, для верхнего слоя значения $E_{increment}$ (прирост) вводится в *Advanced* (дополнительно) в окне параметров. Значение E_{ref} (контрольное) становится контрольным значением на контрольном уровне $y_{reference}$. Фактическое значение E увеличивается с глубиной согласно:

$$E_{(y)} = E_{ref} + E_{increment} (y_{reference} - y) .$$

В дополнение к четырем наборам данных для отмеченных на рис. 3.2 типов грунтов да и их интерфейсов были созданы наборы данных для трех плит (обделки тоннеля, свайных пят и здания) в виде их нормальной EA и изгибной EI жесткостей, эквивалентной толщины d , веса w , коэффициента Пуассона железобетона ($\nu=0,15$). При этом, набор данных по зданию присваивается фундаментной плите, а удельный вес этой плиты в программном комплексе,

который рассматривается, представляет собой нагрузку от целого здания. Тип поведения материала плит рассматривается как упругий.

Данные по сваям присваиваются двум межузловым анкерам.

Известно, что опытные факторы могут нелинейно влиять на параметры, которые изучаются, то есть функцию выхода. Поэтому для построения нелинейных зависимостей между ними численные эксперименты выполняли по полному факторному, близкому по свойствам к Д-оптимальному, трехуровневому плану Бокса ВЗ. К преимуществам этого плана можно отнести то, что уравнения регрессии, полученные путем его реализации, обеспечивают одинаковую точность прогноза выходного параметра в области, описываемой радиусом равным 1 относительно нулевой точки.

3.2 Анализ математических моделей экспериментальных изгибающих моментов, поперечных и продольных сил в обделке виртуальных сооружений с целью их минимизации

В соответствии с представленным в табл. 3.2 планом в программном комплексе PLAXIS - 8 был реализован численный эксперимент у 15-ти основных опытах (точках) и одном дополнительном, 16-м, с увеличенной в 4 раза нагрузкой от расположенного на поверхности здания и с заменой в нем деревянных свай на железобетонные без изменения их шага. Результаты расчетов представлены в приложении и в табл. 3.2.

В процессе обработки полученных численным путем данных с использованием апробированного программного комплекса COMPEX, разработанного под руководством проф. Вознесенского В.А., после исключения незначимых и пересчета оставшихся коэффициентов в уравнениях регрессии были получены адекватные математические модели, которые имеют достаточную информационную полезность:

Таблица 3.2

Трехуровневый план и основные результаты численного эксперимента при
строительстве виртуального подземного транспортного сооружения

№ П/П	X_1, D, M	$X_2, T_{op.i}, M$	$X_3, T_{red.i}, [кН^4 град^2 / (М^7 добу^2)]$	Внутренние усилия в обделке					Оседания (сдвигение) поверхности земли, мм								
				$N_{min},$ кН/М	$Q_{min},$ кН/М	$Q_{max},$ кН/М	$M_{min},$ кНМ М	$M_{max},$ кНМ М	т.А (x=0м)			т.В (x=D)			т.С(x=D+10 м)		
									y_A	Δy_A	Σy_A	y_B	Δy_B	Σy_B	y_C	Δy_C	Σy_C
1	+	+	+	-3263	-298	204	-1028	925	23	70	93	60	47	107	59	28	87
2	+	+	-	-3083	-209	145	-728	623	25	98	123	79	64	143	78	38	116
3	+	-	+	-2879	-443	318	-1528	1461	19	68	87	72	41	113	72	24	96
4	+	-	-	-2697	-339	244	-1178	1105	18	96	114	97	56	153	97	33	130
5	-	+	+	-977	-149	113	-171	176	36	7	43	42	3	45	50	7	57
6	-	+	-	-924	-120	92	-139	141	45	9	54	58	10	68	57	4	61
7	-	-	+	-856	-198	150	-226	236	41	7	48	58	7	65	52	2	54
8	-	-	-	-802	-165	126	-190	197	52	10	62	79	10	89	71	3	74
9	+	0	0	-2968	-318	221	-1102	1015	18	80	98	77	49	126	78	29	107
10	-	0	0	-887	-157	119	-181	187	43	8	51	62	9	71	55	3	58
11	0	+	0	-2062	-194	139	-517	466	33	35	68	61	29	90	57	15	72
12	0	-	0	-1754	-313	230	-717	729	31	35	66	74	26	100	71	13	84
13	0	0	+	-1934	-298	216	-683	691	30	30	60	61	24	85	51	11	62
14	0	0	-	-1819	-235	172	-542	542	35	43	78	81	33	114	79	17	96
15	0	0	0	-1877	-266	193	-611	615	32	35	67	68	27	95	56	13	69
16	0	0	0*	-1894	-297	214	-680	687	137	36	173	423	25	448	234	13	247

Примечание *: Удельный вес плиты, которая имитирует нагрузку от расположенного на поверхности здания, в опыте №16 увеличен из $w = 25$ кН / м / м до 100 кН / м / м, а также деревянные сваи (анкеры) с нормальной жесткостью $EA = 3, 2 \cdot 10^6$ кН заменены на железобетонные из $EA = 1,1 \cdot 10^7$ кН при неизменном шаге $L_{spacing} = 1$ м.

$$\hat{Y}_{(M_{max}^+)} = 604 + 419X_1 - 140X_2 + 88X_3 + 14X_3^2 - 113X_1X_2 + 73X_1X_3, \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}}; \quad (3.2)$$

$$\hat{Y}_{(M_{min}^-)} = -(611 + 466X_1 - 126X_2 + 86X_3 + 31X_1^2 + 6X_2^2 - 106X_1X_2 + 73X_1X_3), \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}}; \quad (3.3)$$

$$\hat{Y}_{(Q_{max}^+)} = 187 + 53X_1 - 38X_2 + 22X_3 - 17X_1^2 + 7X_3^2 - 18X_1X_2 + 11X_1X_3, \text{кН/м.п.}; \quad (3.4)$$

$$\hat{Y}_{(Q_{min}^-)} = -(259 + 82X_1 - 49X_2 + 32X_3 - 21X_1^2 - 23X_1X_2 + 16X_1X_3), \text{кН/м.п.}; \quad (3.5)$$

$$\hat{Y}_{(N_{min}^-)} = -(1888 + 1044X_1 + 132X_2 + 58X_3 + 39X_1^2 + 20X_2^2 - 12X_3^2 + 66X_1X_2), \text{кН/м.п.} \quad (3.6)$$

Анализ приведенных математических моделей (3.2 ... 3.6) показывает, что наибольшее влияние на величину экстремальных внутренних усилий в обделке рассмотренных тоннелей имеет ее номинальный диаметр (фактор X_1), потом - уровень подземных вод (фактор X_2) и, наконец, приведенный тип грунтовых условий (фактор X_3). Все рассмотренные факторы существенно взаимодействуют между собой.

При этом, зависимость исследуемых параметров от рассмотренных факторов носит мало выраженный нелинейный характер.

Так, максимальный положительный изгибающий момент в нижнем (лотковом) вертикальном сечении обделки тоннеля M^+ max увеличивается по отношению к своему среднему значению 604 кНм / м.п., а минимальный отрицательный изгибающий момент в горизонтальном (меридиональном) сечении M^+ min уменьшается по сравнению со своим средним значением - 611 кНм / м.п. для тоннеля диаметром $D=10$ м при уровне подземных вод $T_{op, 2}=9$ м от дневной поверхности грунта со средним приведенным типом грунтовых условий $T_{red, 2}=435000 \text{ кН}^4\text{град}^2/(\text{М}^7\text{сут}^2)$ с увеличением диаметра тоннеля D от 5 до 15 м, соответственно, на 139 % и 152 %, с понижением уровня грунтовых вод T_{op} от 3 до 15 м от дневной поверхности - на 46 % и 41 %, с увеличением

приведенной характеристики (типа) грунтовых условий T_{red} от 226000 до 644000 $\text{кН}^4\text{град}^2/(\text{М}^7\text{сут}^2)$ - на 29 % и 28 %.

M_{max}^+ увеличивается, а M_{min} , соответственно, уменьшается при одновременном увеличении диаметра тоннеля и уменьшении уровня подземных вод, одновременном увеличении диаметра тоннеля и величины приведенного типа грунтовых условий.

Наличие положительных квадратичных эффектов в математических моделях (3.2) и (3.3) при факторах X_1^2 , X_2^2 и X_3^2 свидетельствуют о том, что при дальнейшем увеличении диаметра тоннеля за пределами варирования абсолютное значение отрицательного изгибающего момента в горизонтальном сечении будет увеличиваться нелинейно, а при дальнейшем уменьшении уровня подземных вод это снижение будет носить угасающий характер, который физически объясняется уменьшением взвешивающего действия воды.

При дальнейшем увеличении характеристик приведенного типа грунтовых условий за пределами варирования максимальный изгибающий момент в лотковом вертикальном сечении нелинейно будет расти, что физически можно объяснить увеличением вертикальной составляющей нагрузки с увеличением плотности грунта.

Геометрическая интерпретация влияния исследуемых факторов на экстремальные значения изгибающих моментов в обделке тоннеля представлена на рис. 3.3, а.

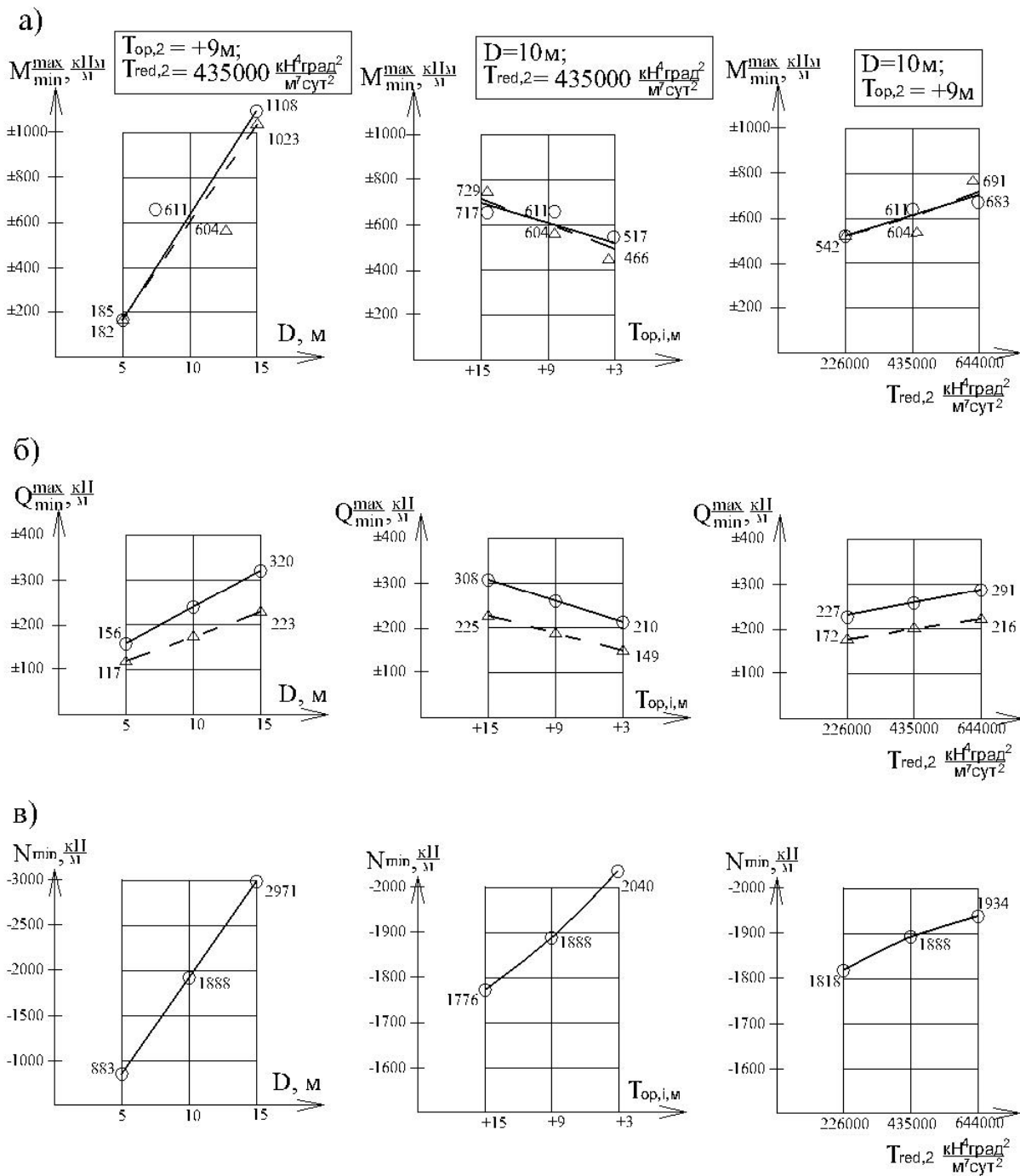


Рис. 3.3 Влияние диаметра тоннеля, уровня подземных вод и типа грунтовых условий на экстремальные значения изгибающих моментов (а), поперечных (б), а также продольных (в) сил в его обделке

Минимальное (отрицательное) значение поперечной (перерезывающей) силы в обделке тоннеля наблюдается в горизонтальном, близком к меридиональному, сечению, а максимальная поперечная сила - в вертикальном лотковом сечении. Так, абсолютная величина их увеличивается (см. (3.3), (3.5)) по отношению к средним значениям, при увеличении диаметра тоннелю от 5 до 15 м, соответственно, на 63 и 57%, при снижении уровня подземных вод от 3 к 15м от дневной поверхности - на 38 и 41%, при увеличении значений типа грунтовых условий T_{red} от 226000 до 644000 $\text{кН}^4\text{град}^2/(\text{М}^7\text{сут}^2)$ - на 25 и 24%, а также при одновременном увеличении диаметра тоннеля и снижении уровня подземных вод, одновременном увеличении диаметра тоннеля и значений типа грунтовых условий, то есть, главным образом, плотности грунта.

Отрицательные знаки при квадратичных эффектах X_1^2 в обеих моделях показывают, что при дальнейшем увеличении диаметра тоннеля за пределами варьирования нарастание абсолютных значений поперечной силы будет носить угасающий характер, а положительной знак при квадратичном эффекте X_3^2 в модели (3.4) при дальнейшем увеличении типа грунтовых условий, напротив, - слабо выраженную тенденцию нарастания положительных значений поперечной силы в лотковом сечении. Влияние исследуемых факторов на этот выходной параметр графически представлено на рис. 3.3, б.

В отличие от предыдущих экстремальных внутренних усилий в обделке тоннеля отрицательный знак в модели (3.6) показывает, что по всему контуру тоннеля кольцевого сечения обделка воспринимает сжимающие напряжения.

Наибольшее значение продольной сжимающей силы наблюдается в горизонтальном, близком к меридиональному, сечении. Она может быть охарактеризована математической моделью (3.6), анализ которой показывает, что с увеличением значений всех исследуемых факторов это внутреннее усилие также будет увеличиваться (рис. 3.3, в) по абсолютной величине. При этом, продольная сжимающая сила увеличивается по отношению к своему среднему значению 1888кН /м с увеличением диаметра тоннеля от 5 до 15 м на 111%,

повышением уровня подземных вод от 15 до 3 м от дневной поверхности - на 14%, увеличении значений типа грунтовых условий от 226000 до 644000 $\text{кН}^4\text{град}^2/(\text{М}^7\text{сут}^2)$ - на 6 %, а также при одновременном увеличении диаметра тоннелю и повышении уровня подземных вод.

При дальнейшем увеличении значений первых двух факторов за пределами их изменения абсолютная величина продольной сжимающей силы нелинейно будет нарастать, а третьего фактора (T_{red}), напротив, - снижаться.

Следовательно, проведенный анализ математических моделей (3.2)... (3.6) показал, что увеличение диаметра тоннеля и значений типа грунтовых условий приводит к нелинейному, как правило, увеличению всех внутренних усилий в его обделке в то время, как понижение уровня подземных вод - только изгибных внутренних усилий, то есть экстремальных изгибающих моментов и поперечных сил.

Приведенные математические модели (3.2)... (3.6) удобно использовать как для оценки влияния того или другого фактора по-отдельности, так и во взаимодействии друг с другом, а также для решения оптимизационных задач, в которых используются пусть и стохастические, но всё-же математически обоснованные зависимости рассмотренных выходных параметров от исследуемых факторов.

Увеличение равномерно распределенной нагрузки от расположенной справа от будущего сооружения-тоннеля здания в четыре раза (от $w=25$ до 100кНм/м , опыт № 16*) приведет к увеличению внутренних усилий в обделке всего к 12% при средних значениях исследуемых факторов.

3.3 Осадки поверхности земли

Реализация численного эксперимента позволила с помощью ПК «PLAXIS-8» определить естественные и дополнительные осадки характерных точек поверхности земли (рис. 3.4) : т. А, расположенная над продольной осью тоннеля; т. В, что находится у ближнего угла здания на расстоянии D от

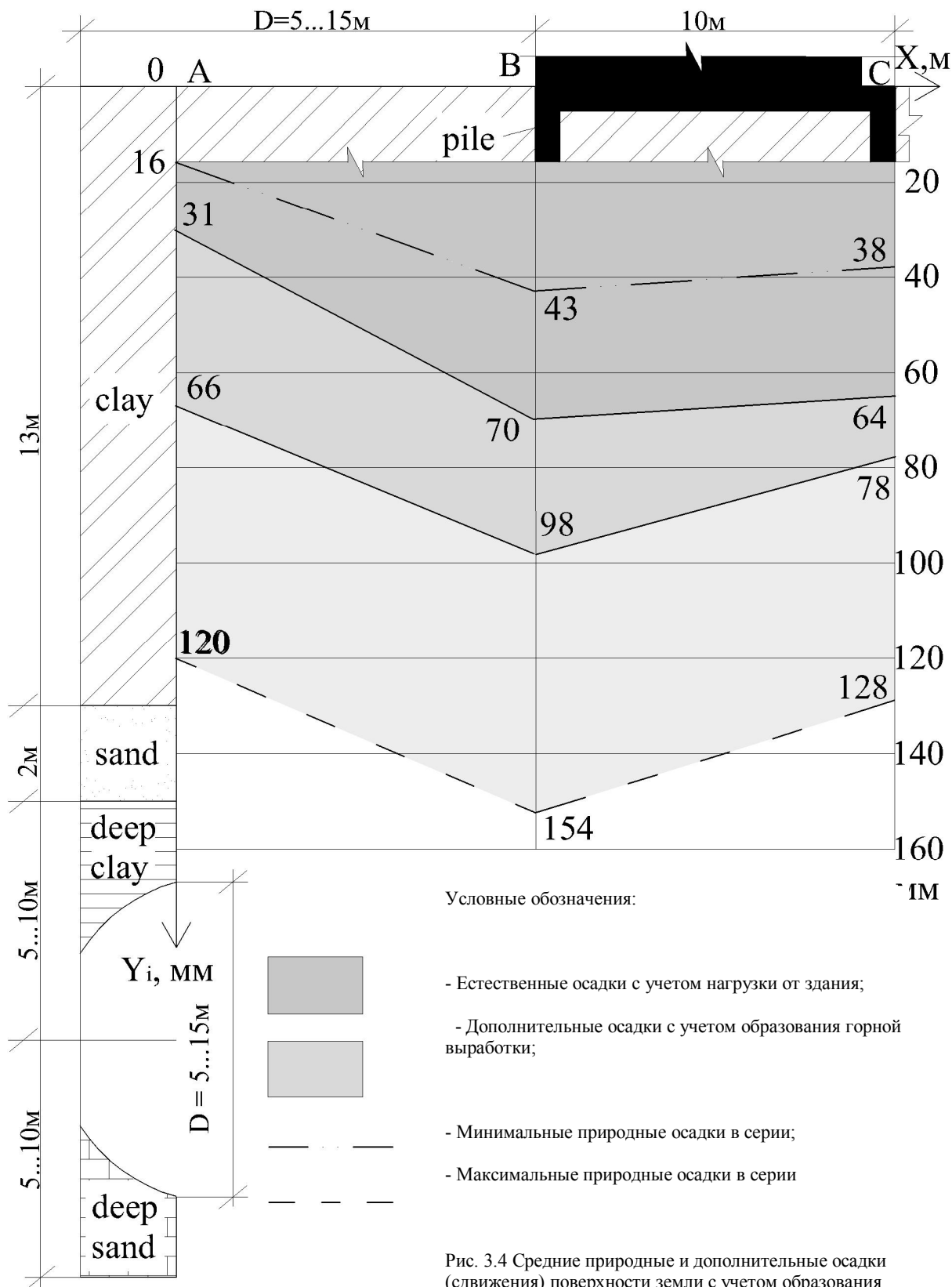


Рис. 3.4 Средние природные и дополнительные осадки (сдвигения) поверхности земли с учетом образования подземной выработки в нагруженной основе (опыт №15)

продольной оси сооружения и т. С, которая расположена у самого дальнего угла здания на расстоянии $D + 10\text{м}$ от той же оси, с учетом собственного веса грунтов основания, нагрузки от здания и образования в них продольной выработки. Эти осадки удобно разделить на естественные осадки поверхности земли с учетом нагрузки от расположенного рядом здания и собственного веса грунтов основания, которые могут быть выражены с помощью адекватных математических моделей (3.7)... (3.9), которые обладают достаточной информационной полезностью, и общих осадок тех же точек поверхности земли с учетом действия кроме названных факторов еще и образования горной выработки на некотором расстоянии и углублении от здания (рис. 3.4), которые удобно представить математическими моделями (3.10)... (3.12).

Математические модели, которые характеризуют естественные оседания поверхности земли с учетом нагрузки от здания, :

$$\hat{Y}(Y_A, X=0_M) = 31 - 11X_1 - 3X_3 + 3X_1X_2 + 2X_1X_3, \text{ мм, } v=5,2\% ; \quad (3.7)$$

$$\hat{Y}(Y_B, X=D) = 70 + 9X_1 - 8X_2 - 10X_3, \text{ мм, } v=5,5\% ; \quad (3.8)$$

$$\hat{Y}(Y_C, X=D+10M) = 64 + 10X_1 - 6X_2 - 10X_3, \text{ мм, } v=7,5\% . \quad (3.9)$$

Модели, которые описывают естественные и дополнительные осадки поверхности земли с учетом загрузки от здания и образования горной выработки в грунтах основания:

$$\hat{Y}(\sum Y_A, X=0_M) = 66 + 26X_1 - 10X_3 + 8X_1^2 + 3X_3^2 + 4X_1X_2 - 3X_1X_3, \text{ мм, } v=5\% ; \quad (3.10)$$

$$\hat{Y}(\sum Y_B, X=D) = 98 + 30X_1 - 7X_2 - 15X_3 - 4X_1X_2, \text{ мм, } v=5,4\% ; \quad (3.11)$$

$$\hat{Y}(\sum Y_C, X=D+10_M) = 78 + 23X_1 - 5X_2 - 12X_3 + 5X_1^2 - 5X_1X_3, \text{ мм, } v=5,6\% . \quad (3.12)$$

Определенный практический интерес могут вызвать у специалистов дополнительные осадки (сдвигения) тех же точек земли, обусловленные только образованием упомянутой горной выработки и их отношением к общим

осадкам, которые также можно выразить через соответствующие математические модели (3.13)... (3.15) и (3.16)... (3.18).

Математические модели, которые характеризуют дополнительные осадки (сдвигения) поверхности земли, обусловленные образованием горной выработки в грунтах основания, :

$$\hat{Y}(\Delta Y_A, X=0_M) = 35 + 37X_1 - 7X_3 + 9X_1^2 - 6X_1X_3, \text{ мм, } v=5,7\% ; \quad (3.13)$$

$$\hat{Y}(\Delta Y_B, X=D) = 28 + 22X_1 - 5X_3 + 1X_1^2 + 2X_1X_2 - 3X_1X_3, \text{ мм, } v=6,5\% ; \quad (3.14)$$

$$\hat{Y}(\Delta Y_C, X=D+10_M) = 13 + 13X_1 + 2X_2 - 2X_3 + 3X_1^2 - 3X_1X_3, \text{ мм, } v=11,4\% . \quad (3.15)$$

Модели, которые описывают отношение дополнительных осадок поверхности земли, вызванных образованием горной выработки в нагруженных грунтах основания, к общим осадкам:

$$\hat{Y}(\Delta Y_A / \sum Y_A, X=0_M) = 0,53 + 0,32X_1 - 0,03X_1^2, v=5,2\% ; \quad (3.16)$$

$$\hat{Y}(\Delta Y_B / \sum Y_B, X=D) = 0,29 + 0,14X_1 + 0,02X_2 - 0,01X_3 - 0,03X_1^2 + 0,02X_1X_2, v=5,2\% ; \quad (3.17)$$

$$\hat{Y}(\Delta Y_C / \sum Y_C, X=C) = 0,17 + 0,11X_1 + 0,03X_2 - 0,01X_1^2, v=9,9\% . \quad (3.18)$$

Анализ представленных моделей показывает, что естественные осадки поверхности земли с учетом нагрузок от здания достигают наибольших значений именно в точках В и С (рис. 3.4), в одинаковой степени линейно зависят от исследуемых факторов и, в среднем, больше чем в два раза превышают аналогичные осадки в т. А, что расположена на расстоянии 5 ... 15м (в среднем 10м), то есть равному, в среднем, ширине здания. Так, естественные осадки поверхности земли по оси будущей выработки (т. А) и под зданием (т. В и т. С) с учетом нагрузки от него увеличатся (рис. 3.5) по отношению к их средним значениям 31 и 67мм, соответственно, с ухудшением типа грунтовых условий из T_{red} от $644000 \text{ кН}^4 \text{град}^2 / (\text{М}^7 \text{сут}^2)$ до $226000 \text{ кН}^4 \text{град}^2 / (\text{М}^7 \text{сут}^2)$ на 19 и 30%, повышением уровня подземных вод от 15 к 3м от поверхности земли - на 21%, увеличением мощности вовлекаемых в зону деформаций грунтов, в пределах которых предполагается обустройство выработки, - на 28%.

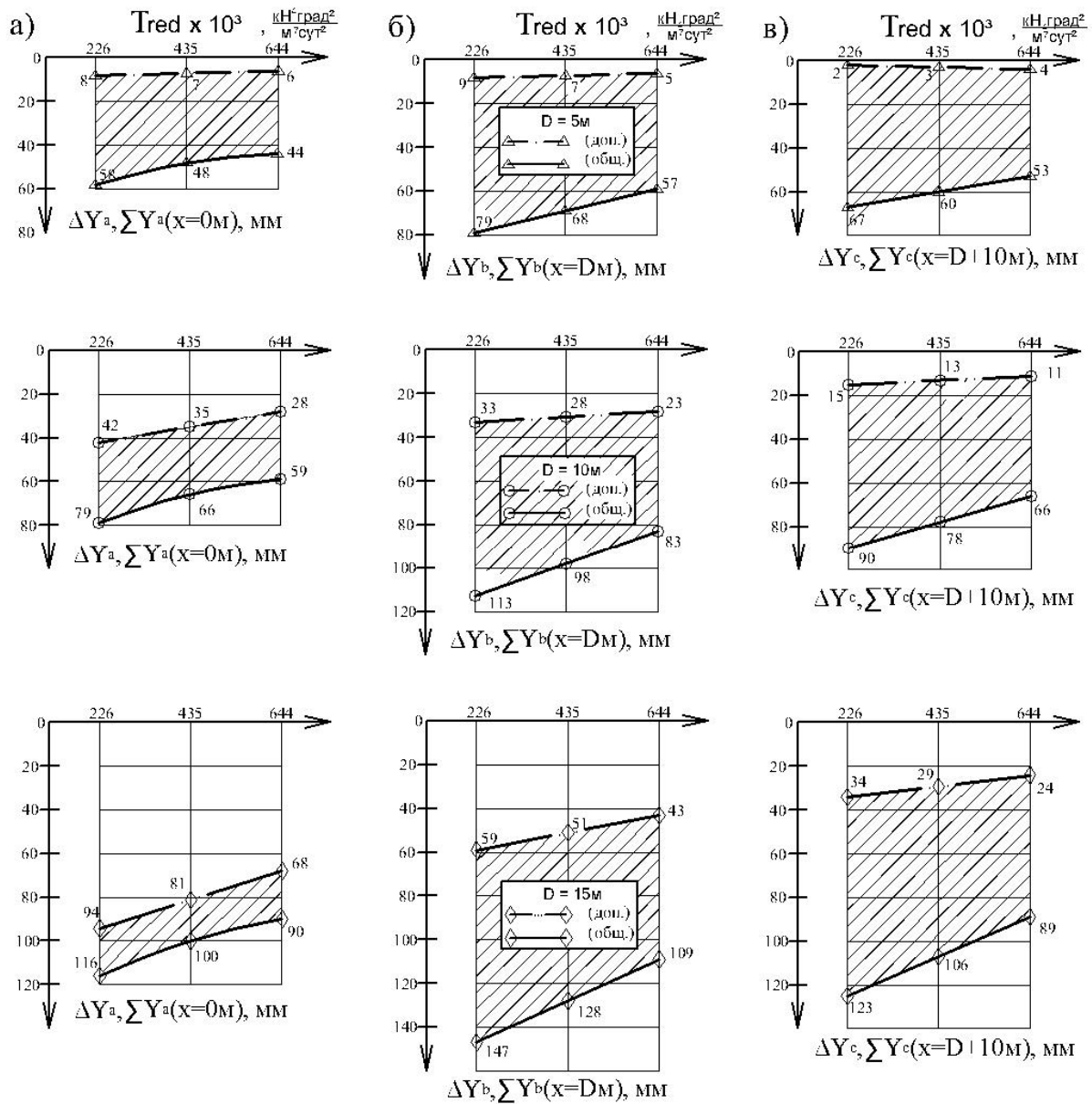


Рис. 3.5 Зависимость дополнительных и общих осадок поверхности земли (сдвижений) в сечениях над горной выработкой (а), у ближнего угла здания (б), у дальнего угла здания (в) от типа грунтовых условий $T_{ред}$ и номинального диаметра обделки горной выработки D

Максимальные дополнительные осадки (сдвигения) поверхности земли (рис. 3.4), обусловленные образованием горной выработки в грунтах оснований, наблюдаются на уровне продольной оси этой пещеры (т. А) и постепенно уменьшаются по мере отдаления от нее на расстояние D (т. В), в среднем, на 20%, а на расстояние D + 10м (т. С) - на 63%.

Наибольшее влияние на дополнительные осадки поверхности земли имеет диаметр выработки С его увеличением от 5 к 15м дополнительные осадки т. А увеличиваются на 211%, т. В на 157%, а т.С - на 200% по отношению к своим средним значениям 35,28 и 13мм. Наличие квадратичных эффектов при этом факторе в математических моделях (3.13), (3.14) (3.15) свидетельствует о том, что при дальнейшем увеличении диаметра выработки за пределами варьирования дополнительные осадки поверхности земли в рассмотренных точках будут нарастать нелинейно.

Следующим по степени влияния на дополнительные осадки поверхности земли является тип грунтовых условий. С его уменьшением T_{red} от $644000 \text{кН}^4 \text{град}^2 / (\text{М}^7 \text{сут}^2)$ до $226000 \text{кН}^4 \text{град}^2 / (\text{М}^7 \text{сут}^2)$ в т. А, В, С они увеличиваются, соответственно, на 40%, 36% и 31%.

Существенно взаимодействуют между собой оба отмеченных фактора. Так, при одновременном увеличении диаметра выработки и ухудшении типа грунтовых условий дополнительные оседания поверхности земли увеличиваются до 20%.

Общие осадки поверхности земли, которые состоят из естественных осадок с учетом нагрузки от здания и дополнительных осадок, обусловленных обустройством тоннеля, увеличиваются по отношению к своим средним значениям 66мм (т. А), 98 мм (т. В) и 78мм (т. С) : с увеличением его диаметра от 5 к 15м, соответственно, на 79%, 61% и 59%; ухудшением типа грунтовых условий T_{red} от $644000 \text{кН}^4 \text{град}^2 / (\text{М}^7 \text{сут}^2)$ до $226000 \text{кН}^4 \text{град}^2 / (\text{М}^7 \text{сут}^2)$ - на 30%, 31% и 32%; снижением уровня подземных вод от $T_{op, 3}=3\text{м}$ к $T_{op, 1}=15\text{м}$ в т. В и

С, соответственно, на 14% и 13%; одновременным увеличением диаметра тоннеля и ухудшением типа грунтовых условий.

Положительный знак при квадратичном эффекте X_1 показывает, что при дальнейшем увеличении диаметра за пределами варьирования общие осадки нелинейно будут расти.

Увеличение равномерно распределенной нагрузки от расположенной справа от будущего тоннеля здания в четыре раза (от $W = 25 \text{ кН / м / м.п.}$ к $100 \text{ кН / м / м.п.}$) приведет к увеличению естественных осадок поверхности земли в т. А, В и С, соответственно, к 137мм, 423мм и 234мм, то есть в 4,4; 6,0 и 3,7 разы при «нулевых» (средних) значениях исследуемых факторов.

Выводы по разделу 3

1. Приведенные математические модели (3.2)... (3.18) удобно использовать как для оценки влияния того или иного фактора как по отдельности, так и во взаимодействии друг с другом на величину внутренних усилий в обделке тоннелей, осадки поверхности земли, а также для решения оптимизационных задач, в которых используются математически обоснованные стохастические зависимости рассмотренных выходных параметров от отмеченных исследуемых факторов.

2. Увеличение равномерно распределенной нагрузки от расположенного справа от будущего тоннеля здания в четыре раза (от $w = 25 \text{ кНм / м}$ до 100 кНм / м , опыт №16) приведет к увеличению суммарных осадок поверхности земли, обусловленных строительством тоннеля, - в 4 ... 6 раз, что может спровоцировать повреждение самого здания, прилегающего дорожного полотна и рельсовых путей.

3. Предложенная методика позволяет достаточно быстро определять внутренние усилия в обделке тоннеля при его проектировании и осадки поверхности земли без выполнения громоздких расчетов в грунтовых условиях южного региона Украины, а также прогнозировать возможные последствия в процессе его прокладки.

РАЗДЕЛ 4

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ КРЕПИ

На ближайшие 50 лет железобетон, по прогнозам специалистов, останется основным строительным материалом для крепления горных выработок под транспортные тоннели или образовавшихся карстовых провалов.

Оценка прочности крепи осуществляется путём сравнения напряжений (внутренних сил) в крепи с характеристиками прочности материалов в соответствии с действующими нормами [11; 12].

Бетонная и железобетонная крепь должна удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы). Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкции от хрупкого, вязкого или иного характера разрушения (расчет на устойчивость). Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать конструкции от образования трещин, а также от их чрезмерного или продолжительного раскрытия.

В аналитическом методе по расчетным значениям нормальных тангенциальных напряжений на внутреннем и внешнем контурах сечения крепи определяются внутренние силы: изгибающий момент M и продольная сила N - по формулам :

$$M = bt^2(\sigma_{\theta ex} - \sigma_{\theta in}) / 12; \quad (4.1)$$

$$N = bt^2(\sigma_{\theta in} + \sigma_{\theta ex}) / 2, \quad (4.2)$$

где b – ширина рассматриваемого радиального сечения крепи, для сплошной крепи принимается $b=l_m$; $h=t$ – толщина крепи (высота радиального сечения).

Эксцентриситет продольной силы определяется по формуле:

$$e_0 = M / N \quad (4.3)$$

При равномерной внешней нагрузке предельная продольная сила в радиальном сечении крепи определяется по формуле:

$$N_u = f_{cd}bh, \quad (4.4)$$

где f_{cd} - расчётное сопротивление бетона соответствующего класса по прочности на сжатие.

Условие прочности крепи имеет вид:

$$N \leq N_u. \quad (4.5)$$

При неравномерной внешней нагрузке предельная продольная сила определяется по формуле:

$$N_u = f_{cd}bh(1 - 2e_0 / h) \quad (4.6)$$

Расчет железобетонной крепи с гибкой (стержневой) арматурой по прочности проводится в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi = x / h_0, \quad (4.7)$$

и её граничным значением ξ_R , при котором предельное состояние крепи наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} :

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{400} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}, \quad (4.8)$$

где w – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле

$$w = 0,85 - 0,008 f_{cd},$$

f_{cd} принимается в МПа;

σ_{SR} - напряжения в арматуре, принимаемое для арматуры классов А240С(А-I), А300С(А-II), А400С(А-III), Вр-I,

$$\sigma_{SR} = f_{yd}.$$

При $\xi \leq \xi_R$ расчёт производится из условия

$$Ne \leq f_{cd}bx(h_0 - 0,5x) + f'_{yd}A_s(h_0 - a'), \quad (4.9)$$

при этом, высота сжатой зоны определяется из уравнения

$$N + f_{yd} \cdot A_s - f'_{yd}A'_s = f_{cd}bx, \quad (4.10)$$

где f'_{yd} - расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

A_s, A'_s - площади сечений арматуры;

f_{yd} - расчетное сопротивление арматуры растяжению;

a, a' - расстояния от равнодействующих усилий в арматуре до ближайшей грани сечения, соответственно, растянутой и сжатой.

При $\xi > \xi_R$ расчёт производится также из условия (4.9), но, при этом, высота сжатой зоны определяется для крепи из бетона класса С25/30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-240С, А-400С из уравнения

$$N + \sigma_s \cdot A_s - f'_{yd}A'_s = f_{cd}bx, \quad (4.11)$$

где

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1\right) f_{yd}. \quad (4.12)$$

РАЗДЕЛ 5

ВЛИЯНИЕ ПРОЦЕССА СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СДВИЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ

5.1 Характер проявления и причины возникновения сдвижений и деформаций

При строительстве подземного сооружения, осуществляемого закрытым способом, нарушения грунтового массива охватывают некоторую область над подземной выработкой и в зависимости от глубины заложения последней могут достигать поверхности земли. В этом случае возможны осадки фундаментов, расположенных поблизости зданий и подземных коммуникаций, повреждения дорожной одежды и трамвайных путей над строящимся подземным сооружением, что, в свою очередь, отрицательно влияет на условия движения наземного транспорта. Все это требует принятия специальных мер по ограничению сдвижений и деформаций поверхности земли, а также по защите зданий и инженерных коммуникаций, что приводит к существенному удорожанию строительства подземного сооружения.

Нарушения грунтового массива при строительстве подземных сооружений закрытым способом характеризуются образованием **мульды сдвижения**, представляющей собой часть земной поверхности, в пределах которой происходят сдвижения и деформации грунта¹. Поверхность мульды сдвижения имеет седловидную форму с плавно изменяющейся кривизной. В общем случае мульда сдвижения может быть представлена двумя **главными сечениями** - вертикальными плоскостями, пересекающими мульду вдоль и поперек оси подземного сооружения в

¹ В данном случае под сдвигениями следует понимать смещения точек грунтового массива, а под деформациями - участков (интервалов) земной поверхности.

точке с максимальным оседанием земной поверхности (рис. 5.1). Размеры мульды сдвижения на поверхности земли определяются

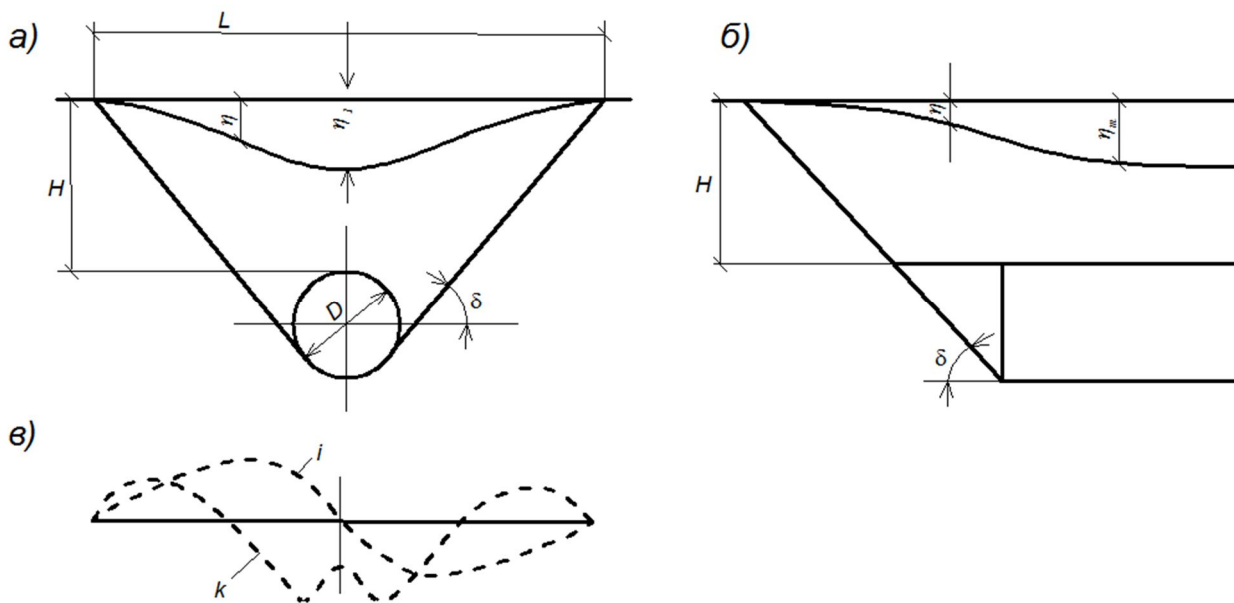


Рис 5.1 Схема развития мульды сдвижения в поперечном (а) и продольном (б) главных сечениях; графики наклонов и кривизны (в)

граничными углами δ , которые образуются между горизонтальной линией и линией, соединяющей нижнюю угловую точку выработки с границей мульды сдвижения.

Смещения точек грунтового массива в пределах мульды сдвижения могут быть представлены в виде вертикальных (η) и горизонтальных (ξ) составляющих. Как правило, вертикальные составляющие сдвижения направлены в сторону подземной выработки и называются **оседаниями** или осадками. Однако, в некоторых случаях за счет выпучивания грунтовой толщи при проходке подземных выработок возможны **подъемы** у земной поверхности.

В связи с тем, что вертикальные и горизонтальные сдвижения происходят неравномерно, возникают вертикальные деформации земной поверхности: наклоны, искривления и горизонтальные деформации растяжения и сжатия. Наклоны интервалов в мульде сдвижения

характеризуются тангенсом угла наклона поверхности земли между двумя соседними точками и могут быть определены, как отношение разности оседаний двух точек к расстоянию между этими точками. Наклоны выражаются в мм/м, причем, положительная величина наклона соответствует уклону, а отрицательная - подъему.

Под **кривизной** мульды сдвижения (k) следует понимать разность наклонов двух соседних интервалов к полусумме длин этих интервалов. Кривизна характеризует неравномерность вертикальных сдвижений и выражается в 1/м или 1/км. Положительная кривизна соответствует выпуклой, а отрицательная - вогнутой кривой. Величина, обратная кривизне, носит название **радиуса кривизны** мульды сдвижения R и выражается в м или км.

Наклоны интервалов в главных сечениях мульды сдвижения могут определяться как

$$i_x = df(x)/dx; \quad i_y = df(y)/dy, \quad (5.1)$$

а кривизна мульды сдвижения как

$$k_x = d^2f(x)/dx^2; \quad k_y = d^2f(y)/dy^2, \quad (5.2)$$

где $f(x)$ и $f(y)$ – функции кривой мульды сдвижения земной поверхности в её главных сечениях.

Относительные *горизонтальные деформации* ε растяжения или сжатия поверхности земли определяются отношением величин изменения линейного размера интервала поверхности земли к его первоначальному размеру в горизонтальной плоскости. К основным понятиям, отражающим процесс сдвижения и деформаций поверхности земли,

относится также **скорость оседания**, характеризующая величину оседания в единицу времени, и имеющая размерность мм/сут.

На интенсивность процесса сдвижения и деформаций грунтового массива и поверхности земли оказывают влияние многочисленные естественные и искусственные факторы, среди которых:

- геологические и гидрогеологические условия;
- особенности планировки и застройки данного городского района;
- наличие подземных коммуникаций и сооружений;
- форма и размеры строящегося подземного сооружения и глубина его заложения;
- объемно-планировочные и конструктивные решения;
- организация и технология строительства подземного сооружения и др.

Наиболее важным естественным фактором являются геологические и гидрогеологические условия. В зависимости от физико-механических свойств грунтов, характера их залегания, режима подземных вод сдвижения и деформации поверхности земли проявляются по-разному. Например, в несвязных увлажненных грунтах происходит быстрое нарастание сдвижений и деформаций в течение нескольких суток, причем величины оседания могут быть весьма значительными. В глинистых грунтах в силу их связности процесс сдвижений и деформаций протекает более медленно, а величины оседаний существенно меньше, чем в несвязных грунтах (рис. 5.2). Так, в пластичных глинах оседания увеличиваются постепенно в течение нескольких месяцев (причем, возникают дополнительные оседания, вызванные пластическим течением глин), а затухание их длится очень долго, иногда в течение двух-трех лет и более. В достаточно прочных, однородных скальных и полускальных грунтах с ненарушенной структурой сдвижения и деформации массива, как правило, настолько незначительны, что их можно не учитывать.

Однако в трещиноватых и нарушенных скальных грунтах сдвигения и деформации могут проявляться весьма интенсивно. В смешанных грунтах

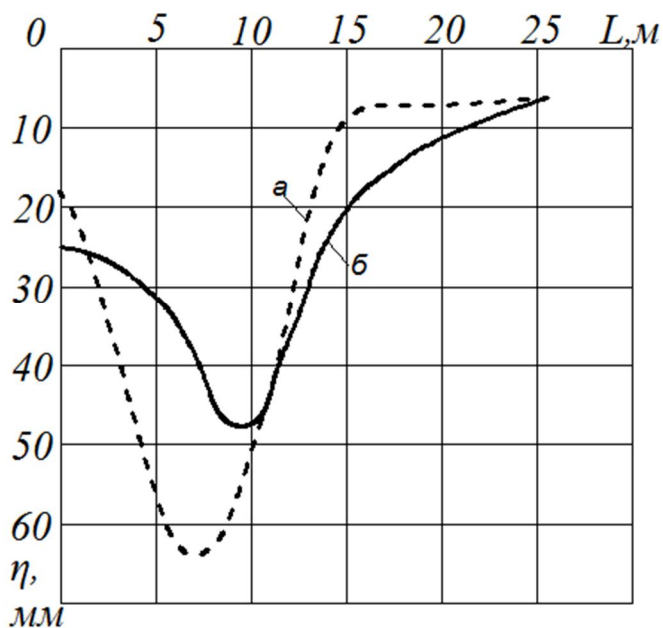


Рис.5.2 Графики распределения оседаний в песчаных (а) и глинистых (б) грунтах

сдвигения и деформации земной поверхности определяются, главным образом, условиями их залегания. Например, если непосредственно над выработкой залегают прочные, но нарушенные грунты, а над ними - более слабые, то резкие сдвигения прочных грунтов будут смягчаться толщиной более слабых грунтов и сдвигения и деформации поверхности земли будут достаточно плавными.

Глубина заложения подземного сооружения непосредственно влияет на развитие сдвижений и деформаций поверхности земли. При мелком заложении подземного сооружения грунтовой массив над ним обладает, как правило, незначительной несущей способностью, поэтому оседания поверхности земли проявляются быстро и величина их возрастает с уменьшением глубины заложения. Как показали ранее проведенные в ЛИИЖТе экспериментальные исследования [13], уменьшение глубины заложения тоннеля с $0,75 D$ до $0,25 D$ (D - диаметр тоннеля) приводит к возрастанию оседания поверхности земли в 3,7 раза. Зависимость между

максимальным оседанием поверхности земли и глубиной заложения тоннеля представлена на рис. 5.3.

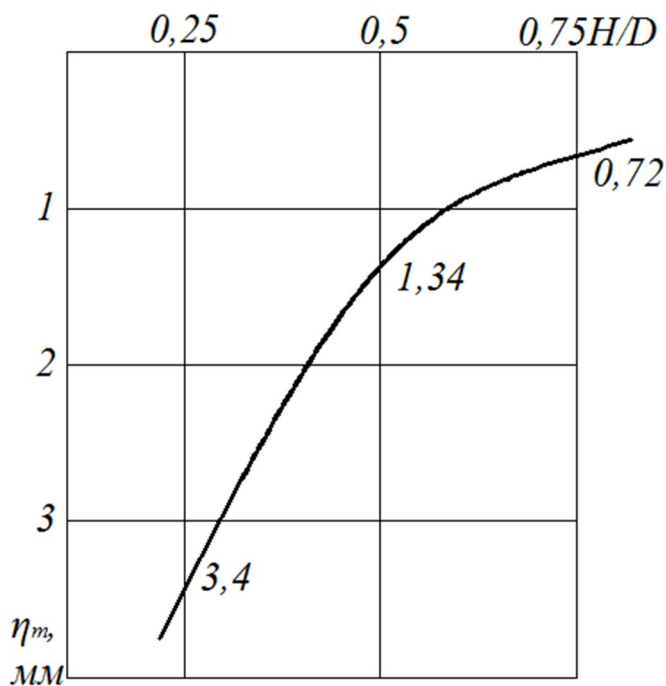


Рис 5.3 Экспериментальная зависимость между максимальными осадками η_m и относительной глубиной заложения тоннеля H/D

При глубоком заложении подземных сооружений наблюдается обратная картина: величины сдвижений и деформаций уменьшаются, приблизительно, пропорционально увеличению глубины заложения. При этом, скорость оседания уменьшается почти линейно с глубиной, а продолжительность процесса сдвижений и деформаций поверхности земли увеличивается.

Тип конструкции подземного сооружения также влияет на сдвигения и деформации поверхности земли. Так, если в слабых неустойчивых грунтах применить недостаточно жесткую обделку, то ее деформации могут вызвать смещения грунтового массива, которые повлекут за собой дополнительные сдвигения и деформации поверхности земли. В плотных грунтах, обладающих упругими свойствами, применение гибких обжатых в грунт сборных или монолитно-прессованных обделок способствует предотвращению нарушений

грунтового массива и уменьшению сдвижений и деформаций земной поверхности.

Характер проявления сдвижений и деформаций поверхности земли во времени во многом определяется технологией строительства подземного сооружения. Например, при щитовой проходке тоннеля мелкого заложения в несвязных малоустойчивых грунтах сдвижения и деформации дневной поверхности в каком-либо сечении по трассе тоннеля начинаются еще до подхода щита к этому сечению на расстоянии $2D-5D$ (D -диаметр тоннеля). Это связано с постепенным увеличением давления грунта и сдвижением грунтовой толщи щитом в зоне влияния тоннеля. Далее, по мере перемещения щита зона сдвижения грунтовой толщи как бы передвигается впереди забоя и сдвижения, и деформации поверхности земли продолжают нарастать. Обычно, они достигают своих максимальных значений после удаления щита от данного сечения на расстояние $3D-4D$, а затем - постепенно затухают и стабилизируются, что свидетельствует о разгрузке напряженно-деформированного состояния грунтового массива [14].

Об ориентировочных величинах оседаний поверхности земли можно судить по данным опыта щитовой проходки тоннелей метрополитена диаметром 5,5 м на глубине 3-10 м от дневной поверхности в несвязных и связных грунтах. Статистическая обработка результатов натурных измерений по более чем 1300 реперам дала возможность получить кривые распределения конечных оседаний. Максимальные оседания над осью тоннеля изменялись от 70 до 200 мм, а длина мульды оседания - от 15 до 30 м и более, причем, как правило, основная часть оседаний проявлялась в течение двух-трех суток после проходки щита через данное сечение. Период полной стабилизации оседаний в зоне влияния тоннеля длился около пяти - шести месяцев, а за пределами этой зоны - до двух-трех лет.

Интенсивность развития сдвижений и деформаций грунта, во многом, зависит от свойств грунтов и от скорости проходки тоннелей. По данным опыта щитовой проходки тоннелей метрополитена максимальные скорости оседания поверхности земли в песках составляют 80-100, в глинистых грунтах-12-20, а в смешанных-15-50 мм/сут. Причем, они уменьшаются с увеличением скорости проходки. Время активного периода оседания поверхности земли в песчаных грунтах составляет 5-15, в глинистых - 15-20, а в смешанных-10-25 суток.

Появление сдвижений или деформаций поверхности земли при щитовой проходке тоннелей в слабых грунтах обусловлено следующими основными причинами: выпуски грунта в забое щита; несвоевременное или некачественное заполнение строительного зазора; деформации оболочки и тоннельной обделки.

При уменьшении или устранении выпусков грунта в забое щита основной причиной оседаний грунтового массива становится наличие зазора между обделкой тоннеля и контуром выработки на участке хвостовой оболочки щита. Несвоевременное или некачественное заполнение этого зазора в несвязных грунтах приводит к немедленному обрушению грунта на обделку, что вызывает разуплотнение грунта над тоннелем с развитием процесса сдвижений и деформаций до поверхности земли. Аналогичным образом на сдвижения и деформации грунтов влияют деформации оболочки щита и колец тоннельной обделки (горизонтальная эллиптичность). Сдвижения и деформации грунтового массива при проходке тоннелей горным способом могут быть вызваны, в основном, переборами грунта в забое и многочисленными перекреплениями.

Применение искусственного водопонижения в подземном строительстве в большинстве случаев сопровождается сдвигами и деформациями поверхности земли. В связи с осушением грунтового массива и устранением взвешивающего эффекта воды, силы тяжести

минеральных частиц грунта и давление воды на скелет грунта возрастают. Кроме того, во время водопонижения происходит вынос мелких частиц грунта (суффозия) и последующее их перераспределение при восстановлении первоначального уровня грунтовых вод. Все это приводит к изменению напряженно-деформированного состояния грунтового массива и проявлению сдвижений и деформаций поверхности земли.

Сдвигения и деформации поверхности земли вызывают деформации и разрушения наземных строений, попадающих в пределы мульды сдвижения над строящимся подземным сооружением. Характер проявления и интенсивность развития этих деформаций определяются типом здания, конструктивными особенностями и техническим состоянием, а также расположением его относительно мульды сдвижения земной поверхности. Так, здания, находящиеся в средней части мульды сдвижения, испытывают влияние отрицательной кривизны (вогнутости) (земной поверхности), поэтому деформации будут развиваться, главным образом, в нижних этажах и фундаментах. При рядовой застройке вследствие наклонов соседних, близко расположенных зданий, могут проявляться дополнительные деформации в виде выпучивания и вдавливания стен, что сопровождается обрушением кладки на отдельных участках.

Здания, попадающие на крайние участки мульды сдвижения, подвергаются воздействию положительной кривизны (выпуклости) земной поверхности, что обуславливает появление деформаций, прежде всего, в пределах верхних этажей. В наиболее неблагоприятном положении оказываются здания, расположенные на участке перегиба мульды сдвижения, испытывающие комбинированное воздействие положительной и отрицательной кривизны земной поверхности.

Наибольшее влияние на состояние зданий оказывают вертикальные деформации поверхности земли: наклоны и кривизна. Наклоны основания приводят к кренам зданий, а искривления вызывают в них изгиб.

Горизонтальные деформации сжатия и растяжения грунтов передаются на конструкции зданий в виде сил трения по подошве и боковой поверхности фундаментов. Влияние горизонтальных деформаций, как правило, менее существенно, чем вертикальных, поскольку они действуют на коротких участках, не захватывая всего здания.

Приведенные выше данные характеризуют, в основном, качественную картину проявления сдвижений и деформаций поверхности земли, их воздействие на состояние поверхностных зданий и устанавливают влияние отдельных факторов на развитие этого процесса. В действительности при строительстве подземных сооружений сдвижения и деформации поверхности земли определяются совокупностью упомянутых ранее факторов, что значительно осложняет их прогнозирование. Поэтому, для количественной оценки сдвижений и деформаций поверхности земли выполняют теоретические и экспериментальные исследования.

5.2 Теоретические методы прогнозирования сдвижений

В настоящее время существуют два основных направления теоретических исследований сдвижений и деформаций грунтового массива и поверхности земли, основанных на схематизации этого процесса с применением точных и приближенных методов.

Первое направление предусматривает решение задачи о распределении напряжений и деформаций в грунтовом массиве, нарушенном проходкой подземной выработки, с использованием аппарата механики сплошной или дискретной среды: теории упругости, пластичности, предельного равновесия и др. Выбор того или иного метода определяется прежде всего конкретными геологическими условиями, поскольку математическая модель грунтового массива должна отражать реальные прочностные и деформативные свойства грунтов и учитывать их структурно-механические особенности (сплошность,

неоднородность, анизотропность), реологические процессы и пр. Так, при наличии прочных и однородных грунтов, обладающих упругими свойствами, наиболее целесообразно применять методы теории упругости, отождествляя грунты с линейно-деформируемой средой. Если грунты проявляют реологические свойства, может потребоваться решение упругопластической задачи с применением методов теории пластичности и ползучести. Поведение слабых неустойчивых грунтов, обладающих незначительным сцеплением, в наибольшей степени подчиняется законам сыпучей среды и теории предельного равновесия.

В большинстве случаев решают плоскую задачу механики сплошной или дискретной среды, получая распределение напряжений и деформаций в главных сечениях мульды сдвижения. Как правило, решение задачи реализуется в детерминистической постановке с широким использованием численных методов, что позволяет широко применять ЭВМ. В последнее время получили развитие математико-статистические методы, основанные на теории вероятности. Применение этих методов предусматривает решение на ЭВМ вероятностной задачи с учетом статистической неоднородности физико-механических свойств грунтов.

Основы теории сдвижения грунтов над подземными выработками были заложены проф. Авершиным С.Г. [15]. Рассматривая сдвижение грунтов как смещение их частиц по поверхностям скольжения в условиях, близких к состоянию предельного равновесия грунтового массива, Авершин С. Г. применил законы теории пластичности к решению плоской задачи и получил функциональные зависимости, определяющие процесс сдвижений и деформаций грунтов. В частности, им получена формула для определения величин оседания грунта в любой точке мульды сдвижения над подземной выработкой

$$\eta(x) = \eta_m \left(1 - \frac{x}{2,13l}\right)^{4,54} e^{2,13\frac{2,13}{l}}, \quad (5.3)$$

где η_m - максимальная величина оседания;

x - расстояние от оси подземной выработки до рассматриваемого сечения;

l - абсцисса точки перегиба кривой оседания;

e - основание натурального логарифма.

Формула (5.3) была скорректирована проф. Лимановым Ю. А. применительно к условиям строительства тоннелей Ленинградского метрополитена:

$$\eta(x) = \eta_m \left(1 - \frac{x}{L}\right)^4 e^{4\frac{x}{L}}, \quad (5.4)$$

где L - длина полумульды оседания.

Существуют также аналогичные зависимости для определения величин оседаний в определенных инженерно-геологических условиях, полученные с использованием тригонометрических рядов, функций нормального распределения Гаусса и др.

Методы, основанные на законах механики сплошной или дискретной среды, используют строгий математический аппарат и дают возможность получить точные решения поставленной задачи. Однако, несмотря на высокую точность решения самих задач, полученные результаты могут быть использованы на практике только в отдельных частных случаях: в определенных грунтах, при определенной глубине заложения, форме и размерах подземной выработки и пр. Погрешности в конечных результатах объясняются приближенностью основных предпосылок и исходных данных, касающихся прочностных и деформативных свойств грунтов, условий их залегания и т. п. Кроме того,

при постановке задач теории сплошной или дискретной среды трудно, а иногда невозможно, учесть влияние на процесс сдвижений и деформаций поверхности земли технологических особенностей строительства подземного сооружения (способ разработки грунта и крепления забоя, последовательность возведения обделки, характер нагнетания за обделку), а также фактора времени. В связи с этим в практических расчетах сдвижений и деформаций поверхности земли, чаще всего, применяют приближенные методы, основанные на упрощающих допущениях. Например, в ряде случаев находит применение метод расчета сдвижений и деформаций поверхности земли, в соответствии с которым грунтовая толща над подземным сооружением рассматривается как балка с защемленными концами под действием равномерно распределенной нагрузки. При этом, кривая, ограничивающая мульду сдвижения, аппроксимируется линией прогибов верхней фибры балки. Такое допущение позволяет определять оседания поверхности земли в любой точке мульды сдвижения над подземным сооружением как прогибы балки по формуле:

$$\eta(x) = \frac{\eta_m}{L^4} (L^2 - x^2)^2. \quad (5.5)$$

В результате комплексных теоретических и экспериментальных исследований сдвижений и деформаций поверхности земли, проведенных при строительстве тоннелей и станций метрополитена в г. Санкт-Петербурге, в толще плотных кембрийских глин, подстилающих рыхлые четвертичные отложения, были получены обширные данные, позволившие разработать метод типовых кривых [16]. Сущность этого метода заключается в том, что кривая единичных оседаний, характеризующая распределение оседаний в главных сечениях мульды, задается в виде функции $S(z)$, где

$$z = \frac{x}{L}.$$

при $z=1$ и $\eta_m=1$. При этом, считается, что в точке максимального оседания и на границах мульды деформации близки к нулю. Точка перегиба кривой оседания задается посередине между границами мульды и точкой максимального оседания, причем в точке перегиба величина оседания равна половине ее максимальной величины, наклон имеет максимальное значение, а кривизна равна нулю.

Помимо кривой единичных оседаний задаются также кривые единичных наклонов и кривизны в главных сечениях мульды в виде функций, определяемых как первая и вторая производные функции $S(z)$ по z : $S'(z)$ и $S''(z)$ (рис. 4.26). Значения функций $S(z)$, z : $S'(z)$ и $S''(z)$ для десяти сечений полумульды сдвижений приведены в табл. 4.7.

Величины оседаний, наклонов и кривизны в любых сечениях мульды сдвижений могут быть получены из выражений:

$$\left. \begin{aligned} \eta(x) &= \eta_m S(z); \\ i(x) &= \frac{\eta_m}{L} S'(z); \\ k(x) &= \frac{\eta_m}{L^2} S''(z). \end{aligned} \right\} \quad (5.6)$$

Величина максимального оседания поверхности земли над осью подземной выработки η_m в главном сечении мульды может быть получена по данным теоретических или экспериментальных исследований. Длину полумульды сдвижения Z определяют исходя из геометрических соображений с учетом формы и размеров подземной выработки и глубины ее заложения.

Значения типовых кривых оседаний, наклонов и кривизн в главном сечении мульды сдвижения поверхности земли

$z = \frac{x}{L}$	$S(z)$	$S'(z)$	$S''(z)$	$z = \frac{x}{L}$	$S(z)$	$S'(z)$	$S''(z)$
0	1,0	0	-2,3	0,6	0,198	-1,0	2,7
0,1	0,923	-1,16	-5,9	0,7	0,11	-0,74	2,7
0,2	0,768	-1,56	-2,3	0,8	0,051	-0,46	2,6
0,3	0,610	-1,52	0,2	0,9	0,018	-0,21	2,0
0,4	0,452	-1,53	1,8	1	0	0	0
0,5	0,312	-1,27	2,6				

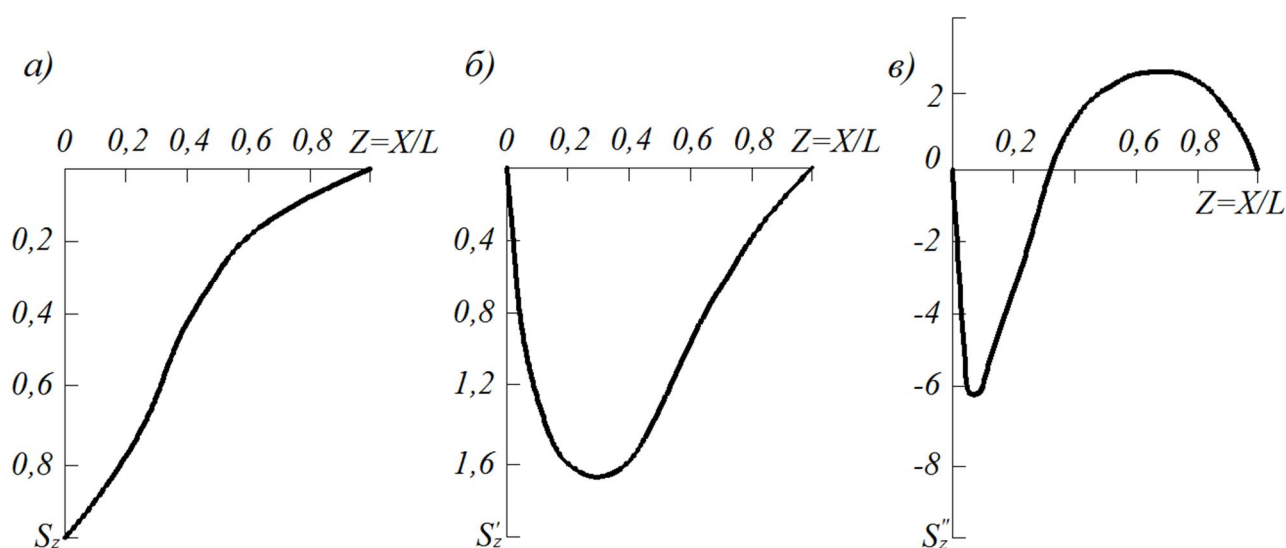


Рис. 5.4 Типовые кривые оседаний (а), наклонов (б) и кривизны (в) в мульде сдвижений поверхности земли

Таким образом, зная величины η_m и Z , можно, пользуясь методом типовых кривых, установить количественную картину распределения сдвижений и деформаций в главных сечениях мульды над подземным сооружением. Для определения соответствующих величин вне главных сечений мульды, надо величины η , i и k в одном из главных сечений

умножить на значение функции, соответствующей точке пересечения второго главного сечения с сечением мульды, проведенном через исследуемую точку параллельно первому из рассматриваемых сечений. Для определения максимальных оседаний в несвязных грунтах при проходке тоннелей мелкого заложения щитовым способом разработан приближенный метод расчета [17], основанный на следующих предпосылках:

- процесс сдвижения поверхности земли считается завершенным;
- объем грунта в пределах мульды сдвижения равен избыточному объему грунта, выпускаемого в забое щита и в пределах его хвостовой оболочки.

Принятие первой предпосылки дает возможность определять только конечные величины оседаний, не зависящие от скорости проходки тоннеля. Вторая предпосылка учитывает переборы и выпуски грунта в забое щита и обрушения грунта в зоне строительного зазора над обделкой. Предполагая также, что длины мульды сдвижения на поверхности земли за счет сдвижения грунта в забое и на участке хвостовой оболочки щита приблизительно равны, полную величину оседания представляют в виде суммы двух составляющих:

$$\eta = \eta_1 + \eta_2, \quad (5.7)$$

где η_1 - оседание за счет подвижек грунта в забое щита; η_2 - то же, в зоне хвостовой оболочки щита.

Величины η_1 и η_2 выражают одной и той же зависимостью

$$\left. \begin{aligned} \eta_1 &= \eta_{m1} e^{-\frac{nx^2}{4L^2}} \\ \eta_2 &= \eta_{m2} e^{-\frac{nx^2}{4L^2}} \end{aligned} \right\} \quad (5.8)$$

где n - коэффициент, учитывающий физико-механические свойства грунта (для песчаных грунтов $n = 5 \dots 15$).

Длину полумульды оседания над тоннелем кругового очертания можно определить по формуле

$$L = \frac{R_H + H \sin(45^\circ - \varphi/2)}{\cos(45^\circ - \varphi/2)}, \quad (5.9)$$

где R_H - наружный радиус щита; H - глубина заложения тоннеля до его оси; φ - угол внутреннего трения грунта.

Величину максимального оседания η_{m1} определяют по формуле

$$\eta_{m1} = k_1 k_2 m D^2 / 200L, \quad (5.10)$$

где $k_1 \leq 1,7$ - коэффициент, характеризующий тип грунта и величину осадок;

k_2 - коэффициент, учитывающий увеличение объема грунта при оседании за счет его разуплотнения; принимаемый равным $k_2 = 1-0,98$ для влажных и $k_2 = 0,95-0,9$ для сухих грунтов;

m - переборы при разработке грунта в забое щита ($m = 2-5\%$ для немеханизированных и $m = 1-2\%$ для механизированных щитов).

Величину максимального оседания η_{m2} определяют по формуле

$$\eta_{m2} = k_1 k_2 k_3 (4R\delta - \delta^2) / 2L, \quad (5.11)$$

где k_3 - коэффициент, учитывающий степень заполнения строительного зазора тампонажной смесью (при тщательном заполнении зазора $k_3 = 0,6-0,7$, а при отсутствии заполнения – $k_3 = 1$);

$\delta = \delta_{стр} + 2t$ ($\delta_{стр}$ - максимальная величина строительного зазора, t - толщина хвостовой оболочки щита).

Полученные в результате теоретических исследований основные параметры сдвижений и деформаций поверхности земли позволяют определить расчетные значения оседаний, вызванных кривизной, наклоном и горизонтальными деформациями растяжения и сжатия относительно любой точки основания наземного сооружения [18].

Расчетное оседание точки основания относительно центральной оси здания, вызванное кривизной поверхности земли (рис. 5.5), равно:

$$y = n_k m_k (x^2 / 2R) \quad (5.12)$$

где n_k и m_k — коэффициенты надежности по нагрузке и условий работы, которые были приведены в табл. 3 и 4 СНиП II-8-78; R — ожидаемый радиус кривизны поверхности земли; x — расстояние от расчетной точки основания до оси симметрии здания.

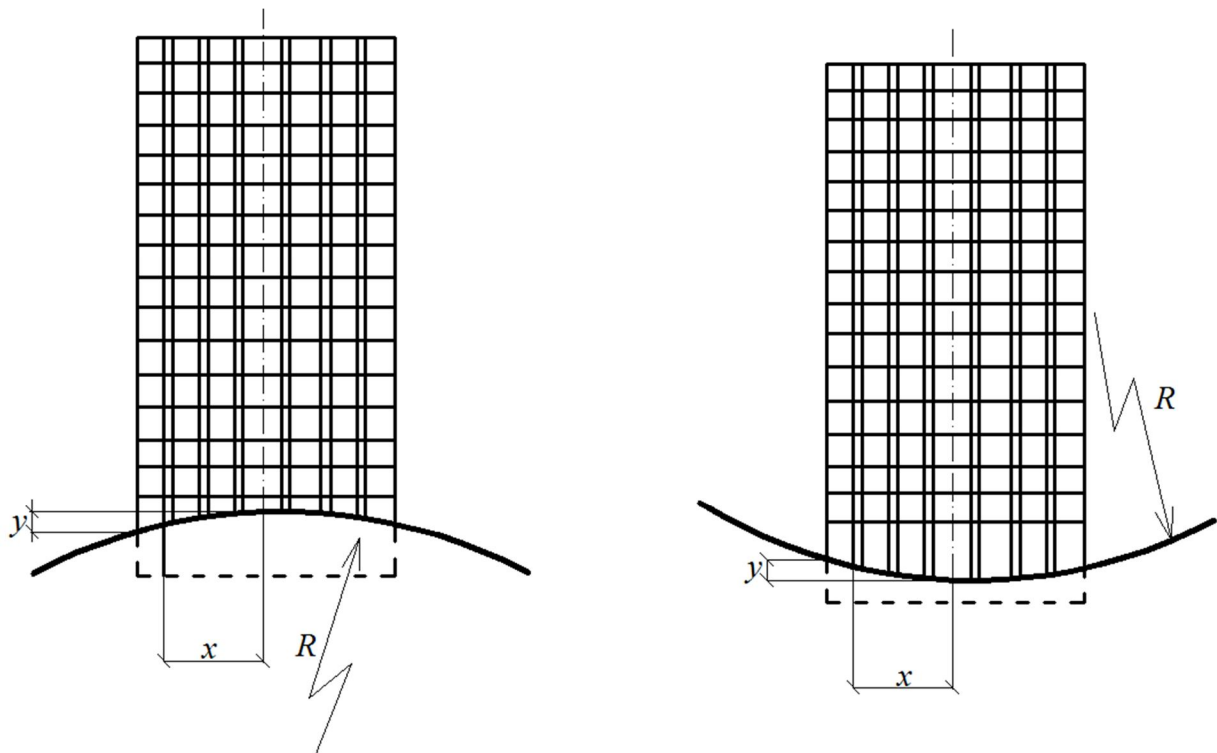


Рис. 5.5 Схемы к определению оседаний поверхности земли, вызванных кривизной

Расчетная разность оседаний двух точек здания, вызванная расчетной кривизной поверхности земли, составляет:

$$\Delta_{\text{ук}} = n_{\text{к}} m_{\text{к}} \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R}, \quad (5.13)$$

где x_1 и x_2 — расстояния от оси здания, соответственно, до менее удаленной и более удаленной точек.

Расчетная разность оседаний двух точек основания здания, вызванная равномерным наклоном

$$\Delta_{\text{y}} = n_i m_i i (x_2 - x_1), \quad (5.14)$$

где n_i и m_i — коэффициенты надежности по нагрузке и условий работы, которые были приведены в табл. 3 и 4 СНиП II-8-78;

i — ожидаемый наклон поверхности земли.

Расчетное перемещение любой точки основания относительно центральной оси здания, вызванное горизонтальными деформациями растяжения или сжатия

$$\Delta l = \pm n_\varepsilon m_\varepsilon \varepsilon x, \quad (5.15)$$

где n_ε и m_ε — коэффициенты надежности по нагрузке и условий работы, которые были приведены в табл. 3 и 4 СНиП II-8-78; ε - ожидаемая величина относительной горизонтальной деформации поверхности земли.

Расчетный угол наклона в любой точке основания здания, вызванный деформациями поверхности земли:

$$i_k = \pm n_k m_k (x/R). \quad (5.16)$$

Пример определения максимальных оседаний поверхности земли в южном регионе Украины в несвязных и малосвязных грунтах при проходке тоннелей глубокого заложения разных диаметров щитовым способом приближенным, уточненным авторами, аналитическим методом [17] в численном эксперименте.

Характеристика грунтов, тоннелей и план численного эксперимента приведены в п.4.7.

Длину полумульды оседания над тоннелями кругового очертания можно определить по формуле:

$$L = \frac{R_n + H \sin(45^\circ - \varphi / 2)}{\cos(45^\circ - \varphi / 2)}$$

при $\varphi = \varphi_{2npus}$ в численном эксперименте, равном $\frac{13 \cdot 16 + 2 \cdot 35 + 2,5 \cdot 20}{13 + 2 + 2,5} = 18,74^\circ$

(осредненном);

наружном радиусе щита $R_{n\varnothing 15} = 8 \text{ м}$; глубине заложения тоннеля до его верха

$$H_{\varnothing 15} = 25 \text{ м};$$

$$R_{n\varnothing 10} = 5,4 \text{ м}; H_{\varnothing 10} = 22,5 \text{ м};$$

$$R_{n\varnothing 5} = 2,8 \text{ м}; H_{\varnothing 5} = 20,0 \text{ м}.$$

Отсюда величина L для разных диаметров:

$$L_{\varnothing 15} = \frac{8 + 25 \sin(45^\circ - 18,74^\circ / 2)}{\cos(45^\circ - 18,74^\circ / 2)} = 27,76 \text{ м} = 27760 \text{ мм};$$

$$L_{\varnothing 10} = \frac{5,4 + 22,5 \sin(45^\circ - 18,74^\circ / 2)}{\cos(45^\circ - 18,74^\circ / 2)} = 22,77 \text{ м} = 22770 \text{ мм};$$

$$L_{\varnothing 5} = \frac{2,8 + 20 \sin(45^\circ - 18,74^\circ / 2)}{\cos(45^\circ - 18,74^\circ / 2)} = 17,78 \text{ м} = 17780 \text{ мм}.$$

Величину максимального оседания η_{m1} в забое щита определяем по формуле $\eta_{m1} = k_1 k_2 m D^2 / 200L$,

где k_1 - коэффициент, характеризующий тип грунта и величину осадок. Для напластований грунтов южного региона Украины, включая лессовидные, авторами экспериментальным путем установлено $k_1 = 1,30$;

k_2 – коэффициент, учитывающий увеличение объема грунта.

$k_2=1\dots 0,98$ – для влажных и $k_2=0,95-0,90$ для сухих грунтов. Принимаем для нашего случая величину $k_2=0,95$;

m – переборы при разработке в забое щита ($m=2-5\%$ для немеханизированных и $m=1\dots 2\%$ для механизированных щитов).

В данных расчетах принимаем $m=0,02$, т.е. 2%;

D – номинальный (срединный) диаметр монолитной железобетонной обделки, принимаемый равным 5,10 и 15м.

С учетом изложенного максимальные величины оседаний поверхности грунта над забоем щита η_{m1} (т. А) в тоннелях кругового очертания, диаметры которых составляют 5, 10 и 15м, определяются:

$$\eta_{m1\varnothing 5} = 1,30 \cdot 0,95 \cdot 0,02 \cdot 5000^2 / (200 \cdot 17780) = 0,16 \text{ мм}$$

$$\eta_{m1\varnothing 10} = 1,30 \cdot 0,95 \cdot 0,02 \cdot 10000^2 / (200 \cdot 22770) = 0,54 \text{ мм}$$

$$\eta_{m1\varnothing 15} = 1,30 \cdot 0,95 \cdot 0,02 \cdot 15000^2 / (200 \cdot 27760) = 1,05 \text{ мм}$$

Величины максимальных оседаний поверхности грунта над хвостовой частью щита η_{m2} в т.А при проходке рассматриваемых тоннелей определяем по формуле

$$\eta_{m2} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 (4R\delta - \delta^2) / (2L), \text{ в которой } R = D/2, \delta = \delta_{\text{оп}} + 2t,$$

где $\delta_{\text{оп}}$ - максимальная величина строительного зазора в забое;

t – толщина хвостовой оболочки щита;

k_3 - коэффициент, учитывающий степень заполнения строительного зазора тампонажной смесью (при тщательном заполнении зазора $k_3=0,6\dots 0,7$, а при отсутствии заполнения - $k_3=1$).

Учитывая уровень современных технологий, в расчетах принимаем $k_3=0,65$. Экспериментальным путем было установлено, что $\delta_{\varnothing 5} = 30 \text{ мм}$; $\delta_{\varnothing 10} = 100 \text{ мм}$; $\delta_{\varnothing 15} = 190 \text{ мм}$. Отсюда

$$\eta_{m2\varnothing 5} = 1,30 \cdot 0,95 \cdot 0,65 (4 \cdot 2500 \cdot 30 - 30^2) / (2 \cdot 17780) = 8,50 \text{ мм}$$

$$\eta_{m2\varnothing 10} = 1,30 \cdot 0,95 \cdot 0,65 (4 \cdot 5000 \cdot 100 - 100^2) / (2 \cdot 22770) = 35,00 \text{ мм}$$

$$\eta_{m2\varnothing 15} = 1,30 \cdot 0,95 \cdot 0,65 (4 \cdot 7500 \cdot 190 - 190^2) / (2 \cdot 27760) = 81,70 \text{ мм}$$

Оседания поверхности грунта в любой точке поперечного сечения мульды сдвижения, проходящем через забой щита, можно определить по формуле

$$\eta_1 = \eta_{m1} \cdot e^{-\frac{nx^2}{4L^2}},$$

где n - коэффициент, учитывающий физико-механические свойства грунтов. Экспериментальным путем авторами было определено значение $n=7,0$ для напластований грунтов юного региона Украины. С увеличением плотности грунтов, например уплотненных песчаных или скальных грунтов, значения n будут увеличиваться до 15...20;

x – расстояние от вертикальной оси подземной выработки вдоль главного поперечного сечения мульды до рассматриваемых точек: $A(x=0m)$; $B(x=D)$; $C(x=D+10m)$.

Отсюда

$$\eta_{1\varnothing 5A} = \eta_{m1\varnothing 5} = 0,16 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 10A} = \eta_{m1\varnothing 10} = 0,54 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 15A} = \eta_{m1\varnothing 15} = 1,05 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 5B} = 0,16e^{-\frac{7,0 \cdot 5000^2}{4 \cdot 17780^2}} = 0,1 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 10B} = 0,54e^{-\frac{7,0 \cdot 10000^2}{4 \cdot 22770^2}} = 0,4 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 15B} = 1,05e^{-\frac{7,0 \cdot 15000^2}{4 \cdot 27760^2}} = 0,7 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 5C} = 0,16e^{-\frac{7,0 \cdot 15000^2}{4 \cdot 17780^2}} \cong 0,1 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 10C} = 0,54e^{-\frac{7,0 \cdot 20000^2}{4 \cdot 22770^2}} = 0,2 \text{ мм};$$

$$\eta_{1\varnothing 15C} = 1,05e^{-\frac{7,0 \cdot 25000^2}{4 \cdot 27760^2}} = 0,3 \text{ мм}.$$

Оседания поверхности грунта в характерных точках поперечного сечения мульды сдвижения в зоне хвостовой оболочки щита определяются по аналогичной формуле

$$\eta_2 = \eta_{m2} \cdot e^{-\frac{n \cdot x^2}{4L^2}} :$$

$$\eta_{2\varnothing 5A} = \eta_{m2\varnothing 5} = 8,5 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 10A} = \eta_{m2\varnothing 10} = 35,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 15A} = \eta_{m2\varnothing 15} = 81,7 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 5B} = 8,5e^{-\frac{7,0 \cdot 5000^2}{4 \cdot 17780^2}} = 7,7 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 10B} = 35e^{-\frac{7,0 \cdot 10000^2}{4 \cdot 22770^2}} = 26,4 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 15B} = 81,7e^{-\frac{7,0 \cdot 15000^2}{4 \cdot 27760^2}} = 51,5 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 5C} = 8,5e^{-\frac{7,0 \cdot 15000^2}{4 \cdot 17780^2}} = 5,9 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 10C} = 35e^{-\frac{7,0 \cdot 20000^2}{4 \cdot 22770^2}} = 11,3 \text{ мм};$$

$$\eta_{2\varnothing 15C} = 81,7e^{-\frac{7,0 \cdot 25000^2}{4 \cdot 27760^2}} = 22,6 \text{ мм}.$$

Полная величина оседаний поверхности грунта в главном поперечном сечении мульды сдвижения в процессе образования тоннеля проходческим щитом определяются по формуле

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 :$$

$$\eta_{\varnothing 5A} = 0,16 + 8,50 = 8,66 \approx 9,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 10A} = 0,54 + 35,0 = 35,54 \approx 36,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 15A} = 1,05 + 81,7 = 82,75 \approx 83,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 5B} = 0,1 + 7,7 = 7,8 \approx 8,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 10B} = 0,4 + 26,4 = 26,8 \approx 27,0 \text{ мм};$$

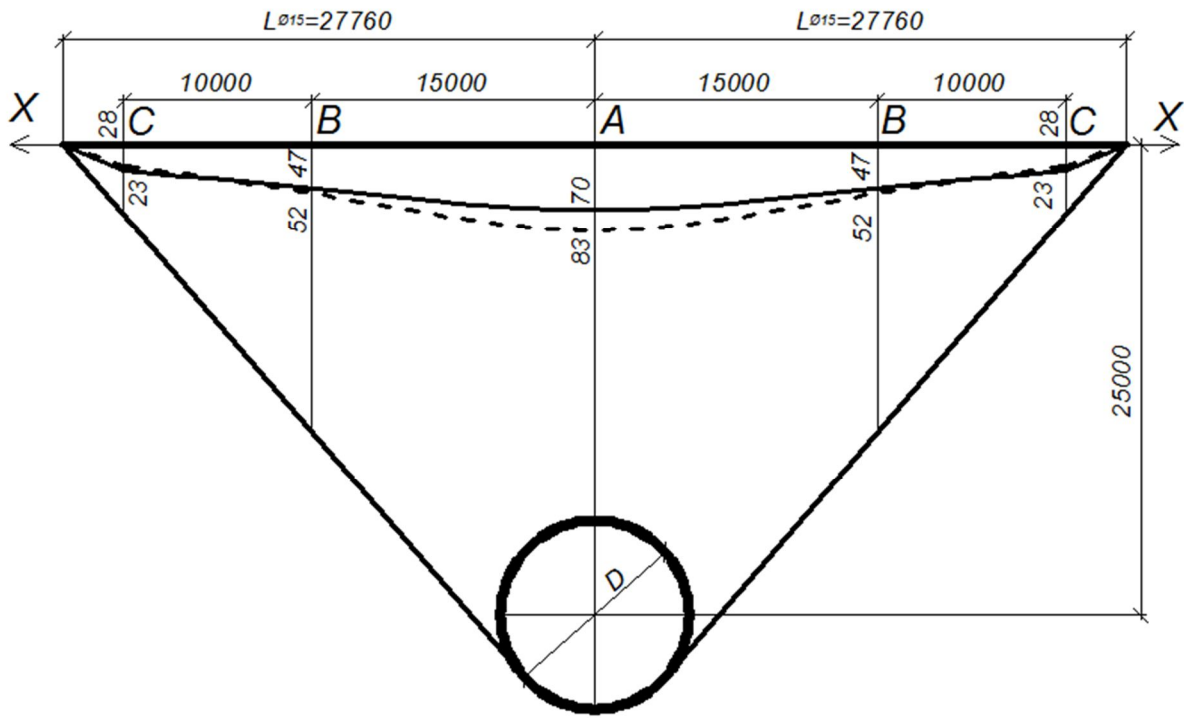
$$\eta_{\varnothing 5B} = 0,7 + 51,5 = 52,2 \approx 52,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 5C} = 0,1 + 5,9 = 6,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 10C} = 0,2 + 11,3 = 11,5 \approx 12,0 \text{ мм};$$

$$\eta_{\varnothing 15C} = 0,3 + 22,6 = 22,9 \approx 23,0 \text{ мм}.$$

Сравнение данных оседаний поверхности грунта в поперечном сечении мульды сдвижения в численном эксперименте с результатами уточненного авторами приближенного аналитического расчета (рис. 5.6) показал, в целом, удовлетворительную их сходимость (см. р.6, коэффициент вариации $\nu = 18...36\%$, что для такой науки, как механика грунтов, вполне приемлемо).



Условные обозначения

————— ПК «PLAXIS» - - - - - Приближенный
аналитический метод

Рис.5.6 Развитие мульды сдвижения в главном поперечном сечении при проходке тоннелей в численном эксперименте, опыт №1 (п.32, р. 6)

РАЗДЕЛ 6

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ОБДЕЛКЕ ТОННЕЛЕЙ И ОСЕДАНИЙ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ, НАЙДЕННЫХ ЧИСЛЕННЫМ И ПРИБЛИЖЕННЫМИ АНАЛИТИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

В качестве исходных приняты инженерно-геологические условия южного региона Украины, описанные в разделе 3 (рис. 3.1), с учетом изменения срединных диаметров и толщины железобетонной обделки кольцевых тоннелей, варьируемых в соответствии с трехфакторным трехуровневым планом B_3 численного эксперимента, дающего возможность достаточно полно рассмотреть всевозможные комбинации конструктивных и технологических факторов, прежде всего, при использовании ПК «PLAXIS-8». Максимально возможный учет изменчивости геотехнических и конструктивных факторов в сочетании с известными преимуществами метода конечных элементов дает основание полагать, что результаты исследований численного эксперимента с применением указанного программного комплекса наиболее полно отображают объективную реальность инженерно-геологических условий южного региона Украины, как частного случая. Другими словами, результаты расчета, полученные с помощью данного программного комплекса, будем считать наиболее точными, т.е. «эталонными».

Приближенные аналитические методы определения внутренних усилий в обделке тоннелей и оседаний поверхности земли, рассмотренные в предыдущих разделах, очевидно, заведомо уступают численным методам по точности прогноза в силу использования более грубых допущений и предпосылок, а также осредненных физико-механических свойств грунтов. Однако, они позволяют сделать хотя и менее точные, но достаточно быстрые прогнозные оценки исследуемых параметров, что в некоторых случаях оправдывает их использование.

6.1 Экстремальные значения внутренних усилий в железобетонной кольцевой обделке тоннелей

Экстремальные значения изгибающих моментов, окружных продольных и поперечных сил в меридиальном, лотковом и сводчатом сечениях железобетонной обделки кольцевых тоннелей, определённые с помощью численного (ПК «PLAXIS-8») и приближенных аналитических методов (О.Е. Бугаевой, М.М. Протоद्याконова, Н.С. Булычева) в соответствии с ранее принятым D - оптимальным планом В₃ численного эксперимента, приведены в табл. 6.1.

Сравнение полученных результатов показывает, что приближенный аналитический метод О.Е. Бугаевой с увеличением срединного диаметра обделки тоннеля до 15м, почти втрое «завышает» значения экстремальных изгибных усилий (коэффициенты вариации $v=188...211\%$) и, примерно, в полтора раза «занижает» ($v=51\%$) окружные продольные сжимающие силы по сравнению с численным методом (ПК «PLAXIS-8»).

Использование классического приближенного метода М.М. Протоद्याконова с учетом не только вертикального горного давления и собственного веса железобетонной обделки, а также горизонтального активного бокового давления грунта, которым, обычно, пренебрегают, позволяет получить удовлетворительную сходимость изгибных усилий в обделке тоннелей больших диаметров ($D=15\text{м}$) с одновременным «занижением» окружных продольных сил в полтора раза по сравнению с рассматриваемым численным методом.

В обделках тоннелей меньших диаметров метод М.М. Протоद्याконова «занижает» в два-три раза значения изгибных усилий .

Таблица 6.1

Внутренние усилия в кольцевой обделке тоннелей , найденные численным и приближенными аналитическими методами в числовом эксперименте

№ п/п	План экспер			$D_{i,m}$ t,m	Экстремальные значения внутренних усилий в обделке, определенные															
	X_1	X_2	X_3		С помощью ПК «PLAXIS-8»				По методу О.Е. Бугаевой при $k=600$ кН/м ²				По методу М.М. Протодыяконова с учетом верт. И гориз. давлений, а также собствен. веса				Путем решения контактной задачи по Н.С. Булычеву			
	$D_{\text{фрел.}}$	$T_{\text{опр.}}$	$T_{\text{ред. j}}$		$M_{\text{max,}}$ кНМ м.п.	$M_{\text{min,}}$ кНМ м.п.	$Q_{\text{min,}}$ кН м.п.	$N_{\text{min,}}$ кН м.п.	$M_{\text{max,}}$ кНМ м.п.	$M_{\text{min,}}$ кНМ м.п.	$Q_{\text{min,}}$ кН м.п.	$N_{\text{min,}}$ кН м.п.	$M_{\text{max,}}$ кНМ м.п.	$M_{\text{min,}}$ кНМ м.п.	$Q_{\text{min,}}$ кН м.п.	$N_{\text{min,}}$ кН м.п.	$M_{\text{max,}}$ кНМ м.п.	$M_{\text{min,}}$ кНМ м.п.	$Q_{\text{min,}}$ кН м.п.	$N_{\text{min,}}$ кН м.п.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)
1	+	+	+	$\frac{15,75}{0,75}$	925	-1028	-298	-3263	3115	-3076	-1051	-1916	841	-797	-278	-1874	1059	-1079	-545	-1899
2	+	+	-	$\frac{15,75}{0,75}$	623	-728	-209	-3083	3115	-3076	-1051	-1916	841	-797	-278	-1874	1059	-1079	-545	-1899
3	+	-	+	$\frac{15,75}{0,75}$	1461	-1528	-443	-2879	3115	-3076	-1051	-1916	841	-797	-278	-1874	1059	-1079	-545	-1899
4	+	-	-	$\frac{15,75}{0,75}$	1105	-1178	-339	-2697	3115	-3076	-1051	-1916	841	-797	-278	-1874	1059	-1079	-545	-1899
5	-	+	+	$\frac{5,35}{0,35}$	176	-171	-149	-997	141	-138	-142	-225	38	-36	-38	-225	185	-189	-286	-332
6	-	+	-	$\frac{5,35}{0,35}$	141	-139	-120	-924	141	-138	-142	-225	38	-36	-38	-225	185	-189	-286	-332
7	-	-	+	$\frac{5,35}{0,35}$	236	-226	-198	-856	141	-138	-142	-225	38	-36	-38	-225	185	-189	-286	-332
8	-	-	-	$\frac{5,35}{0,35}$	197	-190	-165	-802	141	-138	-142	-225	38	-36	-38	-225	185	-189	-286	-332
9	+	0	0	$\frac{15,75}{0,75}$	1015	-1102	-318	-2968	3115	-3076	-1051	-1916	841	-797	-278	-1874	1059	-1079	-545	-1899
10	-	0	0	$\frac{5,35}{0,35}$	187	-181	-157	-887	141	-138	-142	-225	38	-36	-38	-225	185	-189	-286	-332
11	0	+	0	$\frac{10,55}{0,55}$	466	-517	-194	-2062	1006	-992	-509	-857	263	-249	-130	-850	619	-632	-478	-1104
12	0	-	0	$\frac{10,55}{0,55}$	729	-717	-313	-1754	1006	-992	-509	-857	263	-249	-130	-850	619	-632	-478	-1104
13	0	0	+	$\frac{10,55}{0,55}$	691	-683	-298	-1934	1006	-992	-509	-857	263	-249	-130	-850	619	-632	-478	-1104
14	0	0	-	$\frac{10,55}{0,55}$	542	-542	-235	-1819	1006	-992	-509	-857	263	-249	-130	-850	619	-632	-478	-1104
15	0	0	0	$\frac{10,55}{0,55}$	615	-611	-266	-1877	1006	-992	-509	-857	263	-249	-130	-850	619	-632	-478	-1104
16*	0	0	0	$\frac{10,55}{0,55}$	687	-680	-297	-1894												
					607 средн	-636 средн	-247 средн	-1919 средн	$\sigma=1283$ $\vartheta=211\%$	$\sigma=1206$ $\vartheta=190\%$	$\sigma=-464$ $\vartheta=188\%$	$\sigma=979$ $\vartheta=51\%$	$\sigma=305$ $\vartheta=50\%$	$\sigma=342$ $\vartheta=54\%$	$\sigma=122$ $\vartheta=49\%$	$\sigma=998$ $\vartheta=52\%$	$\sigma=174$ $\vartheta=29\%$	$\sigma=-163$ $\vartheta=26\%$	$\sigma=208$ $\vartheta=84\%$	$\sigma=-875$ $\vartheta=46\%$

Коэффициенты вариации определённых внутренних усилий по методу М.М. Протодьяконова по отношению к рассматриваемому численному методу колеблется в пределах $v = 49 \dots 54\%$.

Максимальные и минимальные изгибающие моменты в железобетонной кольцевой обделке тоннелей, найденные путем решения контактной задачи по Н.С. Булычеву, показали удовлетворительную сходимость ($v = 26 \dots 29\%$) с таковыми, определенными численным методом, что имеет важное практическое значение, так как их (моментов) значения оказывают определяющее влияние на размеры и армирование обделки. При этом, экстремальные значения окружных продольных сжимающих сил оказались, примерно, в полтора раза меньшими ($v = 46\%$) по сравнению с данными, полученными с помощью ПК «PLAXIS-8», а экстремальные значения поперечных сил – в полтора раза большими ($v = 84\%$) от аналогичных значений, найденных численным методом.

Исходя из изложенного, наиболее приемлемыми из приближенных аналитических методов оказался путь решения контактной задачи по Н.С. Булычеву, позволяющий более-менее достоверно определять изгибные усилия в железобетонной обделке кольцевых тоннелей и обоснованно назначать их размеры и армирование.

Результаты сравнительных расчетов изгибных и продольных сжимающих усилий в железобетонных обделках тоннелей, выполненных с помощью ПК «PLAXIS» и путем решения контактной задачи, представлены на рис.6.1.

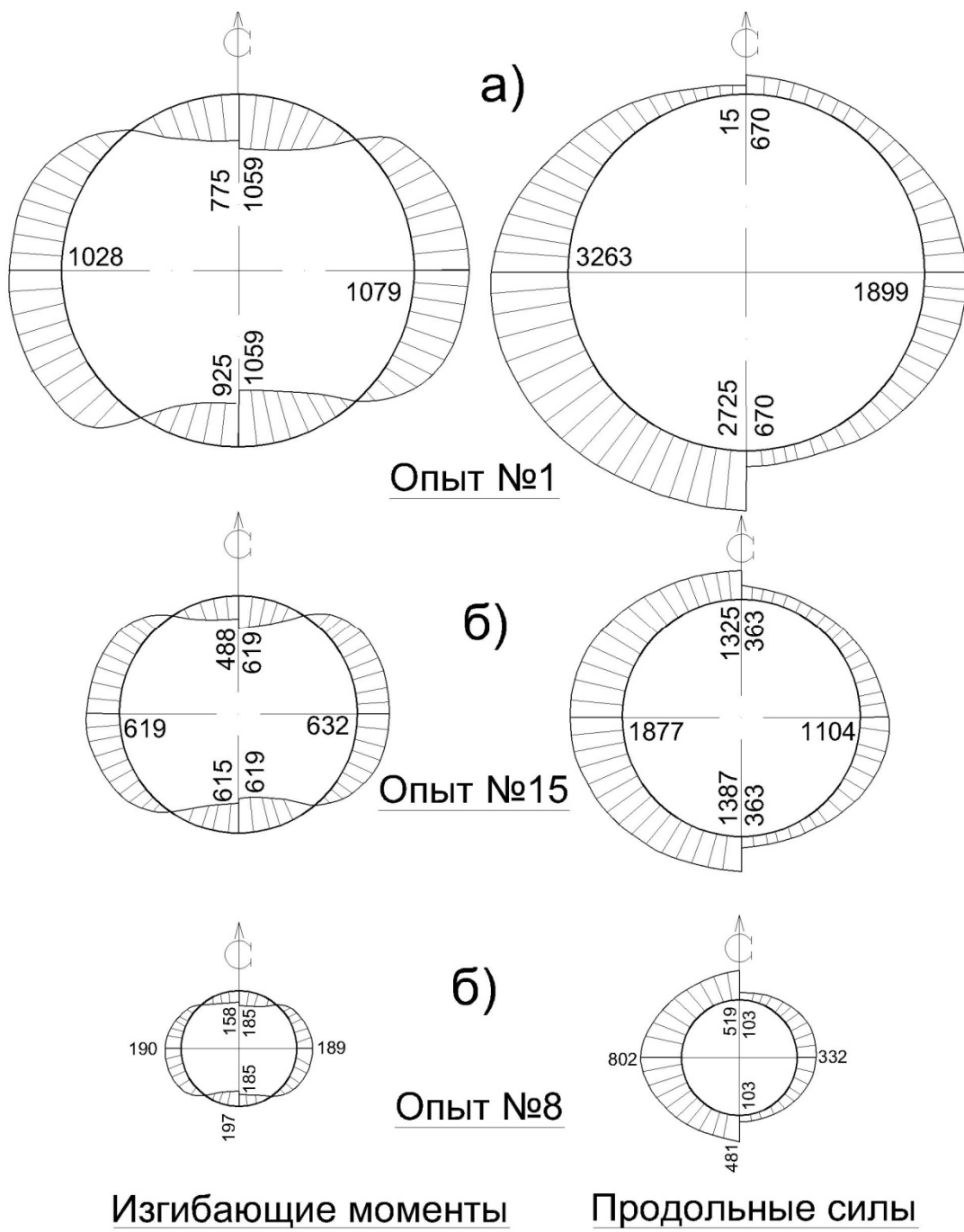


Рис. 6.1 Эпюры изгибающих и продольных сжимающих усилий в железобетонных кольцевых обделках тоннелей диаметром 15м (а), 10м(б), 5м(в), найденных с помощью ПК «PLAXIS-8» (слева от вертикальной оси симметрии тоннеля) и путем решения контактной задачи (справа от этой же оси)

6.2 Прогнозируемые оседания поверхности земли при строительстве тоннелей щитовым методом

Оседания поверхности земли, обусловленные процессом строительства тоннелей щитовым методом и определенные численным и приближенными аналитическими методами в нагруженном основании южного региона Украины, представлены в табл. 6.2.

Сравнение результатов расчета оседаний поверхности земли в мульде сдвижения показало, что прогнозируемые приближенным аналитическим методом оседания в характерных точках А, В, С в главном поперечном сечении мульды оседаний (рис. 5.6) имеют хорошую сходимость с данными численного эксперимента ($v = 18...36\%$, табл. 6.2), что является вполне приемлемым для практических инженерных расчетов и позволяет рекомендовать к использованию также уточненный авторами приближенный метод Е.А Демешко и В.А. Ходоша.

Таблица 6.2

Оседания поверхности земли в мульде сдвижения, определенные численным и приближенным аналитическим методом

№ п/п	План эксперимента			Прогнозирование оседаний поверхности земли, мм, с помощью					
	X ₁	X ₂	X ₃	ПК «PLAXIS-8» в точках			Уточненого приближенного метода Е.А. Демешко и В.А. Ходоша		
	D, м	T _{ор,i} , м	T _{ред,j} [...] [...]	X=0м, ΔY _A	X=D, ΔY _B	X=D+10 м, ΔY _C	X=0м, η _A	X=D, η _B	X=D+10 м η _C
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	+	+	+	70	47	28	83	52	23
2	+	+	-	98	64	38	83	52	23
3	+	-	+	68	41	24	83	52	23
4	+	-	-	96	56	33	83	52	23
5	-	+	+	7	3	7	9	8	6
6	-	+	-	9	10	4	9	8	6
7	-	-	+	7	7	2	9	8	6
8	-	-	-	10	10	3	9	8	6
9	+	0	0	80	49	29	83	52	23
10	-	0	0	8	9	3	9	8	6
11	0	+	0	35	29	15	36	27	12
12	0	-	0	35	26	13	36	27	12
13	0	0	+	30	24	11	36	27	12
14	0	0	-	43	33	17	36	27	12
15	0	0	0	35	27	13	36	27	12
				42 средн	29 средн	16 средн	σ= 8м ϑ=19%	σ= 5,3м ϑ=18%	σ=5,8м ϑ=36%

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В двух книгах. Кн.2. под ред. А. А. Уманского. Изд.2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1973, 416с.
2. Волков В. П. и др. Тоннели и метрополитены. М., Транспорт, 1975
3. Фотиева Н.Н. Расчет обделок тоннелей некругового поперечного сечения. М., Стройиздат, 1974
4. Городецкий А. С. и др. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений. М., Транспорт, 1981.
5. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений/ Н. С. Булычев М., Недра, 1982
6. Булычёв Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах/ Н.С.Булычёв: Учебное пособие для вузов. – М.: Недра 1989, 270 с.: ил. ISBN 5-247-00294-6.
7. PLAXIS - инструмент инженера-геотехника. Примеры расчетов // CADmaster. - 2002. - № 3. - С. 62-65.
8. Щекудов Е.В. Реализация современных расчетных методов при совершенствовании конструктивно- технологических решений подземных сооружений транспортного назначения / Е.В. Щекудов // Технологии мира/ - 2011. - 10с.
9. Голубев А.И. Программный комплекс PLAXIS – эффективный инструмент для геотехнических расчетов транспортных сооружений/ А.И. Голубев, А.В. Селецкий //Дороги. Инновации в строительстве. - 2011. - № 9, с. 58-60.
10. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях/ В. А. Вознесенский [2-е изд. испр. и доп.]. – М.:Финансы и статистика, 1981. – 215с.

11. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009.-[Чинний від 2010-09-01], К.: Мінрегіонбуд України, 2009.-97с.- (Державні будівельні норми України)
12. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ БВ.2.6-156:2010.-[Чинний від 2011-06-01]. –К.Мінрегіонбуд України, 2011.-118с. – (Національний стандарт України).
13. Лиманов Ю. А., Ледаев А. П., Платонов И. В. Осадки земной поверхности при сооружении городских тоннелей. - Транспортное строительство, 1980, №5
14. В Меркин и др. Влияние технологии строительства на осадки поверхности. - Метрострой, 1973, № 7, с. 8.
15. Авершин С. Г. Сдвижение горных пород при подземных разработках. - М.: Углетехиздат, 1947.
16. Иофис М. А., Муллер Р. А., Подаков В. Ф. К расчету деформаций земной поверхности при сооружении метрополитена. - Транспортное строительство, 1971, 1\Гв 6, с. 44.
17. Демешко Е. А., Холош В. А. Прогнозирование осадок поверхности при щитовой проходке и песчаных грунтах. – Метрострой, 1983, № 3-4, с. 50.
18. СНиП П-8-78. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях. Нормы проектирования. - М: Стройиздат, 1979
19. БНіП П-44-78 Норми проектування. Тунелі залізничні і автодорожні. М.:Будіздат, 1978. -21с.
20. Клейн Г.К., Черкасов І.І. Фундаменти транспортних споруд. –М.: Транспорт, 1985. – 223с.
21. БНіП 2.05.08-84 Норми проектування. Мости і труби. –М.: Будіздат, 1985. -40с.
22. БНіП 2.03.01 – 84 Норми проектування. Бетонні і залізобетонні конструкції. –М.: ЦТП Держбуду СРСР, 1985. -80с.

23. Маковський Л.В. Міські підземні транспортні споруди. –М.: Будіздат, 1985. -439с.
24. БНіП П-234-81* Норми проектування. Металеві конструкції.
25. БНіП 2.02.03-83 Основи будинків і споруд. –М.: Будіздат, 1985. -40с.
26. БНіП П-40-80 Норми проектування. Метрополітени. М.: 1978
27. Сімвулізі Н.А. Розрахунок інженерних конструкцій на пружній основі. М.: ВШ, 1978 -4880с.
28. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009 – 104с.
29. ДБН В.2.6 – 98: 2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, 2011
30. Міхельсон І.І. Цільносекційні оправи тунелів метрополітенів: Навчальний посібник. –М.: ВЗІТ, 1985 – 73с.
31. Айвазов Ю.М. Розрахунок тунельних оправ, обтиснутих в породу. –Київ: КАДІ, 1978 -107с.
32. Файн Я.С., Дмитрієв О.Д. Прикладні проектування автодорожніх тунелів. М.: Автотрансвидав, 1957, 188с.
33. Кондюрін Ю.М. Розрахунок головної балки прогінної будови мосту. Методичні вказівки. Частина 2, -С.: СПІ, 1992. -22с.
34. Дубровін Є.М. та ін.. Міські вулиці і дороги. М.: ВШ, 1981, -408с.
35. Філіпов В.В. Тунелі, які споруджуються щитовим і спеціальним способом. РГОТУПС. М.: 2004
36. Сперанський І.М. та ін.. Приклади розрахунку залізобетонних конструкцій. –М.: ВШ, 1989. -176с.
37. Мондіков А.П. Приклади розрахунку залізобетонних конструкцій. –М.: ПБВ, 1989. -505с.
38. Залізобетонні конструкції. Курсове і дипломне проектування. Під редакцією Барашикова А.Я., Київ, ВШ , 1987. -416с.

39. Клейн Г.К., Черкасов І.І. Фундаменти міських транспортних споруд. –М.: Транспорт, 1985, -223с.
40. Методичні вказівки по проектуванню основ, фундаментів і конструкцій будинків і споруд для студентів спеціальності 1209 – водопостачання і каналізація. ОДАБА. Одеса, 1987
41. ДБІН В.2.3-14: 2006 Споруди транспортні. Мости та труби. Правила проектування. Київ, Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства. 2006: -217с.
42. ДБН В.2.6-163: 2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. Київ, 2010.
43. Фомічов В.І. Вентиляція тунелів і підземних споруд – Л. Будвидав, 1985. – 40с.
44. Яременко О.Ф., Кваша В.Г., Яременко Н.О., Твардовський І.О., Яременко О.О., Чучмай О.М. Приклади розрахунку та проектування балкових прогонових будов залізничних мостів. Одеса. Астропрінт, 2011 – 312с.
45. Карпюк В.М., Менайлюк А.І., Карпюк І.А., Сурду О.В./ Узагальнена оцінка впливу конструктивних чинників і чинників зовнішньої дії на внутрішні зусилля в залізобетонних оправах тунелів// В.М. Карпюк, А.І. Менайлюк, І.А. Карпюк, О.В. Сурду / Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: Науково-техн. зб. №2(17) – Вінниця, 2014. – С. 103-112
46. Карпюк В.М., Карпюк І.А., Варич А.С. / Влияние геотехнических и конструктивных факторов на изгибные и осевые усилия в круговой обделке тоннелей, а также сдвижений поверхности земли// В.М. Карпюк, И.А. Карпюк, А.С. Варич / Вісник ОДАБА. – Вип. 56. - Одеса: ТОВ «Зовнішрекламсервіс», 2014. – С. 61-76.
47. Karpiuk Vasil, Karpiuk Irene, Meneulyuk Alexander/ INTERNAL EFFORTS IN SHIRT OF CIRCULAR TUNNELS AND FALLOUTS OF TERRENE IN THE PROCESS OF THEIR ARRANGEMENT IN TENSE FOUNDING// V.Karpiuk, I.Karpiuk, A.Meneulyuk / French Journal of Scientific and Educational Research,

2014, No.2.(12), (Jule-December).Volume IV. «Paris University Press, Paris», 2014.- P.554-571.

48. Karpiuk V.M, Karpiuk I.A./ Moving the earth's surface the formation of underground excavation in the bases loaded// V.M. Karpyuk, I.A. Karpyuk/ Proceedings of the International Academic Congress "Fundamental and Applied Studies in the Pacific and Atlantic Oceans Countries". (Japan, Tokyo, 25 October 2014). Volume II. "Tokyo University Press", 2014. – P. 403-413.

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
РАЗДЕЛ 1 НАПРАВЛЕНИЕ И СОСТОЯНИЕ РАЗВИТИЯ ТЕОРИИ РАСЧЕТА ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК	4
1.1 Состояние и перспективы развития. Основные положения	4
1.2 Постоянные активные нагрузки	12
1.3 Упругий отпор грунта	21
1.4 Расчет обделок сводчатого очертания	24
1.5 Расчет обделок кругового очертания по схеме упругого кольца	38
1.5.1 Метод Метропроекта	39
1.5.2 Способ О.Е. Бугаевой	45
1.5.3 Метод сил	52
1.5.4 Табличный метод	61
РАЗДЕЛ 2 РЕШЕНИЕ КОНТАКТНОЙ ЗАДАЧИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ОБДЕЛКИ ТОННЕЛЯ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ С ГРУНТОМ ОСНОВАНИЯ	66
2.1 Расчет взаимодействия крепи тоннеля с многослойным основанием	66
2.2 Расчет взаимодействия обделки тоннеля с однородным массивом пород	75
РАЗДЕЛ 3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В КОЛЬЦЕВОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБДЕЛКЕ ТОННЕЛЕЙ И ОСАДОК ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ С ПОМОЩЬЮ ЧИСЛЕННОГО И СТАТИСТИЧЕСКОГО МЕТОДОВ	85
3.1 Методика системных исследований	85
3.2 Анализ математических моделей экспериментальных изгибающих	92

моментов, поперечных и продольных сил в обделке виртуальных сооружений с целью их минимизации	
3.3 Осадки поверхности земли	98
РАЗДЕЛ 4 ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ КРЕПИ	105
РАЗДЕЛ 5 ВЛИЯНИЕ ПРОЦЕССА СТРОИТЕЛЬСТВА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СДВИЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ	108
5.1 Характер проявления и причины возникновения сдвижений и деформаций	108
5.2 Теоретические методы прогнозирования сдвижений	117
РАЗДЕЛ 6 СРАВНИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ОБДЕЛКЕ ТОННЕЛЕЙ И ОСЕДАНИЙ ПОВЕРХНОСТИ ЗЕМЛИ, НАЙДЕННЫХ ЧИСЛЕННЫМ И ПРИБЛИЖЕННЫМИ АНАЛИТИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ	133
6.1 Экстремальные значения внутренних усилий в железобетонной кольцевой обделке тоннелей	134
6.2 Прогнозируемые оседания поверхности земли при строительстве тоннелей щитовым методом	138
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	140

Наукове видання

КАРПЮК ВАСИЛЬ МИХАЙЛОВИЧ

КАРПЮК ІРИНА АНАТОЛІВНА

**РОЗРАХУНОК ОПРАВ ТУНЕЛІВ
ТА ГОРИЗОНТАЛЬНИХ ВИРОБОК**

Монографія

Коректура, комп'ютерне складання та верстка авторська

Підписано до друку 04.02.16р. Формат 60x84/16.

Папір офсетний. Гарнітура Times.

Друк різнографний. Умовн. друк. арк..

Наклад 300 прим. Зам.

Редакційно видавничий відділ ОДАБА: 65029, м. Одеса, вул.. Дідріхсона, 4

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи в Державний реєстр
видавців, виготовлювачів та розповсюджувачів видавничої продукції
серії ДК №4515 від 1.04.2013 року, видане державним комітетом телебачення

та радіомовлення України

ISBN 978-617-7195-21-3.

Надруковано з готового оригінал-макету в редакційно-видавничому відділі

ОДАБА

65029, м. Одеса, вул., Дідріхсона, 4

(048) 723-63-21