



МИННО-ГЕОЛОЖКИ
УНИВЕРСИТЕТ
„СВ. ИВАН РИЛСКИ“

ГЕРГАНА ТОНКОВА

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧНО ОПРЕДЕЛЯНЕ
НА НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ В
УКРЕПИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ И
ПОДЗЕМНИ СЪОРЪЖЕНИЯ**

СОФИЯ, 2026



ГЕРГАНА ТОНКОВА

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧНО
ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ
В УКРЕПИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ
И ПОДЗЕМНИ СЪОРЪЖЕНИЯ**

МОНОГРАФИЯ

**Издателска къща „Св. Иван Рилски“
на МГУ „Св. Иван Рилски“**

София, 2026

© 2026 Гергана Запрянова Тонкова, автор

2026 Рецензенти:

проф. д-р Михаил Василев Вълков

доц. д-р Стефан Николаев Пулев

Научен редактор:

проф. д-р Кирил Сталинов Джустров

© 2026 Издателска къща „Св. Иван Рилски“

на МГУ „Св. Иван Рилски“

ISBN 978-954-353-516-3 (мека подвързия)

ISBN 978-954-353-517-0 (pdf)

АНОТАЦИЯ

Настоящата монография е посветена на изследването на напрегнатото състояние в укрепителни конструкции и подземни съоръжения. Изследването е проведено чрез интегриран аналитичен и експериментален подход. Разгледани са теоретичните основи на механиката на подземните съоръжения. Представени са аналитични решения за определяне на напреженията около подземни изработки в изотропни, анизотропни и напластени скални масиви. Показани са и възможностите за тяхното практическо приложение при инженерното проектиране.

Особено внимание е отделено на експерименталните тензометрични методи за определяне на усилията в укрепителните конструкции. Разработена е методика за проектиране, изработване, тариране, калибриране и използване на тензометрични силомери при реални полеви измервания. Тя осигурява висока точност и надеждност на експерименталните резултати.

Представени са резултатите от приложението на методиката при реални инженерни обекти. Те обхващат пет документиранни практически случая от подземното строителство в България, включително укрепителни системи на дълбоки строителни изкопи и подземни съоръжения. Извършена е съпоставка между аналитичните оценки и експериментално определените усилия. Анализирано е влиянието на геоложките условия, конструктивните особености и технологичната последователност на изпълнение върху напрегнатото състояние.

На база на извършените изследвания е показано, че интегрираният подход осигурява надеждна инженерна оценка на действителното поведение на укрепителните конструкции. Той съчетава аналитични модели с експериментални тензометрични измервания. Подходът позволява оптимизиране на проектните решения, повишаване на безопасността и намаляване на строителните разходи.

Монографията е предназначена за специалисти в областта на механиката на подземните съоръжения, геотехниката, минното дело, строителството, експерименталната механика и инструменталния мониторинг. Тя е полезна и за докторанти, преподаватели и студенти в областта на инженерните науки.

СЪДЪРЖАНИЕ

АНОТАЦИЯ.....	1
ИЗПОЛЗВАНИ СИМВОЛИ И ОЗНАЧЕНИЯ	5
ПРЕДГОВОР.....	7
ВЪВЕДЕНИЕ.....	9
ГЛАВА 1.....	13
АНАЛИЗ НА СЪСТОЯНИЕТО НА ПРОБЛЕМА	13
1.1. Историческо развитие на механиката на подземните съоръжения	13
1.2. Класически аналитични решения за хомогенна и изотропна среда	14
1.3. Аналитични решения за анизотропни и трансверзално изотропни среди	16
1.4. Напрегнато състояние в напластени и нееднородни масиви.....	18
1.5. Числени методи за анализ на подземни съоръжения	19
1.6. Експериментална механика и тензометрични методи.....	26
1.7. Инструментален мониторинг в подземното строителство	38
1.8. Български приноси в механиката на подземните съоръжения и тензометрията	44
1.9. Съпоставка между международния и българския опит	47
1.10. Обобщение и място на настоящото изследване	49
1.11. Научен проблем.....	50
ЦЕЛ НА МОНОГРАФИЯТА.....	51
ЗАДАЧИ	51
ГЛАВА 2.....	53
ТЕОРЕТИЧНИ ОСНОВИ ПРИ ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ И ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО МЕЖДУ ПОЧВЕНИЯ МАСИВ И УКРЕПИТЕЛНАТА КОНСТРУКЦИЯ	53
2.1. Начално напрегнато състояние на почвения масив	53
2.2. Напрегнато състояние около незакрепена подземна изработка в изотропен масив	56
2.3. Напрегнато състояние около незакрепена подземна изработка в трансверзално изотропен масив.....	61
2.4. Напрежения в скален масив при пълзене	64
ГЛАВА 3.....	67
АНАЛИТИЧНИ МОДЕЛИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕЖЕНИЯТА В НАПЛАСТЕНИ СКАЛНИ МАСИВИ.....	67

3.1. Напрежения в масив, състоящ се от успоредни пластове	67
3.2. Напрежения в стръмно напластен масив.....	71
3.3. Напрежения в произволно напластен масив	74
3.4. Напрежения в два трансверзално изотропни пласта.....	78
3.5. Напрежения в три изотропни пласта.....	82
3.6. Предимства на метода за определяне на напреженията в напластен масив	86
3.7. Напрегнато състояние в напластен масив с отчитане на пълзенето на скалите (наследствена теория на еластичността)	87
ГЛАВА 4.....	95
НАПРЕЖЕНИЯ В ОКОЛНОСТТА НА МИННА ГАЛЕРИЯ, ЗАКРЕПЕНА С ЕЛАСТИЧЕН ПРЪСТЕН	95
4.1. Напрежения в изотропен скален масив	95
4.2. Напрежения в масив с хоризонтални и успоредни пластове	97
4.3. Моделиране на напрегнатото състояние на скалния масив	99
ГЛАВА 5.....	101
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА МЕТОДИКА	101
5.1. Използвана тензометрична апаратура.....	101
5.2. Технология за изработване и тарирание на силомерите.....	102
5.3. Тарирание и калибриране на силомерите	107
5.4. Методика за експерименталните измервания.....	114
5.5. Методика за съпоставка на аналитичните и експерименталните резултати	117
ГЛАВА 6.....	121
ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ И ИНЖЕНЕРНИ ПРИЛОЖЕНИЯ НА ТЕНЗОМЕТРИЧНИЯ МЕТОД ПРИ ИЗГРАЖДАНЕ И УКРЕПВАНЕ НА ПОДЗЕМНИ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИ СЪОРЪЖЕНИЯ В БЪЛГАРИЯ	121
6.1. ПЪРВИ СЛУЧАЙ	121
ШАХТА № 8 (при стадион „Васил Левски“)	121
6.2. ВТОРИ СЛУЧАЙ.....	124
ОБЕЗВЪЗДУШИТЕЛНА ШАХТА МЕЖДУ СТАДИОН „ВАСИЛ ЛЕВСКИ“ И СОФИЙСКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. КЛИМЕНТ ОХРИДСКИ“	124
6.3. ТРЕТИ СЛУЧАЙ	127
ЖИЛИЩНО-АДМИНИСТРАТИВНА СГРАДА НА УЛ. „НИКОЛАЙ КОПЕРНИК“ ...	127
6.4. ЧЕТВЪРТИ СЛУЧАЙ.....	129

КЛОН 3 НА МЕТРОПОЛИТЕН СОФИЯ – УЧАСТЪК ПРИ ПРЕСИЧАНЕТО НА БУЛ. „ПАТРИАРХ ЕВТИМИЙ“ И БУЛ. „ВИТОША“	129
6.5. ПЕТИ СЛУЧАЙ	131
ИЗСЛЕДВАНЕ НА СИЛИТЕ В АНКЕРНИ ЕЛЕМЕНТИ ПРИ ИЗГРАЖДАНЕТО НА ЖИЛИЩНИ СГРАДИ С ПОДЗЕМНИ ГАРАЖИ В МЕСТНОСТ „ПОДУЕНЕ–ЦЕНТЪР“, РАЙОН „ОБОРИЩЕ“, ГР. СОФИЯ	131
6.6. Анализ и съпоставка на резултатите. Инженерна оценка	134
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	137
ЛИТЕРАТУРА	141
Приложение А	151
Паспортни характеристики и тарировъчни таблици на силомерите № 22, 24-28 и 30	151

ИЗПОЛЗВАНИ СИМВОЛИ И ОЗНАЧЕНИЯ

По-долу са представени основните означения, използвани последователно в целия текст на монографията. Специфични означения, въведени локално в отделни аналитични извеждания, са обяснени непосредствено на съответното място в текста.

Означение	Обяснение
σ_z	Вертикално напрежение в ненарушения (начален) масив
σ_x, σ_y	Хоризонтални напрежения в ненарушения (начален) масив
σ_r, σ_θ	Радиално и тангенциално нормално напрежение в полярна координатна система
$\tau r\theta$	Радиално-тангенциално (срязващо) напрежение
E	Модул на Юнг на изотропна среда
E_1, E_2	Модул на Юнг в равнината на изотропия и в направление, перпендикулярно на нея (трансверзално изотропна среда)
μ	Коефициент на Поасон на изотропна среда
μ_1, μ_2	Коефициент на Поасон в равнината на изотропия и перпендикулярно на нея
γ	Обемно тегло на почвения (скалния) масив
γ_i	Обемно тегло на пласт i
λ	Коефициент на страничен натиск
H	Дълбочина на залягане на подземната изработка
R	Радиус на подземната изработка
r, θ	Полярни координати на разглежданата точка от масива
n	Общ брой на пластове в напластен масив
h_i, A_i	Дебелина и площ на пласт i
V_i	Обем на пласт i в изчислителната област
$\varphi(z), \psi_z(z)$	Комплексни потенциали на Колосов-Мухелишвили
$z = x + iy$	Комплексна променлива
i	Имагинерна единица
Δ	Оператор на Лаплас/относителна деформация (според контекста)
ε	Относителна линейна деформация
k	Коефициент на тензочувствителност на тензодатчик (gauge factor)
$\Delta R / R$	Относителна промяна на електрическото съпротивление на тензодатчик
$K(K_{20})$	Коефициент на чувствителност (тариране) на силомер, $[дел. / t]$
N_{cp}	Средна стойност на отчетените деления при контролно тариране
P	Приложено еталонно натоварване при лабораторно тариране, $[t]$

Q	Действително натоварване, определено чрез силомер, [t]
ΔN	Разлика между текущото измерване и началното нулево показание, [дел.]
δ	Относително отклонение между аналитично предвидената и експериментално измерената стойност, [%]
η	Коефициент на натоварване (отношение на измереното към допустимото напрежение)
$\sigma_{\text{доп.}}$	Допустимо напрежение за съответния конструктивен материал
$\sigma_{\text{експ.}}$	Експериментално измерено напрежение
t	Тон – мерна единица за сила, използвана в експерименталната част

ПРЕДГОВОР

Надеждното проектиране, изграждане и експлоатация на подземни съоръжения и укрепителни конструкции е немислимо без задълбочено познаване на напрегнато-деформационното състояние на почвения и скалния масив, както и на реалното взаимодействие между масива и укрепителната система. Съвременната инженерна практика разполага с широк набор от аналитични и числени методи за оценка на това взаимодействие. Практическата им приложимост и достоверност обаче изискват проверка. Тя се извършва чрез съпоставка с действителното поведение на строящите се съоръжения. Именно връзката между теоретичните постановки и резултатите от експерименталните измервания е в основата на настоящата монография.

Трудът обобщава резултати от две взаимно допълващи се направления на изследователска дейност. Първото направление е свързано с разработването и систематизирането на аналитични зависимости за определяне на напрегнатото състояние около подземни изработки. То обхваща изотропни, трансверзално изотропни и напластени масиви с различни разположение и наклон на пластове спрямо оста на изработката. Второто направление е насочено към практическото приложение на тензометричния метод за експериментално определяне на реално възникващите усилия в укрепителните конструкции. То е демонстрирано при редица обекти от градското подземно строителство в България - обекти от Софийския метрополитен, дълбоки фундаментни изкопи и анкерирани укрепителни системи.

Монографията е структурирана така, че последователно да представи теоретичните основи на разглежданите задачи. След тях са изложени принципите и методиката на тензометричните измервания, както и разработването и калибрирането на измервателните средства. Накрая е показано тяхното приложение при реални инженерни обекти. Особено внимание е отделено на съпоставката между аналитично определените и експериментално установените стойности на напреженията и усилията, тъй като тази съпоставка дава възможност да се оцени приложимостта на разглеждания аналитично-експериментален подход при решаването на практически инженерни задачи.

Поради последователното и систематично изложение настоящият труд може да бъде използван и като учебно помагало при обучението на студенти в специалности с профил „Подземно строителство“ и „Геотехника“.

Авторът изказва своята благодарност на инж. Ганчо Василев Кошински – управител на ЕТ „ДАГИ - Ганчо Кошински“ за предоставеното съдействие и данни от реални строителни обекти, използвани при разработването на практическата част на настоящото изследване. Предоставената информация и

възможността за използване на резултати от проведени измервания имат съществено значение за експерименталната част на монографията и за извършената съпоставка между аналитично определените и експериментално установените параметри на напрегнато-деформационното състояние.

ВЪВЕДЕНИЕ

Подземното строителство представлява една от най-сложните и отговорни области на инженерната практика, тъй като безопасността и надеждността на подземните съоръжения зависят от сложното взаимодействие между геоложката среда, укрепителните конструкции и технологичната последователност на строителния процес. За разлика от надземните конструкции, при които натоварванията могат да бъдат определени с относително висока точност, при подземните съоръжения напрегнатото състояние се формира в резултат от непрекъснатото взаимодействие между естествения скален масив, неговата структурна нарушеност, анизотропията на физико-механичните свойства, геоложкия строеж и извършваните строително-монтажни дейности. Затова надеждното определяне на напреженията и усилията в укрепителните конструкции е една от основните задачи на съвременната механика на подземните съоръжения.

Развитието на аналитичните методи поставя надеждна научна основа за изследване на напрегнатото състояние около подземни изработки. Класическите решения на Kirsch, Kolossoff, Muskhelishvili, Лехницкий и техните последователи създават математическия апарат за анализ на напреженията в изотропни и анизотропни среди. Той намира широко приложение при проектирането на подземни съоръжения. През последните десетилетия аналитичните подходи се допълват от мощни числени методи – метод на крайните елементи, метод на крайните разлики и метод на дискретните елементи. Те са реализирани в специализирани програмни продукти като PLAXIS, FLAC и ABAQUS. Тези средства значително разширяват възможностите за моделиране на сложни геоложки условия, нелинейно поведение на материалите и етапност на строителството.

Независимо от развитието на числените методи, аналитичните решения продължават да заемат важно място в инженерната практика. Те осигуряват физически ясна интерпретация на процесите и позволяват бърза предварителна оценка на напрегнатото състояние. Същевременно служат като еталон за проверка и потвърждение на числените модели. Особено при предварителното проектиране аналитичните зависимости показват влиянието на отделните параметри върху разпределението на напреженията. При това не се налага използването на сложни изчислителни модели.

Паралелно с развитието на аналитичните методи значителен напредък бележи и експерименталната механика. Съвременните тензометрични системи определят непосредствено деформациите и усилията в конструктивните елементи при реални експлоатационни условия. Това позволява контрол на поведението на укрепителните конструкции. Освен това дава възможност за експериментална проверка на аналитичните модели. Тензометричната техника се развива, измервателната апаратура се усъвършенства и се внедряват

високоточни методи за калибриране. Така надеждността на експерименталните изследвания се повишава, а приложението им при мониторинга на подземни съоръжения се разширява.

Литературният анализ отчита значителен научен напредък. Въпреки това аналитичните и експерименталните подходи често се разглеждат самостоятелно. Множество публикации са посветени на аналитичното определяне на напрегнатото състояние. Значителен брой изследвания разглеждат тензометричните измервания и инструменталния мониторинг. Значително по-рядко се срещат разработки с единна последователна методика. Такава методика обхваща аналитичния модел, лабораторната подготовка на измервателната система, полевите измервания и инженерната интерпретация на резултатите. Именно тази необходимост определя основната насоченост на настоящата монография. В нея аналитичният апарат за определяне на напрегнатото състояние в укрепителни конструкции и подземни съоръжения е разгледан съвместно с експерименталните тензометрични методи за определяне на усилията при реални строителни условия. Особено внимание е отделено на разработването и калибрирането на силомери, методиката на измерване, обработката на експерименталните резултати и съпоставката между аналитично определените и експериментално измерените стойности. По този начин се изгражда единна инженерна методика за надеждна оценка на действителното напрегнато състояние на укрепителните конструкции.

Монографията представя резултати от обобщени изследвания на реални инженерни обекти. Тя използва практически натрупания опит при тензометрични измервания в условията на подземното строителство. Представените резултати са получени чрез лабораторно калибрирани измервателни системи и последващи полеви наблюдения. Така се оценява приложимостта на аналитичните зависимости при реални геоложки и строителни условия. По този начин се осигурява връзката между теорията и практиката.

Структурата на монографията следва логическата последователност на изследването. След настоящия увод следва подробен литературен обзор. Той разглежда развитието на аналитичните, числените и експерименталните методи за определяне на напрегнатото състояние в подземните съоръжения. В следващите глави са изложени използваният аналитичен апарат и експерименталната методика, заедно с конструкцията и калибрирането на силомерите. Представени са и резултатите от проведените изследвания, както и тяхната инженерна интерпретация. Заключителната част съдържа основните научни и научно-приложни приноси, направените изводи и насоките за бъдещо развитие на изследванията.

Обект на изследването

Обект на изследването са укрепителни конструкции на подземни съоръжения, изградени в градска среда – метални и стоманобетонни укрепителни рамки на шахти, анкерирани укрепителни системи на дълбоки фундаментни изкопи – както и почвеният и скалният масив, взаимодействащ с тях, разгледан като изотропна, трансверзално изотропна или напластена среда.

Предмет на изследването

Предмет на изследването са закономерностите в напрегнато-деформираното състояние на укрепителните конструкции и на околния масив, аналитичните методи за тяхното теоретично определяне и тензометричните методи за тяхното експериментално установяване, както и съотношението между теоретично предвидените и реално измерените стойности на напреженията и усилията.

Научна новост

Научната новост на монографията произтича от систематизирането в единна методическа рамка на двуетапен аналитичен подход за определяне на напреженията в напластени масиви с различна ориентация и анизотропия на пластовете – хоризонтално, стръмно и произволно напластени изотропни и трансверзално изотропни среди – съчетан с оригинално документирана практическа апробация на тензометричния метод върху представителна съвкупност от реални обекти на подземното строителство в България. Съпоставителният анализ между аналитично предвиденото и експериментално установеното напрегнато състояние, извършен на база на конкретни инженерни обекти, представлява принос към методиката за инженерна оценка на действителната работа на укрепителните конструкции.

Практическа значимост

Практическата значимост на изследването се състои във възможността представените аналитични зависимости и експериментални методики да бъдат пряко използвани от проектантски и строителни организации при оценка на напрегнатото състояние на укрепителни конструкции, при вземане на решения за оптимизиране на конструктивни решения на базата на реални измервания, както и при разработване на програми за геотехнически мониторинг на подземни съоръжения. Представените реални инженерни случаи илюстрират как навременната експериментална информация може да доведе до съществено намаляване на строителните разходи и сроковете за изпълнение, без да се компрометира безопасността на съоръженията.

ГЛАВА 1

АНАЛИЗ НА СЪСТОЯНИЕТО НА ПРОБЛЕМА

1.1. Историческо развитие на механиката на подземните съоръжения

Проблемът за определяне на напрегнато-деформационното състояние около подземни изработки е обект на задълбочени научни изследвания повече от век и половина. Развитието на тази научна област преминава през няколко последователни етапа – от ранните емпирични и полуемпирични подходи, основани на теорията за земния натиск на [38] и [76], през класическата теория на еластичността, до съвременните аналитични, числени и експериментални методи за анализ на напрегнатото състояние в скалните масиви и укрепителните конструкции.

Развитието на механиката на подземните съоръжения е тясно свързано с възприемането на скалния масив като непрекъсната деформируема среда. Концепцията се утвърждава в края на XIX и началото на XX век. Тя позволява прилагането на строгия математически апарат на теорията на еластичността. Така се решават гранични задачи за определяне на напреженията и деформациите около подземни изработки. По този начин се поставят основите на съвременната аналитична механика на подземните съоръжения. Тя и до днес е основна теоретична база за инженерния анализ [6, 31].

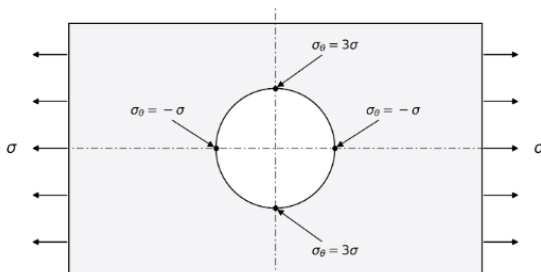
Изчислителната техника се развива динамично. Числените методи са широко използвани, като особено място заема метода на крайните елементи (Finite Element Method - FEM). Въпреки това аналитичните решения запазват своето основно значение. Те осигуряват ясна физическа интерпретация на разглежданите процеси. Позволяват бърза инженерна оценка на напрегнатото състояние и служат като еталон при валидирането на числените модели [56, 62].

Настоящият литературен обзор има за цел да проследи развитието на основните научни направления, свързани с определянето на напрегнато-деформираното състояние около подземни изработки. Акцентът е поставен върху аналитичните решения за изотропни, анизотропни и напластени среди, развитието на числените методи и експерименталните тензометрични подходи за определяне и верификация на напреженията и усилията в укрепителните конструкции. Направеният анализ създава необходимата теоретична основа за разработената в настоящата монография интегрирана методика, която съчетава аналитичното определяне на напрегнатото състояние с експериментално тензометрично изследване при реални инженерни условия.

1.2. Класически аналитични решения за хомогенна и изотропна среда

Основополагащо значение за развитието на механиката на подземните съоръжения има решението на задачата за определяне на напрегнато-деформационното състояние около кръгов отвор в безкрайна хомогенна и изотропна еластична среда. Първото аналитично решение на тази задача е получено от [58], който разглежда безкрайна пластина с кръгов отвор, натоварена с едноосно опънно напрежение. Авторът установява характерния ефект на концентрация на напреженията, като показва, че максималното тангенциално напрежение по контура на отвора достига стойност, три пъти по-голяма от приложеното далечно напрежение. Независимо от направените опростяващи предположения, решението на Кирш и до днес остава един от фундаменталните резултати в теорията на еластичността и служи като еталон при анализа и верифицирането на по-сложни аналитични и числени модели.

На фиг. 1.1 е илюстрирана схемата на задачата – в точките от контура, перпендикулярни на направлението на приложеното едноосно напрежение, тангенциалното напрежение достига стойност, три пъти по-голяма от напрежението в далечното поле, докато по посока на натоварването то е отрицателно (натиск) с големина, равна на приложеното напрежение.



Фиг. 1.1. Схема на задачата на Кирш: кръгов отвор в безкрайна пластина, подложена на едноосно напрежение σ ; тангенциални напрежения по контура на отвора - $\sigma_\theta = 3\sigma$ в точките, перпендикулярни на посоката на натоварване, и $\sigma_\theta = -\sigma$ в точките по нея (оригинална схема на автора по [58, 86]).

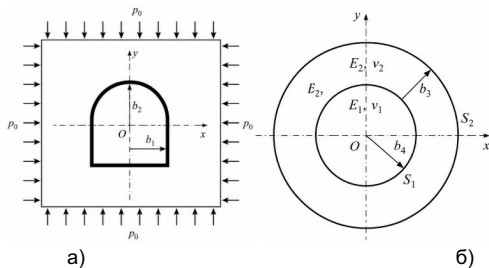
Решаването на по-общи гранични задачи, при които кръговият отвор се намира в безкрайна еластична среда, подложена на хидростатично или нехидростатично напрегнато състояние, изисква използването на по-общ математически апарат. Съществен принос в това направление има разработването на метода на комплексните потенциали. В своите класически трудове [59] и впоследствие [68] въвеждат комплексните потенциали $\varphi(z)$ и $\psi(z)$, чрез които бихармоничното уравнение за функцията на напреженията на Airy се свежда до система от аналитични функции на комплексната

променлива. Формулите на Колосов-Мусхелишвили позволяват компонентите на напреженията и преместванията да бъдат определени непосредствено чрез комплексните потенциали и техните производни, което превръща този метод в един от най-ефективните аналитични инструменти за решаване на равнинни задачи от теорията на еластичността.

По-нататъшното развитие на аналитичните решения разширява класическата задача към отвори с некръгово напречно сечение. В [79] методът на конформните изображения е приложен за изследване на елиптични и други сложни контури. Така се показват възможностите на аналитичния подход при по-реалистични инженерни постановки. Систематично изложение на теорията на еластичността и на приложението на метода на комплексните потенциали е представено в класическия труд на [86], който и днес се приема за един от основните справочни източници в областта на механиката на деформируемото твърдо тяло.

Особено значение за механиката на подземните съоръжения има учебника [6], в който последователно са разгледани задачите за определяне на първоначалното напрегнато състояние на скалния масив, влиянието на гравитационното поле, коефициента на страничния земен натиск и измененията на напреженията вследствие прокарването на подземни изработки. Авторът определя границите на приложимост на линейно-еластичните модели и показва, че първоначалното напрегнато състояние представлява необходима отправна основа при определяне на допълнителните напрежения, предизвикани от изграждането на подземното съоръжение.

През последните години аналитичните методи продължават да се развиват. Изследванията на [56] и [63] разширяват приложението на метода на комплексните променливи при анализ на некръгови тунели, разположени на голяма дълбочина, като отчитат влиянието на последователността на изграждане и закъснението при изграждането на укрепителната конструкция (Фиг. 1.2).



Фиг. 1.2. Некръгов тунел на голяма дълбочина - схема на задачата: а) некръгов контур под далечно натоварване; б) пръстеновидна област на укрепването по [63]

Получените резултати потвърждават, че аналитичните решения запазват своето значение като надежден инструмент за инженерна оценка, при условие че математическият модел е съобразен с реалната геометрия на подземната изработка, граничните условия и технологичната последователност на строителството.

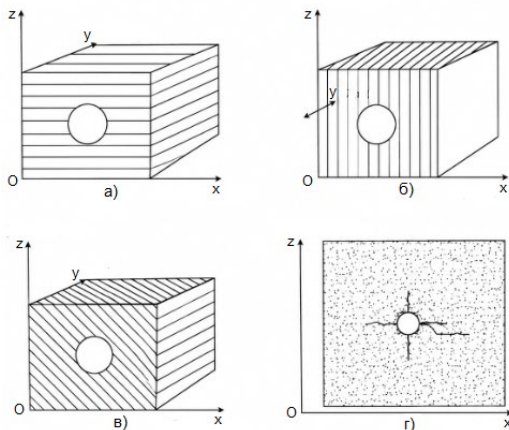
1.3. Аналитични решения за анизотропни и трансверзално изотропни среди

Реалните скални масиви рядко могат да бъдат разглеждани като идеално изотропни среди. Наличието на слоест строеж, цепителност, пукнатинност и други структурни особености обуславя изразена анизотропия на техните физико-механични свойства. Разширяването на класическата теория на еластичността към анизотропните среди е свързано преди всичко с фундаменталните трудове на Лехницкий [14]. Авторът разработва систематичен математически апарат за анализ на анизотропни пластини и тела, основан на характеристични уравнения, чиито корени определят вида на функциите на комплексната променлива. Лехницкий показва, че при анизотропна среда характеристичното уравнение, определящо параметрите на комплексната променлива, е уравнение от четвърта степен, като неговите корени могат да бъдат реални, комплексни или чисто имагинерни в зависимост от съотношението между еластичните константи на средата.

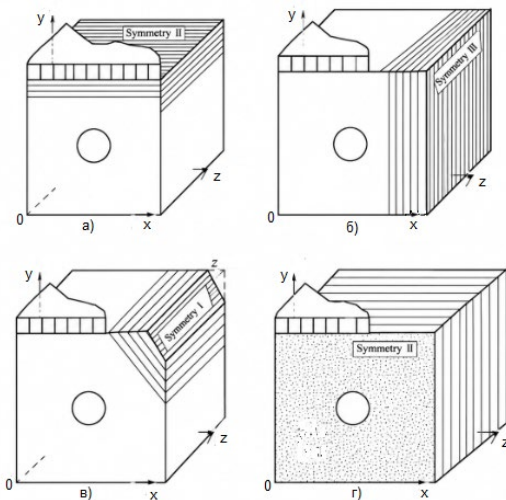
Тази теория е доразвита по отношение на трансверзално изотропните скални масиви в трудовете на [16] и [17]. Разработените от него аналитични решения за напрегнатото състояние около кръгов отвор в трансверзално изотропна среда, както и за разпределението на напреженията в нееднороден ортотропен напластен масив, представляват едни от най-съществените български приноси в областта на механиката на подземните съоръжения. Тези решения са използвани като теоретична основа и са доразвити в настоящата монография. Особено значение има предложеният от Минчев метод за осредняване на характеристиките на напластен масив. Той привежда масива към еквивалентна трансверзално изотропна среда. Методът и днес запазва своята практическа приложимост.

В съвременната международна литература анизотропията на скалните масиви продължава да бъде предмет на активни научни изследвания. В [88] е представен инженерен подход за оценяване на напрегнатото състояние в анизотропни скални масиви. Той отчита геоложките особености на средата. Авторите показват, че анизотропията оказва съществено влияние върху разпределението на напреженията около подземните изработки. Тя е характерна за седиментните комплекси с ясно изразена слоестост. Те подчертават, че пренебрегването на анизотропията при проектирането може да доведе до значителни грешки при оценката на устойчивостта на контура на

изработката. Влияние на ориентацията на равнината на изотропия в трансверзално изотропен масив е изследвано от редица автори [88, 98, 99] (Фиг. 1.3 и 1.4).



Фиг. 1.3. Скален масив с кръгла изработка при различни положения на равнината на изотропия: а) хоризонтална напластеност; б) стръмна; в) наклонена; г) числено решение за зоната около отвора по [88].



Фиг. 1.4. Трансверзално изотропен масив с кръгла изработка при четири ориентации на равнината на изотропия: а) хоризонтална; б) вертикална (стръмна); в) наклонена под 45°; г) перпендикулярна на оста на изработката (напуканото/пунктирано сечение е изотропната равнина) - числено решение по [99]; фиг. 5 в [88].

В [44] са разработени аналитични решения за напрегнатото състояние около кръгови и елиптични отвори в анизотропни скални масиви. Те отчитат

влиянието на ориентацията на равнината на изотропия спрямо оста на изработката. Получените резултати показват, че при стръмно напластяване концентрацията на напреженията може да бъде значително по-висока в сравнение с хоризонтално напластените масиви. Този извод има съществено практическо значение при проектирането на подземни съоръжения в планински райони. Той намира потвърждение в аналитичните изследвания, представени в настоящата монография.

Допълнителен принос към развитието на аналитичните решения за анизотропни среди имат авторите в [104]. Те разработват модел за определяне на напрегнатото състояние около кръгов тунел в трансверзално изотропен скален масив. Моделът отчита влиянието на междинното главно напрежение. Получените резултати показват, че при определени съотношения между еластичните характеристики на средата и ориентацията на пластове тангенциалните напрежения по контура на отвора могат да преминат от натискови към опънови. Това явление има особено значение при скални масиви с ниска якост на опън, при които съществува повишен риск от образуване на пукнатини и локални разрушения още в началните етапи на натоварването.

1.4. Напрегнато състояние в напластени и нееднородни масиви

Задачата за определяне на напрегнатото състояние около подземна изработка, преминаваща през напластен масив с произволна ориентация на пластове спрямо оста на изработката е значително по-сложна от класическата задача за еднородна среда. Тя изисква едновременно отчитане на условията за равновесие на силите и на условията за непрекъснатост (съвместимост) на деформациите по границите между отделните пластове.

В ранните си изследвания авторите в [13] предлагат методика за привеждане на пластове с различни механични характеристики към еквивалентни изотропни пластове. Тя е базирана на осредняване на модулите на еластичност и коефициентите на Поасон. Макар и опростяващ, този подход позволява първоначална оценка на глобалното поведение на масива. В [66] е представен друг подход за определяне на механичните характеристики на еквивалентните изотропни пластове. В настоящата монография този подход е приложен при определяне на характеристиките на еквивалентните изотропни пластове в трансверзално изотропна среда, като са използвани и конкретни данни от изследването на [88]. Двата подхода са разгледани и съпоставени в рамките на разработената методика.

Съвременните изследвания в тази област са насочени към по-точното отчитане на нееднородността и анизотропията на скалните масиви. Авторите в [96] разглеждат механичното поведение на напластени скални масиви. Те изследват влиянието на ориентацията и разстоянието между структурните

нарушения върху якостта и деформируемостта на масива. Получените резултати потвърждават значението на структурната организация на напластения масив при оценката на неговото механично поведение. Те показват необходимостта от отчитане на характеристиките на отделните пластове и контактите между тях при анализа на подземни изработки.

Разработеният в настоящото изследване двуетапен подход замества напластената среда с еквивалентна еднородна среда. След това действителните напрежения във всеки отделен пласт се определят чрез система от линейни уравнения. Подходът продължава изследователската линия, поставена от [17] и доразвита в поредица от по-нови публикации [89, 90, 92]. Те разглеждат приложението му при различни конфигурации на напластения масив – стръмно напластени масиви и масиви, изградени от два изотропни пласта.

При решаването на получените системи линейни уравнения в настоящата монография се прилага методът на Гаус за последователно изключване на неизвестните. Решенията се представят чрез формулите на Крамер. Систематично изложение на тези класически методи на линейната алгебра е дадено от [10] и [82]. Приложението им при аналитични изчисления с помощта на електронни таблици е разгледано от [28, 46]. Използването на електронни таблици вместо специализирани софтуерни пакети е съзнателен методически избор. Така разработеният аналитичен подход става достъпен за широк кръг проектантски инженери, без да е необходимо продължително обучение за работа със специализиран софтуер.

При изследването на напластени масиви важно място заемат изследванията [36]. Те разглеждат специфичното влияние на големината на ъгъла на наклона на пластове върху устойчивостта на тунелни изработки в седиментни скали. Авторите използват комбинация от аналитични решения и числен модел, реализиран чрез FLAC. Те показват, че при ъгли на наклона между 30° и 60° спрямо хоризонта концентрацията на сръзващите напрежения по границите между пластове достига максимални стойности. Това може да доведе до характерни сръзващи разрушения. Тези резултати подчертават необходимостта от точно отчитане на ориентацията на пластове при анализа на напрегнатото състояние и устойчивостта на подземните изработки. Тази необходимост е предвидена и в аналитичния апарат, разработен в настоящата монография.

1.5. Числени методи за анализ на подземни съоръжения

1.5.1. Възникване и развитие на числените подходи

Успоредно с развитието на аналитичните методи, през втората половина на XX век се формира самостоятелно научно направление. То е основано на числени методи за решаване на гранични задачи в механиката на подземните

съоръжения. Тези методи постепенно се утвърждават като основен инструмент в инженерната практика. Причината е възможността да се моделират сложна геометрия и нелинейно поведение на материалите. Числените методи отчитат също етапността на строителството и взаимодействието между скалния масив и укрепителните конструкции. Тези фактори в много случаи са извън обхвата на строгите аналитични решения.

Основополагащи за съвременната числена геомеханика са изследванията на [37] и [102]. Те са свързани с приложението на метода на крайните елементи (Finite Element Method - FEM) в строителната и геотехническата механика. В [101] са систематизирани теоретичните основи на метода. Разгледано е и приложението му към задачи от областта на строителната механика и механиката на деформируемите среди. Впоследствие FEM се утвърждава като широко разпространен числен метод в геотехническото инженерство. Той се реализира в редица специализирани програмни продукти.

1.5.2. Метод на крайните елементи (FEM)

Методът на крайните елементи се основава на дискретизация на изчислителната област. Тя се разделя на краен брой елементи с проста геометрия (триъгълни, четириъгълни, шестоъгълни и др.), свързани чрез възлови точки. След това се формулира система от алгебрични уравнения. Тя приближено описва диференциалните уравнения на равновесие и условията за съвместимост на деформациите. При подземното строителство FEM позволява да се отчитат нееднородността на масива и анизотропията. Отчитат се също нелинейните определящи (конститутивни) модели и етапността на изкопните работи.

Сред широко използваните софтуерни реализации в геотехническата практика са PLAXIS [33], ANSYS [12, 71] и ABAQUS [42]. В практиката на геотехническото проектиране се използва и програмната система GEO5 [45]. Тя е предназначена за изчисляване на подземни съоръжения, подпорни стени и пилоти.

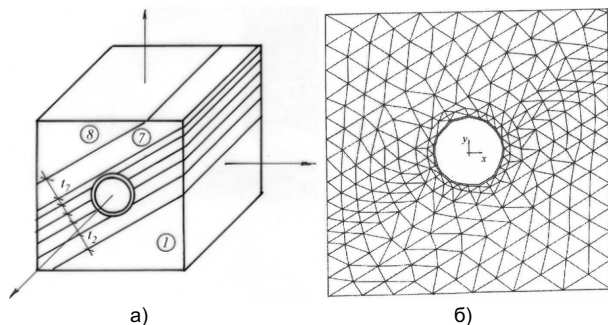
PLAXIS е разработен първоначално в Delft University of Technology. Той е специализиран в геотехнически приложения. Пакетът предлага различни конститутивни модели – Mohr-Coulomb, Hardening Soil и Soft Soil Creep. Той позволява също моделиране на етапността на строителството, взаимодействието между масива и конструкцията и устойчивостта. В [33] са представени теоретичните основи на пакета. Разгледано е приложението му към задачи от подземното строителство – тунели, дълбоки изкопи и анкерирани укрепителни системи.

ANSYS е универсална платформа за анализ по метода на крайните елементи. Тя се прилага широко в строителната механика и машиностроенето. В [12] са систематизирани основите на структурния анализ с ANSYS. В [71] е

разгледано приложението на метода към геотехнически задачи, включително контактни задачи и нелинейно поведение на материалите.

Важно направление в развитието на метода на крайните елементи е въвеждането на адаптивни изчислителни мрежи. Те позволяват автоматично съгъстяване на елементите в зоните с висока концентрация на напрежения. Авторите в [103] разработват класически подход за апостериорна оценка на грешката. Въз основа на полученото числено решение се определят областите с повишена грешка. След това се извършва адаптивно съгъстяване на изчислителната мрежа. Подходът впоследствие намира приложение и при геотехнически изчисления, включително в изследванията на [30]. Тези разработки повишават точността на числените решения. Това е особено важно при задачи с концентрация на напрежения около подземни изработки.

В българската литература методът на крайните елементи е приложен за наплатен масив около кръгова изработка в монографията на [26]: масивът е дискретизиран с триъгълни елементи, съгъстени около отвора (фиг. 1.5 б), а стръмната наплатеност е моделирана чрез назначаване на различни еластични характеристики на отделните номерирани пластовете (фиг. 1.5 а).



Фиг. 1.5. Стрълмно наплатен масив с кръгова изработка по [26]: а) схема на модела – номерирани пластовете с дебелини l_2 , l_1 и направление на натоварването; б) крайноелементна дискретизация с триъгълни елементи, съгъстени около отвора

1.5.3. Метод на крайните разлики (FDM) и FLAC

Алтернативен числен подход, особено широко използван в механиката на скалите, е методът на крайните разлики (Finite Difference Method – FDM). Той е реализиран в програмния пакет FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), разработен от Itasca Consulting Group [53]. Методът на крайните елементи (FEM) се основава на вариационна формулировка. За разлика от него, методът на крайните разлики прилага директна дискретизация на диференциалните уравнения върху изчислителна мрежа. Тези уравнения описват поведението на разглежданата среда.

В [39] се разработва числен модел за симулиране на мащабни премествания и разрушаване в блокови скални масиви. С това поставя

основата за последващото развитие на числените методи в геомеханиката. Подходът е приложим при задачи с изразено нелинейно поведение, развитие на пластични зони и разрушения. По този начин се проследява изменението на напрегнато-деформационното състояние в процеса на натоварване.

FLAC се използва при моделиране на нелинейното поведение на скални масиви. Той отчита етапността на изкопните работи и взаимодействието между скалния масив и укрепителните елементи. В [53] са представени теоретичните основи на програмния пакет. Разгледани са редица практически приложения в областта на подземното строителство, като моделиране на подпорни конструкции, анкери и тунелни облицовки.

С тези числени методи се анализират задачи при които сложната геометрия, нелинейното поведение на материала и развитието на пластични области затрудняват получаването на аналитични решения. В същото време аналитичните решения запазват своето значение. Те служат за проверка и оценка на резултатите от численото моделиране.

1.5.4. Дискретни методи и хибридни подходи

За разлика от методите, основани на представата за непрекъсната среда, дискретните методи разглеждат скалния масив като съвкупност от отделни блокове. Блоковете са разделени от пукнатини и разломи. Основата на тези методи е положена от авторите в [39]. Те разработват метода на дискретните елементи (Distinct Element Method – DEM). Методът позволява моделиране на големи премествания и ротации. Той отчита също взаимното отделяне и взаимодействие между отделните блокове.

Методът на дискретните елементи е особено подходящ за анализ на силно нарушени скални масиви. При тях поведението на масива се определя в значителна степен от характеристиките и пространствената организация на пукнатинната мрежа. В [40] са представени теоретичните основи на DEM. Разгледано е и приложението му към задачи от механиката на скалите.

Хибридните подходи са обект на последващо развитие в областта на числената механика на скалите. Те съчетават възможностите на методите, основани на представата за непрекъсната среда, и на дискретните методи. Авторите в [61] разработват хибриден FEM-DEM подход. Той моделира зараждането и развитието на пукнатини в скални масиви. В [55] е представен обзор на различни числени подходи в механиката на скалите, включително комбинации от FEM, DEM и DEM.

Разглеждането на дискретните и хибридните методи допълва представянето на съвременния числен инструмент за анализ на подземни съоръжения. Тяхното приложение е особено важно при задачи, при които пукнатинната структура, отделянето на блокове и развитието на разрушения имат определящо значение за поведението на скалния масив.

1.5.5. Метод на граничните елементи (BEM)

Методът на граничните елементи (Boundary Element Method – BEM) е числен подход. При него дискретизацията се извършва само по границата на изчислителната област, а не в целия ѝ обем. Това води до значително намаляване на броя на степените на свобода. Затова този метод е особено подходящ за задачи, които включват безкрайни или полубезкрайни среди. Такъв е типичният случай при подземни изработки на голяма дълбочина.

В [32] е представено систематично изложение на метода на граничните елементи. Разгледано е и неговото приложение към задачи от механиката на деформируемите среди. В подземното строителство BEM е много подходящ при задачи с концентрация на напрежения около отвори в еластична среда. Методът отчита коректно условията в безкрайността. При това не се налага изкуствено ограничаване на изчислителната област.

1.5.6. Конститутивни модели за скални масиви

Изборът на подходящ конститутивен модел е от съществено значение за достоверността на числените изчисления. Един от широко използваните модели в геотехническата практика е моделът на Мор-Кулон (Mohr-Coulomb). Той описва якостта на материала чрез сцеплението и ъгъла на вътрешно триене. Въпреки опростяванията, моделът намира широко приложение. Това се дължи на ясната физическа интерпретация на основните му параметри. Те се определят относително лесно чрез стандартни лабораторни изпитвания.

За скални масиви по-адекватно описание на якостното поведение в редица случаи предоставя критерият на Хоек-Браун [48]. Той отчита якостта на ненарушената скала и степента на нарушеност на скалния масив. Тя се характеризира чрез геоложкия индекс на якост (Geological Strength Index - GSI). Отчита се и влиянието на нарушенията, свързани с взривяване или други механични въздействия. В [47] е систематизирано приложението на критерия в скалната механика. Разгледани са възможностите за определяне и калибриране на неговите параметри. Целта е постигане на по-добро съответствие между числените прогнози и наблюдаваното поведение на скалния масив.

В [48] е представена актуализирана формулировка на критерия на Хоек-Браун. В нея е отчетено влиянието на фактора на смущение, свързан със степента на нарушаване на масива вследствие на строителните въздействия. В [65] са разработени практически насоки за оценяване на геоложкия индекс на якост за различни типове скални масиви. С това се улеснява приложението на критерия при инженерна оценка на тяхното якостно поведение.

В настоящото изследване конститутивните модели имат преди всичко спомагателно значение. Основният аналитичен апарат е формулиран в рамките на теорията на еластичността. Тя се прилага за изотропни, трансверзално изотропни и напластени среди. Разглеждането на моделите на

Mohr-Coulomb и Hoek-Brown е необходимо. То очертава мястото на разработения аналитичен подход спрямо съвременните числени методи. Това позволява съпоставка и с моделите за поведение на скалните масиви, използвани при тях.

1.5.7. Съпоставка между аналитични и числени методи

Въпреки широкото приложение на числените методи, аналитичните решения запазват важно място в механиката на подземните съоръжения. Те предоставят възможност за бърза инженерна оценка и за проследяване на зависимостите между основните параметри на задачата. Поради това аналитичните решения се използват и като референтна основа при проверка и оценка на числени модели за случаи, за които са известни точни или полуаналитични решения. В този контекст [56] валидират разработеното от тях полуаналитично решение за напрегнатото състояние около облицован некръгов тунел чрез числен модел, реализиран с ABAQUS. Те установяват много добро съответствие между аналитичните и числените резултати.

Съпоставката между аналитичните и числените подходи показва, че техните възможности и приложимост зависят съществено от постановката на задачата. При сравнително прости геометрични и физични условия аналитичните решения дават резултати без необходимост от дискретизация на изчислителната област. Те осигуряват и пряка връзка между входните параметри и определеното напрегнато състояние. Числените методи предоставят по-големи възможности за моделиране. Те са особено полезни при усложняване на геометрията, нелинейно поведение на материалите, етапност на строителството или сложни контактни условия. Отчитат също взаимодействието между скалния масив и укрепителните конструкции. В същото време използването на числен модел изисква подходящ избор на гранични условия, материални характеристики, изчислителна мрежа и модел на материалното поведение.

В настоящата монография числените методи не са предмет на самостоятелно изследване, а са разгледани като съпоставителна основа спрямо разработения аналитичен подход. Основното предимство на последния е възможността за сравнително бързо и прозрачно определяне на напрегнатото състояние при разглежданите конфигурации на напластения масив, без използване на специализиран числен софтуер. Това е от особено значение при предварителна инженерна оценка, когато е необходимо да се проследи влиянието на геометрията на изработката, ориентацията на пластовете и различието в механичните характеристики на отделните пластовете върху разпределението на напреженията.

За по-нагледна съпоставка на възможностите и ограниченията на основните числени методи, използвани при анализ на подземни съоръжения, в

таблица 1.1 е представено обобщение на техните принципи, предимства и ограничения.

Таблица 1.1. Съпоставка на основните числени методи за анализ на подземни съоръжения, съставена по [32, 33, 39, 53, 55, 61, 101]

Метод	Принцип на дискретизация	Основни софтуерни реализации	Предимства	Ограничения
Метод на крайните елементи (FEM)	Изчислителната област се разделя на краен брой елементи (триъгълни, четириъгълни, шестоъгълни), свързани чрез възлови точки; Формулировката е вариационна.	PLAXIS [33]; ANSYS [12, 71]; ABAQUS [42]	Отчитане на нееднородност и анизотропия; Моделиране на нелинейни конститутивни модели; Отчитане на етапността на строителството; Взаимодействие масив-конструкция	Изисква специализирано обучение; Необходим е значителен изчислителен ресурс; Чувствителност към избора на изчислителна мрежа и гранични условия.
Метод на крайните разлики (FDM)	Директна дискретизация на диференциалните уравнения върху изчислителна мрежа. Не се използва вариационна формулировка	FLAC/FLAC3D [53]	Проследяване на нелинейно поведение и развитие на пластични зони; Подходящ за задачи с голямо деформиране.	По-малко гъвкава геометрия в сравнение с FEM; Изисква подходящ избор на стъпка на мрежата.
Метод на дискретните елементи (DEM)	Скалният масив се моделира като съвкупност от отделни блокове, които са разделени от пукнатини и разломи.	UDEC/3DEC [40]; хибридни FEM-DEM подходи [61]	Моделиране на големи премествания, ротации, отделяне на блокове; Подходящ за силно нарушени масиви.	Изисква значително изчислително време и мощна компютърна техника при голям брой блокове; Необходимост от детайлна характеристика на пукнатинната мрежа.
Метод на граничните елементи (BEM)	Дискретизацията се извършва само по границата на изчислителната област, а не в целия ѝ обем.	Специализирани реализации [32]	Значително намаляване на степените на свобода; Коректно отчитане на условията в безкрайността; Подходящ за задачи с концентрация на напрежения около отвори.	Ограничен при нелинейни задачи и нееднородни среди; По-малко гъвкав при сложни контактни условия.

Забележка: За разлика от изброените числени методи, аналитичните решения, разгледани в настоящата монография предоставят физически прозрачна и бърза инженерна оценка. Те не изискват дискретизация и специализиран софтуер. Това ги прави особено подходящи за предварително проектиране. Те служат за проверка на числени модели при наличие на точни или полуаналитични решения [56, 62].

По този начин аналитичният и численият подход следва да се разглеждат не като взаимно изключващи се методи, а като взаимно допълващи се средства за анализ. Аналитичният подход осигурява физически прозрачна и бърза оценка на напрегнатото състояние, докато числените методи позволяват разширяване на анализа към по-сложни геометрични, материални и строителни условия. В този смисъл разработеният в настоящата монография аналитичен апарат може да бъде използван като ефективен инструмент за предварителна оценка и като основа за последващо сравнение с числени резултати при необходимост от по-детайлен анализ.

1.6. Експериментална механика и тензометрични методи

1.6.1. Историческо развитие на тензометрията

Експерименталната механика определя експериментално деформациите и напреженията в конструктивните елементи. Това направление се развива паралелно с усъвършенстването на измервателните средства и методите за обработка на данните. Първоначалните методи за измерване се основават предимно на механични и оптични средства. Те отчитат измененията на дължината или преместванията на отделни точки от изследваната конструкция. С развитието на измервателната техника се създават нови възможности. Те позволяват по-точно и непосредствено определяне на деформациите в натоварени конструктивни елементи.

Съществен етап в развитието на електрическите тензометрични методи е свързан с установената от [85] зависимост между механичната деформация на метален проводник и изменението на неговото електрическо съпротивление. Това откритие създава физическата основа за разработването на съпротивителните тензодатчици. През 1938 г. Edward E. Simmons [81] и Arthur C. Ruge [77] независимо един от друг разработват практически приложими съпротивителни тензодатчици, които позволяват измерването на малки деформации чрез регистриране на изменението на електрическото съпротивление. развитието на този тип измервателни средства води до широкото им приложение при експериментални изследвания на машинни и строителни конструкции, включително при изпитвания на авиационни конструкции.

Съвременната тензометрия се основава на преобразуването на малките деформации в измерим електрически сигнал. Тя позволява определяне на деформациите в предварително избрани направления. След това съответните напрежения или усилия се определят чрез зависимости от теорията на еластичността и съпротивлението на материалите. Така тензометричните методи се превръщат във важен инструмент на експерименталната механика за изследване на реалното поведение на натоварени конструкции.

В [41] е представено систематично изложение на методите за експериментален анализ на напреженията. То включва съпротивителната тензометрия, фотоеластичните методи и методите с крехки покрития. В [50] са разгледани принципите и приложението на експерименталния анализ на напреженията. Отделно внимание е обърнато на използването на тензометрични методи при изследване на конструктивни елементи. Тези разработки формират методическата основа за използването на тензометричните измервания като експериментален инструмент за определяне и проверка на напрегнатото състояние.

В настоящата монография развитието на тензометричните методи има значение не само от историческа гледна точка. То е преди всичко основа за експерименталното определяне на усилията в укрепителни конструкции. Позволява и тяхното съпоставяне с резултатите от аналитичния анализ. Поради това по-нататъшното разглеждане обхваща принципите на тензометричното измерване. Разгледани са калибрирането на измервателните средства и определянето на действителните усилия в изследваните конструктивни елементи.

1.6.2. Физически принципи на тензометричното измерване. Мост на Уитстон

Основният физичен принцип на тензометричното измерване се основава на изменението на електрическото съпротивление на проводник при неговата механична деформация. За метален проводник с дължина l , напречно сечение A и специфично електрическо съпротивление ρ , електрическото съпротивление R се определя от зависимостта:

$$R = \rho \frac{l}{A}.$$

При механична деформация на проводника се изменят неговата дължина и напречно сечение, а в зависимост от материала и условията на деформиране може да се изменя и специфичното електрическо съпротивление. В резултат се променя и общото електрическо съпротивление на тензодатчика. За малки деформации относителната промяна на съпротивлението се свързва с относителната деформация ε чрез коефициента на тензочувствителност k :

$$\frac{\Delta R}{R} = k \varepsilon.$$

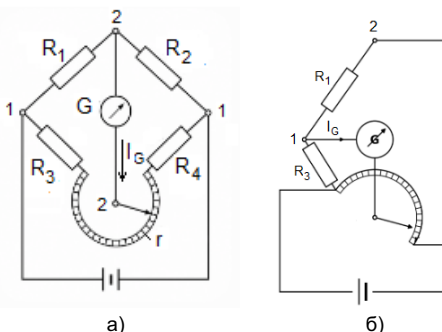
При метални фолийни тензодатчици коефициентът на тензочувствителност обикновено е от порядъка на 2,0–2,2. Полупроводниковите тензодатчици се характеризират със значително по-висок коефициент на тензочувствителност, който може да достигне стойности от порядъка на десетки до няколкостотин. По-високата чувствителност обаче е

съпроводена с по-голяма температурна зависимост и по-изразена нелинейност, което усложнява практическото им приложение.

За преобразуване на малките изменения на електрическото съпротивление в измерим електрически сигнал широко приложение намира мостовата схема на Уитстон. Принципът на тази схема е свързан с разработката на [97]. При тензометричните измервания тензодатчиците се включват в едно или повече рамена на измервателния мост. В зависимост от схемата на свързване – четвъртмост, полумост или пълен мост – може да се постигне различна чувствителност на измерването и компенсация на влиянието на температурата. При подходящо разполагане на активните тензодатчици в пълномостова схема полезният измервателен сигнал се увеличава, като едновременно с това може да се реализира ефективна температурна компенсация. При напълно симетричен мост ($R_1 = R_2 = R_3 = R_4$) и изменение на едно рамо с ΔR изходното напрежение е $\Delta U = \frac{U}{4} \frac{\Delta R}{R}$, където U

е захранващото напрежение [15]; при включване на няколко активни рамена отделните сигнали се сумират, което е и причината за избора на пълномостова схема при конструирането на силомерите в настоящата монография.

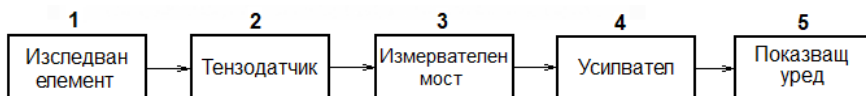
Класическите варианти на мостовата схема са показани на фиг. 1.6 - при пълномостовата (а) четирите рамена са заети от активни тензодатчици, осигуряващи максимална чувствителност и вградена температурна компенсация; при полумостовата (б) активният тензодатчик R_1 се включва в едно рамо на моста, а вторият активен (или компенсационен) R_3 - в съседно рамо, чрез което също се реализира температурна компенсация [22].



Фиг. 1.6. Мостови схеми за тензометрично измерване: а) пълномостова (четирираменна) с четири активни тензодатчика, адаптирано по [22]; б) полумостова (двухраменна) с два активни тензодатчика и балансиращ потенциометър (схема на автора)

От структурна гледна точка средствата на електротензометрията се разделят на три групи, съгласно систематизацията на [15]. Първата група са мерите. Те представляват деформируеми еластични елементи със залепени

тензодатчици и са предназначени за възпроизвеждане на зададена механична величина. Втората група са измервателните преобразуватели. Това са схеми, които преобразуват изменението на съпротивлението на тензодатчика в електрически сигнал (потенциометрични и мостови). Третата група са измерителните прибори. Те включват усилватели, индикатори и регистриращи устройства. По този начин пълната измервателна верига се изгражда като последователност: изследван елемент → тензодатчик → измервателен мост → усилвател → показващ или регистриращ уред (Фиг. 1.7). Същата структурна логика е спазена и в експерименталната част на настоящата монография, където силомерът със залепени фолийни тензодатчици изпълнява ролята на първичен преобразувател, едноканалната апаратура на фирма „Хотингер“ – на усилвател и индикатор, а измервателните протоколи – на форма за регистриране на резултатите.



Фиг. 1.7. Блок-схема на тензометричната измервателна верига: 1 - изследван елемент; 2 - тензодатчик (първичен преобразувател); 3 - измервателен мост (междинен преобразувател); 4 - усилвател; 5 - показващ/регистриращ уред. Адаптирано по [15]

В [49] са представени систематично теоретичните основи на тензометричните измервания. Разгледани са принципите на свързване на тензодатчиците, различните мостови схеми, температурната компенсация и обработката на измервателния сигнал. Особено значение за достоверността на експерименталните резултати имат правилният монтаж на тензодатчика и подходящата подготовка на повърхността, върху която той се монтира. Тези фактори са пряко свързани с качеството на предаването на деформацията от изследвания елемент към измервателния датчик и поради това са съществени за точността и възпроизводимостта на тензометричните измервания. В този аспект разглежданите принципи са пряко свързани с методиката за изработване, калибриране и използване на силомерите, представена в настоящата монография.

1.6.3. Видове тензометрични датчици

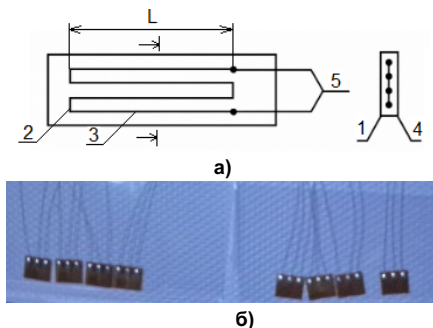
Според класическата систематизация на [15] средствата за тензометрични измервания се разделят на пет основни групи: механични, оптични, пневматични, струнни (акустични) и електрически. Механичните тензометри преобразуват деформацията чрез механична предавка с увеличение от 100 до 2000 пъти; оптичните използват светлинен лъч с отчитане по интерференчни или муарови полоси; пневматичните – изменение на разхода на въздух през измерително сопло; струнните – изменение на собствената честота на опъната струна, свързана с изследвания обект.

Въпреки своето историческо и методическо значение, при полеви условия тези класически средства отстъпват по приложимост на електрическите (съпротивителните) тензодатчици, които позволяват дистанционно предаване на сигнала, висока чувствителност и непрекъснат мониторинг – поради което именно те са основният експериментален инструмент в настоящата монография.

Съвременната измервателна техника предлага разнообразни видове тензометрични датчици, предназначени за работа при различни условия и приложения. Изборът на конкретен тип датчик зависи от изискваната чувствителност, диапазона на измерване, условията на експлоатация и характера на изследвания обект.

Исторически първи и конструктивно най-прости са жичковите съпротивителни тензодатчици, при които чувствителният елемент е тънък проводник, навит върху изолираща подложка (Фиг. 1.8 а) [22]. Съвременният им аналог са фолийните тензодатчици (фиг. 1.8 б), използвани и в настоящата монография.

Чрез изводните проводници (позиция 5 на фиг. 1.8 а) тензодатчикът се свързва към мостовата измервателна схема, като промяната на съпротивлението на жицата, предизвикана от деформацията на изследвания елемент, се преобразува в измерим електрически сигнал. Съпротивлението на такива датчици обикновено е 60,120 или 350 Ω [22].



Фиг. 1.8. Съпротивителни тензодатчици: а) класическа конструкция на жичков тензодатчик: 1-изолираща подложка (основа); 2-контактни мостчета, свързващи последователно жицата; 3-съпротивителна жица (проводник); 4-защитно покритие (втори изолиращ слой); 5-изводни проводници за свързване към измервателната верига, адаптирано по [22]; б) фолийни тензодатчици, използвани в настоящата монография (оригинална снимка на автора).

Фолийните тензодатчици са сред най-широко използваните в инженерната практика. Те се характеризират с добра точност, висока линейност в работния диапазон и сравнително ниска себестойност. В зависимост от материала на измервателната решетка, конструкцията и

предназначението се използват различни разновидности фолийни тензодатчици. [49] представя систематизирана класификация на тези датчици и разглежда основните характеристики, определящи тяхното приложение.

Систематизиран преглед на основните типове фолийни тензодатчици – номинално съпротивление, допустим работен ток, работен температурен диапазон, конструкция на измервателната решетка, материал на основата и препоръчван тип свързващо – е даден от [15]. В същия труд са показани и предимствата на фолийните датчици пред телените: благодарение на фотохимичната технология на изготвяне на решетките те осигуряват по-добро топлоотвеждане, по-висок допустим работен ток и съществено по-малка напречна чувствителност. Това потвърждава утвърденото място на фолийните датчици като основен чувствителен елемент в експерименталната механика и обосновава избора им за силомерите, използвани в настоящата монография.

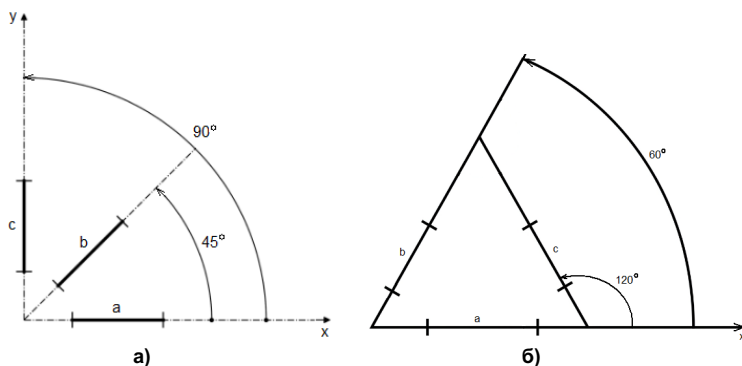
Полупроводниковите тензодатчици се отличават със значително по-висока чувствителност в сравнение с металните тензодатчици. Същевременно те са по-чувствителни към температурни изменения и се характеризират с по-изразена нелинейност, което ограничава приложението им в някои инженерни измервания. Поради високата си чувствителност те намират приложение предимно при специализирани измервателни задачи, при които се изисква висока разделителна способност.

Влакнесто-оптичните тензометрични датчици представляват съвременно направление в областта на измерването на деформации и структурния мониторинг. Принципът им на действие се основава на промяната на характеристиките на светлинния сигнал, разпространяващ се в оптично влакно, вследствие на неговото механично деформиране. В [52] се разглеждат принципите на действие на влакнесто-оптичните датчици и приложението им при мониторинг на строителни конструкции. Сред основните им предимства са устойчивостта на електромагнитни смущения, възможността за измерване на деформации на значителни разстояния и пригодността им за продължителен мониторинг. Тези характеристики определят потенциала им за приложение при мониторинг на подземни съоръжения.

Датчиците с вибрираща жица намират широко приложение в геотехническия и инструменталния мониторинг за измерване на налягане, деформации и премествания. При този тип измервателни устройства измерването механично въздействие се преобразува в промяна на собствената честота на опъната метална жица. В [43] се разглеждат принципите на действие и практическото приложение на датчиците с вибрираща жица при инструментален мониторинг на геотехнически и подземни съоръжения. При струнните (акустичните) тензометри собствената честота на струната при напречни трептения зависи от свободната ѝ дължина, плътността на материала и разтягащото напрежение в нея [15]; тъй като деформацията на

обекта изменя напрежението в струната, измерването на честотата дава директна информация за деформацията – принцип, запазил своето значение и в съвременните вибрационно-жични сензори [43].

Когато направленията на главните деформации в измерваната точка не са известни предварително, деформациите се измерват едновременно в три направления чрез т.нар. тензометрични розетки. В практиката най-широко приложение намират две класически конфигурации - правоъгълната розетка с ориентация на датчиците 0° , 45° и 90° (Фиг. 1.9 а) и делта-розетката с ориентация 0° , 60° и 120° (Фиг. 1.9 б). От трите измерени относителни деформации главните деформации и техните направления се изчисляват чрез известни зависимости от теорията на еластичността [20, 22, 87]. В [87] е демонстрирано приложението на правоъгълната розетка при комбинирано натоварване – огъване и усукване. Отклоненията между експериментално определените и теоретичните главни напрежения остават в границите на 2–5 %, което е в рамките на инженерната точност.



**Фиг. 1.9. Тензометрични розетки за измерване на деформации при неизвестни главни направления: а) правоъгълна розетка (0° , 45° , 90°); б) делта-розетка (0° , 60° , 120°).
Адаптирано по [22].**

За обработка на показанията на многоелементните датчици [15] дават зависимостите за определяне на главните нормални и срязващи деформации и направленията на действието им при основните форми на розетки (правоъгълни, делта и Т-делта), с което розетките се утвърждават като пълноценен инструмент за изследване на равнинно напрегнато състояние в точки с неизвестни главни направления. В практиката се използват и датчици за премествания и за налягане.

Обобщена съпоставка на основните видове тензометрични датчици, разгледани в настоящия параграф, е представена в таблица 1.2.

Таблица 1.2. Основни видове тензометрични датчици: принцип на действие, характеристики и област на приложение, съставена по [41, 43, 49, 52].

Вид датчик	Принцип на действие	Коефициент на чувствителност k	Предимства	Ограничения	Основна област на приложение
Телен тензодатчик	Изменение на електрическото съпротивление на тънък метален проводник при механична деформация ([85]; [81])	$\approx 2,0 - 2,5$	Проста конструкция; исторически първият практически приложим тип	Ниска дълготрайност; ограничена честотна характеристика	Историческо значение; лабораторни изследвания
Фолиен тензодатчик	Изменение на съпротивлението на тънка метална решетка (константан, никром), залепена върху изследвания елемент [49]	$\approx 2,0 - 2,5$	Добра точност; висока линейност в работния диапазон; ниска себестойност; възможност за пълномостова схема с температурна компенсация	Чувствителност към качеството на залепването; необходимост от защита от влага	Експериментална механика на конструкции; силомери за укрепителни системи (приложена в настоящата монография)
Полупроводников в тензодатчик	Изменение на съпротивлението на полупроводников в кристал (силиций) при деформация	$\approx 50 - 200$	Значително по-висока чувствителност от металните датчици	Изразена температурна зависимост; нелинейност; по-висока себестойност	Специализирани измервателни задачи с изискване за висока разделителна способност
Влакнесто-оптичен тензодатчик	Промяна на характеристиките на светлинния сигнал в оптично влакно при механично деформиране [52]	измерва се фазова или дължинна промяна	Устойчивост на електромагнитни смущения; измерване на значителни разстояния; пригодност за продължителен мониторинг; възможност за разпределено измерване (DFOS)	По-сложна и по-скъпа апаратура; изисква специализирана обработка на сигнала	Структурен мониторинг на подземни съоръжения; тунелни облицовки; дългосрочно наблюдение
Датчик с вибрираща жица	Промяна на собствената честота на опъната метална жица при механично въздействие [43]	измерва се честотна промяна	Дълготрайна стабилност; подходящ за геотехнически мониторинг; устойчив на електромагнитни смущения	По-бавен отговор в сравнение с фолиите датчици; по-големи габарити	Геотехнически и инструментален мониторинг: налягане, деформации, премествания в анкери и подпорни конструкции

Забележка: В настоящата монография последователно са използвани фолиини тензодатчици с пълномостова и полумостова схема на свързване. Те осигуряват висока

чувствителност и ефективна температурна компенсация. Измерванията са проведени при полеви условия с продължителна експозиция на променливи атмосферни фактори (Глава 5).

1.6.4. Монтаж и калибриране на тензометричните датчици

Достоверността на тензометричните измервания зависи в значителна степен от качеството на монтажа на датчиците, условията на измерване и правилното им калибриране. Подготовката на повърхността, върху която се монтира тензодатчикът, включва механично обработване, почистване и обезмасляване, както и точно определяне и маркиране на мястото за монтаж. Тези операции са от съществено значение за осигуряване на надеждна механична връзка между измервателната решетка и изследвания елемент и за адекватното предаване на деформацията към датчика.

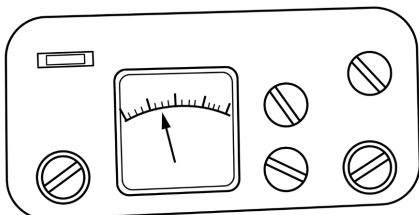
В [49] се разглеждат технологичните аспекти на монтажа на фолийни тензодатчици, включително избора на лепило, условията за неговото втвърдяване и необходимостта от защита на датчика от въздействието на околната среда. Правилното спазване на технологичната последователност при монтажа е необходимо условие за ограничаване на систематичните и случайните грешки при измерването. Поради това качеството на монтажа следва да се разглежда като неразделна част от измервателната процедура, а не само като предварителна техническа операция.

Допълвайки технологичните аспекти на монтажа, разгледани от [49], [15] систематизират критериите за избор на тензодатчици в зависимост от задачата и условията на измерване: изискваната чувствителност и точност, както и еластичните и структурните особености на материала на изследвания обект. За измервания върху материали с дребнокристална или аморфна структура (метали, пластмаси) се препоръчват датчици с тънка основа, а за материали с едрозърнеста повърхностна структура (бетон) – с дебела основа; във всички случаи, когато задачата на изследването позволява, се прилагат тензодатчици с база от 5 до 50 mm. При изследване на елементи от структурно нееднородни материали (бетон, стъклопласти) базата на тензодатчика следва приблизително петкратно да надвишава размера на най-едрите включвания, така че датчикът да възприема общата, а не локалната деформация. В участъци със сложно разпределение на напреженията – зони на концентрация, заваръчни шевове, проявление на ръбови ефекти – се прилагат датчици с малка напречна чувствителност, а при необходимост от едновременно измерване на няколко компонента на деформацията в една точка – многоелементни датчици или розетки. Съществено значение за качеството на връзката датчик-повърхност авторите отделят на подготовката на повърхността (зачистване до грапавост, непревишаваща 15–25 μm при датчици с тънка основа и грундиране за повишаване на адхезията), както и на предварителния подбор и сортиране на работната партида тензодатчици по

електрическо съпротивление - изисквания, които са изцяло съобразени в приетата в настоящата монография технология на изработване на силомерите.

Калибрирането на измервателните средства е необходимо за установяване на еднозначна зависимост между измервателния сигнал и съответстващото му механично въздействие. При силомери и други тензометрични измервателни устройства калибрирането позволява да се установят чувствителността, линейността и възпроизводимостта на измервателната система в зададения работен диапазон. За измервателни устройства, предназначени за експериментални изследвания в лабораторни и полеви условия, калибрирането трябва да се извършва при контролирано натоварване и при условия, съответстващи на предполагаемия режим на експлоатация.

Самите измервания и калибриране се извършват с тензометричен усилвател, при който слабият електрически сигнал от тензометричния мост се усилюва и отчита по стрелкови индикатор, а предният панел включва органи за настройка на чувствителността и за балансиране на измервателния мост (Фиг. 1.10). Класът на точност на усилвателя определя максимално допустимата грешка на измерването, поради което изборът на уреда се съобразява с изискваната точност на експерименталното изследване.



Фиг. 1.10. Тензометричен усилвател за измерване на деформации с електросъпротивителни тензодатчици, адаптирано по [22]

В настоящата монография особено значение има тарирането и калибрирането на разработените силомери, чрез които се установява зависимостта между отчетения електрически сигнал и приложеното механично натоварване. Получената калибровъчна зависимост се използва при последващата обработка на експерименталните резултати и при определянето на действителните усилия в изследваните укрепителни конструкции. Подробното описание на използваната процедура за тариране и калибриране е представено в съответната част на монографията.

1.6.5. Теория на грешките и температурна компенсация

Достоверността на тензометричните измервания зависи от правилното отчитане и ограничаване на грешките. Грешките при измерването се разделят на систематични и случайни. Систематичните грешки са свързани с постоянни

или закономерно изменящи се фактори. Сред тях са неточности при калибрирането, температурна чувствителност и нелинейност на измервателната система. Случайните грешки се дължат на фактори с непредвидим характер. Това са електромагнитни смущения, вибрации и колебания на захранващото напрежение.

Температурното влияние има особено значение при полеви измервания, при които температурата на околната среда може да се изменя в широк диапазон както в рамките на денонощието, така и през различните сезони. Изменението на температурата може да предизвика промяна както на електрическото съпротивление на тензодатчика, така и на деформационното състояние на измервания елемент. Поради това температурното влияние трябва да бъде отчетено при избора на измервателна схема и при обработката на резултатите.

При използване на пълномостова тензометрична схема с четири активни рамена може да се постигне ефективна температурна компенсация, когато датчиците са разположени и свързани по подходящ начин. При еднакво температурно въздействие върху съответните рамена на моста температурните изменения на съпротивлението се компенсират в изходния сигнал, докато промените, дължащи се на механична деформация, се сумират. По този начин се повишава чувствителността на измерването и едновременно се намалява влиянието на температурните изменения.

В [29] разглеждат основните източници на грешки при механичните измервания и методите за тяхното оценяване и ограничаване. При многократни измервания при едни и същи условия случайната съставка на грешката може да бъде оценена чрез статистическа обработка на получените резултати. В настоящата монография този принцип е приложен при обработката на резултатите от многократните измервания при тарирането на силомерите, като за всяка серия измервания се определя средната стойност на отчетените показания съгласно приетата в монографията методика.

През последното десетилетие международната литература значително се разширява. Тя е посветена на директното експериментално инструментиране на укрепителни конструкции на подземни съоръжения. В [95] е разработена система за директно и разпределено измерване на деформации в шприц-бетонна тунелна облицовка. Тя използва разпределени оптично-влакнести сензори (DFOS). Сензорите са базирани на оптичен обратно-разсейващ рефлектометър. За разлика от точковите тензодатчици, тази технология позволява непрекъснато измерване. Деформацията се отчита по целия периметър на сечението. Пространствената разделителна способност е от порядъка на сантиметри. Съпоставката с конвенционални вибрационно-жични тензодатчици, датчици за налягане и с изчислените по геодезични премествания деформации показва добро качествено съответствие, но и

локални количествени разлики от порядъка на $0,1-1,0 \text{ mm/m}$, дължащи се на различното пространствено разположение на отделните сензорни системи. В [100] е представено полево изследване на огъващия момент в двуредова стоманена тръбна пилотна стена. Изследването е проведено по време на изкоп на фундаментна яма за метростанция. Единадесет двойки тензодатчици са монтирани по дължината на пилотите преди тяхното изпълнение. Установено е, че огъващият момент нараства с дълбочината на изкопа. Освен това вътрешният ред пилоти поема съществено по-голямо натоварване от външния. В [60] е представено по-нататъшно развитие на тази изследователска линия. Използвани са самосензорни пръти от фиброармиран полимер (FRP) с вградени влакнесто-оптични решетки на Браг (FBG). Те са приложени за проследяване на пълния строителен процес на подземна диафрагмена стена. Системата отчита едновременно опън и натиск на различни дълбочини през пет последователни строителни етапа. Съответствието с конвенционални тензодатчици на арматурата е в границите на $\pm 5 \text{ MPa}$. В [51] е предложен сензорен пиезоелектричен геокабел. Той е вграден в тялото на анкерен прът. Получените резултати са съпоставени с показанията на класически тензодатчик по време на опън до разрушаване. Установено е добро съответствие между двата метода в еластичната област. Тези изследвания показват ясна тенденция към все по-разпределени, автоматизирани и непрекъснати във времето форми на тензометричен мониторинг. Въпреки това качественият извод остава идентичен с този на настоящата монография. Реалното напрегнато-деформирано състояние на укрепителните конструкции по време на строителството съществено се различава от опростените проектни предпоставки. То може да бъде надеждно установено единствено чрез директно експериментално измерване.

Отделна, но методически близка линия на съвременната литература е насочена към самата тензометрична сензорна технология, а не към конкретни инженерни обекти. Тя разглежда чувствителността, температурната стабилност и процедурите за калибриране. От тези характеристики пряко зависи достоверността на всяко практическо приложение на тензометричния метод. В [75] е проведено експериментално изследване в естествени полски условия на скален откос. Изследвано е влиянието на температурните промени и слънчевата радиация върху показанията на резистивни тензодатчици. Тензодатчиците са монтирани върху ненарушена скала и в зоната на микропукнатини. Съпоставени са няколко конфигурации на моста на Уитстон – четвърт-мост, полу-мост и пълен мост. Установено е, че конфигурациите от тип полу-мост осигуряват частична автоматична температурна компенсация. При конфигурациите от тип четвърт-мост температурната зависимост на показанията е силно изразена и изисква отделна корекция. Това изследване потвърждава експериментално принципа, заложен в настоящата монография.

Той обосновава избора на пълномостова схема на свързване на тензодатчиците на силомерите. Целта е осигуряване на вградена температурна компенсация. Тя е необходима при полеви условия с продължително влияние на променливи атмосферни фактори. В [80] е направен общ преглед на развитието на тензометричната сензорна технология. Той проследява прехода от класическите телени и фолийни тензодатчици до съвременните полимерни нанокomпозитни сензори. Систематизирани са основните конструктивни типове тензодатчици – телени, фолийни и филмови. Разгледани са използваните материали: константан, нихром и платина-волфрам. Описани са класовете на точност и типичните схеми на свързване в мост на Уитстон. Показано е, че пълномостовата схема осигурява едновременно висока чувствителност и вградена температурна компенсация. Отделено е внимание и на новото поколение тензодатчици. Те са на база полимерни матрици, пълнени с диспергирани въглеродни наноструктури – въглеродни нанотръби и графен. При тях електропроводимостта се формира чрез перколационен механизъм. Тя се променя нелинейно с деформацията. Това позволява постигане на коефициенти на тензочувствителност, значително надвишаващи тези на класическите метални фолийни датчици. Тези полимерни нанокomпозитни сензори не са предмет на пряко приложение в настоящата монография. Използваните в практическите случаи силомери са изградени на базата на класически фолийни тензодатчици с пълномостова и полумостова схема. Въпреки това прегледът на [80] очертава перспективна насока за бъдещо развитие на измервателната апаратура. Тя съответства на препоръката за автоматизиране и усъвършенстване на тензометричния мониторинг, формулирана в заключението на монографията.

В настоящата монография са приложени единични точкови силомери с ръчно периодично отчитане. Съпоставени с тази методика, разгледаните по-горе изследвания [51, 60, 75, 80, 95, 100] показват ясна тенденция. Тя е насочена към все по-разпределени, автоматизирани и непрекъснати във времето форми на тензометричен мониторинг. Въпреки различията в използваната сензорна технология, качественият извод остава идентичен с този на настоящата монография. Реалното напрегнато-деформирано състояние на укрепителните конструкции по време на строителството съществено се различава от опростените проектни предпоставки. То може да бъде надеждно установено единствено чрез директно експериментално измерване.

1.7. Инструментален мониторинг в подземното строителство

1.7.1. Нов австрийски тунелен метод (NATM)

Инструменталният мониторинг в подземното строителство е тясно свързан с развитието на Новия австрийски тунелен метод (New Austrian

Tunnelling Method – NATM), разработен от Rabcewicz, Pacher и Kommerell през периода 1957 – 1965 г. Този метод се основава на използването на носещата способност на околния скален масив като съществен елемент от носещата система на подземната изработка. Укрепването се проектира и изпълнява с оглед на реалното поведение на масива, което налага систематично наблюдение и измерване на деформациите и другите характеризиращи неговото поведение параметри.

В [72, 73, 74] са формулирани основните принципи на NATM. Първият от тях е използването на гъвкаво първично укрепване. То включва анкери и торкретбетон – бетонова смес, която се нанася чрез пневматично впръскване. Вторият принцип е своевременното затваряне на първичната облицовка в пръстен. Третият е систематичният инструментален мониторинг на поведението на масива и укрепителната система. В [67] е разгледано развитието на метода. Описано е и неговото приложение при различни геоложки условия.

Инструменталният мониторинг заема съществено място в прилагането на NATM. Той осигурява количествена информация за действителното поведение на подземната изработка. Това позволява при необходимост да се коригират проектните и технологичните решения. В [78] е разгледана оценката на устойчивостта на подземни изработки. Тя се основава на измерени премествания по контура на отвора. В [83] е разработен метод за анализ на сближаването на стените (конвергенцията) на тунелни изработки. Той се основава на интерпретацията на измерени премествания. Чрез него може да бъде оценено развитието на деформациите след изкопаването.

В контекста на настоящата монография инструменталният мониторинг има особено значение, тъй като предоставя експериментална основа за оценка на действителното натоварване на укрепителните конструкции. По този начин измерванията със силомери и тензометрични системи могат да бъдат разглеждани като допълнение към аналитичната оценка на напрегнатото състояние и като средство за съпоставяне на теоретично определените и експериментално установените усилия.

1.7.2. Метод на наблюдението (Observational Method)

Паралелно с развитието на Новия австрийски метод на тунелуване се развива и т.нар. Метод на наблюдението (Observational Method), при който проектните решения се разглеждат като предварителни хипотези, подлежащи на систематична проверка въз основа на резултатите от измерванията, извършвани по време на строителството.

В [70, 84] е подчертано значението на наблюдението и измерването на действителното поведение на геотехническите системи по време на строителството. Основна предпоставка на метода е естествената изменчивост на геотехническите характеристики. Невъзможно е предварително да бъдат

отчетени с необходимата точност всички фактори, които оказват влияние върху поведението на подземните съоръжения. Поради това проектното решение следва да бъде придружено с предварително планирана програма за наблюдение и инструментален мониторинг. Чрез нея се установяват отклоненията между очакваното и действителното поведение на системата.

При такъв подход резултатите от измерванията имат не само контролна функция. Те служат и като основа за своевременно актуализиране на проектните решения. Чрез тях се избират подходящи мерки при неблагоприятно развитие на деформациите и напреженията. В [69] е разгледано приложението на метода на наблюдението в геотехническата практика. Подчертано е значението на систематичното използване на измервателни данни при управлението на строителния процес.

В българската практика например, методът на наблюдението се прилага при строителството в непосредствена близост до водни басейни. Там решенията за водопонижаване и пилотно фундиране се съпровождат с програма от измервания. Тя включва и статични опити на пилоти. При тях действително поетите натоварвания се съпоставят с теоретичните [4].

1.7.3. Геотехнически мониторинг и инструментални методи

Съвременният геотехнически мониторинг в подземното строителство включва систематично наблюдение на преместванията, деформациите и напреженията в скалния масив и укрепителните конструкции. Измерванията се използват за оценка на действителното поведение на системата „скален масив – укрепителна конструкция“. Получените резултати се съпоставят с предварително приетите проектни предпоставки.

В [43] е представено систематично изложение на методите и средствата за геотехнически мониторинг. То включва инструментални методи за измерване на деформации и усилия. Те се прилагат при анкери, подпорни конструкции и тунелни облицовки. Тези методи осигуряват количествена информация за действителното натоварване и деформационното поведение на конструктивните елементи. Те позволяват своевременно установяване на отклонения от очакваното поведение.

В [64] е разгледано приложението на инструменталните методи при изграждането на тунели в градска среда. Подчертана е необходимостта от систематично наблюдение на деформациите и поведението на укрепителните елементи. Резултатите от подобни измервания могат да се използват за оценка на въздействието на подземното строителство върху околната среда. Те позволяват и своевременно предприемане на коригиращи мерки.

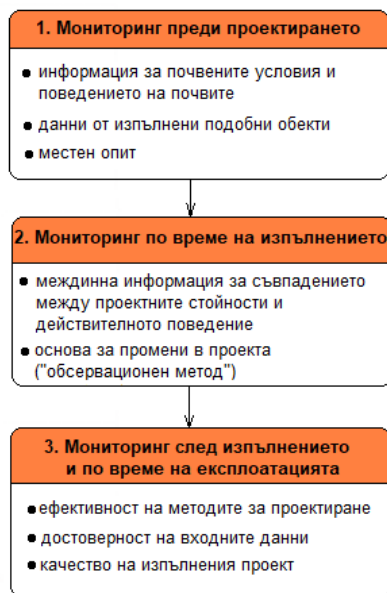
В [57] се разглежда приложението на геотехническия мониторинг при изграждане на тунели, включително измерването на сляганията, деформациите на контура (конвергенция) и натоварванията върху крепежните елементи. Авторът подчертава необходимостта измерванията да бъдат

интегрирани в строителния процес в реално време, като данните се използват за контрол на безопасността и оценка на действителното поведение на масива и подземната изработка.

Практиката за непрекъснат мониторинг по време на експлоатацията с периодични преки измервания на износването на най-натоварените елементи е утвърдена и в съседни области на подземното инженерство като минната механизация. Систематични промишлени изследвания на износването на бандажните гривни при рудничните локомотиви, проведени в реалните условия на рудниците „Бобов дол“, „Марзян“ и „Крушев дол“ установяват характера и интензивността на износването – по наклона, канално и на реборда – в зависимост от състоянието на релсовия път, режима на работа на подвижния състав и материала на гривните [25]. Върху тази основа при двугодишната промишлена експлоатация на локомотив в рудник „Марзян“ са измерени износванията на най-натоварените елементи и е прогнозиран остатъчният ресурс при стойности в рамките на допустимото [23].

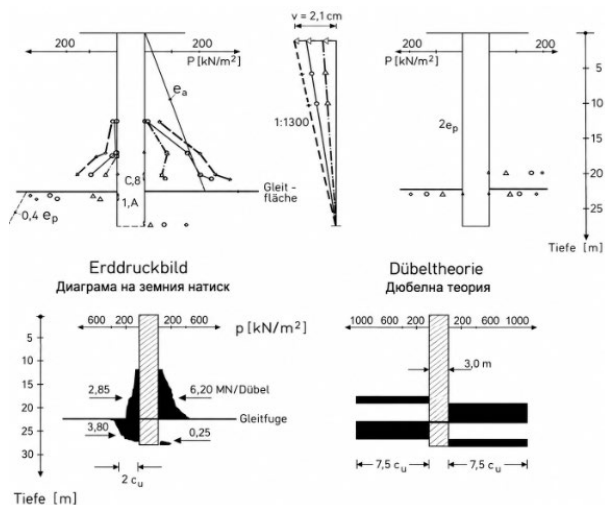
Особено ценно потвърждение на необходимостта от систематичен инструментален мониторинг в българската геотехническа практика предоставя монографичният труд на [2], основаващ се на многочислени тензометрични измервания при обекти в цялата страна. Авторът посочва, че засега все още няма и не може да има категорични решения, гарантиращи истинското поведение на геотехническите конструкции, до голяма степен поради особените свойства на почвите – нехомогенност, изменчивост от най-различно естество, липса на еластичност и анизотропност – и формулира изискването мониторингът да се изпълнява на три етапа: преди проектирането, по време на изпълнението и след изпълнението и по време на експлоатацията на конструкциите, като заключава, че „мониторингът единствено може да покаже каква е истината при проектиране на геотехническите конструкции“ [2]. Документирани са и показателни несъответствия между проектните и действително измерените стойности: при един обект действителният натиск върху пилотите е около $20 \text{ kN} / \text{m}^2$ при изчислен $40 \text{ kN} / \text{m}^2$; при друг обект натоварването на разпонките е $470 - 600 \text{ kN}$ при проектни 1840 kN ; а при трети (метростанция от трети диаметър) динамометрични измервания след откопаване регистрират общо натоварване на два анкера от 360 kN вместо проектните 1600 kN – т.е. от 3 до над 4 пъти по-малко от проектните стойности. Тези резултати подкрепят непосредствено централната теза на настоящата монография, че действителното напрегнато-деформирано състояние на укрепителните конструкции може да бъде надеждно установено единствено чрез директно експериментално измерване. Споделена е и позицията, че наблюденията и измерванията са понякога по-плодотворни от сложните математически изчисления, които „може да създадат напълно илюзорна

представа за прецизност“ – мисъл на Schneebeli, цитирана от [2]. Трите етапа на мониторинга съгласно [2] са представени схематично на фиг. 1.11.



Фиг. 1.11. Триетапен мониторинг на геотехническите конструкции, схема на автора по [2]

Систематични измервания на действителния земен натиск върху диафрагмени стени и пилотни конструкции в българската практика потвърждават, че теоретично изчислените стойности са 2 - 3 пъти по-големи от измерените, а при отделни конструкции разликата достига 20 - 30 пъти [3]. Фигура 1.12 илюстрира типичното несъответствие между теоретичното (пунктир) и установеното при измерване разпределение на земния натиск. Това подчертава необходимостта от инструментален мониторинг за достоверна оценка на натоварването. Аналогични са резултатите от мониторинга на дълбок изкоп в София. Там укрепителната система включва диафрагмена стена и анкери. Измерените премествания на стената са съществено по-малки от проектните стойности. Същото важи и за усилията в анкерите, определени динамометрично. Тези резултати са още едно потвърждение. Те показват, че носещата способност и натоварването на укрепителните конструкции се установяват надеждно чрез директни измервания [5].



Фиг. 1.12. Земен натиск върху диафрагмена стена по [3]: горе - схема на измерването с теоретичното разпределение (пунктир) и хлъзгателната повърхнина; долу - измереното разпределение на натиска (въляво) в сравнение с приетото в дюбелната теория (вдясно)

Връзката с настоящата монография се изразява в това, че инструменталният мониторинг осигурява експерименталната информация, необходима за оценка и проверка на аналитично определеното напрегнато състояние. В този контекст тензометричните методи представляват един от основните средства за количествено определяне на деформациите и напреженията в изследваните конструктивни елементи.

1.7.4. Автоматизирани системи за мониторинг

Развитието на информационните технологии създава възможности за автоматизиране на геотехническия мониторинг чрез системи за непрекъснато или периодично автоматично събиране, предаване и обработване на измервателни данни. При интегриране на тензометрични и други сензорни средства подобни системи позволяват по-оперативно проследяване на измененията в напрегнато-деформираното състояние на подземните съоръжения и своевременно установяване на отклонения от очакваното поведение.

В [35] е разгледана автоматизирана система за тензометричен мониторинг. Тя е приложена при изграждане на метрополитен обект. Измервателните данни се предават и обработват автоматизирано. Подобни разработки показват възможности за повишаване на оперативността, като осигуряват и по-голям обем на получаваната експериментална информация в сравнение с периодичните ръчни измервания.

Автоматизирано регистриране на преходни режими се прилага и при изследване на пусковите характеристики на транспортни системи. Цифрови мрежови анализатори отчитат реалните динамични натоварвания на задвижването при потегляне. Тези стойности съществено надвишават номиналните. Това е от значение за оценката на действителните експлоатационни натоварвания в минните условия [9]. Направлението се допира до проблематиката на настоящата монография. Автоматизираното цифрово регистриране на реални динамични натоварвания от транспортна и строителна механизация е част от инструменталния мониторинг на подземните съоръжения. При този мониторинг технологичните фактори са една от основните групи причини за отклоненията между проектните и измерените стойности (глава 6).

В по-широк контекст приложението на съвременни автоматизирани технологии и интелигентни сензорни системи създава предпоставки за интегриране на различни измервателни средства в единна система за наблюдение на поведението на подземните съоръжения. Тези разработки представляват перспективно направление за по-нататъшно развитие на инструменталните методи и за интегриране на аналитичните и експерименталните подходи.

1.8. Български приноси в механиката на подземните съоръжения и тензометрията

В България съществуват утвърдени научни и инженерни традиции в областта на минното дело, подземното строителство, геотехниката и механиката на скалните масиви. Развитието на тези направления е свързано както с необходимостта от решаване на практически задачи при специфични геоложки условия, така и с разработването на аналитични методи за определяне на напрегнатото и деформираното състояние на подземните изработки и съоръжения.

Сред по-ранните теоретични разработки се открояват трудовете на [16, 17]. Те са свързани с аналитичното определяне на напрегнатото състояние около подземни изработки в трансверзално изотропни и нееднородни ортотропни напластени масиви. В тези изследвания се използва апаратът на комплексните функции. Чрез него се получават аналитични зависимости за напреженията и преместванията около изработките. Тези разработки са важна основа за последващото развитие на аналитичните подходи за напластени и анизотропни масиви. В тази научна традиция се вписват и по-късните изследвания [26, 89, 90]. Те са насочени към поведението на стръмно и произволно напластени масиви. По-късни работи на същия колектив разширяват този подход. Той е приложен към изработка в напластен и пълзящ масив [91]. Разгледан е и тунел, преминаващ през два скални пласта с

различни еластични характеристики [93]. Изследвани са също напластени масиви с произволна ориентация [94].

Съществено място в българската литература заемат изследванията за практическа оценка на поведението на геотехническите конструкции. Те подчертават необходимостта от съпоставяне на проектните решения с реалните измервания. Сред тях особено значение има монографичният труд [2]. В него са разгледани редица случаи на несъответствие между проектните и измерените премествания. Анализирани са и отклонения в напрегнатото състояние на геотехнически конструкции. Авторът подчертава влиянието на нееднородността, изменчивостта и анизотропията на земната основа. Той изтъква и необходимостта от наблюдение на реалното поведение на конструкциите. Особено внимание е отделено на мониторинга. Той се разглежда като средство за получаване на информация за поведението на геотехническите обекти. Тази информация е необходима преди проектирането, по време на изпълнението и при експлоатацията им. Разгледани са и конкретни случаи. При тях сравнението между изчислени и измерени резултати показва съществени различия. Това подчертава необходимостта от експериментална проверка на приетите изчислителни модели [2].

Този подход има пряко отношение към проблематиката на настоящата монография. Той обосновава необходимостта от съпоставяне на аналитично определеното напрегнато състояние с резултатите от непосредствени измервания. Експерименталните данни не са само средство за регистриране на поведението на конструкцията. Те са и основа за оценка на приложимостта и достоверността на използвания аналитичен модел.

Успоредно с теоретичните изследвания, в България се развиват и експерименталните методи. Те служат за определяне и контрол на натоварването и напрегнатото състояние на подземни и геотехнически конструкции. Тяхното приложение изисква тензометрични измервателни системи, силомери и други средства за инструментален контрол. В [54, 92] се илюстрира стремежа към съчетаване на теоретичните модели с резултати от реални измервания. В тази насока са и изследванията [87]. В тях чрез тензометрични розетки са определени експериментално главните напрежения в точка от греда, натоварена едновременно на огъване и усукване.

Утвърдени научни и инженерни традиции съществуват и в минната механизация и подземния релсов транспорт. Те са част от експлоатационната среда на подземните съоръжения. Това направление включва проектирането и внедряването на руднични контактни локомотиви. Те са със съкратена твърда база и са предназначени за тесни изработки с малък радиус на кривите. Друга важна тема са изследванията за повишаване на трайността на бандажните гривни и буксовите възли. Те се провеждат в условия на влага и абразивен прах [24]. Разработените машини са пуснати в експлоатация в рудници в страната и в чужбина. Това направление има пряка връзка с проблематиката на

настоящата монография. Динамичните натоварвания от релсовия транспорт са сред технологичните фактори, които действат върху масива и подземните съоръжения. Тези натоварвания се отчитат при инструменталния мониторинг.

В областта на минните подземни уредби са изследвани режимите на работа на клетковите подземни уредби. Проучени са и рационалните параметри на ролковите направляващи устройства на подземните съдове. Те определят динамичното взаимодействие между съда и шахтовите водачи [11]. Направлението се допира до проблематиката на настоящата монография дотолкова, доколкото динамичните натоварвания от подземната уредба се предават върху шахтовата конструкция и са сред технологичните фактори, отчитани при инструменталния мониторинг на подземните съоръжения.

Разгледаните български изследвания показват, че развитието на механиката на подземните съоръжения в страната се характеризира с взаимно допълване на аналитичните, числените и експерименталните подходи. Именно съчетаването на аналитично моделиране и непосредствено измерване създава възможност за по-обоснована оценка на реалното напрегнато състояние на подземните конструкции и за проверка на приложимостта на приетите изчислителни предпоставки.

Обобщение на основните български приноси в разглежданата област е представено в таблица 1.3.

Таблица 1.3. Основни български приноси в механиката на подземните съоръжения, експерименталната механика и инструменталния мониторинг (оригинална компилация на автора)

Автор (и)	Година	Принос	Вид на труда
Минчев, И. Т.	1960	Аналитични решения за напрегнатото състояние около кръгов отвор в трансверзално изотропна среда; систематичен апарат на комплексните функции за анизотропни среди	Монография: Механика на анизотропното тяло, Техника, 126 с.
Минчев, И. Т.	1961	Разпределение на напреженията в околността на изработки с кръгово напречно сечение, прокарани в нееднороден ортотропен напластен масив	Статия: Годишник на МГИ, София, том 7
Трифенова-Генова, В. М.	2012	Систематизиран аналитичен подход за определяне на напрегнатото състояние в напластен масив около кръгла изработка; двуетапен метод с еквивалентна еднородна среда	Монография: Напрегнато състояние в напластен масив около кръгла изработка, ИК „Св. Ив. Рилски“, 132 с.
Trifonova-Genova, V.	2017; 2018	Разширяване на двуетапния подход към стръмно и произволно напластени масиви; определяне на характеристиките на еквивалентната среда по площ на напречното сечение	Публикации (цитирани в т. 1.4)
Божинов, Б.	2022	Документирани случаи на несъответствие между проектните и измерените стойности на напрежения и премествания в геотехнически конструкции;	Монография: Геотехнически обекти. Коментари, изводи и препоръки за проектиране, Авангард

		обосновка на необходимостта от инструментален мониторинг преди, по време и след изпълнението	Прима, ISBN 978-619-239-731-9
Trifonova-Genova, V. & Tonkova, G.	2022-2025	Поредица от публикации, съчетаващи аналитично определяне на напреженията в наплатени масиви с експериментална верификация: два изотропни пласта (2023), наплатен и пълзящ масив (2022), два трансверзално изотропни пласта (2024), произволно наплатен масив (2025)	Статии: Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, томове 65 - 68
Стоев, Д., Иванова, Л., Мильов, П., Господинов, Н., Стойчев, Г.	1989	Методически основи на тензометричните лабораторни изследвания в съпротивлението на материалите; технология на залепване и калибриране на тензодатчици	Ръководство за лабораторни упражнения по съпротивление на материалите, София, 1989
Божинова-Попова, И.	2023, 2024	Мониторинг на диафрагмени стени, анкери и пилотни конструкции	Статии: Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, томове 66 и 67
Божинова-Попова, И. & Малинкова Ем.	2023	Метод на наблюдението при фундиране близо до воден басейн	Статия: Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, том 66
Тасев, В. & Тасев, Л.; Тасев, Л. и др.; Тасев, Л.	2010, 2014, 2019	Експериментални изследвания на руднични локомотиви и износването на бандажните гривни	Статии: Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, томове 53, 57 и 62
Николов, Н. и др.	2013	Систематизация на експерименталната механика в българската учебна литература	Ръководство за лабораторни упражнения по съпротивление на материалите, ТУ-София, 2013
Тонкова, Г.	2025	Експериментално определяне на главните напрежения и направленията им в греда при комбинирано огъване и усукване	Статия: Известия на ТУ-София, том 76, бр. 1

Забележка: Представените български приноси очертават ясна изследователска традиция, в която аналитичното определяне на напрегнатото състояние в наплатени и анизотропни среди се съчетава с експериментална проверка при реални инженерни условия. Настоящата монография продължава и надгражда именно тази традиция, като предлага систематизирана интеграция на двата подхода в единна методическа рамка.

1.9. Съпоставка между международния и българския опит

Съпоставката между международните и българските изследвания в областта на механиката на подземните съоръжения показва наличие както на сходни научни направления, така и на различия в предпочитаните методи и подходи за решаване на инженерни задачи.

През последните десетилетия в международната практика широко се прилагат числените методи. Сред тях са методът на крайните елементи (FEM), методът на крайните разлики (FDM) и методът на дискретните елементи (DEM). Те са реализирани в специализирани програмни продукти като PLAXIS, FLAC и ABAQUS. Тези методи позволяват моделиране на сложни геометрични и

гранични условия. Те отчитат нелинейното поведение на материалите и етапността на изкопните работи. Възможно е също моделиране на взаимодействието между скалния масив и укрепващите конструкции [33, 53]. Въпреки широките им възможности, приложението на числените методи изисква правилен избор на изчислителен модел. Необходими са също надеждни входни параметри и подходяща дискретизация. От съществено значение е и квалификацията за интерпретация на получените резултати.

В българската научна традиция съществено място заемат аналитичните и полуаналитичните подходи. Те се използват за изследване на напрегнатото и деформираното състояние на подземни изработки. Тези подходи са представени в трудовете на Минчев и Трифонова-Генова. В българската геотехническа литература е подчертана необходимостта от съпоставяне на проектните решения с реалното поведение на геотехническите съоръжения. Особено значение се отдава и на инструменталния мониторинг. Това е отбелязано в [2, 3, 4, 5]. Авторите разглеждат редица практически случаи на несъответствие между изчислени и измерени стойности. Те акцентират върху необходимостта от наблюдение преди, по време и след изпълнението на геотехническите конструкции. Тези подходи осигуряват зависимости с ясен физически смисъл. Те позволяват и бърза оценка на напрегнатото състояние при определени идеализирани условия. Това ги прави особено подходящи за предварителни изследвания. Чрез тях лесно се оценява влиянието на основните параметри на масива и подземната изработка. В тази връзка аналитичният подход, развит и приложен в настоящата монография, се разглежда като допълнение към числените методи, а не като техен заместител.

По отношение на експерименталния контрол международната практика показва ясна тенденция към усъвършенстване на измервателните системи и автоматизирано събиране на данни. Използват се различни типове сензори за проследяване на преместванията, деформациите и усилията в подземните съоръжения [34, 35]. Наред с тези съвременни решения, класическите тензометрични методи със силомери запазват своето практическо значение. Това важи особено при спазване на подходяща методика на монтаж. Необходими са също надеждно калибриране и строг контрол на измервателната процедура.

В настоящата монография се използват два основни подхода – аналитичен и експериментален. Те се разглеждат като взаимно допълващи се средства за изследване на напрегнатото състояние на подземни съоръжения. Аналитичният модел предоставя възможност за определяне и интерпретация на основните закономерности в разпределението на напреженията, докато експерименталните измервания осигуряват възможност за проверка на действителното поведение на конструкцията и за оценка на съответствието между теоретичните предпоставки и реалните условия. Съчетаването на двата подхода създава предпоставки за по-надеждна оценка на напрегнатото

състояние и за по-обосновано инженерно вземане на решения при проектирането и експлоатацията на подземни съоръжения.

1.10. Обобщение и място на настоящото изследване

Направеният преглед на научната литература показва, че проблемът за определяне на напрегнатото състояние около подземни изработки е подробно изследван в отделните си аспекти. Разработени са класически аналитични решения за изотропни среди [58, 68], развити са аналитични подходи за анизотропни и напластени масиви [14, 16, 17, 89, 90], създадени са усъвършенствани числени методи за анализ на сложното поведение на скалните масиви [39, 101], както и надеждни експериментални и тензометрични методи за определяне на деформации, усилия и напрежения [43, 49].

Наред с това, анализът на разгледаните литературни източници показва необходимост от по-тясна методическа връзка. Тя е между аналитичните методи за определяне на напрегнатото състояние в напластени и анизотропни среди и практическите методи за експериментален контрол на реални подземни съоръжения. Особено важно е създаването на подход, при който аналитичните резултати се съпоставят непосредствено с експериментално установеното поведение на реални укрепителни конструкции. Получените резултати трябва да служат като основа за вземане на инженерни решения.

В тази връзка монографията е насочена към интегриране на аналитичен и експериментален подход за изследване на напрегнатото и деформираното състояние на подземни съоръжения. Тя надгражда непосредствено резултатите от [93, 94]. Аналитичната част е ориентирана към разработването и практическото прилагане на метод за определяне на напрегнатото състояние в напластени масиви. Експерименталната част включва разработване, тариране и калибриране на силомери. Те се използват за определяне на реално възникващите усилия в укрепителни конструкции.

Основните научно-приложни резултати от настоящото изследване са следните:

➤ **Аналитична интеграция.** Систематизиран и практически приложен е двуетапен аналитичен подход за определяне на напрегнатото състояние в напластени масиви. Той се реализира чрез електронни таблици и осигурява възможност за бърза инженерна оценка при разглежданите в монографията условия.

➤ **Експериментална методика.** Разработена е методика за изработване, тариране и калибриране на силомери. Те са предназначени за експериментално определяне на усилията в укрепителни конструкции. Методиката е проверена на практика. Чрез контрола и калибрирането на измервателните средства се осигурява необходимата достоверност на експерименталните резултати.

➤ **Практическа валидация.** Аналитичният подход и експерименталната методика са приложени при пет практически случая. Извършена е непосредствена съпоставка между изчислителните резултати и реалното поведение на подземните съоръжения, което е установено чрез измервания. Получените резултати показват практическата приложимост на комбинирания подход. На тяхна база се осъществява вземането на инженерни решения, включително и на такива с измерим икономически ефект.

По този начин настоящото изследване свързва последователно три основни етапа. Първият е теоретичното определяне на напрегнатото състояние. Вторият е експерименталното измерване на усилията и третият - инженерната интерпретация на получените резултати. Тази връзка обединява аналитичния модел, експерименталната методика и реалното поведение на подземните съоръжения. Тя определя основната научно-приложна насоченост на монографията.

1.11. Научен проблем

Извършения анализ на литературата в Глава 1 показва ясно разграничение. Аналитичните методи се използват за определяне на напрегнатото състояние около подземни изработки. Експерименталните тензометрични методи служат за измерване на действителните усилия в укрепителните конструкции. Двете направления са се развили сравнително обособено. В инженерната практика това води до трайно противоречие. Проектните оценки се основават на опростени допускания за еднородност и изотропност на средата. Поради това те систематично се разминават с действително измерените стойности. Разминаването е двупосочно. При подценяване на натоварването съществува риск от загуба на устойчивост. При надценяване се стига до неоправдано завишени разходи. Това разминаване е документирано в чуждестранни и български изследвания [2, 3]. То се потвърждава и от практическите случаи в настоящата монография. При обекти с близък проектен подход отношението между измереното и проектното натоварване варира от около 0,33 до около 1,0. Това е следствие от фактори, които са трудни за предварително отчитане. Сред тях са технологичната последователност на строителството и локалните изменения в характеристиките на масива. Влияние оказват също въздействието на строителната механизация и промените в нивото на подземните води.

Същевременно съществуващият аналитичен апарат за напластени среди е приложен само към отделни конфигурации на напластяване, а тензометричната практика при българското подземно строителство е документирана в ограничен обем и като правило не е систематично съпоставена с аналитични предвиждания.

Научният проблем се формулира като липсата на единна методическа рамка, в която: а) аналитичното определяне на напреженията в изотропни, трансверзално изотропни и напластени среди е систематизирано в достъпен двуетапен метод, приложим в инженерната практика; б) експерименталното тензометрично определяне на действителните усилия в укрепителните конструкции се извършва по документирана методика за изработване, тариране и измерване; в) съответствието между предвидено и измерено се оценява чрез количествени критерии, служещи като основание за инженерни решения.

ЦЕЛ НА МОНОГРАФИЯТА

Целта на монографията е да се разработи и приложи комплексен подход за аналитично и експериментално определяне на напрегнатото състояние в укрепителни конструкции и подземни съоръжения, съчетаващ систематизиран двуетапен аналитичен апарат за напластени масиви с документирана тензометрична методика за изработване, тариране и измерване със силомери и количествени критерии за оценка на съответствието между теоретично предвиденото и експериментално измереното, верифициран при реални обекти на подземното строителство в България.

ЗАДАЧИ

1. Анализ на състоянието на проблема и систематизиране на класическите и съвременните аналитични, числени и експериментални методи за определяне на напрегнатото състояние около подземни изработки (глава 1).
2. Систематизиране на теоретичните основи за началното напрегнато състояние и за решенията при изотропна и трансверзално изотропна среда (глава 2).
3. Разработване и систематизиране на двуетапния аналитичен метод за напластени масиви с хоризонтално, стръмно и произволно ориентирани изотропни и трансверзално изотропни пластове, с числени примери и реализация в електронни таблици (глава 3).
4. Разширяване на метода към случая на изработка, укрепена с еластичен пръстен, в напластена среда (глава 4).
5. Систематизиране на принципа, апаратурата и технологията на тензометричния метод; разработване на технология за изработване на силомери с пълномостова и полумостова и методика за тяхното тариране и калибриране (глава 5).
6. Разработване на методика на комплексните аналитично-експериментални изследвания, включваща критерии за избор на обекти и

контролни точки и количествени критерии за инженерна оценка (δ , η) (глава 5).

7. Експериментални изследвания при пет реални обекта на подземното строителство в България; документиране и инженерна интерпретация на резултатите (глава 6).

8. Съпоставителен анализ между аналитично предвидените и експериментално измерените стойности; идентифициране на факторите за разминаванията; формулиране на изводи, приноси и насоки за бъдещи изследвания (глава 6).

Изводи от глава 1

1. Аналитичните методи за хомогенни, изотропни, анизотропни и трансверзално изотропни среди са добре развити. За напластени масиви обаче решенията обхващат само отделни случаи и не са обединени в приложима инженерна рамка.

2. Числените методи моделират сложни условия и нелинейно поведение. Те обаче изискват надеждни входни данни и квалифицирана интерпретация и допълват, а не заменят аналитичните зависимости.

3. Тензометричният експериментален контрол запазва значението си наред с автоматизираните системи. Класическите силомери са надеждни при коректен монтаж и калибриране.

4. Литературата документира трайно противоречие между проектни и измерени натоварвания. Отношението им варира от около 0,33 до около 1,0. Основна причина за това са занижените параметри в геоложките доклади.

5. Липсва достатъчно тясна връзка между аналитичните методи и експерименталния контрол. Няма подход за директна съпоставка на аналитичните резултати с поведението на реални конструкции.

6. Тези празнини обосновават необходимостта от интегриран аналитично-експериментален подход. Те са в основата на научния проблем, целта и задачите на монографията.

ГЛАВА 2

ТЕОРЕТИЧНИ ОСНОВИ ПРИ ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ И ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО МЕЖДУ ПОЧВЕНИЯ МАСИВ И УКРЕПИТЕЛНАТА КОНСТРУКЦИЯ

Надеждното проектиране на укрепителните конструкции при подземното строителство изисква коректна оценка на напрегнатото състояние в почвения или скалния масив и на взаимодействието между деформируемата среда и конструктивните елементи. Точността при оценката на възникващите напрежения, деформации и премествания има съществено значение както за носимоспособността на укрепителните системи, така и за безопасното изпълнение на строителните работи. Ето защо аналитичното определяне на напреженията представлява необходима предпоставка за правилната интерпретация на експерименталните резултати, получени чрез тензометричните измервания.

Съвременната инженерна практика все по-рядко използва емпирични зависимости при оразмеряването на подземни съоръжения. На тяхно място се прилагат аналитични и числени методи. Те стъпват върху теорията на еластичността, пластичността и пълзенето, теорията на разрушаването, строителната механика, съпротивлението на материалите и теоретичната механика. Тези подходи моделират реалното поведение на системата „масив - укрепителна конструкция“. Така напреженията и деформациите в конструктивните елементи се определят с висока точност.

В настоящата глава са представени основните аналитични зависимости за определяне на напрегнатото състояние около подземни изработки. Разгледани са класическите аналитични решения за изотропен и трансверзално изотропен масив, които представляват теоретична основа за инженерната интерпретация на експерименталните резултати, получени чрез експериментални тензометрични измервания, представени в следващите глави.

Представените аналитични зависимости не са самоцелно изложение на теорията на еластичността, а представляват механичната основа за интерпретация и съпоставка на резултатите от експерименталните тензометрични изследвания на реални укрепителни конструкции, представени в следващите глави на монографията.

2.1. Начално напрегнато състояние на почвения масив

Началното напрегнато състояние представлява естественото състояние на масива преди извършване на изкопните работи. То се определя от

собственото тегло на земните пластове и от условията на странично взаимодействие между отделните слоеве. Познаването на това състояние е необходимо за правилното определяне на допълнителните напрежения, които възникват след изграждането на подземната изработка.

Общото напрегнато състояние във всяка точка на почвения масив се определя като сума от началните напрежения в ненарушения масив и допълнителните напрежения, възникващи вследствие на изграждането на подземната изработка. Анализът на тези напрежения е от съществено значение при оценката на взаимодействието между почвения масив и укрепителните конструкции, както и при определяне на действителното им натоварване в процеса на строителството и експлоатацията.

Разпределението на началните напрежения в елементарен паралелепипед, разположен на дълбочина z е представено на фиг. 2.1. Вертикалните и хоризонталните напрежения се определят в зависимост от физико-механичните характеристики на масива и възприетия механичен модел.

Вертикалните напрежения се определят от теглото на разположения над разглежданата точка почвен (скален) масив и съгласно [6] се изчисляват по зависимостта (2.1). Съгласно приетото знаково правило на теорията на еластичността (опън – положителен, натиск – отрицателен), началните натискови напрежения се записват със знак минус:

$$\sigma_z^o = -\gamma z, \quad (2.1)$$

където:

- γ е обемното тегло на скалния (почвения) масив;
- z е дълбочината под повърхността (знакът „-“ отбелязва, че началните напрежения са натискови).

Хоризонталните напрежения зависят от възприетия механичен модел на средата и се определят по зависимостта:

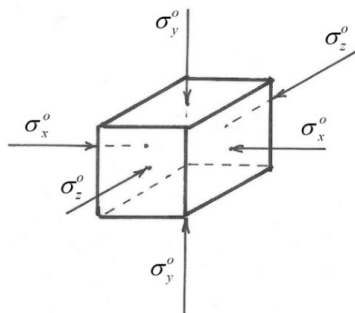
$$\sigma_x^o = \sigma_y^o = -\lambda \gamma z, \quad (2.2)$$

където λ е коефициентът на страничен натиск.

При приемане на еднороден и изотропен скален масив коефициентът на страничен натиск се определя чрез зависимостта:

$$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad (2.3)$$

където μ е коефициентът на Поасон на масива.



Фиг. 2.1. Начално напрегнато състояние в ненарушен почвен (скален) масив

Получените зависимости описват естественото поле на напреженията в ненарушения масив. Тези зависимости служат като изходна база при всички последващи аналитични модели за определяне на допълнителните напрежения около подземните изработки. При изграждането на подземна изработка първоначалното равновесие се нарушава, вследствие на което настъпва преразпределение на напреженията и деформациите в зоната около изкопа. Големината и характерът на тези изменения зависят от геометрията на изработката, физико-механичните характеристики на почвения или скалния масив, както и от конструктивното решение на използваната укрепителна система.

При сравнително малки деформации и линейноеластично поведение на средата разпределението на напреженията може да бъде определено чрез аналитичните решения на теорията на еластичността. Тези решения служат като теоретична основа за инженерната оценка на взаимодействието между почвения масив и укрепителната конструкция и позволяват получените експериментални резултати от тензометричните измервания да бъдат анализирани и интерпретирани на единна механична основа.

При трансверзално изотропен масив, притежаващ хоризонтална равнина на изотропия, коефициентът на страничен натиск от зависимост (2.3) се определя по израза:

$$\lambda = \frac{\mu_2}{1 - \mu_1}, \quad (2.4)$$

където:

μ_1 е коефициентът на Поасон в равнината на изотропия;

μ_2 е коефициентът на Поасон в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия.

Представената зависимост отчита анизотропния характер на масива и позволява по-точно описание на първоначалното напрегнато състояние при

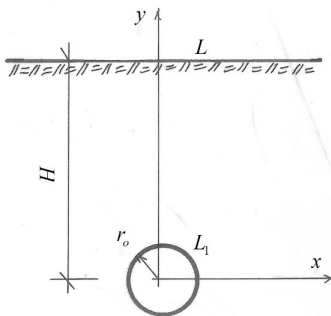
геоложки среди, чиито механични свойства се различават по отделните направления.

При използване на други механични модели на средата, като вискоеластичен, вископластичен или еластопластичен модел, коефициентът на страничен натиск се определя по зависимости, съответстващи на възприетия механичен модел. Подробно описание на тези зависимости е представено в редица литературни източници [6].

2.2. Напрегнато състояние около незакрепена подземна изработка в изотропен масив

Приема се следната координатна система и означения: ос x - хоризонтална, ос y - вертикална, насочена нагоре, с начало в центъра на напречното сечение на изработката (Фиг. 2.2); нормалните напрежения са положителни при опън и отрицателни при натиск; n_x и n_y са компонентите на единичната външна нормала към контура L_1 ; r_o е радиусът на изработката; H е дълбочината на центъра на сечението под земната повърхност.

Разглежда се незакрепена подземна изработка, разположена на голяма дълбочина (Фиг. 2.2), при която е изпълнено условието ($H \geq 5r_o$). За определяне на напрегнатото състояние в произволна точка от масива около отвора се използва линейната теория на еластичността за полубезкраен масив, ограничен от земната повърхност L и отслабен от наличието кръгова изработка с контур L_1 .



Фиг. 2.2. Изчислителна схема на незакрепена подземна изработка в изотропен масив

Напреженията около незакрепената подземна изработка σ_x , σ_y и τ_{xy} се наричат пълни напрежения. Те представляват сума от началните напрежения $\sigma_x^{(o)}$, $\sigma_y^{(o)}$ и $\tau_{xy}^{(o)}$, съществуващи в ненарушения масив и допълнителните

напряжения $\sigma_x^{(i)}$, $\sigma_y^{(i)}$ и $\tau_{xy}^{(i)}$, възникващи вследствие на изграждането на подземната изработка.

Компонентите на пълните и началните напряжения удовлетворяват системата диференциални уравнения за равновесие:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= 0; \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} &= \gamma, \end{aligned} \quad (2.5)$$

където γ е обемното тегло на масива и условието за непрекъснатост на деформациите:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y}, \quad (2.6)$$

където ε_x , ε_y са линейните, а ε_{xy} - тангенциалната (тензорна) деформация.

Компонентите на допълнителните напряжения удовлетворяват еднородна система от диференциални уравнения, както и условието за непрекъснатост на деформациите (2.6). За еднозначното определяне на решението към тези уравнения се добавят съответните гранични условия.

Граничните условия за пълните напряжения по контура L_1 са:

$$\sigma_x n_x + \tau_{xy} n_y = 0 \quad (2.7)$$

$$\tau_{xy} n_x + \sigma_y n_y = 0 \quad (2.8)$$

където n_x и n_y са компонентите на единичната външна нормала към контура L_1 , а на свободната повърхност L : $\sigma_y = 0$; $\tau_{xy} = 0$.

Граничните условия за началните напряжения на L са:

$$\sigma_y^{(0)} = 0; \quad \tau_{xy}^{(0)} = 0. \quad (2.9)$$

Началното поле на напряженията (частно решение на (2.5)) е:

$$\sigma_y^{(0)} = \gamma(y - H); \quad \sigma_x^{(0)} = \lambda\gamma(y - H); \quad \tau_{xy}^{(0)} = 0, \quad (2.10)$$

където λ е коефициентът на страничен натиск (стойностите са отрицателни – натиск, съгласувано с (2.1): при $y = 0$ дава $-\gamma H$).

Граничните условия за допълнителните напряжения на L са:

$$\sigma_y^{(i)} = 0; \quad \tau_{xy}^{(i)} = 0, \quad (2.11)$$

а на L_1 :

$$\begin{aligned}\sigma_x^{(I)} n_x + \tau_{xy}^{(I)} n_y &= -\lambda \gamma (y - H) n_x \\ \tau_{xy}^{(I)} n_x + \sigma_y^{(I)} n_y &= -\gamma (y - H) n_y\end{aligned}\quad (2.12)$$

Когато подземната изработка е разположена на значителна дълбочина ($H \geq 5r_0$), влиянието на свободната земна повърхност може да бъде пренебрегнато. В този случай граничните условия се свеждат до:

$$\begin{aligned}p^{(I)} &= \sigma_x^{(I)} n_x + \tau_{xy}^{(I)} n_y = \lambda \gamma H n_x; \\ q^{(I)} &= \tau_{xy}^{(I)} n_x + \sigma_y^{(I)} n_y = \gamma H n_y\end{aligned}\quad (2.13)$$

на L_1 . Десните страни са положителни, защото „снимаемите“ напрежения са опънни – те уравновесяват началния натиск.

Разпределението на напреженията около кръгов отвор представлява една от класическите задачи в теорията на еластичността. Първото аналитично решение принадлежи на Кирш, който изследва напрегнатото състояние около кръгов отвор в безкрайна пластина, подложена на едноосно опънно натоварване.

За аналитичното решаване на тази задача широко приложение намира методът на комплексните потенциали, разработен независимо от Колосов и впоследствие развит и систематизиран от Мусхелишвили [68]. Методът се основава на теорията на функциите на комплексната променлива и позволява получаването на аналитични решения за напрегнатото състояние при различни гранични условия. Чрез конформни изображения той се прилага и при некръгови контури, включително при отчитане на закъснение на закрепването [63].

Съгласно този метод се въвеждат два комплексни потенциала $\phi(z)$ и $\psi(z)$. Комплексната променлива z е свързана с декартовата и полярната координатна система чрез зависимостта:

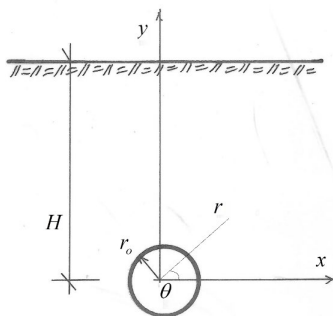
$$z = x + iy; \quad \bar{z} = x - iy; \quad z = re^{i\theta}; \quad \bar{z} = re^{-i\theta}, \quad (2.14)$$

където i е имажинерната единица; x и y са декартовите координати на разглежданата точка от масива (Фиг. 2.2); r и θ са полярните координати на същата точка (Фиг. 2.3).

Компонентите на напреженията в равнинно напрегнато състояние се определят чрез известните формули на Колосов–Мусхелишвили:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta + \sigma_r &= 4\operatorname{Re}[\phi'(z)]; \\ \sigma_\theta - \sigma_r + 2i\tau_{r\theta} &= 2e^{2i\theta}[\bar{z}\phi''(z) + \psi'(z)],\end{aligned}\quad (2.15)$$

където σ_r , σ_θ и $\tau_{r\theta}$ са компонентите на напрежението в полярна координатна система ($Or\theta$). Ъгъл θ се измерва от положителната посока на оста x към радиус-вектора r , определящ положението на разглежданата точка от масива.



Фиг. 2.3. Полярна координатна система, използвана при определяне на напрегнатото състояние около кръгова подземна изработка

Комплексните потенциали $\phi(z)$ и $\psi(z)$, използвани при аналитичното определяне на напрегнатото състояние около кръгова подземна изработка, се определят чрез последователно прилагане на метода на комплексните потенциали. Основните етапи на решението са следните:

- а) Граничните условия по контура на единичната окръжност се представят чрез комплексните потенциали;
- б) Комплексните потенциали се разлагат в комплексни редове;
- в) Използват се свойствата на интегралите на Коши за представяне на граничните условия по контура на единичната окръжност.

След определянето на потенциалните функции те се заместват във формулите (2.15), откъдето се получават компонентите на допълнителните напрежения. Към тях се прибавят компонентите на началното напрегнато състояние, в резултат на което се определят компонентите на пълното напрегнато състояние за радиус r_o . Така пълните напрежения се определят по зависимостите:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= -\gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 - \frac{r_o^2}{r^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 - 4 \frac{r_o^2}{r^2} + 3 \frac{r_o^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]; \\ \sigma_\theta &= -\gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 + \frac{r_o^2}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3 \frac{r_o^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right];\end{aligned}\quad (2.16)$$

$$\tau_{r\theta} = -\gamma H \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 2 \frac{r_o^2}{r^2} - 3 \frac{r_o^4}{r^4} \right) \sin 2\theta;$$

където γ е обемното тегло на масива; μ е коефициентът на Поасон за скалния масив, като $\lambda = \mu / (1 - \mu)$ е коефициентът на страничен натиск; H - дълбочината на центъра на изработката; r - радиус-векторът на разглежданата точка; θ - ъгълът, мерен от положителната ос x към радиус-вектора r (Фиг. 2.3); r_o - радиусът на изработката. По контура на изработката ($r = r_o$) радиалното и тангенциалното напрежение са нула: $\sigma_r = 0$, $\tau_{r\theta} = 0$, с което условието за ненатоварен контур е изпълнено. Тангенциалното нормално напрежение по контура е $\sigma_\theta = -\gamma H [(1 + \lambda) + 2(1 - \lambda) \cos 2\theta]$: при $\theta = 0$ то е $-\gamma H (3 - \lambda)$ - максимален натиск в страничните точки, а при $\theta = 90^\circ$ е $+\gamma H (1 - 3\lambda)$ - опън при свода, когато $\lambda < 1/3$.

След заместване на комплексните потенциали във формулите на Колосов-Мусхелишвили се получава класическото решение за тангенциалните напрежения по контура на кръговия отвор [6, 68].

$$\sigma_\theta = -Q(\sigma_{\theta,1} + \sigma_{\theta,2} \cos 2\theta), \quad (2.17)$$

където $\sigma_{\theta,1} = 2\lambda_1$; $\sigma_{\theta,2} = 4\lambda_2$; $\lambda_1 = \frac{1+\lambda}{2}$; $\lambda_2 = \frac{1-\lambda}{2}$; $Q = \gamma H$; λ е коефициентът на страничен натиск. (Знакът пред $\sigma_{\theta,2}$ е „+“ - при θ , мерен от оста x , както е декларирано.)

Натоварването от собственото тегло на надлежащия масив се приема за: $Q = \gamma H$, където γ е обемното тегло на почвения (скалния масив), H - дълбочината на разполагане на подземната изработка.

За редица практически задачи е от съществено значение определянето на преместванията на скалния масив. За хоризонталния и вертикалния диаметър (Фиг. 2.3) те добиват вида:

$$u = -\frac{\sigma_o r_o}{E} \cdot \frac{b^2 - 4b + 1}{b(b-1)}; \quad v = -\frac{\sigma_o r_o}{E} \cdot \frac{2b^2 - 3b + 1}{b(b-1)}; \quad b = \frac{1}{\mu}. \quad (2.18)$$

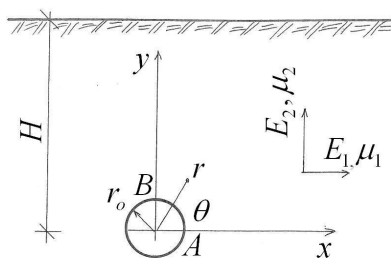
където u и v са измененията на хоризонталния и вертикалния диаметър (σ_θ и $\tau_{r\theta}$ при $\theta = 0$ и $\theta = 90^\circ$)

За оценка на точността на използваната аналитична зависимост (2.17) се използват методи за непосредствено измерване на напрегнатото състояние. Съгласно тези методи първоначално се измерват деформациите с помощта на екстензометри или телерокметри. Впоследствие, на базата на изрази (2.18) и

при известни стойности на модула на Юнг (E) и коефициента на Поасон (μ) за скалния масив, се изчисляват напреженията по контура на отвора [8]. В настоящата монография основното внимание е насочено към експерименталното определяне на деформациите и напреженията чрез електросъпротивителни тензодатчици, които осигуряват висока точност и надеждност при изследване на реални инженерни конструкции.

2.3. Напрегнато състояние около незакрепена подземна изработка в трансверзално изотропен масив

Разглежда се хоризонтална минна галерия с кръгло напречно сечение, прокарана на значителна дълбочина H (Фиг. 2.4). При тези условия влиянието на свободната земна повърхност може да бъде пренебрегнато и почвеният (скалният) масив се разглежда като еластична полуравнина. Началото на координатната система е разположено в центъра на кръговия отвор. Съществено влияние на ориентацията и отчитането на анизотропията върху тангенциалните напрежения и преместванията по контура (отклонения до 100% спрямо изотропния случай) е показано и с независими числени параметрични анализи за трансверзално изотропни среди [88].



Фиг. 2.4. Изчислителна схема на кръгова подземна изработка в трансверзално изотропен масив

Компонентите на напреженията σ_x , σ_y и τ_{xy} се изразяват чрез функцията на напреженията $F(x, y)$. След заместването им в условието за непрекъснатост на деформациите (2.6) се получава диференциално уравнение от 4-ти ред с частни производни [16, 68]:

$$C_{22} \frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + (C_{66} - 2C_{12}) \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + C_{11} \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0, \quad (2.19)$$

където:

$$C_{11} = \frac{1 - \mu_1 \mu_2}{E_2}; \quad C_{22} = \frac{1 - \mu_1^2}{E_1}; \quad C_{12} = \frac{\mu_2(1 + \mu_1)}{E_2}; \quad C_{66} = \frac{1}{G_3},$$

където:

E_1 е модулът на Юнг в равнината на изотропия;

E_2 е модулът на Юнг в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия;

μ_1 е коефициентът на Поасон в равнината на изотропия;

μ_2 е коефициентът на Поасон в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия;

G_3 - модулът на срязване в равнината, перпендикулярна на равнината на изотропия.

Следователно решението на равнинната задача се свежда до определяне на функцията на напреженията $F(x, y)$, която удовлетворява диференциалното уравнение (2.19). Функцията на напреженията се представя като сума от две функции на комплексната променлива z_1 и z_2 :

$$F(x, y) = 2 \operatorname{Re} [\varphi_1(z_1) + \varphi_2(z_2)], \quad (2.20)$$

където $z_1 = x + \beta_1 y$; $z_2 = x + \beta_2 y$, а x и y са координатите на разглежданата точка (Фиг. 2.2).

Видът на функцията $F(x, y)$ се определя от корените на характеристичното уравнение β_1 и β_2 :

$$C_{11}\beta^4 + (C_{66} - 2C_{12})\beta^2 + C_{22} = 0. \quad (2.21)$$

Корените на характеристичното уравнение могат да бъдат реални, комплексни или чисто имагинерни числа [14]. Забележка (контролен случай): при изотропен масив $E_1 = E_2 = E$, $\mu_1 = \mu_2 = \mu$ и $G_3 = E / [2(1 + \mu)]$ се получава $C_{11} = C_{22} = 1 - \mu^2 / E$ и $C_{66} - 2C_{12} = 2(1 - \mu^2) / E$; тогава (2.19) преминава в бихармоничното уравнение $\nabla^4 F = 0$, а (2.21) - в $(\beta^2 + 1)^2 = 0$ с двукратни имагинерни корени $\beta_1 = \beta_2 = i$, което съвпада с разгледания в т. 2.2 изотропен случай.

Компонентите на напреженията и еластичните премествания се определят чрез функцията на напреженията съгласно зависимостите:

$$\sigma_x = \sigma_{x0} + 2 \operatorname{Re} [\beta_1^2 \Phi_1'(z_1) + \beta_2^2 \Phi_2'(z_2)];$$

$$\sigma_y = \sigma_{y0} + 2 \operatorname{Re} [\Phi_1'(z_1) + \Phi_2'(z_2)];$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xyo} - 2 \operatorname{Re} [\beta_1 \Phi_1'(z_1) + \beta_2 \Phi_2'(z_2)]; \quad (2.22)$$

$$u = u_o + 2 \operatorname{Re} [p_1 \varphi_1(z_1) + p_2 \varphi_2(z_2)];$$

$$v = v_o + 2 \operatorname{Re} [q_1 \varphi_1(z_1) + q_2 \varphi_2(z_2)],$$

където:

$$p_1 = C_{11}\beta_1^2 + C_{12}; \quad p_2 = C_{11}\beta_2^2 + C_{12}; \quad q_1 = \frac{C_{12}\beta_1^2 + C_{22}}{\beta_1}; \quad q_2 = \frac{C_{12}\beta_2^2 + C_{22}}{\beta_2}; \quad \Phi_1(z_1) = \frac{\partial F_1}{\partial x_1}; \quad \Phi_2(z_2) = \frac{\partial F_2}{\partial x_2}.$$

σ_{ax} , σ_{oy} и τ_{oxy} са компонентите на началното напрегнато състояние в ненарушения масив, u_o и v_o са съответните еластични премествания в ненарушения масив.

В [16] са получени аналитичните изрази за функциите на комплексните променливи Φ_1 и Φ_2 за разглежданата задача.

За определяне на компонентите на напреженията в полярна координатна система се използват зависимостите (Фиг. 2.4):

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta; \\ \sigma_\theta &= \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta - 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta; \\ \tau_{r\theta} &= (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{aligned} \quad (2.23)$$

В [16] са получени функциите на комплексните променливи Φ_1 и Φ_2 , както и техните производни на контура на отвора. За определяне на напреженията в полярна координатна система се използват зависимостите (фиг. 2.4): (2.23). Уравнения (2.22) се заместват в (2.23). След това се отделят реалните части на комплексните функции. Така са намерени следните изрази за напреженията по контура на отвора:

$$\sigma_r = 0; \quad \tau_{r\theta} = 0; \quad \sigma_\theta = \frac{Q}{g_1} (g_2 + g_3 + g_4), \quad (2.24)$$

където:

$$g_1 = d_1 d_2 \beta_3; \quad g_2 = \beta_1 d_1 d_2 \beta_3; \quad g_3 = d_3 d_2 \beta_4; \quad g_4 = d_4 d_1 \beta_5;$$

$$\beta_3 = \beta_1 - \beta_2; \quad \beta_4 = \beta_2 - \lambda; \quad \beta_5 = \lambda - \beta_1; \quad \lambda = \frac{\mu_2}{1 - \mu_1}; \quad Q = \gamma H.$$

Останалите коефициенти в зависимост (2.24) са функции на полярния ъгъл θ . При $\theta = 0$, π коефициентите в зависимост (2.24) имат вида:

$$d_1 = \beta_1^2; \quad d_2 = \beta_2^2; \quad d_3 = -\beta_1; \quad d_4 = -\beta_2. \quad (2.25)$$

При $\theta = \pi / 2$, $3\pi / 2$ същите коефициенти се определят по зависимостите:

$$d_1 = 1; d_2 = 1; d_3 = -\beta_1^2; d_4 = -\beta_2^2. \quad (2.26)$$

В изразите (2.24), (2.25) и (2.26) параметрите β_1 и β_2 представляват корени на характеристичното уравнение (2.21).

В настоящия анализ се разглежда равнинно деформирано състояние на скалния масив. Деформацията по оста z (оста на изработката) е нула: $\varepsilon_z = 0$.

От условието $\varepsilon_z = \frac{1}{E_1} \left[\frac{E_1}{E_2} \sigma_z - \mu_2 (\sigma_r + \sigma_\theta) \right] = 0$ следва, че компонентата на напрежението в направление, перпендикулярно на напречното сечение е:

$$\sigma_z = \frac{E_2}{E_1} \mu_2 (\sigma_r + \sigma_\theta). \quad (2.27)$$

където E_1 и E_2 са модулите на Юнг съответно в равнината на изотропия и перпендикулярно на нея, μ_1 е коефициентът на Поасон в равнината на изотропия, а μ_2 - коефициентът на Поасон в направление перпендикулярно на равнината на изотропия. При изотропен масив ($E_1 = E_2$, $\mu_1 = \mu_2 = \mu$) формула (2.27) съвпада с класическата $\sigma_z = \mu (\sigma_r + \sigma_\theta)$.

Получените аналитични решения в Глава 2 дават цялостната картина на напрегнатото състояние около подземна изработка с кръгово напречно сечение. По вертикалата на напречното сечение на отвора се появяват напрежения на опън, а по хоризонталата се появяват напрежения на натиск. При високи абсолютни стойности тези напрежения могат да превишат якостните показатели на скалата, което създава предпоставки за деструкция и разрушаване на масива. Именно поради тази причина аналитичното определяне на напрегнатото състояние следва да бъде допълвано с експериментални изследвания, които позволяват проверка на действителното поведение на конструкцията при реални експлоатационни условия.

2.4. Напрежения в скален масив при пълзене

Пълзенето е свойство на скалния масив да се деформира с течение на времето при постоянно натоварване. Деформациите се описват с уравнения на движението. Тези уравнения съответстват на основните модели в теорията на пълзенето. В тези модели има три основни елемента: еластичен, вискозен и елемент на сухото триене [18, 19]. Първият елемент е модел на Хук, вторият е модел на Нютон. Свързването на първите два модела последователно води до получаване на модел на Максвел. При успоредно съединяване на модела на Хук с модела на Нютон се получава моделът на Келвин. Моделът на Пойнтинг-

Томсон е съставен от модел на Максвел и модел на Хук, съединени успоредно. Моделът на Сен-Венан съединява последователно модела на Хук с модела на сухото триене. Моделът на Бингам се състои от последователно свързване на модела на Нютон с модела на сухото триене.

Това моделно представяне на напрегнатото и деформирано състояние не винаги дава възможност да се отчетат реалните свойства на скалите. На помощ идва наследствената теория на еластичността. Тя позволява да се отчете деформирането на скалите във времето, като се отчита и историята на натоварването. Тази теория е предложена от Болцман и развита от Волтера. Волтера е предложил интегрално уравнение от втори род:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \frac{1}{E} \int_0^t L(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau. \quad (2.28)$$

Функцията $L(t-\tau)$ е ядро на пълзене.

Ако $\sigma(t) = \sigma_o = \text{const}$, то уравнение (2.28) се представя във вида:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left(1 + \int_0^t L(\tau) d\tau \right) \text{ или} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{\bar{E}},$$

където $\bar{E}$ е времеви оператор.

Тази форма на записване на връзката между напреженията $\sigma(t)$ и деформациите $\varepsilon(t)$ при наследствената теория на еластичността е еднаква със закона на Хук при опън или натиск. Разликата е, че вместо модула на Юнг E се взема времеви оператор $\bar{E}$. Това сходство е забелязано от Волтера. Той е изказал следния принцип: *Всяка задача от наследствената теория на еластичността може да се реши като задача от обикновената теория на еластичността, като в окончателното решение еластичните константи се заменят с аналогични времеви оператори.* Ержанов е доказал, че деформирането на различни скали отговаря на уравнение (2.29) с ядро на Абел:

$$L(t-\tau) = \delta(t-\tau)^{-\alpha}, \quad (2.30)$$

където δ и α са параметри на пълзенето.

Тогава уравнение (2.29) има вида:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left(1 + \frac{\delta \cdot t^{1-\alpha}}{1-\alpha} \right). \quad (2.31)$$

По-късно Амусин и Линьков [1] предлагат вместо времеви оператори да се използват времеви функции. Тогава времевите функции за модула на деформациите и за коефициента на напречните деформации са:

$$E_t = E(1 + \Phi)^{-1}; \quad \mu_t = 0,5 - \frac{0,5 - \mu}{1 + \Phi}; \quad \Phi = \frac{\delta t^{1-\alpha}}{1 - \alpha}. \quad (2.32)$$

Тук t е времето, δ и алфа α са параметри на пълзенето.

Прилагането на принципа на Волтера позволява да се определят основните уравнения за връзката между компонентите на тензора на напреженията σ_{lm} и деформациите ε_{ij} с оглед наследствената теория на еластичността. Тогава обобщеният закон на Хук в тензорен вид е:

$$\varepsilon_{ij} = a_{ijlm} \sigma_{lm}, \quad (2.33)$$

където $\varepsilon_{ij} = (\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \varepsilon_{23}, \varepsilon_{13}, \varepsilon_{12})^{-1}$; $\sigma_{ij} = (\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{23}, \sigma_{13}, \sigma_{12})^{-1}$. Коефициентите a_{ijlm} могат да се видят в [18].

Уравнения (2.33) заедно с уравненията за равновесие на Коши (2.5) и уравненията за съвместимост на деформациите на Сен Венан (2.6), при определени гранични условия представляват система от уравнения за решаване на задачи по методите на наследствената теория на еластичността.

Изводи от глава 2

1. Началното напрегнато състояние на почвения масив е изходната точка на всяка оценка за подземно съоръжение. То се формира от теглото на покриващите слоеве и от страничния натиск в масива.
2. При изотропен масив напреженията около незакрепена кръгова изработка се описват с класически аналитични зависимости. Те се концентрират близо до контура на изработката и затихват бързо с разстоянието.
3. При трансверзално изотропен масив разпределението на напреженията зависи и от ориентацията на равнината на изотропия. Пренебрегването на тази особеност води до съществени грешки в контурните напрежения.
4. При пълзене на скалите напрегнатото състояние не остава постоянно, а се променя във времето. Деформациите нарастват и напреженията се преразпределят между масива и укрепването.
5. Разгледаните решения изграждат теоретичната основа на двуетапния аналитичен метод от глава 3. Те позволяват взаимодействието между масива и укрепителната конструкция да се опише чрез условия за равновесие и за съвместимост на деформациите.

ГЛАВА 3

АНАЛИТИЧНИ МОДЕЛИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА НАПРЕЖЕНИЯТА В НАПЛАСТЕНИ СКАЛНИ МАСИВИ

3.1. Напрежения в масив, състоящ се от успоредни пластове

При подземното строителство често се срещат геоложки среди, изградени от последователно разположени пластове с различни физико-механични характеристики. Това обуславя необходимостта от разработване на аналитични модели, отчитащи влиянието на напластяването върху напрегнатото състояние около подземните изработки.

Разглежда се хоризонтално напластен скален масив в който на дълбочина H е прокарана подземна изработка. Пластовете са разположени хоризонтално и успоредно един спрямо друг. Зоната на влияние на напреженията, породени от прокарането на изработката, се простира в рамките на квадратна изчислителна област (фиг. 3.1).

Натоварването по контура на разглежданата област е равностойно по големина на началните напрежения във всеки отделен пласт в ненарушения масив:

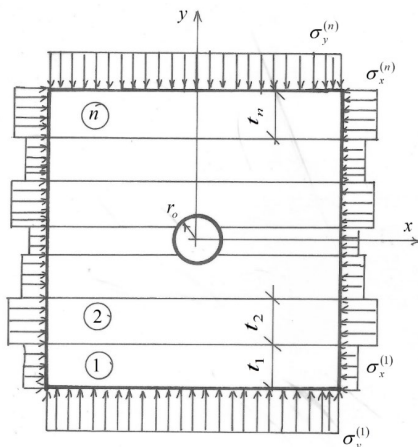
$$\sigma_y^{(m)} = -\gamma^{(m)} H; \quad \sigma_x^{(m)} = -\lambda^{(m)} \gamma^{(m)} H; \quad \lambda^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{1 - \mu^{(m)}}; \quad m = 1, \dots, n \quad (3.1)$$

където

$\gamma^{(m)}$ е обемното тегло на пласт m ;

$\mu^{(m)}$ е коефициентът на Поасон за пласт m ;

n е общият брой на пластове.



Фиг. 3.1. Изчислителна схема за хоризонтално напластен масив

3.1.1. Напрежения в изотропни успоредни пластове

За определяне на напреженията във всеки отделен пласт се прилага подход, състоящ се от два етапа.

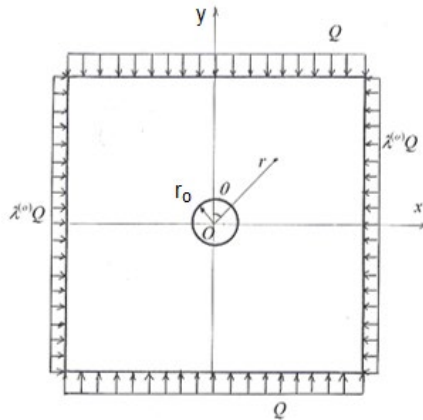
Първи етап: Напластеният масив от фиг. 3.1 за заменя с еквивалентен еднороден, хомогенен и изотропен пласт, който притежава следните характеристики:

$$E^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n E^{(m)} t_m}{\sum_{m=1}^n t_m}; \quad \mu^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \mu^{(m)} t_m E^{(m)}}{\sum_{m=1}^n t_m E^{(m)}}; \quad \gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma^{(m)} t_m}{\sum_{m=1}^n t_m}; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu^{(o)}}{1 - \mu^{(o)}}. \quad (3.2)$$

В тези изрази участват следните параметри

- За отделния пласт m : $E^{(m)}$ - модул на Юнг; t_m - дебелина на пласта;
- За еквивалентната еднородна среда: $\gamma^{(o)}$ - обемно тегло; $E^{(o)}$ - модул на Юнг, $\mu^{(o)}$ - коефициент на Поасон; $\lambda^{(o)}$ - коефициент на страничен натиск за еквивалентната среда.

За определяне на напреженията в еднородния пласт се съставя изчислителна схема с форма на квадрат със страна $12r_o$ (Фиг. 3.2).



Фиг. 3.2. Изчислителна схема за еквивалентен изотропен масив

Вертикалното натоварване върху квадратната област е $Q = \gamma^{(o)} H$, а хоризонталното - $\lambda^{(o)} Q$. Напреженията в средата се изразяват в полярна координатна система $(Or\theta)$, като ъгълът θ се мери от положителната ос x . Напреженията в произволна точка от средата, както и по контура на изработката $\sigma_r^{(o)}$, $\sigma_\theta^{(o)}$ и $\tau_{r\theta}^{(o)}$ се определят чрез съотношения (2.16) и (2.17), като в тях λ и Q се заменят съответно с $\lambda^{(o)}$ и $Q = \gamma^{(o)} H$.

Втори етап: Определят се компонентите на напреженията във всеки отделен пласт $\sigma_z^{(m)}$, $\sigma_r^{(m)}$, $\sigma_\theta^{(m)}$. Те се извеждат от условието за равновесие на усилията, изразени чрез компонентите на напреженията в еднородната среда σ_z^o , σ_r^o и σ_θ^o и дебелините на отделните пластове t_m :

$$\sum_{m=1}^n \sigma_r^{(m)} t_m = \sigma_r^o t; \quad \sum_{m=1}^n \sigma_\theta^{(m)} t_m = \sigma_\theta^o t; \quad \sigma_z^{(m)} = \sigma_z^o, \quad (3.3)$$

където $t = \sum_{m=1}^n t_m$.

Между отделните пластове съществува пълно сцепление (здрава връзка) и е изключено взаимното им приплъзване. При това условие относителните деформации на контакта между всеки два пласта са равни:

$$\begin{aligned} a_{11}^{(m)} \sigma_r^{(m)} - a_{11}^{(m-1)} \sigma_r^{(m-1)} + a_{12}^{(m)} \sigma_\theta^{(m)} - a_{12}^{(m-1)} \sigma_\theta^{(m-1)} &= b_{m1}; \\ a_{12}^{(m)} \sigma_r^{(m)} - a_{12}^{(m-1)} \sigma_r^{(m-1)} + a_{11}^{(m)} \sigma_\theta^{(m)} - a_{11}^{(m-1)} \sigma_\theta^{(m-1)} &= b_{m1}, \end{aligned} \quad (3.4)$$

където $a_{11}^{(m)}$, $a_{12}^{(m)}$, $a_{22}^{(m)}$ са коефициентите на деформация.

$$t = \sum_{m=1}^n t_m; \quad b_{m1} = [a_{13}^{(m-1)} - a_{13}^{(m)}] \sigma_z^o; \quad m = 1, \dots, n.$$

При изотропен еднороден масив коефициентите на деформация от (3.4) имат вида:

$$a_{11}^{(m)} = \frac{1}{E^{(m)}}; \quad a_{13}^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{E^{(m)}}; \quad a_{12}^{(m)} = a_{13}^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{E^{(m)}}. \quad (3.5)$$

За определяне на неизвестните напрежения се съставя система от уравнения с две $2n$ неизвестни. Системата е съвместима и има решение. За решаване на получената система линейни алгебрични уравнения се използва методът на Гаус за последователно изключване на неизвестните ([10]; [82]; [94]). От решението на системата се получават напреженията в изотропните успоредни пластове:

$$\sigma_r^{(m)} = \frac{\Delta_1^{(m)}}{\Delta}; \quad \sigma_\theta^{(m)} = \frac{\Delta_2^{(m)}}{\Delta}; \quad \sigma_z^{(m)} = \sigma_z^o, \quad (3.6)$$

където Δ , $\Delta_1^{(m)}$ и $\Delta_2^{(m)}$ са детерминантите на системата. Детерминантата Δ е винаги различна от нула.

3.1.2. Напрежения в трансверзално изотропни пластове

Ако пластове притежават равнина, във всички направления на която еластичните свойства са еднакви, тази равнина се нарича равнина на изотропия. Скален масив с такава структура се нарича трансверзално изотропен. За неговото изследване се прилага подходът, описан в т. 3.1.1.

През *първият етап* напластеният масив се заменя с еквивалентен еднороден, трансверзално изотропен и хомогенен пласт със следните характеристики:

$$E_1^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n E_1^{(m)} t_m}{\sum_{m=1}^n t_m}; \quad E_2^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n t_m}{\sum_{m=1}^n \frac{t_m}{E_2^{(m)}}}; \quad \mu_1^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \mu_1^{(m)} t_m E_1^{(m)}}{\sum_{m=1}^n t_m E_1^{(m)}}; \quad \mu_2^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n t_m \cdot \sum_{m=1}^n \frac{\mu_2^{(m)} t_m E_1^{(m)}}{E_2^{(m)}}}{\sum_{m=1}^n \frac{t_m}{E_2^{(m)}} \cdot \sum_{m=1}^n t_m E_1^{(m)}};$$

$$\gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma^{(m)} t_m}{\sum_{m=1}^n t_m}; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu_2^{(o)}}{1 - \mu_1^{(o)}}. \quad (3.7)$$

В тези изрази участват:

- За пласт m : $E_1^{(m)}$ - модул на Юнг в равнината на изотропия; $E_2^{(m)}$ - модул на Юнг в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия; $\mu_1^{(m)}$ - коефициент на Поасон в равнината на изотропия; $\mu_2^{(m)}$ - коефициент на Поасон в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия; t_m - дебелина на пласта;

- За еквивалентната еднородна среда: $\gamma^{(o)}$ - обемно тегло; $E_1^{(o)}$ - модул на Юнг в равнината на изотропия; $E_2^{(o)}$ - модул на Юнг в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия; $\mu_1^{(o)}$ - коефициент на Поасон в равнината на изотропия; $\mu_2^{(o)}$ - коефициент на Поасон в направление, перпендикулярно на равнината на изотропия; $\lambda^{(o)}$ - коефициент на страничен натиск.

Аналитичните зависимости за напреженията в точките на средата са получени от [16, 68]. Основен интерес за практиката представляват напреженията по контура на отвора. Радиалните и тангенциалните сръзваци напрежения са равни на нула, а нормалните тангенциални напрежения са определени в (2.24).

През *втория етап* на метода се записва системата (3.3) и (3.4). Коефициентите на деформацията участващи в системата са:

$$a_{11}^{(m)} = \frac{1}{E_1^{(m)}}; \quad a_{12}^{(m)} = -\frac{\mu_1^{(m)}}{E_1^{(m)}}; \quad a_{13}^{(m)} = -\frac{\mu_2^{(m)}}{E_2^{(m)}}, \quad (3.8)$$

За решението на системата (3.3) и (3.4) се използва метода на Гаус и са определени напреженията (3.6).

3.1.3. Напрежения в два изотропни пласта

В частния случай, когато средата се състои от два изотропни пласта с дебелини t_1 и t_2 , за определяне на напреженията се съставя системата:

$$\sum_{m=1}^2 \sigma_r^{(m)} t_i = \sigma_r^o t; \quad \sum_{m=1}^2 \sigma_\theta^{(m)} t_i = \sigma_\theta^o t; \quad \sigma_z^m = \sigma_z; \quad (3.9)$$

$$a_{11}^{(2)} \sigma_r^{(2)} - a_{11}^{(1)} \sigma_r^{(1)} + a_{12}^{(2)} \sigma_\theta^{(2)} - a_{12}^{(1)} \sigma_\theta^{(1)} = b_2;$$

$$a_{12}^{(2)} \sigma_r^{(2)} - a_{12}^{(1)} \sigma_r^{(1)} + a_{11}^{(2)} \sigma_\theta^{(2)} - a_{11}^{(1)} \sigma_\theta^{(1)} = b_2,$$

където $t = \sum_{i=1}^2 t_i$; $b_2 = [a_{13}^{(1)} - a_{13}^{(2)}] \sigma_z$; $m = 1, 2$.

Останалите деформационни параметри са дадени в (3.5).

Решението на системата (3.9) определя изразите за напреженията във всеки от пластове:

$$\sigma_r^{(1)} = \frac{\Delta_1}{\Delta}; \quad \sigma_\theta^{(1)} = \frac{\Delta_3}{\Delta}; \quad \sigma_r^{(2)} = \frac{\Delta_2}{\Delta}; \quad \sigma_\theta^{(2)} = \frac{\Delta_4}{\Delta}. \quad (3.10)$$

Тези съотношения представляват формулите на Крамер. Тук Δ е детерминантата на системата, а Δ_m се получава от детерминантата Δ чрез заместване на m -тия стълб със стълба от свободните членове от (3.9).

За напреженията по контура на отвора система (3.9) приема вида:

$$\sum_{m=1}^2 \sigma_\theta^{(m)} t_i = \sigma_\theta^o t; \quad a_{12}^{(2)} \sigma_\theta^{(2)} - a_{12}^{(1)} \sigma_\theta^{(1)} = b_2. \quad (3.11)$$

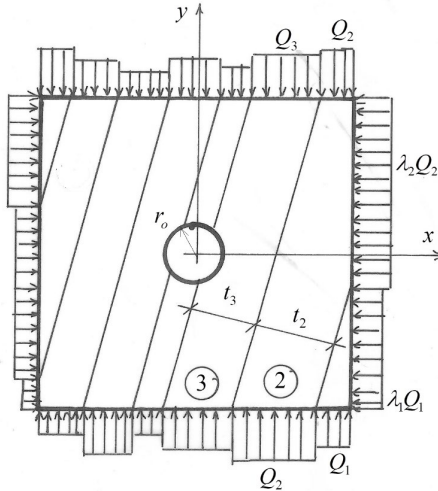
Коефициентите в тази система са определени съгласно (3.5) и (3.4). Напреженията в пластове са изследвани подробно от [16].

Предложеният аналитичен подход може да бъде приложен и в случаите, когато успоредните пластове са произволно наклонени спрямо хоризонталната ос, преминаваща през центъра на отвора на изработката.

3.2. Напрежения в стръмно напласен масив

Когато пластове са стръмно наклонени, разпределението на напреженията се различава съществено от случая на хоризонтално напласване.

В напласен скален масив на дълбочина H е прокарана хоризонтална минна изработка с кръгово напречно сечение. Пластовете са изотропни, успоредни и на брой n , като границата между тях е стръмно наклонена спрямо хоризонта. Зоната на влияние на напреженията, породени от прокарането на изработката се простира в квадратна изчислителна област (Фиг. 3.3).



Фиг. 3.3. Изчислителна схема за стръмно напласен масив

Натоварването по контура на областта съответства на напреженията във всеки пласт от не нарушения масив. Вертикалното натоварване е Q_1 и Q_2 , а хоризонталното натоварване е $\lambda_1 Q_1$ и $\lambda_2 Q_2$:

$$\lambda^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{1 - \mu^{(m)}}; \quad Q_m = \gamma^{(m)} H; \quad m = 1, n, \quad (3.12)$$

където: $\gamma^{(m)}$ е обемното тегло за пласт m ; $\mu^{(m)}$ е коефициентът на Поасон за пласт m ; n е броят на пластове.

Избрана е полярна координатна система (r, θ) . За определяне на напреженията във всеки пласт се прилага двуетапният подход, описан в предходния параграф.

Първи етап: Изотропните пластове се заменят с еквивалентен еднороден, хомогенен и изотропен пласт, притежаващ следните характеристики [89, 90]:

$$E^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n E^{(m)} A_m}{\sum_{m=1}^n A_m}; \quad \mu^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \mu^{(m)} E^{(m)} A_m}{\sum_{m=1}^n A_m E^{(m)}}; \quad \gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma^{(m)} A_m}{\sum_{m=1}^n A_m}; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu^{(o)}}{1 - \mu^{(o)}}, \quad (3.13)$$

В тези изрази участват:

- За пласт m : $E^{(m)}$ и $\mu^{(m)}$ са съответно модулът на Юнг и коефициентът на Поасон; A_m е площта на пласта, $\gamma^{(m)}$ - обемното му тегло;

• За еднородната среда: $\gamma^{(o)}$ е обемното тегло; A е общата площ на квадратната област от фиг. 3.3; $E^{(o)}$ - модул на Юнг, $\mu^{(o)}$ - коефициент на Поасон; $\lambda^{(o)}$ - коефициент на страничен натиск.

За определяне на напреженията в еднородния пласт се съставя изчислителна схема във формата на квадрат със страна $12r_o$ (Фиг. 3.2). Задачите от този клас се решават с методите на функциите на комплексна променлива. За изработка с кръгово сечение се използват зависимости (2.16) и (2.17).

Втори етап: Записва се системата от уравнения:

$$\begin{aligned}\sum_{m=1}^n \sigma_r^{(m)} A_m &= \sigma_r^o A; \\ \sum_{m=1}^n \sigma_\theta^{(m)} A_m &= \sigma_\theta^o A; \\ a_{11}^{(m)} \sigma_r^{(m)} - a_{11}^{(m-1)} \sigma_r^{(m-1)} + a_{12}^{(m)} \sigma_\theta^{(m)} - a_{12}^{(m-1)} \sigma_\theta^{(m-1)} &= b_m; \\ a_{12}^{(m)} \sigma_r^{(m)} - a_{12}^{(m-1)} \sigma_r^{(m-1)} + a_{11}^{(m)} \sigma_\theta^{(m)} - a_{11}^{(m-1)} \sigma_\theta^{(m-1)} &= b_m,\end{aligned}\tag{3.14}$$

където $A = \sum_{m=1}^n A_m$; $b_m = [a_{13}^{(m-1)} - a_{13}^m] \sigma_z$; $\sigma_z = \gamma^{(o)} H$; $m=1, \dots, n$; σ_r^o и σ_θ^o са напреженията в еднородния пласт. Останалите параметри в (3.14) се определят съгласно (3.5).

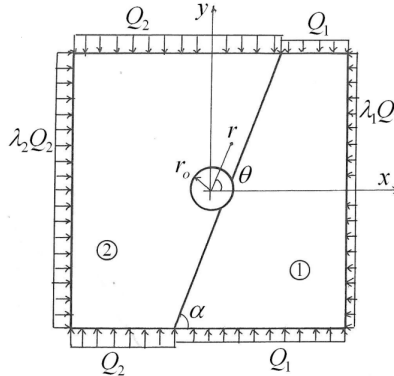
За практиката интерес представляват напреженията по контура на отвора. Тъй като радиалните σ_r и тангенциалните срязващи напрежения $\tau_{r\theta}$ са равни на нула, системата (3.14) придобива вида:

$$\begin{aligned}\sum_{k=1}^n \sigma_\theta^{(k)} A_k &= \sigma_\theta^o A; \\ a_{12}^{(m)} \sigma_\theta^{(m)} - a_{12}^{(m-1)} \sigma_\theta^{(m-1)} &= b_m; \quad m=2, \dots, n.\end{aligned}\tag{3.15}$$

Решение на задачата за масив, състоящ се от два изотропни пласта е дадено в [90] (Фиг. 3.4). Интерес за практиката представляват напреженията по контура на отвора. Те са решение на системата (3.15) при $n=2$ и имат вида:

$$\sigma_{\theta,d}^{(1)} = \frac{A a_{12,d}^{(1)} + A_2 b_{m_1,d}}{A_1 a_{12}^{(1)} + A_2 a_{12,d}^{(2)}}; \quad \sigma_{\theta,d}^{(2)} = \frac{A a_{12,d}^{(1)} - A_1 b_{m_1,d}}{A_1 a_{12}^{(1)} + A_2 a_{12,d}^{(2)}},\tag{3.16}$$

където $b_{m_1} = [a_{13}^{(1)} - a_{13}^{(2)}] \sigma_z$.



Фиг. 3.4. Изчислителна схема за стръмен двупластов масив

3.3. Напрежения в произволно напластен масив

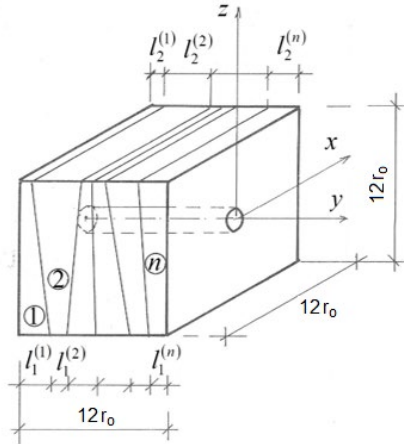
В практиката често се срещат масиви с произволно пространствено разположение на пластове, което изисква разработването на по-общ аналитичен модел.

На голяма дълбочина H е прокарана хоризонтална подземна изработка с кръгово сечение с радиус r_0 . Тя преминава през n на брой пласта. Разглежда се отделен блок от скалния масив около изработката с формата на куб (фиг. 3.5). Напречното сечение на изработката е равнината $x-z$ с вертикална ос z ; оста на изработката е y ; ъгълът θ се мери от оста z към оста x (Фиг. 3.5 и 3.6).

Напреженията по външните стени на куба са равни на съответните напреженията в не нарушения скален масив:

$$\sigma_z^{(m)} = -\gamma^{(m)} H; \sigma_x^{(m)} = \sigma_y^{(m)} = -\lambda^{(m)} \gamma^{(m)} H; \lambda^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{1 - \mu^{(m)}}; m = 1, \dots, n, \quad (3.17)$$

където $\gamma^{(m)}$ е обемното тегло за пласт m ; $\mu^{(m)}$ е коефициентът на Поасон за пласт m .



Фиг. 3.5. Горизонтална изработка, преминаваща през n пласта

Граничните равнини между пластовете са произволно наклонени спрямо оста на изработката и същевременно са успоредни на хоризонталната ос на нейното напречно сечение. Тези равнини разделят кубичната област на няколко четириъгълни призми.

3.3.1. Метод за определяне на напреженията в изотропна среда

За определяне на напреженията във всеки отделен пласт се прилага двуетапен подход.

През *първия етап* изотропните пластовете се заменят с еквивалентен еднороден, хомогенен и изотропен пласт със следните характеристики:

$$E^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n E^{(m)} V_m}{\sum_{m=1}^n V_m}; \quad \mu^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \mu^{(m)} V_m E^{(m)}}{\sum_{m=1}^n V_m E^{(m)}}; \quad \gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma^{(m)} V_m}{\sum_{m=1}^n V_m}; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu^{(o)}}{1 - \mu^{(o)}}. \quad (3.18)$$

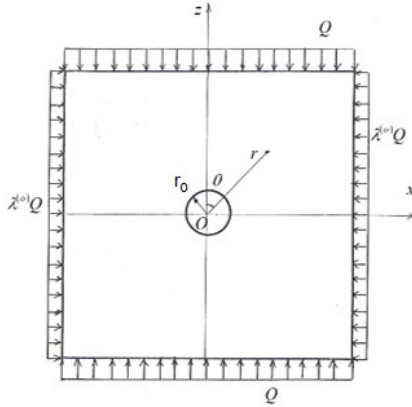
В тези изрази участват:

- За пласт m : $E^{(m)}$ - модул на Юнг; V_m - обем на пласт m .
- За еквивалентната еднородна среда: $\gamma^{(o)}$ - обемно тегло; $E^{(o)}$ - модул на Юнг; $\mu^{(o)}$ - коефициент на Поасон; $\lambda^{(o)}$ - коефициент на страничен натиск.

В зависимост (3.18) обемите на отделните пластовете V_m се определят от следния израз:

$$V_m = 72 \left[l_1^{(m)} + l_2^{(m)} \right] r_o^2; \quad m = 1, \dots, n. \quad (3.19)$$

За определяне на напреженията в еднородния пласт се съставя изчислителна схема с форма на квадрат със страна $12r_o$ (Фиг. 3.6).



Фиг. 3.6. Изчислителна схема за еднороден изотропен масив

Вертикалното натоварване върху квадратната област е $Q = \gamma^{(0)}H$, а $\lambda^{(0)}Q$ е хоризонталното натоварване. Напреженията в средата се определят в полярна координатна система $(Or\theta)$, където ъгълът θ се измерва от оста z към оста x , а r е радиус-векторът на разглежданата точка. Напреженията σ_r^o и σ_θ^o са съответно радиалните и тангенциалните нормални напрежения в обобщената изотропна среда. По контура на отвора тези напрежения се изчисляват по формули (2.17).

През *втория етап* еднородната изотропна среда се заменя с реалната напластена среда. Напреженията във всеки пласт се определят на базата на две условия: условие за равновесие на силите и условие за равенство на относителните деформации на контакта между пластове по протежение на всяка гранична равнина. Тези условия имат вида:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \sigma_r^{(i)} V_i &= b_1 ; \\ \sum_{i=1}^n \sigma_\theta^{(i)} V_i &= b_2 ; \\ e_m \sigma_r^{(m)} - e_{m-1} \sigma_r^{(m-1)} + e_{n+m} \sigma_\theta^{(m)} - e_{n+m-1} \sigma_\theta^{(m-1)} &= 0 ; \\ e_{n+m} \sigma_r^{(m)} - e_{n+m-1} \sigma_r^{(m-1)} + e_m \sigma_\theta^{(m)} - e_{m-1} \sigma_\theta^{(m-1)} &= 0 \end{aligned} \quad (3.20)$$

където $b_1 = \sigma_r^o V$; $b_2 = \sigma_\theta^o V$; $m = 1, \dots, n$.

В изрази (3.20) $\sigma_r^{(m)}$, $\sigma_\theta^{(m)}$ и $\sigma_z^{(m)}$ са радиалните, тангенциалните и надлъжните (по оста на тунела) нормални напрежения в пласт m ; σ_r^o и σ_θ^o са съответните

радиални и тангенциални нормални напрежения в обобщената изотропна среда.

В изрази (3.20) са приети следните означения:

$$e_m = a_{11}^{(m)} - \frac{[a_{13}^{(m)}]^2}{a_{33}^{(m)}}; \quad e_{m+n} = a_{12}^{(m)} - \frac{[a_{13}^{(m)}]a_{33}^{(m)}}{a_{33}^{(m)}}, \quad (3.21)$$

където $a_{13}^{(m)} = a_{12}^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{E^{(m)}}; \quad a_{11}^{(m)} = a_{33}^{(m)} = \frac{1}{E^{(m)}}$ са деформационни коефициенти.

За практиката основен интерес представляват напреженията по контура на отвора. Тъй като радиалните и тангенциалните срязващи напрежения са равни на нула, системата (3.20) добива вида:

$$\sum_{k=1}^n \sigma_{\theta}^{(k)} V_k = \sigma_{\theta}^o V; \quad (3.22)$$

$$e_m \sigma_{\theta}^{(m)} - e_{m-1} \sigma_{\theta}^{(m-1)} = 0; \quad m = 2, \dots, n.$$

Решаването на система (3.22) се извършва по метода на Гаус за последователно изключване на неизвестните [10, 27, 82]. От (3.22) се получават напреженията в пластове:

$$\sigma_{\theta}^{(m)} = \frac{\Delta_m}{\Delta}. \quad (3.23)$$

Получените зависимости са получени чрез прилагане на правилото на Крамер, където Δ е детерминантата на системата, а Δ_m се получава от Δ чрез заместване на m -тия стълб със стълба от свободните членове на (3.22). Аналогично се решава и системата (3.20). Методът е приложен за два изотропни пласта в [92].

3.3.2. Метод за определяне на напреженията в трансверзално изотропна среда

Определянето на напреженията се осъществява на три етапа:

Първи етап: Пластовете с различни механични характеристики в равнината на изотропия и в направление, перпендикулярно на нея, се заменят с приравнени изотропни пластове.

Механичните характеристики на тези изотропни пластове се определят по два подхода:

- Според първия подход характеристиките са [13]:

$$E^{(m)} = \sqrt[3]{E_1^{(m)} E_1^{(m)} E_2^{(m)}}; \quad \mu^{(m)} = \sqrt[3]{\mu_1^{(m)} \mu_1^{(m)} \mu_2^{(m)}}. \quad (3.24)$$

Тук $E_1^{(m)}$ е модулът на Юнг, а $\mu_1^{(m)}$ е коефициентът на Поасон в равнината на изотропия на пласт m ($m=1,2$). В равнината перпендикулярна на нея, характеристиките са съответно $E_2^{(m)}$ и $\mu_2^{(m)}$.

- Вторият подход за определяне на механичните характеристики в изотропните пластове е даден от [66]:

$$E^{(m)} = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{1}{E_1^{(m)}} + \frac{1}{E_2^{(m)}} \right) \right]^{-1}; \quad \mu^{(m)} = \mu_1^{(m)} \quad (3.25)$$

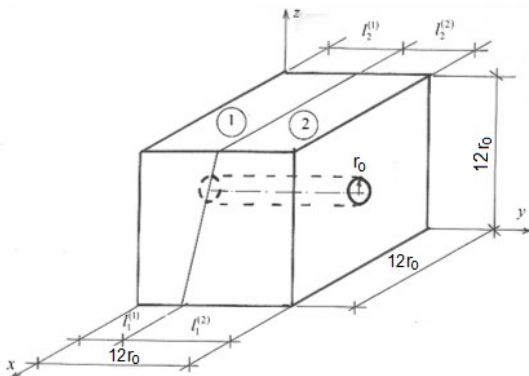
Тези формули са приложени за конкретен скален масив от [88].

Втори етап: Приравнените изотропни пластове се заменят с еквивалентен еднороден, хомогенен и изотропен пласт с характеристики съгласно (3.18). Решението продължава чрез прилагане на зависимостите от (3.18), които съответстват на първия етап от предходния параграф.

Трети етап: Еднородната изотропна среда се заменя с напластената среда. За целта се използва решението от втория етап от предходния параграф или зависимостите (3.20) - (3.23).

3.4. Напрежения в два трансверзално изотропни пласта

Разглежда се хоризонтална подземна изработка с кръгово напречно сечение, преминаваща през двупластов масив. Изследва се представителен елемент от масива с формата на куб (Фиг. 3.7). Граничната равнина между пластове е наклонена спрямо оста на тунела и същевременно е успоредна на хоризонталната ос на неговото напречно сечение. Тази равнина разделя кубичната област на две части. Всеки от пластове притежава равнина на изотропия, която е произволно ориентирана спрямо стените на куба.



Фиг. 3.7. Тунел, преминаващ през два пласта

За определяне на напрегнатото състояние в двата пласта се прилага методът, описан в т. 3.3.2.

През *първия етап* се определят механичните характеристики на еквивалентните изотропни пластове чрез изрази (3.24) и (3.25).

През *втория етап* се изчисляват характеристиките на еквивалентния изотропен пласт:

$$E^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^2 E^{(m)} V_m}{\sum_{m=1}^2 V_m}; \quad \mu^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^2 \mu^{(m)} V_m E^{(m)}}{\sum_{m=1}^2 V_m E^{(m)}}; \quad \gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^2 \gamma^{(m)} V_m}{\sum_{m=1}^2 V_m}; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu^{(o)}}{1 - \mu^{(o)}}. \quad (3.26)$$

През *третия етап* се съставя системата от уравнения:

$$\sigma_r^{(1)} V_1 + \sigma_r^{(2)} V_2 = \sigma_r^o V; \quad (3.27)$$

$$\sigma_\theta^{(1)} V_1 + \sigma_\theta^{(2)} V_2 = \sigma_\theta^o V$$

$$e_2 \sigma_r^{(2)} - e_1 \sigma_r^{(1)} + e_4 \sigma_\theta^{(2)} - e_3 \sigma_\theta^{(1)} = 0;$$

$$e_4 \sigma_r^{(2)} - e_3 \sigma_r^{(1)} + e_2 \sigma_\theta^{(2)} - e_1 \sigma_\theta^{(1)} = 0.$$

Така се получава система от четири уравнения [92]: В тези изрази са приети следните означения:

$$e_k = a_{11}^{(m)} - \frac{[a_{13}^{(m)}]^2}{a_{33}^{(m)}}; \quad e_{k+2} = a_{12}^{(m)} - \frac{[a_{13}^{(m)}] a_{23}^{(m)}}{a_{33}^{(m)}}; \quad m = 1, 2. \quad (3.28)$$

За изотропна среда коефициентите на деформация в горните изрази имат вида:

$$a_{13}^{(m)} = a_{12}^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{E^{(m)}}; \quad a_{11}^{(m)} = a_{33}^{(m)} = \frac{1}{E^{(m)}}. \quad (3.29)$$

Напреженията в еквивалентната обобщена изотропна среда в изрази (3.27) са получени в [6, 21, 68]:

$$\sigma_\theta^o = -Q(\sigma_{\theta,1} - \sigma_{\theta,2} \cos 2\theta); \quad (3.30)$$

$$\sigma_r^o = -Q(\sigma_{r,1} + \sigma_{r,2} \cos 2\theta),$$

където:

$$\sigma_{r,1} = \lambda_1(1 - s^2); \quad \sigma_{r,2} = \lambda_2(1 + 3s^4 - 4s^2);$$

$$\sigma_{\theta,1} = \lambda_1(1 + s^2); \quad \sigma_{\theta,2} = \lambda_2(1 + 3s^4);$$

$$s = \frac{r_o}{r}; \quad \lambda_1 = \frac{1 + \lambda^{(o)}}{2}; \quad \lambda_2 = \frac{1 - \lambda^{(o)}}{2}; \quad Q = \gamma^{(o)} H; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu^{(o)}}{1 - \mu^{(o)}}.$$

$\sigma_r^{(o)}$, $\sigma_\theta^{(o)}$ и $\tau_{r\theta}^{(o)}$ са компонентите на напреженията в обобщената среда;

r_o е радиусът на изработката;

r, θ са полярните координати.

По контура на отвора ($r = r_o$) системата (3.27) добива вида:

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta}^{(1)} V_1 + \sigma_{\theta}^{(2)} V_2 &= \sigma_{\theta}^0 V; \\ e_2 \sigma_{\theta}^{(2)} - e_1 \sigma_{\theta}^{(1)} &= 0,\end{aligned}\quad (3.31)$$

където

$$e_k = a_{11}^{(m)} - \frac{[a_{13}^{(m)}]^2}{a_{33}^{(m)}}; \quad a_{13}^{(m)} = \frac{\mu^{(m)}}{E^{(m)}}; \quad a_{11}^{(m)} = a_{33}^{(m)} = \frac{1}{E^{(m)}}; \quad m = 1, 2; \quad k = 1, 2.$$

$a_{11}, a_{12}, \dots$ са съответните деформационни коефициенти.

От решението на системата (3.31) се получават напреженията в двата пласта:

$$\sigma_{\theta}^{(1)} = \frac{e_2 V}{\Delta} \sigma_{\theta}^{(0)}; \quad \sigma_{\theta}^{(2)} = \frac{e_1 V}{\Delta} \sigma_{\theta}^{(0)}, \quad (3.32)$$

където $\Delta = V_1 e_2 + V_2 e_1$ е детерминантата на системата.

Нормалните тангенциални напрежения в обобщената изотропна среда се определят от израза:

$$\sigma_{\theta}^0 = -Q(\sigma_{\theta,1} - \sigma_{\theta,2} \cos 2\theta). \quad (3.33)$$

Числен пример 3.1.

Радиусът на напречното сечение на подземната изработка е $r_o = 1,5 \text{ m}$. Тя е прокарана на дълбочина $H = 300 \text{ m}$ (Фиг. 3.7). Модулите на Юнг и коефициентите на Поасон за отделните пластове в равнината на изотропия и в направление, перпендикулярно на нея са дадени в таблица 3.1.

Таблица 3.1. Характеристики на трансверзално изотропни пластове

m	$E_1^{(m)}, 10^3 \text{ MPa}$	$E_2^{(m)}, 10^3 \text{ MPa}$	$\mu_1^{(m)}$	$\mu_2^{(m)}$
1	0,17	0,113	0,1091	0,2834
2	0,8601	0,2867	0,1623	0,502

Изчислени са характеристиките на еквивалентните изотропни пластове според (3.24) и характеристиките на еднородната среда съгласно (3.26). Тези параметри, заедно с обемните тегла са поместени в таблица 3.2.

Таблица 3.2. Характеристики на еднородните пластове и еквивалентната среда

m	$E^{(m)}, 10^3 \text{ MPa}$	$\mu^{(m)}$	$\gamma^{(m)}, \text{ MN / m}^3$
1	0,148	0,150	0,028
2	0,595	0,237	0,025
0 (еквивалентна)	0,416	0,225	0,0262

Геометричните размерите на пластове са дадени в таблица 3.3.

Таблица 3.3. Геометрични размери на пластове

i	l_1, m	l_2, m	V, m^3
1	5,4	9,0	2332,8
2	12,6	9,0	3499,2
Σ	-	-	5832,0

Общият обем на кубичната област е $V = V_1 + V_2 = 5832,0 \text{ m}^3 = (12r_0)^3$

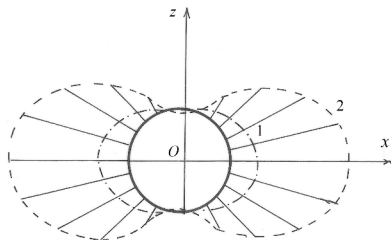
Определени са относителните нормални тангенциални напрежения в двата пласта $\sigma_{\theta}^{(1)}$ и $\sigma_{\theta}^{(2)}$ съгласно (3.32). Диаграмите на тези напрежения са симетрични спрямо вертикалната и хоризонтална ос на кръговото напречно сечение на тунела. Резултатите са пресметнати за седем характерни точки в първи квадрант и са поместени в таблица 3.4, като са отнесени към напрежението в не нарушената среда Q .

Таблица 3.4. Относителни нормални тангенциални напрежения в пластове

n	$\theta [^\circ]$	$\sigma_{\theta}^{(1)} / Q$	$\sigma_{\theta}^{(2)} / Q$
1	0	0,0440	0,1833
2	15	-0,0208	-0,0868
3	30	-0,1977	-0,8231
4	45	-0,4393	-1,8330
5	60	-0,6809	-2,8349
6	75	-0,8578	-3,5713
7	90	-0,9225	-3,8409

На фиг. 3.8 са изобразени диаграмите на нормалните тангенциални напрежения около отвора, като крива 1 съответства на пласт 1, а крива 2 - на пласт 2. Анализът на резултатите показва, че разпределението на нормалните тангенциални напрежения по контура на подземната изработка е силно повлияно от различните деформационни характеристики на двата пласта. С увеличаване на полярния ъгъл абсолютните стойности на напреженията постепенно нарастват, като максималните стойности се регистрират в зоните около хоризонталния диаметър на напречното сечение. Разликите между получените напрежения в двата пласта се увеличават с нарастване на различието между техните модули на линейна деформация. Това показва, че дори при еднакви външни натоварвания вътрешното разпределение на напреженията в отделните пластове може да се различава съществено. Получените резултати потвърждават необходимостта при инженерните

изчисления реалната напластена структура на масива да бъде отчитана чрез механичен модел, който отчита различните физико-механични характеристики на отделните пластове.



Фиг. 3.8. Диаграми на нормалните тангенциални напрежения за пластове 1 и 2

От получените резултати се установява съществена разлика между напреженията в двата пласта. За всички точки от контура, включително по хоризонталната и вертикалната ос, отношението $\sigma_{\theta}^{(2)} / \sigma_{\theta}^{(1)} = 4,16$ е постоянно и отразява отношението на приведените деформационни коефициенти на двата пласта; то е близко до отношението на модулите на Юнг на еквивалентните изотропни пластове ($0,595 / 0,148 \approx 4,0$). Това разпределение се дължи на значително по-големите стойности на модула на Юнг на втория пласт. Отношението на модулите на линейна деформация на пластове в равнината на изотропия ($E_1^{(2)} / E_1^{(1)}$) е 5,06, а в направление, перпендикулярно на нея ($E_2^{(2)} / E_2^{(1)}$) е 2,54.

Представените диаграми онагледяват ясно влиянието на трансверзалната изотропия върху характера на напрегнатото състояние около отвора. Независимо че геометрията на напречното сечение и външното натоварване са еднакви, различната деформационна способност на пластове води до неравномерно преразпределение на напреженията между тях. От инженерна гледна точка това означава, че при проектирането на укрепителни конструкции не следва да се използват усреднени характеристики за целия масив, когато отделните пластове се различават съществено по своите еластични свойства. В подобни случаи локалните концентрации на напрежения могат да определят действителното натоварване на укрепителната конструкция и съответно нейната носимоспособност и експлоатационна надеждност.

3.5. Напрежения в три изотропни пласта

Разглежда се скален масив, състоящ се от три изотропни пласта (Фиг. 3.9). На дълбочина H е прокарана подземна изработка с кръгово сечение с радиус r_0 . Граничните равнини между пластове са произволно наклонени спрямо оста на изработката.

За определяне на напреженията във всеки пласт се прилага методът от т. 3.3.1.

Първи етап: Определят се механичните характеристики на обобщената среда:

$$E^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^3 E^{(m)} V_m}{\sum_{m=1}^3 V_m}; \quad \mu^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^3 \mu^{(m)} V_m E^{(m)}}{\sum_{m=1}^3 V_m E^{(m)}}; \quad \gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^3 \gamma^{(m)} V_m}{\sum_{m=1}^3 V_m}; \quad \lambda^{(o)} = \frac{\mu^{(o)}}{1 - \mu^{(o)}}. \quad (3.34).$$

Параметрите в тези изрази са дадени в (3.17).

Втори етап: Записва се системата от уравнения (3.20). По контура на отвора радиалните и тангенциалните срязващи напрежения са равни на нула ($\sigma_r = 0, \tau_{r\theta} = 0$). При това условие системата (3.20) придобива вида:

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^{(1)} V_1 + \sigma_{\theta}^{(2)} V_2 + \sigma_{\theta}^{(3)} &= \sigma_{\theta}^o V; \\ e_2 \sigma_{\theta}^{(2)} - e_1 \sigma_{\theta}^{(1)} &= 0; \\ e_3 \sigma_{\theta}^{(3)} - e_2 \sigma_{\theta}^{(2)} &= 0. \end{aligned} \quad (3.35)$$

Тук e_m е дефинирано в (3.21).

От решението на системата (3.35) се получават търсените напрежения в трите пласта:

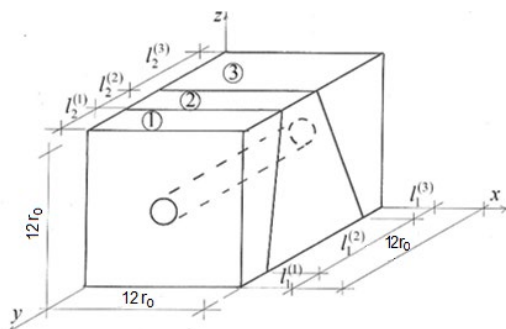
$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^{(1)} &= \frac{e_2 e_3 V}{\Delta} \sigma_{\theta}^{(o)}; \quad \sigma_{\theta}^{(2)} = \frac{e_1 e_3 V}{\Delta} \sigma_{\theta}^{(o)}; \\ \sigma_{\theta}^{(3)} &= \frac{e_1 e_2 V}{\Delta} \sigma_{\theta}^{(o)}; \quad \Delta = V_1 e_2 e_3 + V_2 e_1 e_3 + V_3 e_1 e_2. \end{aligned} \quad (3.36)$$

Числен пример 3.2

Радиусът на кръговата изработка е $r_o = 1,5 \text{ m}$, а дълбочината на прокарване - $H = 300 \text{ m}$. Модулите на Юнг и коефициентите на Поасон за трите пласта са представени в таблица 3.5. Изчислените характеристики на еквивалентната еднородна среда съгласно (3.34) са поместени на последния ред в таблицата.

Таблица 3.5. Характеристики на пластове и еднородната среда

m	$E^{(m)}, 10^3 \text{ MPa}$	$\mu^{(m)}$	$\gamma^{(m)}, \text{ MN / m}^3$
1	0,148	0,15	0,028
2	0,595	0,237	0,025
3	1,036	0,26	0,025
0 (еквивалентна)	0,619	0,243	0,0257



Фиг. 3.9. Изработка, преминаваща през три пласта

Геометричните размери и обемите на трите пласта са посочени в таблица 3.6.

Таблица 3.6. Геометрични размери на пластове

i	l_1, m	l_2, m	V, m^3
1	3,5	4,8	1344,6
2	12,5	4,8	2802,6
3	2,0	8,4	1684,8
Σ	-	-	5832,0

Общият обем на кубичната област е $V = V_1 + V_2 + V_3 = 5832,0 \text{ m}^3 = (12r_0)^3$

Диаграмите на относителните нормални тангенциални напрежения $\sigma_{\theta}^{(1)}$, $\sigma_{\theta}^{(2)}$ и $\sigma_{\theta}^{(3)}$ са симетрични спрямо главните оси на напречното сечение. Тези напрежения са изчислени за седем точки от първи квадрант. Резултатите са отнесени към напрежението в не нарушената среда Q и са поместени в таблица 3.7.

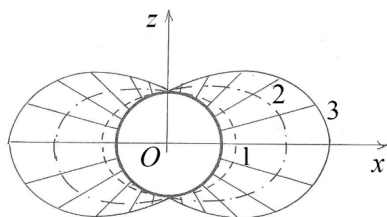
Получените резултати показват закономерно изменение на напреженията по целия контур на изработката. При увеличаване на модула на линейна деформация на отделния пласт се наблюдава и съответно увеличаване на поеманото от него натоварване. Това потвърждава, че разпределението на напреженията между отделните пластове не зависи единствено от геометричното им разположение, а в значителна степен се определя и от техните механични характеристики. По този начин аналитичният модел позволява да се оцени количествено влиянието на всеки отделен пласт върху общото напрегнато състояние около подземната изработка.

Таблица 3.7. Относителни нормални тангенциални напрежения в трите пласта

n	$\theta [^\circ]$	$\sigma_\theta^{(1)} / Q$	$\sigma_\theta^{(2)} / Q$	$\sigma_\theta^{(3)} / Q$
1	0	+0,006	+0,025	+0,044
2	15	-0,0234	-0,0974	-0,1717
3	30	-0,1036	-0,4316	-0,7609
4	45	-0,2132	-0,8881	-1,5655
5	60	-0,3228	-1,3446	-2,3702
6	75	-0,4030	-1,6788	-2,9594
7	90	-0,4324	-1,8011	-3,1751

От данните в таблица 3.7 се вижда разпределението на напреженията в отделните зони. За точки, разположени по вертикалната ос, отношението на напреженията в третия и първия пласт достига около 8, а по хоризонталната – около 7, което отразява отношението на модулите на линейна деформация $E_3/E_1 \approx 7$. Това се дължи на по-високия модул на Юнг в третия пласт. Съгласно таблица 3.5 най-голямото съотношение между деформационните модули ($E_3/E_1 \approx 7$) е именно между третия и първия пласт.

Въз основа на данните от таблица 3.7 са построени диаграмите на нормалните тангенциални напрежения около отвора (Фиг. 3.10). Крива 1 съответства на пласт 1, крива 2 - на пласт 2, а крива 3 - на пласт 3.



Фиг. 3.10. Диаграми на относителните нормални тангенциални напрежения за три пласта

Представените диаграми показват ясно тенденцията към постепенно увеличаване на различията между напреженията в отделните пластове с увеличаване на различието в техните механични характеристики. Най-големи отклонения се наблюдават в зоните с максимална концентрация на тангенциалните напрежения, където влиянието на модула на линейна деформация е най-силно изразено. Получените резултати потвърждават приложимостта на разработения аналитичен метод за оценка на напрегнатото състояние при многопластови масиви с различни механични свойства. От практическа гледна точка това позволява още на етапа на проектирането да

бъдат идентифицирани потенциално критичните участъци по контура на подземната изработка, в които е необходимо засилване на укрепването или провеждане на експериментален контрол чрез тензометрични измервания.

3.6. Предимства на метода за определяне на напреженията в напастен масив

Предлаганият в настоящата глава аналитичен метод притежава широк обхват на приложение за изследване на напрегнатото състояние в напастени скални масиви с различна пространствена ориентация на пластове. Тяхното геометрично разположение се класифицира в три основни групи:

Първа група: Масиви с успоредни хоризонтални или вертикални пластове.

Втора група: Масиви със стръмно наклонени пластове.

Трета група: Масиви с произволно разположени пластове, чиито гранични равнини са наклонени спрямо надлъжната ос на изработката и същевременно са успоредни на хоризонталната ос на нейното напречно сечение.

В получените аналитични изрази за напрежения пряко участват физико-механичните характеристики на отделните пластове, дълбочината на залягане и геометричните размери на напречното сечение. Методът показва висока точност и е особено подходящ за инженерни изчисления; при малки отношения между модулите на Юнг на съседните пластове ($E_i / E_j < 2$) еквивалентирането дава най-близка оценка, а при по-големи отношения - както в примерите от т. 3.4 и т. 3.5 - моделът разкрива качествените различия между пластове.

Предложеният подход се отличава с изчислителна ефективност и лесна практическа реализация благодарение на използването на електронни таблици [28, 46], които са широко разпространени. За разлика от него, специализираните софтуерни пакети са сложни. Те използват метода на крайните елементи [12, 45, 71]. Изискват допълнително време за обучение на съответния специалист.

Числените методи определят напреженията по контура на подземната изработка. Получените резултати осигуряват теоретична база. Тя служи за съпоставка с експерименталните данни от тензометричния контрол.

В реални условия се проследява изменението на напреженията и преместванията по контура на отвора. Този мониторинг отчита тяхната динамика. Той позволява своевременно предотвратяване на критични деформации. Така се гарантира общата устойчивост на подземното съоръжение. При регистриране на завишени деформационни процеси тензометричните измервания позволяват прецизно да се определи точният момент за монтиране на укрепителната система.

Получените аналитични зависимости могат да бъдат използвани като теоретична основа при интерпретацията на резултатите от експериментални тензометрични измервания, извършвани по време на строителството и

експлоатацията на подземните съоръжения. Съпоставянето между аналитично определените и експериментално измерените напрежения е от съществено значение. То позволява да се оцени адекватността на приетия механичен модел. То разкрива и действителното взаимодействие между почвения (скалния) масив и укрепителната конструкция. Аналитичният модел се превръща в многофункционален инструмент. Той служи за предварително инженерно оразмеряване. Чрез него се извършва и последваща оценка на техническото състояние и безопасната експлоатация на подземните съоръжения.

Разработените аналитични модели и представените числени примери водят до важен извод. Физико-механичната нееднородност на скалния масив оказва съществено влияние. Тя определя пряко разпределението на напреженията около подземните изработки. Получените зависимости създават теоретична основа за количествена оценка на взаимодействието между масива и укрепителната конструкция и могат да бъдат използвани при интерпретацията на резултатите от експериментални тензометрични измервания. По този начин аналитичните решения, разгледани в настоящата глава, осигуряват необходимата механична база за последващите експериментални изследвания и инженерния анализ, представени в следващите глави на монографията.

3.7. Напегнатото състояние в напластен масив с отчитане на пълзенето на скалите (наследствена теория на еластичността)

3.7.1. Описание на теорията при стръмно напластен масив

В стръмно напластен масив е прокарана изработка с кръгово напречно сечение с радиус r_o на дълбочина H . Пластовете са изотропни и успоредни. Влиянието на напреженията вследствие прокарането на изработката се простира в квадратна област (Фиг. 3.3), натоварена по контура с началните напрежения във всеки пласт от ненарушения масив, определени съгласно (3.12). За определяне на напреженията във всеки пласт се използва подход, който се състои от два етапа.

Първи етап: За всеки изотропен пласт се определят функциите на модула на Юнг и на коефициента на Поасон в момент t :

$$E_t^{(m)} = \frac{E^{(m)}}{1 + \Phi^{(m)}}; \quad \Phi^{(m)} = \frac{\delta_m t^{1-\alpha_m}}{1 - \alpha_m}; \quad \mu_t^{(m)} = 0,5 - \frac{0,5 - \mu^{(m)}}{1 + \Phi^{(m)}}; \quad (3.37)$$

където t е времето; δ_m и α_m са параметрите на пълзене на пласт m ; m е номерът на пласта; $E^{(m)}$, $\mu^{(m)}$ са моментните (начални) стойности на модула на Юнг и на коефициента на Поасон; $\Phi^{(m)}$ е функцията на пълзене.

След това напластената среда се заменя с обобщена еднородна среда, за която се определят обемното тегло и функциите на модула на Юнг и на коефициента на Поасон:

$$\gamma^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \gamma^{(m)} A_m}{\sum_{m=1}^n A_m}; \quad E_t^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n E_t^{(m)} A_m}{\sum_{m=1}^n A_m}; \quad \mu_t^{(o)} = \frac{\sum_{m=1}^n \mu_t^{(m)} E_t^{(m)} A_m}{\sum_{m=1}^n A_m E_t^{(m)}}, \quad (3.38)$$

където $E_t^{(m)}$ е модулът на Юнг, $\mu_t^{(m)}$ - коефициентът на Поасон в момент t за пласт m ; A_m е площта на пласт m в квадратната област; n - броят на пластове.

Чрез тези функции се определят компонентите на напреженията в обобщената среда. По контура на отвора напреженията вследствие пълзенето на масива са:

$$\sigma_{\theta,t}^{(o)} = -2\gamma^{(o)} H (\lambda_{1,t} - 2\lambda_{2,t} \cos 2\theta), \quad (3.39)$$

където

$$\lambda_{1,t} = 0,5(1 + \lambda_t^{(o)}); \quad \lambda_{2,t} = 0,5(1 - \lambda_t^{(o)}); \quad \lambda_t^{(o)} = \frac{\mu_t^{(o)}}{1 - \mu_t^{(o)}}.$$

Тук θ е текущият ъгъл; H - дълбочината на центъра на изработката; $\gamma^{(o)}$ – обемното тегло на обобщената среда.

Втори етап: Записва се следната система уравнения:

$$\begin{aligned} \sum_{m=1}^n \sigma_{r,t}^{(m)} A_m &= \sigma_{r,t}^{(o)} A; \\ \sum_{m=1}^n \sigma_{\theta,t}^{(m)} A_m &= \sigma_{\theta,t}^{(o)} A; \\ a_{11,t}^{(m)} \sigma_{r,t}^{(m)} - a_{11,t}^{(m-1)} \sigma_{r,t}^{(m-1)} + a_{12,t}^{(m)} \sigma_{\theta,t}^{(m)} - a_{12,t}^{(m-1)} \sigma_{\theta,t}^{(m-1)} &= b_{m,t}; \\ a_{12,t}^{(m)} \sigma_{r,t}^{(m)} - a_{12,t}^{(m-1)} \sigma_{r,t}^{(m-1)} + a_{11,t}^{(m)} \sigma_{\theta,t}^{(m)} - a_{11,t}^{(m-1)} \sigma_{\theta,t}^{(m-1)} &= b_{m,t}; \end{aligned} \quad (3.40)$$

където $A = \sum_{m=1}^n A_m$; $b_{m,t} = (a_{13,t}^{(m-1)} - a_{13,t}^m) \sigma_z$; $\sigma_z = \gamma^{(o)} H$; $m = 1, \dots, n$. Тук A е общата площ на квадратната област (Фиг. 3.3), A_1 и A_2 са площите на двата пласта, а $\sigma_{r,t}^{(o)}$ и $\sigma_{\theta,t}^{(o)}$ са напреженията в обобщената среда в момент t .

По контура на отвора радиалните и тангенциалните напрежения са нула и система (3.40) приема вида:

$$\sum_{k=1}^n \sigma_{\theta,t}^{(k)} A_k = \sigma_{\theta,t}^{(o)} A; \quad (3.41)$$

$$a_{12,t}^{(m)} \sigma_{\theta,t}^{(m)} - a_{12,t}^{(m-1)} \sigma_{\theta,t}^{(m-1)} = b_{m,t}; \quad m = 2, \dots, n.$$

При изотропни еднородни пластове коефициентите на деформация в (3.40) и (3.41) са:

$$a_{11,t}^{(m)} = \frac{1}{E_t^{(m)}}; \quad a_{13,t}^{(m)} = \frac{\mu_t^{(m)}}{E_t^{(m)}}; \quad a_{12,t}^{(m)} = a_{13,t}^{(m)}.$$

(3.42)

От решение на системата (3.41) се получават напреженията по контура на отвора във всеки пласт m в произволен момент от време. В момент $t=0$ изрази (3.40) и (3.41) придобиват вида (3.14) и (3.15).

3.7.2. Приложение на наследствената теория на еластичността при стръмно напластен масив

Изработка с форма на кръг с радиус $r_o = 1,5m$ е прокарана на дълбочина $H = 100m$. Скалният масив се състои от два пласта. Граничната равнина между тях е наклонена под ъгъл α (Фиг. 3.4). Модулите на Юнг ($E^{(1)}, E^{(2)}$), коефициентите на Поасон ($\mu^{(1)}, \mu^{(2)}$) и обемните тегла ($\gamma^{(1)}, \gamma^{(2)}$) за двата пласта са дадени в таблица 3.8 [91]. В последния ѝ ред са характеристиките на обобщената среда, изчислени съгласно (3.38).

Таблица 3.8. Физични и механични характеристики на пластове и на обобщената среда

k	$E^{(k)}, 10^3 MPa$	$\mu^{(k)}$	$\gamma^{(k)}, MN / m^3$
1	0,595	0,237	0,028
2	0,148	0,15	0,025
θ	0,3986	0,2228	0,02668

Вертикалните напрежения по контура на разглежданата област са $Q_1 = \gamma^{(1)} H = 2,8 MPa$ и $Q_2 = \gamma^{(2)} H = 2,5 MPa$. В изразите за хоризонталните напрежения участват коефициентите на страничен натиск $\lambda_1 = 0,3106$ и $\lambda_2 = 0,1763$. Общата площ на квадратната област е $A = 324 m^2$; площта на пласт 1 е $A_1 = 181,656 m^2$, а на пласт 2 е $A_2 = 142,314 m^2$, съгласно фиг. 3.4.

Параметрите, отчитащи развитието на деформациите във времето са поместени в таблица 3.9.

Таблица 3.9. Параметри на пълзене

m	α_m	δ_m
дименсия	-	s^{-1}
множител	-	10^{-2}
1	0,726	0,5715
2	0,670	0,3277

Разглежда се интервал от време с граници $t_0 = 0$ и $t_f = 3,05 \cdot 10^7 s$ (352 дни). За тези два момента се разглеждат две задачи. За първата задача физическите и механичните характеристики са дадени в таблица 3.8; за втората задача - в таблица 3.10. Изчислени са същите характеристики и за обобщените среди, които са дадени в последните редове на таблици 3.8 и 3.10; обемното тегло на средите е в таблица 3.8.

Таблица 3.10. Физико-механични константи при пълзене

m	$E_m^{(t_f)}, 10^3 MPa$	$\mu_m^{(t_f)}$
1	0,1777	0,4215
2	0,0376	0,4112
0	0,1162	0,4200

По контура на кръговия отвор са избрани 13 точки, за които са определени ъгловите координати. Нормалните тангенциални напрежения в двете обобщени среди са изчислени в точки от контура на изработката и са отнесени към напрежението в обобщената ненарушена среда (таблица 3.11).

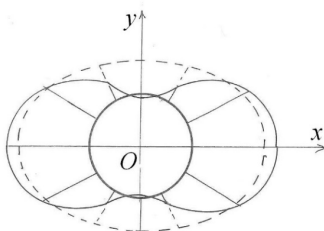
Таблица 3.11. Относителни нормални тангенциални напрежения $\sigma_\theta^{(o)} / Q_1^{(o)}$ в обобщената среда в двата края на разглеждания интервал от време

№	$\theta, [^\circ]$	при $t_0 = 0$	при $t_f = 3,05 \cdot 10^7 s$
1	0	-2,7	-2,3
2	$24^\circ 47'$	-2,3	-2,1
3	60	-0,6	-1,4
4	90	+0,1	-1,1
5	120	-0,6	-1,4
6	150	-2,0	-2,0
7	180	-2,7	-2,3

8	210	-2,0	-2,0
9	240	-0,6	-1,4
10	270	+0,1	-1,1
11	293°07'	-0,3	-1,3
12	330	-2,0	-2,0
13	360	-2,7	-2,3

От данните в таблица 3.11 се установява следното – В страничните точки на сечението (хоризонталния диаметър – точки 1, 7 и 13 при $\theta = 0^\circ, 180^\circ, 360^\circ$) се наблюдава максималният натиск $-2,7$, който към края на интервала намалява на $-2,3$. В свода и пода (вертикалния диаметър – точки 4 и 10 при $\theta = 90^\circ, 270^\circ$) напрежението претърпява качествена промяна: от опънно $+0,1$ в началния момент то преминава в натисково $-1,1$ в крайния. Този ефект се дължи изцяло на пълзенето на масива и не се получава при еластичното решение. В точки 2 и 11, лежащи на граничната равнина между двата пласта, се променя скокът на напреженията: в точка 2 той намалява от 23% на 17%, а в точка 11, където в началния момент скок липсва, в края на интервала достига 47%. Стойностите в останалите точки (3, 5, 9 и 6, 8, 12) се повтарят огледално, т.е. диаграмата запазва симетрията си спрямо двата диаметъра на сечението.

Резултатите са онагледени на фиг. 3.11, като с непрекъснатата линия е дадено напрежението в началния момент, а с прекъснатата - в края на интервала. Някои автори използват решенията от таблица 3.11 в предпроектното проектиране.



Фиг. 3.11 Диаграма на относителните нормални тангенциални напрежения в обобщената среда за два момента от време

Нормалното тангенциално напрежение в двата пласта е изчислено съгласно (3.16) за двете граници на интервала от време (таблица 3.12). Забелязва се намаляване на максималното относително нормално тангенциално напрежение в пластовете и промяна на скока на напреженията в точки от граничната между двата пласта: в точка 2 скокът намалява от 23% на 17% в крайния момент, а в точка 11 се увеличава до 47%. Относителното

нормално тангенциално напрежение във вертикалните точки от контура преминава от опънно в началния момент в натисково в крайния момент.

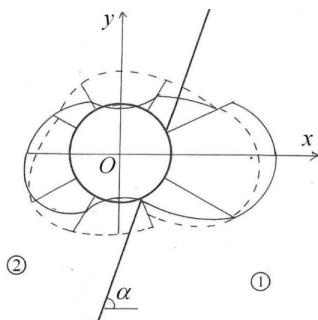
Таблица 3.12. Относителни нормални тангенциални напрежения в двата пласта в двата края на разглеждания интервал от време

№	$\theta, [^\circ]$	пласт 1, t_0	пласт 2, t_0	пласт 1, t_f	пласт 2, t_f
1	0	-3,7	-	-3,2	-
2	24°47'	-2,6	-2,0	-2,3	-1,9
3	60	-	-0,6	-	-1,5
4	90	-	+0,1	-	-1,2
5	120	-	-0,5	-	-1,2
6	150	-	-0,8	-	-0,7
7	180	-	-1,4	-	-1,1
8	210	-	-1,6	-	-1,7
9	240	-	-0,6	-	-1,5
10	270	-	+0,1	-	-1,2
11	293°07'	-0,3	-0,3	-0,7	-1,2
12	330	-2,9	-	-3,0	-
13	360	-3,7	-	-3,2	-

Забележка: тире означава, че точката лежи в другия пласт; точки 2 и 11 лежат на граничната равнина между пластовете и затова са дадени и за двата.

От таблица 3.12 се установява следното – В пласт 1 (по-коравия) максималното относително напрежение в страничните точки (1 и 13 при $\theta = 0^\circ, 360^\circ$) намалява от -3,7 на -3,2 в края на интервала, а в точка 12 се увеличава незначително (от -2,9 на -3,0). В пласт 2 (по-податливия) напрежението в свода и пода (точки 4 и 10 при $\theta = 90^\circ, 270^\circ$) преминава от опънно +0,1 в натисково -1,2, а в точки 3 и 9 натискът нараства от -0,6 на -1,5 – т.е. в крайния момент максималното напрежение намалява в пласт 1 и нараства в пласт 2. В точките от граничната равнина между пластовете скокът на напреженията се променя: в точка 2 намалява от 23% на 17%, а в точка 11, където в началния момент скок липсва, в края на интервала достига 47%. Сравнено с обобщената среда (таблица 3.11), напреженията в по-коравия пласт са по-големи по абсолютна стойност, а в по-податливия – по-малки, което се дължи на съотношението на модулите на линейна деформация на пластовете $E^{(1)} / E^{(2)} \approx 4$.

По данни от таблица 3.12 са построени диаграмите от фиг. 3.12: с непрекъсната линия са относителните нормални напрежения при $t_0 = 0$, а с прекъсната - в крайния момент.



Фиг. 3.12. Диаграма на относителните нормални тангенциални напрежения в пластове за два момента от време

Сравнението на двете криви показва изменение на формата, като относителните напрежения в хоризонталните точки намаляват, а във вертикалните нарастват. Това води до необходимост от отчитане на пълзенето на масива. Получените времево зависими контурни напрежения служат като изходни натоварвания при взаимодействието „масив – еластичен пръстен“, разгледано в Глава 4.

Изводи от глава 3

1. Разработен е двуетапен аналитичен метод за определяне на напреженията в напластен скален масив. Първият етап замества напластената среда с еквивалентна еднородна, а вторият определя действителните напрежения във всеки отделен пласт.
2. Методът обхваща масиви с успоредни, стръмно и произволно ориентирани пластове. Приложимостта му е доказана за два трансверзално изотропни и за три изотропни пласта.
3. Напреженията в съседните пластове зависят от отношението между техните еластични модули. Колкото по-голямо е това отношение, толкова по-нееднородно е разпределението на напреженията между пластове.
4. Методът се реализира единствено с класически изчислителни средства – метод на Гаус, формули на Крамер и електронни таблици. Това го прави достъпен за инженерната практика без специализиран софтуер.

5. Чрез наследствената теория на еластичността е отчетено пълзенето на скалите. Така напрегнатото състояние в напластения масив се получава като функция на времето.

6. Моделите в тази глава са аналитичното ядро на монографията. Те са основата, върху която се изгражда съпоставката с експерименталните резултати от глави 5 и 6.

ГЛАВА 4

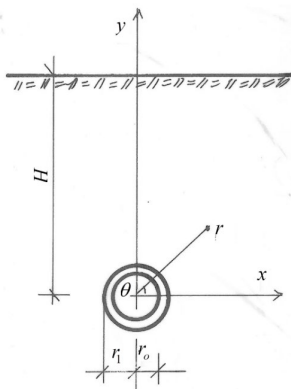
НАПРЕЖЕНИЯ В ОКОЛНОСТТА НА МИННА ГАЛЕРИЯ, ЗАКРЕПЕНА С ЕЛАСТИЧЕН ПРЪСТЕН

В настоящата глава напреженията се изразяват с положителен знак за натиск, съгласно източника [16]; при съпоставка с резултатите от Глави 2 и 3 знакът се обръща.

4.1. Напрежения в изотропен скален масив

След определяне на напрегнатото състояние в еднородни и напластени скални масиви следващият практически значим етап е анализът на взаимодействието между скалния масив и укрепителната система на подземната изработка. Настоящата глава разглежда аналитично определяне на напреженията при наличие на еластичен пръстен, моделиращ крепежа на подземната изработка.

На голяма дълбочина H е прокарана хоризонтална минна галерия, укрепена с еластичен пръстен с дебелина $d = r_i - r_o$; тук r_i е външният радиус на пръстена, съвпадащ с контура на изработката (контактът с масива), а r_o е вътрешният радиус на пръстена. Началото на координатната система е разположено в центъра на отвора (Фиг. 4.1). Скалният масив се разглежда като еднороден и изотропен, а крепежът - като еластичен.



Фиг. 4.1 Изчислителна схема на взаимодействието между крепежа на хоризонтална изработка с кръгло напречно сечение и скалния масив

Напреженията в скалната среда се определят чрез функция на напреженията $F(x, y)$ [68]. Тази функция се представя посредством две

аналитични функции на комплексните променливи $z_1 = x + \beta_1 y$; $z_2 = x + \beta_2 y$. В тези изрази участват корените на характеристичното уравнение (2.21). Коефициентите в него имат вида:

$$C_{11} = \frac{1-\mu^2}{E} = C_{22}; \quad C_{12} = -\frac{\mu(1+\mu)}{E}; \quad C_{66} = \frac{1}{G_2} = \frac{2(1+\mu)}{E}, \quad (4.1)$$

където: E - модул на Юнг на скалния масив; μ - коефициент на Поасон на скалния масив.

Напреженията по контактния контур между еластичния пръстен и масива се определят съгласно [16]:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= P \cos^2 \theta + S \sin^2 \theta; \\ \sigma_\theta &= c'Q + Pa' + Sb' + (\lambda^o e' + g')Q; \\ \tau_{r\theta} &= -0,5(P - S) \sin 2\theta, \end{aligned} \quad (4.2)$$

където

$$\begin{aligned} a' &= -3 \sin^4 \theta \cos^2 \theta - 2 \sin^6 \theta + \cos^6 \theta; & b' &= -3 \sin^2 \theta \cos^4 \theta - 2 \cos^6 \theta + \sin^6 \theta; \\ c' &= \lambda^o \sin^2 \theta + \cos^2 \theta; & e' &= 3 \sin^4 \theta \cos^2 \theta + 2 \sin^6 \theta - \cos^6 \theta; \\ g' &= 3 \sin^2 \theta \cos^4 \theta + 2 \cos^6 \theta - \sin^6 \theta; & Q &= \gamma H; \quad \lambda^o = \frac{\mu}{1-\mu}; \end{aligned}$$

λ^o - коефициент на страничен натиск; γ е обемното тегло на скалния масив; θ е текущият ъглов координатен параметър (Фиг. 4.1)

Константите в зависимост (4.2) имат вида:

$$P = Q \frac{c_2 a_2 - c_1 a_1}{a_2^2 - a_1^2}; \quad S = Q \frac{c_2 a_1 - c_1 a_2}{a_2^2 - a_1^2}, \quad (4.3)$$

където

$$\begin{aligned} a_1 &= 2C_{11} + C_{11}^o; & a_2 &= C_{12} + C_{11} + C_{11}^o \mu_1^o; & b_1 &= C_{11} + C_{12} + C_{11}^o \mu_1^o; \\ b_2 &= 2C_{11} + C_{11}^o; & c_1 &= C_{11}(3\lambda^o - 1); & c_2 &= C_{11}(\lambda^o - 3); & C_{11}^o &= \frac{1-(\mu_1^o)^2}{E^o}; \end{aligned}$$

μ_1^o е коефициентът на Поасон на еластичния пръстен; E^o е модулът на Юнг на еластичния пръстен.

Получените аналитични зависимости (4.2) позволяват да се определи разпределението на напреженията по контактната повърхност между скалния масив и еластичния пръстен. По този начин се оценява минният натиск, действащ върху крепежната конструкция, като едновременно се отчита влиянието на физико-механичните характеристики на околната скална среда.

4.2. Напрежения в масив с хоризонтални и успоредни пластове

Обект на разглеждане е подземна минна галерия с кръгло напречно сечение, преминаваща през хоризонтално напластен скален масив (Фиг. 4.2). Отделните пластове са еднородни и изотропни. Галерията е укрепена с еластичен пръстен.

За определяне на напреженията по външния контур на еластичния пръстен се прилага следния аналитичен метод, състоящ се от два етапа:

Първи етап: Напластената среда се заменя с еквивалентна еднородна (хомогенна) изотропна среда. За нея се определят механични константи според съотношенията (3.2).

Втори етап: Изчисляват се последователно деформационните параметри C_{ij} за скалния масив и C_{11}^o за еластичния пръстен според (4.1) и (4.3). След това се решава характеристичното уравнение (2.21) и се определят неговите корени. Накрая се изчисляват напреженията по външния контур на еластичния пръстен чрез уравнения (4.2 - 4.3).

Методът използва същата концепция за еквивалентна еднородна среда, разработена в предходната глава, като към нея се включва взаимодействието между скалния масив и еластичния крепеж. По този начин се запазват предимствата на аналитичното решение, без да се усложнява математическият модел.

Описаният метод може да бъде обобщен както за стръмно наклонени, така и за произволно ориентирани напластени масиви. За тази цел се прилага методологията, описана в т. 3.2, т. 3.3 и т. 4.1 и реализирана за конкретни среди в т. 3.4 и в т. 3.5.

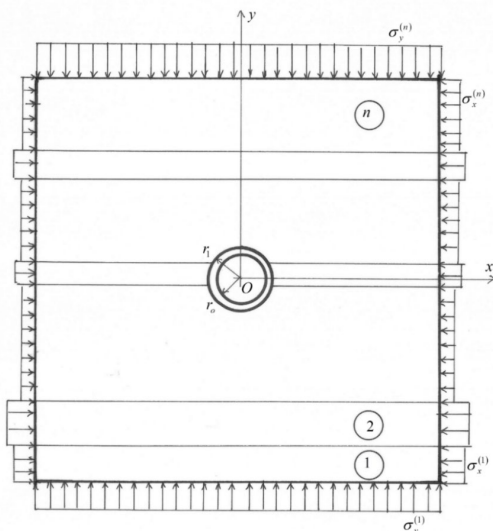
Предложеният аналитичен подход позволява да бъдат анализирани различни комбинации между механичните характеристики на пластове и характеристиките на укрепителната система. Това дава възможност още на етапа на проектирането да се оцени влиянието на твърдостта на крепежа върху разпределението на напреженията и върху общата устойчивост на подземната изработка.

Въз основа на получените аналитични решения в Глави 2, 3 и 4 се решава основният геомеханичен проблем – предотвратяване възникването на зони в скалния масив, в които напреженията надвишават якостните (допустимите) граници за съответния пласт. Допускането на подобни превишения води до

нежелани деформационни процеси и загуба на устойчивост на подземното съоръжение.

В изложените методически подходи изчерпателно е отчетено влиянието на слоестата структура на скалния масив върху разпределението на напреженията както в околната скална среда, така и по контактната повърхност между крепежа и масива. Разгледани са среди, съставени от трансверзално изотропни пластове, с възможност за разширение към произволно напластени среди. Разработената аналитична методология представлява единен подход за изследване на напрегнатото състояние в околността на подземни изработки, изпълнени в еднородни, напластени и трансверзално изотропни скални масиви. Методът съчетава сравнително проста изчислителна процедура с възможност за отчитане на реалните физико-механични характеристики на отделните пластове и на укрепителната конструкция. Това го прави подходящ както за предварително инженерно оразмеряване, така и за проверочни изчисления при проектирането и експлоатацията на подземни съоръжения. Освен за кръгови изработки, предложената методология може да бъде разширена и за други форми на напречното сечение (елиптично, правоъгълно и др.), което разширява областта ѝ на практическо приложение.

Изчислителната схема на взаимодействието между еластичния крепеж и хоризонтално напластения скален масив е представена на фиг. 4.2.



Фиг. 4.2 Изчислителна схема на взаимодействието между крепежа на хоризонтална изработка с кръгло напречно сечение и хоризонтално напластен скален масив

Фигура 4.2 онагледява използвания аналитичен модел и взаимното разположение между отделните пластове, крепежната конструкция и напречното сечение на подземната изработка.

4.3. Моделиране на напрегнатото състояние на скалния масив

Изведените в глави 2 - 4 аналитични зависимости принадлежат към по-широкия клас на математико-механичните модели на напрегнатото състояние на скалния масив. Съгласно [8], то се моделира чрез три основни групи модели: математико-механични, поляризационно-оптични и модели от еквивалентни материали. Кратката им характеристика позволява да се определи точно мястото на приетия в монографията подход сред методите за изследване на напрегнатото състояние.

Математико-механичните модели са два вида: аналитични и числени. Към аналитичните се отнася представеният в глава 2 модел на еластично изотропна и хомогенна среда, както и разработените в глави 3 и 4 модели на напласен масив. При числения вид непрекъснатата среда се представя като сбор от взаимно свързани елементи – подход, известен като метод на крайните елементи [12, 71], разгледан по-подробно в т. 1.5. Най-често се прилагат двумерни триъгълни крайни елементи, като за основни неизвестни се въвеждат преместванията във възлите; получава се система от уравнения за равновесие, представена в матрична форма и решавана чрез специализиран геотехнически софтуер като GEO5, предназначен за изчисляване на подземни съоръжения, подпорни стени, пилоти, тунели, шахти и др. При изчисляване на подземни изработки се комбинират два типа елементи: двумерни триъгълни за скалния масив и елементи от вида Standard Beam за облицовката [19].

Втората група обхваща поляризационно-оптичните модели. Те използват свойството на някои оптично активни прозрачни материали да изменят оптичните си характеристики под действие на напреженията, т.е. да се превръщат в анизотропни среди; такива материали са неорганично и органично стъкло, фенолни смоли, целулоид, желатин и др. При пролъчване на моделите с поляризирана светлина се наблюдава картина, характерна за действащите напрежения [7].

Третата група включва модели от еквивалентни материали. Те са модели на подобие, изграждани при спазване на закона за механичното подобие. Изработват се от гипсови смеси, бетон, глина, пясък и синтетични смоли. Деформациите при тях се измерват с деформометри. Това са уреди за микродеформации в строителни конструкции. Те позволяват ранно откриване на пукнатини и предотвратяване на аварии.

Деформометрите биват механични, струнни, електрически, оптични, лазерни и хидравлични. Механичните усилват деформациите чрез лостови механизми. Получените отклонения се отчитат на скала или циферблат. Струнните са структурни сензори за напрежения и разтягания в бетонови и стоманени конструкции. Те се предлагат и в сондажни (borehole) изпълнения. Те използват трептяща струна, чиято честота се променя при деформация. Промяната в честотата е правопрпорционална на измерената деформация.

Електрическите (тензорезисторни) деформометри базирани на тензометрични датчици. Те преобразуват механичните деформации в промяна на електрическото съпротивление. Оптичните системи използват влакна, които преобразуват електромагнитното излъчване във видима светлина. Лазерните деформометри прилагат лазерен лъч за прецизно измерване на разстояния и деформации. Хидравличните деформометри са основани на измерване на разлики в хидростатичното налягане между две или повече точки.

От трите разгледани групи в монографията се прилагат последователно математико-механичните (аналитични) модели. Те са представени в глави 2 - 4. Тяхната проверка се извършва чрез директни тензометрични измервания в реални обекти. Този подход дава непосредствена информация за действителното напрегнато състояние на укрепителните конструкции. Тензодатчиците принадлежат към същото методическо семейство като електрическите деформометри, използвани при моделните изследвания. Поляризационно-оптичните модели и моделите от еквивалентни материали остават извън обхвата на изследването, но споменаването им е необходимо за пълнота на методическата картина. Така разгледаната класификация логично извежда към експерименталната част на монографията (глави 5 и 6), където са представени тензометричният метод, апаратурата и приложението му при реални обекти.

Изводи от глава 4

1. Двуетапният аналитичен метод е разширен за случая на минна галерия, закрепена с еластичен пръстен. Укрепването и скалният масив се разглеждат във взаимодействието си.
2. Взаимодействието между масива и укрепването се описва чрез условия за непрекъснатост на преместванията по техния контакт. Това позволява да се определят едновременно напреженията в масива и усилията в укрепването.
3. При изотропен скален масив са определени напреженията в масива и в еластичния пръстен. Решението показва как коравината на укрепването преразпределя натоварването.
4. При масив с хоризонтални и успоредни пластове напластеността променя натоварването върху укрепването. Напреженията в отделните пластове и в пръстена зависят от еластичните модули на пластове.
5. Моделирането на напрегнатото състояние потвърждава приложимостта на метода към реални схеми на закрепване. Числените и графичните резултати могат да се използват директно при оразмеряване на укрепването.
6. С тази глава аналитичният апарат на монографията е завършен. Закрепената изработка е мостът към експерименталните изследвания в глава 6.

ГЛАВА 5

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА МЕТОДИКА

5.1. Използвана тензометрична апаратура

Тензометричната измервателна апаратура се класифицира основно според броя на точките, в които може да извършва едновременно или последователно измерване. Едноканалната апаратура регистрира сигнал само от една измервателна точка, докато многоканалната апаратура разполага с толкова канала, колкото са точките, от които се получава сигнал. При многоканалните системи изходящият сигнал се записва на компютър, който съхранява съответните данни; при необходимост сигналите се усилват и се предават към съответната измервателна система на известно разстояние. В зависимост от конфигурацията към каналите се включва превключвателна кутия (автоматична или ръчна), чрез която отделните канали се превключват последователно и информацията се насочва към общ записващ уред или компютър. Съществуват и усилвателни системи, извършващи измерване във всички точки едновременно, при които сигналите от всички канали се записват паралелно – решение, което съществено съкращава времето за пълен цикъл на измерване при обекти с голям брой контролни точки, но изисква по-сложна и по-скъпа апаратура; други усилватели извършват измерване последователно, точка по точка, като сигналът се обработва по същия начин.

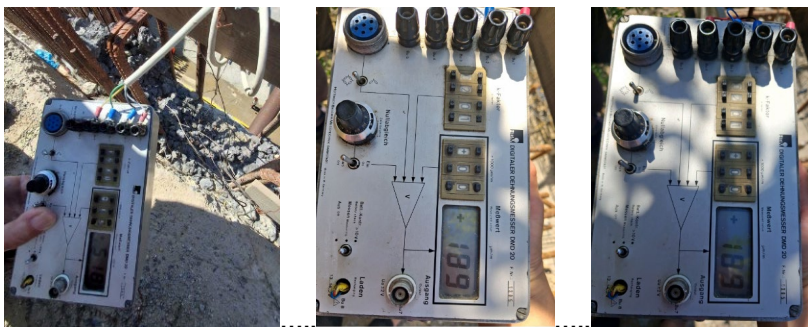
Електрическият сигнал от тензометричната апаратура е с малка амплитуда и поради това се усилва, преди да бъде предаван на разстояние – в настоящото изследване дължината на комуникационните мрежи надхвърля 5 km при обекти от Софийския метрополитен, като за защита срещу електромагнитни смущения се използват екранирани кабели с метална оплетка. Независимо от избрания тип апаратура, най-критичната част на измервателната система е мястото, откъдето сигналът тръгва – самият тензодатчик и непосредствената му връзка с измервания елемент. Съвременната електроника позволява надеждно усилване и предаване на сигнала на голямо разстояние, но не може да компенсира грешки, допуснати при монтажа на датчика.

Съгласно приетата класификация на тензометричните измервателни прибори [15] те се разделят на прибори с директно действие и прибори за сравняване (нулев метод); използваната в настоящата монография апаратура принадлежи към първия тип, при който изменението на съпротивлението на моста се преобразува чрез усилвател в сигнал, отчитан непосредствено по индикатора в деления.

Тензометричните уреди се характеризират с клас на точност, който определя максимално допустимата относителна грешка на измерването,

изразена в проценти от пълната скала на уреда. Колкото по-малка е числената стойност на класа на точност, толкова по-прецизно е измерването. В практиката се използват уреди с клас на точност 0,005; 0,1; 0,2; 1; 2 и 3, като последният клас осигурява само груба оценка на измерваната величина. Изборът на клас на точност на апаратурата се определя от изискванията на конкретната задача – при контролни измервания на анкерни усилия с цел ранно предупреждение за претоварване е допустим по-груб клас на точност, докато при прецизни изследвания на разпределението на напреженията в отделни конструктивни детайли се налага използването на апаратура с висок клас на точност.

При петте практически случая, представени в глава 6 на настоящата монография, е използвана едноканална тензометрична апаратура на фирма Hottinger (HBM), Германия (Фиг. 5.1).

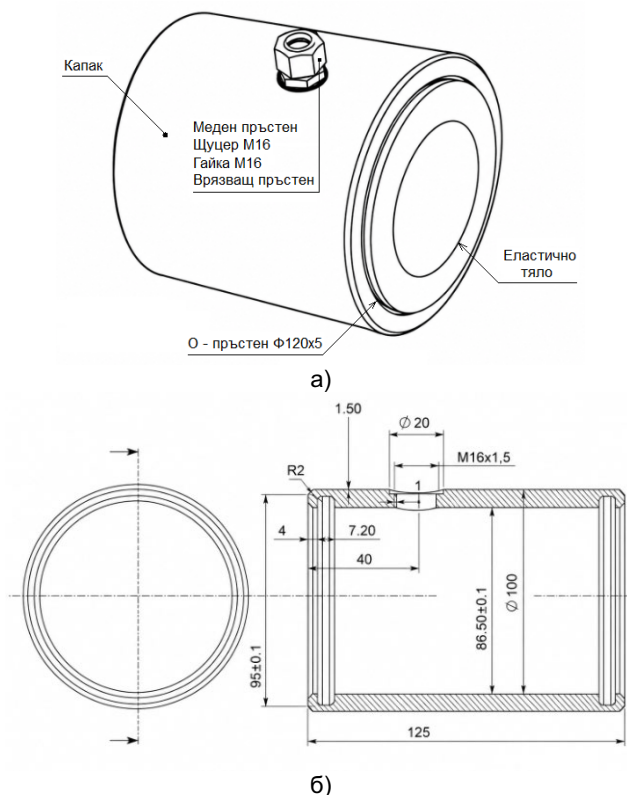


Фиг. 5.1. Едноканална тензометрична апаратура на фирма Hottinger (HBM), Германия (оригинална снимка на автора)

Монтажът на силомерите в укрепителните системи и първоначалното нагаждане на механичната система са разгледани в т. 5.4.2.

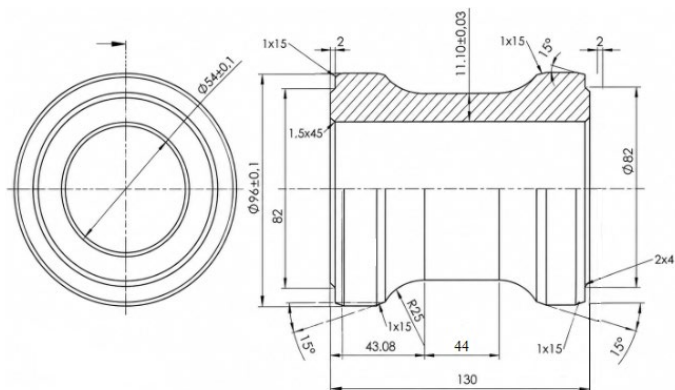
5.2. Технология за изработване и тариране на силомерите

Използваните в настоящото изследване силомери представляват специализирани тензометрични измервателни тела, проектирани и изработени за предварително определен диапазон на натоварване в зависимост от конкретните инженерни условия (Фиг. 5.2). Силомерите се диференцират по предназначение на изработката, по тонов диапазон и по форма.



**Фиг. 5.2 а) Конструктивна схема на тензометричен силомер;
б) Конструктивен чертеж на капака на силомера**

Конструктивното тяло на силомера се изработва от легирана конструкционна стомана 40Х, която след механичната обработка се подлага на термична обработка с цел постигане на необходимите механични характеристики. Съгласно класификацията на [15] използваните силомери принадлежат към групата на тензорезисторните силоизмерителни преобразуватели, при които еластичен елемент възприема приложената сила, а залепени върху него тензодатчици преобразуват деформацията му в електрически сигнал. Използвани са фолийни тензодатчици на фирмите Hottinger (HBM), Германия и Vishay, САЩ. За повишаване на корозионната устойчивост готовото изделие се подцинкова (Фиг. 5.3).



Фиг. 5.3 Еластично тяло на силомера (материал - стомана 40X)

Подготовката на повърхността за залепване на фолийните тензодатчици представлява особено важен технологичен етап. Повърхността се обработва последователно с абразивни материали с нарастваща финост (№ 60, 80, 100, 120, 150 и 200), след което многократно се обезмаслява с ацетон или комбинация ацетон и спирт до пълното отстраняване на всички замърсявания. След механичната подготовка се маркират местата за залепване на тензодатчиците в съответствие с предварително определената измервателна схема (Фиг. 5.4).



Фиг. 5.4. Еластични тела на силомери след механична обработка и поцинковане: общ вид с предпазен метален капак (вляво), тяло с уплътнителен пръстен (в средата) и маркирани места за залепване на тензодатчиците съгласно измервателната схема (вдясно) (оригинална снимка на автора)

За закрепване на датчиците е използвано двукомпонентно лепило X60 на фирма Hottinger (HBM), Германия, състоящо се от прахообразен и течен компонент. След смесването им лепилото се оставя за кратко време до достигане на необходимата работна консистенция, след което се нанася равномерно върху подготвената повърхност. Фолийният тензодатчик, поставен

върху ацетатна лента, се притиска към повърхността в продължение на 5-10 min в зависимост от температурата на околната среда (Фиг. 5.5).



Фиг. 5.5. Еластично тяло на силомер със залепени фолийни тензодатчици и свързани изводни проводници след процедурата на притискане с двукомпонентното лепило X60 – три изгледа (оригинална снимка на автора)

След приключване на процеса на залепване електрическата изправност на датчиците се проверява с мултицет. В зависимост от предназначението им те се свързват в пълномостова или полумостова тензометрична схема, като при разглежданите силомери е използвана пълномостова схема, осигуряваща висока чувствителност и ефективна температурна компенсация.

Изборът на схемата зависи от задачата. Полумостовата схема се прилага, когато са достатъчни един-два активни датчика и компенсационният датчик може да се разположи в същото температурно поле – типично за лабораторни и краткосрочни измервания (фиг. 1.6 б). Пълномостовата схема се предпочита при силомери и продължителен полев мониторинг, където са необходими максимална чувствителност и вградена температурна компенсация без външен компенсационен датчик (фиг. 1.6 а).

Пълномостовата схема в изследването е изпълнена с четири активни тензодатчика, разположени по двойки срещу 180° - по два в опъновата и в натисковата зона, по надлъжната и напречната ос на елемента. При това свързване сигналите от огъване взаимно се компенсират и измерването е чувствително само към осовата (натискова) сила, като изходният сигнал е увеличен 2,6 пъти спрямо действителната стойност; при обработката отчетеното показание се разделя с този коефициент. Класът на точност на системата е 1%. При необходимост от по-висока точност е възможно използването на осем датчика (четири двойки по 90°), осигуряващи клас на точност 0,5%, което обаче оскъпява съществено измервателната система и не е прилагано в настоящата монография.

Полумостовата схема е изпълнена с два активни датчика - надлъжен, отчитащ свиването (натиска) по оста на натоварване, и напречен, отчитащ напречното разширяване (опъна); двете деформации са свързани чрез коефициента на Поасон ($\mu \approx 0,3$ за стомана). Изходният сигнал при това свързване е увеличен 1,3 пъти спрямо действителната стойност и показанието се разделя с този коефициент. Във вариант на полумост с един активен и един външен компенсационен датчик, залепен върху отделна плоча, усилване на сигнала не се получава и се измерва непосредствено действителната надлъжна деформация.

За защита от въздействието на влагата датчиците последователно се покриват със специален изолационен лак и защитна пастообразна изолация, след което върху измервателното тяло се монтира предпазният метален капак (Фиг. 5.6).



Фиг. 5.6. Влагозащита на залепените тензодатчици и предпазен капак на силомера: измервателно тяло със залепени датчици и изведени проводници (вляво), тяло с нанесена пастообразна изолация (в средата) и предпазен метален капак преди монтирането му (вдясно) (оригинална снимка на автора)

Приетата в настоящото изследване последователност на операциите – механична обработка с абразивни материали с нарастваща финост, старателно обезмасляване, маркиране, залепване с двукомпонентно лепило и последваща защита от влага – съответства на общите технологични изисквания към монтажа на тензодатчици, формулирани в специализираната литература [15, 22].

Принципът на работа на силомера се основава на изменението на електрическото съпротивление на фолийния тензодатчик при деформация на металното измервателно тяло. При приложено натоварване металът се деформира, като същата деформация се предава върху залепения тензодатчик. Полученото изменение на електрическото съпротивление е пропорционално на относителната линейна деформация

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l},$$

където l е първоначалната измервателна база, а Δl е абсолютната надлъжна деформация.

След определяне на деформациите напреженията се изчисляват чрез простия или обобщения закон на Хук в зависимост от конкретния вид на напрегнатото състояние.

В класическата литература по тензометрия [15] като калибровъчни устройства („мери“) се препоръчват конзолни еластични греди, двуподпорни греди с равномерно разпределен товар, радиално натоварени пръстени, както и електрическо калибриране чрез резистор, свързан паралелно на рамо на моста. В настоящата монография е възприет по-пряк вариант – тариране на изпитвателна машина ZD-20, при което еталонно механично натоварване се прилага непосредствено върху силомера, което осигурява най-надеждна връзка между показанието на апаратурата и действителната сила.

Преди практическото приложение всеки силомер преминава задължително през процедура по тариране на изпитвателна машина ZD-20. При последователно прилагане на известни натоварвания се установява зависимостта между показанията на тензометричната апаратура и съответстващите им сили. По този начин се изгражда индивидуална калибровъчна характеристика на всеки силомер, която служи за преобразуване на отчетените деления в действителните стойности на натоварването. Максималният измервателен обхват на използваната апаратура достига 4000 деления, което осигурява необходимата точност при експерименталните изследвания.

След извършване на тарирането силомерите са готови за приложение при реални инженерни обекти, където осигуряват надеждно определяне на усилията в конструктивните елементи по време на строителството и експлоатацията.

5.3. Тариране и калибриране на силомерите

Тарирането обхваща задаване на нулевото показание, а калибрирането – определяне на коефициента K_{20} и на зависимостта между отчетените деления и приложеното натоварване.

Преди започване на експерименталните измервания всички силомери са подложени на предварително тариране в специализирана лаборатория по тензометрия при контролирани условия. Целта на процедурата е да се определи индивидуалната чувствителност на всеки измервателен елемент и да се осигури еднозначна зависимост между отчетените показания на тензометричната апаратура (в деления) и съответстващото им реално приложено натоварване в тонове (t).

При тарирането за всеки силомер се определят:

- началното показание („нула“) преди и след тариране;

- средната стойност на показанията при контролно натоварване;
- коефициентът на чувствителност K_{20} , изразен в деления на тон;
- зависимостта между отчетените деления и действителното натоварване.

Всеки силомер се натоварва поетапно на изпитвателна машина, като за всяка степен на натоварване се регистрират показанията на измервателната апаратура. От получените резултати се определя средната стойност на показанията при максималното контролно натоварване и се изчислява коефициентът на чувствителност на съответния силомер.

Полученият коефициент на чувствителност се определя по зависимостта:

$$K_{20} = \frac{\bar{N}}{20},$$

където K_{20} - чувствителност на силомера (деления/t); $\bar{N}$ - средна стойност на отчетените деления при контролно натоварване 20 t ; 20 е приложеното еталонно натоварване (t).

Средната стойност се определя съгласно израза:

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2 + N_3}{3},$$

където N_1 , N_2 и N_3 са трите последователни отчетени стойности при едно и също контролно натоварване.

След определяне на коефициента K_{20} всяко последващо измерване се преобразува в реално натоварване чрез зависимостта:

$$P = \frac{\Delta N}{K_{20}},$$

където P е действителното натоварване (t); ΔN е разликата между текущото измерване и началното нулево показание след тарировката; K_{20} е чувствителността на съответния силомер. При избора на работния диапазон се използват средните 3/5 -ти (три пети) от обхвата на уреда; първата и последната пета се избягват поради нелинейност в краищата на диапазона.

При обработката на резултатите се отчита знакът на показанията. Когато началното и текущото показание са с еднакъв знак, стойностите се изваждат. При различни знаци абсолютните стойности се сумират. По този начин се определя реалното изменение на деформацията и съответното реално натоварване независимо от посоката на изменение на електрическото съпротивление на тензометричния мост.

Предварителното тариране е задължителен етап от експерименталната методика, тъй като гарантира правилното преобразуване на отчетените тензометрични показания в действителни сили и осигурява необходимата точност при оценката на натоварванията в укрепителните конструкции.

Получените коефициенти на чувствителност и последващите контролни измервания за отделните силомери са представени в таблици от 5.1 до 5.3.

Таблица 5.1 Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 21

Паспортни характеристики на силомер № 21

Дата на тариране: 09.01.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +268 деления

Нулево показание след тариране: +269 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 111,05 \text{ дел.} / t$$

Дати на последващите контролни измервания:

10.01.2023 г.

17.01.2023 г.

21.01.2023 г.

26.01.2023 г.

09.02.2023 г.

27.02.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 21

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	0	0	0	0	0
5	+559	+559	+559	+559	+560	+559
10	+1112	+1110	+1113	+1113	+1112	+1112
15	+1666	+1663	+1666	+1662	+1665	+1664
20	+2220		+2221		+2222	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица 5.2 Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 23

Паспортни характеристики на силомер № 23

Дата на тариране: 09.01.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +189 деления

Нулево показание след тариране: +189 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 56,77 \text{ дел.} / t$$

Дати на последващите контролни измервания:

21.01.2023 г.

26.01.2023 г.

09.02.2023 г.

27.02.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 23

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	+1	0	0	0	0
5	-290	-295	-289	-296	-291	-297
10	-578	-584	-577	-587	-577	-588
15	-875	-867	-858	-863	-857	-863
20	-1138		-1134		-1134	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица 5.3 Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 31

Паспортни характеристики на силомер № 31

Дата на тариране: 27.02.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +344 деления

Нулево показание след тариране: +345 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 90,90 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

08.03.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 31

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	-1	0	0	0	0
5	+460	+464	+460	+465	+462	+468
10	+909	+915	+909	+916	+911	+920
15	+1362	+1365	+1363	+1365	+1366	+1369
20	+1816		+1816		+1820	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Пример за интерпретация на чувствителността на силомер № 31

За силомер № 31 средната стойност на показанията при контролно натоварване 5 t е:

$$\bar{N} = \frac{460 + 460 + 462}{3} = 460,7 \text{ дел.}$$

Оттук чувствителността на силомера за това натоварване е:

$$K_5 = \frac{460,7}{5} = 92,14 \text{ дел./t}$$

Следователно един тон натоварване съответства на 92,14 деления, а стойността на едно деление е:

$$\frac{1000}{92,14} = 10,85 \text{ kg}$$

или приблизително:

$$1 \text{ деление} \approx 11 \text{ kg}$$

Този резултат показва, че използваният силомер позволява регистриране на изменения на натоварването с чувствителност приблизително 11 kg на едно деление, което е напълно достатъчно за надеждното проследяване на измененията на усилията в анкериращата система.

В Таблица 5.4 са представени обобщените данни от тарирането на използваните силомери (№ 21 - 28, № 30 - 31).

Таблица 5.4. Обобщени резултати от тарирането и калибрирането на силомерите, използвани при експерименталните изследвания

Синомер	Дата на тариране	Нулево показание	K ₂₀ (дел./t)	Диапазон
21	09.01.2023 г.	+269	111,05	20 t
22	09.01.2023 г.	+636	110,85	20 t
23	09.01.2023 г.	+189	56,70	20 t
24	18.01.2023 г.	-3203	59,40	20 t
25	18.01.2023 г.	-729	56,15	20 t
26	07.02.2023 г.	-265	93,25	20 t
27	07.02.2023 г.	+773	84,00	20 t
28	07.02.2023 г.	+1021	86,05	20 t
30	27.02.2023 г.	+296	87,60	20 t
31	27.02.2023 г.	+345	90,90	20 t

Анализ на резултатите от тарирането

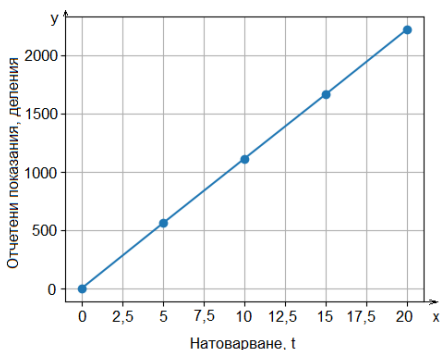
Резултатите от тарирането показват, че всеки силомер притежава индивидуална чувствителност, определена чрез съответния коефициент K_{20} . Получените стойности варират в сравнително тесни граници, което потвърждава високата повтораемост на измерванията и добрата метрологична характеристика на използваните измервателни средства.

Анализът на обобщените данни в Таблица 5.4 показва, че определените коефициенти на чувствителност варират в диапазона от 56,15 до 111,05 дел./t (пълните паспортни характеристики на силомерите, непредставени в главата, са дадени в Приложение А). Тези различия се дължат на конструктивните особености на отделните силомери и от техния проектен диапазон на натоварване. Поради тази причина всеки силомер се тарира индивидуално и при практическите измервания се използва единствено собственият му калибрационен коефициент.

От резултатите от тарирането (таблицы 5.1 - 5.3 и Приложение А), се установява, че всички използвани силомери притежават устойчива и практически линейна тарировъчна характеристика в работния диапазон на измерване.

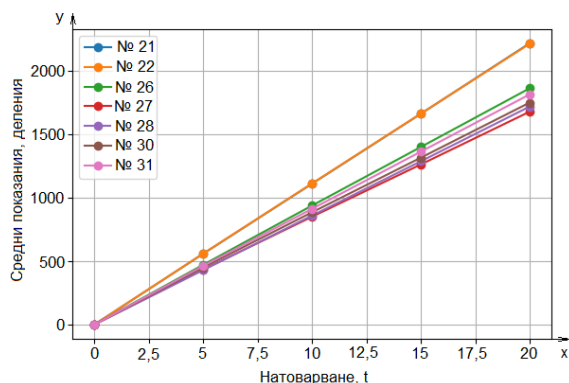
Получените зависимости между приложеното натоварване и отчетените показания на тензометричната апаратура са практически линейни, което позволява използването на линейна интерполация при обработката на експерименталните резултати. По този начин се осигурява висока точност при определянето на реалните усилия, действащи в укрепителните конструкции.

Типична линейна тарировъчна характеристика на един от използваните силомери е представена на фиг. 5.7.



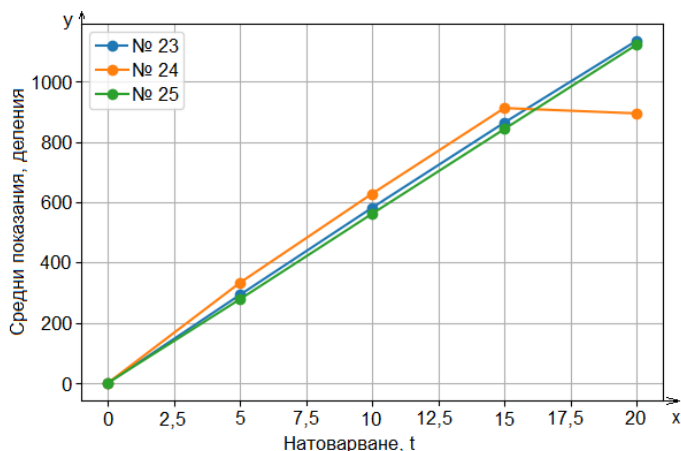
Фиг. 5.7. Тарировъчна характеристика на силомер № 21, показваща зависимостта между приложеното натоварване и отчетените показания на тензометричната апаратура

Съпоставката на тарировъчните характеристики на силомерите № 21, 22, 26, 27, 28, 30 и 31 с различна положителна чувствителност е показана на фиг. 5.8. Независимо от различните стойности на коефициента K_{20} , всички характеристики запазват линейния си характер, което потвърждава добрата повторваемост и надеждност на използваните измервателни системи.



Фиг. 5.8. Сравнителни тарифовъчни характеристики на силомерите № 21, 22, 26, 27, 28, 30 и 31, използвани при експерименталните тензометрични изследвания

Сравнителните тарифовъчни характеристики на силомерите № 23, 24 и 25 (силомери с отрицателна чувствителност) са показани на фиг. 5.9, като при силомер № 24 работният диапазон е ограничен до 15 t , поради което точката при 20 t не се използва при калибрирането. Знакът на показанието зависи от полярността на свързване на мостовите рамена - при разменена полярност знакът се обръща без промяна на големината; следователно „отрицателната чувствителност“ е конвенция на свързването и не влияе върху данните. Отклонението в последната степен на натоварване при силомер № 24 се дължи на контакт между предпазния капак и изводния кабел и не влияе върху отчитането в работния диапазон.



Фиг. 5.9. Сравнителни тарифовъчни характеристики на силомерите № 23, 24 и 25, използвани при експерименталните тензометрични изследвания

Инженерна оценка

Извършените лабораторни тарировки доказват, че всеки силомер притежава стабилна и възпроизводима измервателна характеристика, което гарантира достоверността на последващите полеви измервания. Предварителното определяне на индивидуалния коефициент на чувствителност позволява експериментално измерените деформации да бъдат преобразувани с висока точност в действащи сили и напрежения.

Това е от съществено значение при оценката на реалното напрегнато състояние на укрепителните конструкции, тъй като проектните изчисления описват очакваното поведение на конструкцията, докато тензометричният метод предоставя непосредствена информация за действително възникналите усилия при конкретните експлоатационни условия. По този начин тензометричните измервания се превръщат в основен експериментален инструмент за оценка на носимоспособността и безопасната експлоатация на конструкциите в процеса на тяхното изграждане.

Тензометричните експериментални изследвания предоставят реална информация за действителното напрегнато-деформирано състояние на конструкциите по време на строителството и позволяват инженерни решения, които не могат да бъдат обосновани единствено чрез проектните изчисления.

5.4. Методика за експерименталните измервания

Достоверността на експерименталните резултати зависи не само от качеството на измервателните средства, но и от стриктното спазване на единна методика на измерване. В настоящото изследване е приложена методика, обхващаща следните основни етапи: избор на измервателни точки; монтаж и първоначално нагаждане на измервателната система; снемане на начално (нулево) показание; провеждане на последователни измервания в процеса на строителството; обработка и анализ на резултатите.

5.4.1. Избор на измервателните точки

Измервателните точки се определят въз основа на предварителен анализ на конструктивната схема, очакваното напрегнато състояние и технологичната последователност на изпълнение. Приоритет се дава на елементи, в които се очаква най-висока концентрация на напрежения или които са решаващи за общата устойчивост на укрепителната система – ъглови разпонки при рамкови системи, разположени в зоната на концентрирани повърхностни натоварвания (първи случай), и контролни анкери в средата на дългите и късите страни на изкопа, където се очакват максимални натоварвания (трети и пети случай). Когато направлението на максималните тангенциални напрежения е известно предварително (напр. под 45° спрямо оста), датчиците се ориентират точно по него, което осигурява регистриране на максималния ефект.

5.4.2. Монтаж на силомерите и първоначално нагаждане на системата

При анкерните укрепителни системи силомерът се монтира между анкерната глава и опорната плоча. Местата на анкериращите глави по подпирашката стена, върху които се монтират силомерите, са показани на фиг. 5.10. Наблюдаваните в изследването анкери са IBO анкери - щангови, ненапрегнати; след монтирането им се въвежда първоначално натоварване от порядъка на 1 t чрез затягане на гайката с гаечен ключ, отчита се нулево показание и последващите измервания дават прираста на усилияето от земния натиск. За разлика от тях, предварително напрегнатите въжени анкери се напругат групово с хидравлична апаратура и не са обект на настоящото разглеждане.



Фиг. 5.10. Анкериращи глави на ненапрегнати IBO анкери по подпирашка стена на дълбок изкоп - места за монтаж на силомерите между анкерната глава и опорната плоча: а) общ изглед на изкопа и подпирашката стена; б) анкериращи глави и разпонни подпори; в) изглед към изкопа (оригинални снимки на автора; снимките са от строителен обект на Софийския метрополитен и илюстрират технологията на укрепване, приложена при разглежданите в монографията обекти)

Показателен пример за ефекта от мониторинга при този обект е установеното преразпределение на усилията между анкериращите редове - най-долният ред поема около 18 t, докато останалите поемат 5 - 6 t, което налага допълнително укрепване с разпонки (Фиг. 5.10 б); съществена причина за това е и съществуващата жилищна сграда в непосредствена близост до изкопа.

Основно изискване е опорната плоча да бъде перпендикулярна на оста на анкера, за което при необходимост се изкопава локално част от стената на изкопа или се изпълнява изравняване с циментов разтвор. След монтирането чрез затягане на гайката се въвежда първоначално натоварване, при което се обират луфтовете и хлабините между отделните контактни повърхности (плоча – силомер – стена) (Фиг. 5.11). Това „самонагаждане" на механичната система гарантира, че от момента на първото измерване отделните елементи работят

като едно цяло и регистрираните изменения на сигнала се дължат единствено на промяната в натоварването от земния масив.



Фиг. 5.11 Схема на монтажния възел при анкеризирана укрепителна система: 1 – стена на изкопа; 2 – долна опорна плоча; 3 – силомер; 4 – горна опорна плоча; 5 – гайка (оригинална снимка на автора)

При стоманени укрепителни рамки се прилага аналогична схема – плоча, силомер, плоча и гайка, а при залепване на тензодатчици непосредствено върху профила датчикът се позиционира по оста на стеблото в най-натоварената зона.

5.4.3. Начално показание и програма за измерване

След стабилизиране на системата се отчита началното (нулевото) показание на всеки силомер, което служи като отправна база за всички последващи измервания. Измерванията се провеждат по програма, съобразена със строителния график, като поредните отчитания съвпадат с ключови етапи от строителния процес: задълбочаване на изкопа до следваща кота; монтиране на допълнителни редове укрепване; изпълнение на технологични операции в близост до изкопа (преминаване на тунелопробивна машина, изпълнение на инжекционни работи или преместване на тежка строителна механизация); промяна в хидрогеоложката обстановка. При всяко измерване се записват датата, показанието на апаратурата, котата на изкопа и строителната ситуация, което позволява измененията на силите да бъдат съпоставени с конкретни строителни събития.

5.4.4. Регистриране на измервателния сигнал

Измерванията се извършват с едноканална тензометрична апаратура на фирма Hottinger (HBM), Германия. Връзката между силомерите и апаратурата се реализира с четирижилен тензометричен кабел с метална оплетка, екраниран срещу електромагнитни смущения; при значителна дължина на комуникационната мрежа при необходимост се включват усилватели на сигнала. Пълномостовата схема на свързване на тензодатчиците осигурява висока чувствителност и ефективна температурна компенсация. Достоверността на измервателната верига зависи преди всичко от стабилността на тензодатчиците като първоизточник на сигнала: при повтарящо се еднакво натоварване те трябва да дават постоянни показания; нестабилни

показания компрометират резултатите независимо от качеството на останалата апаратура.

5.4.5. Обработка на резултатите

Обработката на експерименталните данни се извършва в следната последователност:

- определя се разликата между текущото и началното показание на силомера в деления, като се спазва приетото правило за знаците – при еднакви знаци стойностите се изваждат, а при различни знаци абсолютните стойности се сумират;
- получената разлика се преобразува в сила (t) чрез индивидуалния коефициент на чувствителност на съответния силомер, като се отчита и мостовият коефициент на схемата на свързване (2,6 за пълен мост и 1,3 за полумост с два активни датчика);
- силата се превежда в напрежение съобразно изследвания елемент – чрез напречното сечение на анкера или стоманения профил, а при тензодатчици, залепени непосредствено върху елемента – чрез закона на Хук от измерените относителни деформации;
- получените напрежения се съпоставят с допустимите стойности за съответния материал и се оценява запасът на носеща способност.

5.4.6. Използване на резултатите за инженерни решения

Резултатите от всяко измерване се анализират и предоставят на проектантския и строителния екип. При регистриране на стойности, близки до допустимите (първи случай) на преразпределение на натоварването между елементите на укрепването без надхвърляне на допустимите стойности (втори случай), или на трайна тенденция към нарастване на усилията (трети и пети случай), се предприемат съответни инженерни мерки. При първия и при третия/петия случай те включват преместване на тежка механизация извън зоната на влияние, промяна на технологичната последователност на изкопаване или оптимизиране на проектното решение, докато при втория случай се ограничават до засилено наблюдение.

По този начин експерименталната методика се превръща от средство за регистриране на поведението на конструкцията в неразделна част от управлението на строителния процес в духа на метода на наблюдението [70, 84].

5.5. Методика за съпоставка на аналитичните и експерименталните резултати

Аналитичните зависимости, систематизирани в глави 2–4, и експерименталният тензометричен метод, описан в т. 5.1–5.4, намират своето практическо приложение като взаимно допълващи се инструменти в рамките на

единна методика на комплексното изследване. Настоящата точка описва тази методика – от избора на обект и контролни точки, през организацията на измервателния процес, до критериите за инженерна оценка на съответствието между аналитично предвиденото и експериментално установеното напрегнато състояние. Изложената методика е приложена последователно във всичките пет практически случая, представени в глава 6.

Обща структура на комплексния подход

Комплексният подход в настоящото изследване съчетава три последователни и взаимосвързани компонента. Първият е аналитична предварителна оценка на очакваното напрегнато състояние (глави 2 – 4). Вторият е директно експериментално измерване на реалното натоварване чрез тензометричния метод (т. 5.1 – т. 5.4). Третият е съпоставителен анализ между двата резултата. Той води до конкретно инженерно решение относно укрепителната конструкция или технологията на строителство. Логиката на подхода е представена в следните стъпки:

- Аналитично определяне на очакваното напрегнато състояние на укрепителната конструкция. Използват се зависимостите от глави 2 – 4 и проектните данни за геометрията и физико-механичните характеристики на масива;
- Избор на критични контролни сечения и точки, в които се очаква максимална концентрация на напрежения;
- Изработване и тариране на силомерите по т. 5.2 – 5.3 и монтаж по т. 5.4.2;
- Провеждане на полеви измервания по предварително определен график съгласно т. 5.4;
- Обработка на получените данни и определяне на действителното натоварване;
- Съпоставка между аналитично предвидените и експериментално установените стойности;
- Формулиране на инженерно решение – потвърждаване на проектното решение, негова корекция, или промяна на технологията на строителство.

За разлика от традиционния подход в геотехническата практика, при който проектните изчисления се приемат за окончателни след еднократно валидиране на етап проектиране, предлаганата методика третира съпоставката теория–експеримент като непрекъснат, итеративен процес, продължаващ през целия строителен период.

Критерии за избор на обекти и на контролни точки

Изборът на обекти за прилагане на тензометричния метод в рамките на настоящото изследване е направен въз основа на три основни критерия.

Първият е наличието на потенциално критично натоварване на укрепителната конструкция, произтичащо от специфични геотехнически условия, технологични фактори или комбинация от двата вида фактори. Вторият критерий е конструктивната възможност за монтаж на измервателна апаратура върху представителни елементи на укрепителната система, без да се нарушава нейната носимоспособност. Третият критерий е практическата значимост на очакваните резултати за вземането на конкретни инженерни решения.

Изборът на контролни точки в рамките на всеки обект следва принципа за наблюдение на най-натоварените елементи на конструкцията, идентифицирани въз основа на предварителния аналитичен анализ, съчетан с инженерна преценка относно местата на очаквана концентрация на напрежения – ъглови детайли, елементи в близост до повърхностни натоварвания или до трасета на подземни изработки в процес на изграждане.

Количествени критерии за съпоставка

Съпоставката между теоретично предвиденото и експериментално установеното напрегнато състояние се извършва чрез относително отклонение между двете стойности, отнесено към аналитично предвидената стойност:

$$\delta = \frac{|Q_{\text{експ.}} - Q_{\text{изч.}}|}{Q_{\text{изч.}}} \cdot 100\%, \quad (5.1)$$

където $Q_{\text{изч.}}$ е аналитично предвиденото усилие (или напрежение) в разглеждания конструктивен елемент, а $Q_{\text{експ.}}$ е съответстващата стойност, определена експериментално.

В инженерната практика е прието условно разделяне на получените отклонения в три категории: отклонения до около 15–20%, приемани за добро съответствие в границите на естествената изменчивост на геотехническите характеристики; отклонения от порядъка на 20–50%, налагащи по-задълбочен анализ на възможните причини; и съществени отклонения над 50%, които обикновено сочат наличие на значим неотчетен фактор.

Отвъд чисто количественото съпоставяне по зависимост (5.1), инженерната интерпретация на резултатите изисква съпоставка на измерените стойности с допустимите (проектните) характеристики на конструктивния материал или елемент. За тази цел се използва коефициент на натоварване:

$$\eta = \frac{\sigma_{\text{експ.}}}{\sigma_{\text{доп.}}} \quad (5.2)$$

където $\sigma_{\text{експ.}}$ е експериментално измереното напрежение (или усилие) в елемента, а $\sigma_{\text{доп.}}$ е допустимото напрежение за съответния конструктивен материал, съгласно действащите проектни норми. Стойности на η ,

доближаващи се до единица, сигнализируют експлоатация на конструкцията при висока степен на натоварване и налагат предприемане на превантивни мерки.

Съществен елемент от инженерната оценка е и анализът на тенденцията в изменението на измерените стойности във времето. Устойчиво нарастващ тренд на натоварването, дори при стойности на η значително по-ниски от единица, е показателен за развиващ се неблагоприятен процес и налага засилване на честотата на наблюдение. Обратно, стабилизирането или намаляването на натоварването потвърждава ефективността на вече предприети коригиращи мерки.

Изводи от глава 5

1. Експерименталната методика е изградена върху тензометричния метод и използването на силомери. Апаратурата позволява директно измерване на усилията в укрепителните конструкции при полеви условия.
2. Разработена е технология за изработване на силомери и първоначалното им тариране. Тя осигурява стабилни и еднородни характеристики на датчиците преди вграждането им.
3. Създадена е методика за тариране и калибриране на силомерите. Тя гарантира еднозначна и възпроизводима връзка между показанията на апаратурата и действителното натоварване.
4. Методиката за експериментални измервания определя монтажа на датчиците, последователността на отчетите и проследяването във времето. Тя е приложима в реални строителни условия.
5. Съпоставката между аналитичните и експерименталните резултати се основава на два количествени критерия – относително отклонение δ и коефициент на натоварване η . Те правят оценката за съответствие между теория и практика обективна и възпроизводима.
6. С тази глава експерименталната част на интегрирания подход е завършена. Тя създава предпоставките за петте практически случая в глава 6.

ГЛАВА 6

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ И ИНЖЕНЕРНИ ПРИЛОЖЕНИЯ НА ТЕНЗОМЕТРИЧНИЯ МЕТОД ПРИ ИЗГРАЖДАНЕ И УКРЕПВАНЕ НА ПОДЗЕМНИ И ГЕОТЕХНИЧЕСКИ СЪОРЪЖЕНИЯ В БЪЛГАРИЯ

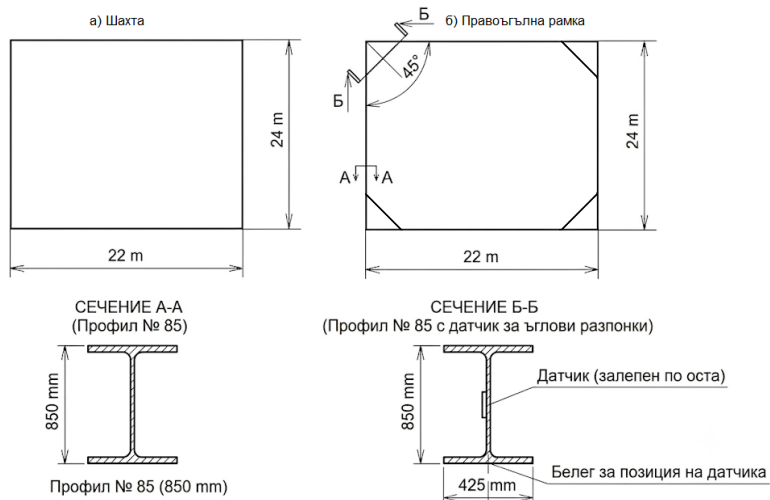
6.1. ПЪРВИ СЛУЧАЙ

ШАХТА № 8 (при стадион „Васил Левски“)

6.1.1. Конструктивни характеристики на обекта

Обект на настоящото изследване е укрепената шахта № 8, ситуирана в района на стадион „Васил Левски“ от клон 1 на Софийския метрополитен. Съоръжението е с размери в план 24 x 22 m и дълбочина под земната повърхност 24,5 m. За укрепване на масива е използвана заварена пространствена метална конструкция, състояща се от четири правоъгълни рамки, разположени една под друга на различна височина през вертикален интервал от 4,5 m (от първи до четвърти ред).

Всяка укрепителна рамка е изработена от хоризонтално разположен двойно Т профил № 85 (с височина 850 mm). За осигуряване на пространствена стабилност, във всеки ъгъл на рамките под ъгъл 45° са заварени допълнителни разпонки от същия метален профил. Общата схема на укрепването и детайлите на конструктивните елементи са представени на фиг. 6.1.



Фиг. 6.1 Конструктивна схема на укрепителната рамка на шахтата и детайли на напречните сечения А-А (чист профил) и Б-Б (профил с монтиран тензодатчик)

6.1.2. Описание на графичния материал

На фиг. 6.1 графично са представени конструктивното решение и точките на измерване. В горната част на фигурата са показани двата плана на укрепителната рамка в мащаб (с габаритни размери 22 x 24 m). Левият план илюстрира чистата геометрия на рамката, докато десният план показва разположението на четирите ъглови разпонки, склучващи ъгъл от 45° спрямо страните на шахтата. В същия план са означени и местата на разрязване за детайлните изследвания.

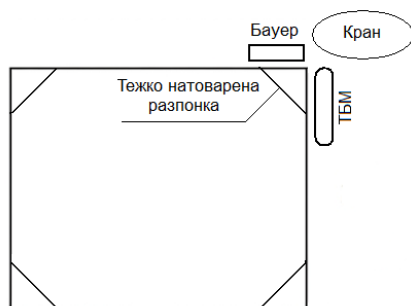
За изясняване на напрегнатото състояние са представени две напречни сечения в долната част на схемата:

- Сечение А-А представя напречното сечение на чистия хоризонтален двойно Т профил № 85.

- Сечение Б-Б се отнася за ъгловите разпонки и илюстрира принципа на монтиране на измервателната апаратура. Върху вертикалното стебло на профила е залепен малък правоъгълен датчик, ориентиран по неговата ос, който измерва осовото натисково усилие. Датчикът е позициониран в геометричната среда на профила, като за целта е даден белег за позиция на разстояние 425 mm от основата (половината от общата височина на сечението). Този начин на разположение позволява прецизно отчитане на деформациите в най-натоварената зона на ъгловите укрепвания.

6.1.3. Провеждане на измерването и анализ на резултатите

Обект на настоящото изследване е най-интензивно натоварения елемент от укрепителната система – първата (най-горна) укрепителна рамка, разположена на дълбочина 2,5 m от повърхността на терена. Високите нива на напрежение в тази зона се дължат на специфичното концентрирано натоварване върху повърхността около шахтата. Извън контура на горния десен ъгъл на рамката е установена тежка строителна механизация, включваща инжекционна машина „Бауер“ за изпълнение на цементационни работи под високо налягане (с тегло около 30 t), автокран и елементи от тунелопробивна машина (ТБМ) с общо тегло над 300 t. Към това експлоатационно натоварване се добавя и значителен допълнителен натиск, породен от повишен приток на подземни води от направлението на Телевизионната кула. Съвместното действие на тези фактори води до опасно нарастване на напреженията в съответния възел, чиято първоначална схема на повърхностно натоварване е илюстрирана на фиг. 6.2.



Фиг. 6.2. Ситуационен план на повърхностното натоварване около укрепителната рамка и разположение на тежката строителна механизация (машина „Бауер“, ТБМ и автокран) спрямо критичната ъглова разпонка

За контрол на деформациите и определяне на възникващите сили е изградена тензометрична измервателна система с обща дължина на комуникационната мрежа над 5 km. За целта е положен четирижилен тензометричен кабел с метална оплетка (екраниран против електромагнитни смущения). Използван е фолиен тензодатчик, монтиран в средната част на стеблото на най-натоварената ъглова разпонка, като разположението му позволява регистриране на осовите деформации, породени от натисковото усилие.

Измерванията са изпълнени с полумостова схема с два активни датчика (надлъжен и напречен), отчитаща чистата осова натискава сила (фиг. 1.6 б). На базата на регистрираните деформации са определени съответните нормални напрежения в изследвания елемент. Получените резултати показват достигане на напрежение на натиск до 130 МПа при допустимо напрежение за използвания конструкционен материал 150 МПа. Отношението между измереното и допустимото напрежение достига приблизително 0,87, което показва работа на конструкцията при висока степен на натоварване. При тези нива на напрежение съществува реален риск от възникване на прогресивно разрушаване на цялото укрепително съоръжение, в случай че някоя от заваръчните връзки в конструктивния възел притежава скрит дефект или не е изпълнена с необходимото качество.

Въз основа на получените експериментални данни е взето решение за преместване на тежката строителна механизация извън зоната на концентрирано въздействие. Проведените последващи контролни измервания показват намаляване на напрежението в наблюдаваната разпонка до стойности под 100 МПа, което потвърждава ефективността на предприетите мерки.

Получените резултати демонстрират възможностите на тензометричния метод за количествена оценка на реалното напрегнато състояние на

укрепителни конструкции при изграждане на подземни съоръжения и за съевременно идентифициране на зони с повишен риск от претоварване.

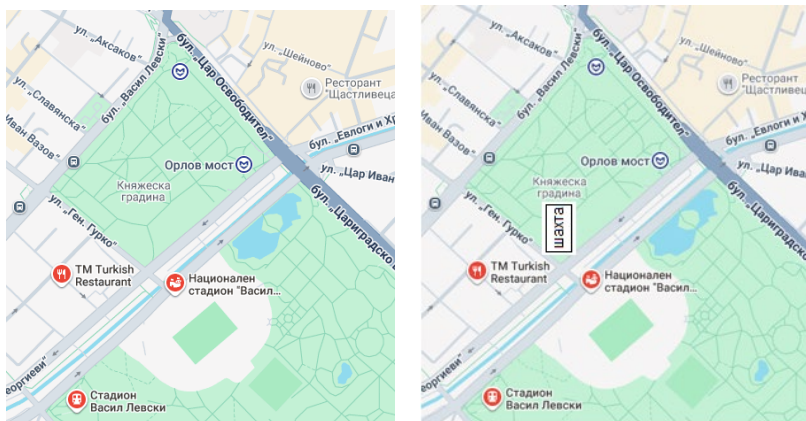
Изводи от експерименталното изследване

Проведеното тензометрично наблюдение установява, че локалните повърхностни натоварвания и хидрогеоложките фактори могат да доведат до съществено нарастване на напреженията в отделни елементи на укрепителните конструкции. Получените експериментални данни позволяват количествена оценка на реалния запас на носеща способност и осигуряват база за вземане на инженерни решения, насочени към ограничаване на риска от претоварване и конструктивен отказ.

6.2. ВТОРИ СЛУЧАЙ

ОБЕЗВЪЗДУШИТЕЛНА ШАХТА МЕЖДУ СТАДИОН „ВАСИЛ ЛЕВСКИ“ И СОФИЙСКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. КЛИМЕНТ ОХРИДСКИ“

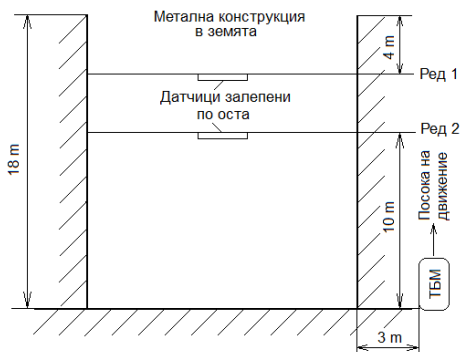
При движението на метроваковете в тунелните участъци се създават значителни въздушни налягания, поради което в определени точки на трасето се изграждат обезвъздушителни шахти за осигуряване на необходимия въздушен обмен. Обект на настоящото изследване е обезвъздушителна шахта, разположена в района на Княжеската градина между метростанция „Стадион Васил Левски“ и Софийски университет „Св. Климент Охридски“ (Фиг. 6.3).



Фиг. 6.3. Местоположение на обезвъздушителната шахта в участъка между стадион „Васил Левски“ и Софийски университет „Св. Климент Охридски“

Шахтата е с дълбочина 18 m и е укрепена посредством метална конструкция, състояща се от два реда хоризонтални укрепителни рамки, изпълнени от двойно-Т профили (Фиг. 6.4). Първият ред е разположен на дълбочина 4 m под терена, а вторият – на 8 m. Основата на укрепителната система е оформена като запъната конструкция, разположена на около 10 m под втория ред укрепване.

За определяне на реалното натоварване върху укрепителната система върху стелбата на металните профили са монтирани тензодатчици, ориентирани по надлъжните им оси за измерване на натисковите сили от земния натиск. Измерванията са изпълнени с полумостова схема с два активни датчика (надлъжен и напречен), отчитаща чистата осова натискава сила (фиг. 1.6 б). Чрез измерване на деформациите и последваща обработка на експерименталните данни са определени силите и съответните земни натоварвания върху отделните редове на укрепването.



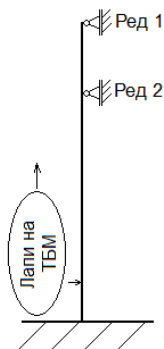
Фиг. 6.4. Схема на укрепителната конструкция на обезвъздушителната шахта с разположение на тензодатчиците и направление на движение на тунелопробивната машина

Резултатите от първоначалните измервания показват, че върху първия ред укрепване действа земен натиск в границите 380 - 400 t, докато при втория ред са отчетени натоварвания от порядъка на 180 - 200 t.

В непосредствена близост до шахтата, на разстояние приблизително 3 m от нейната вертикална стена, преминава тунелопробивна машина (ТБМ), извършваща прокопаване на тунелния участък в направление от стадион „Васил Левски“ към Софийски университет „Св. Климент Охридски“. Изкопните работи се извършват в зоната между запънатата част на укрепителната система и втория ред метални профили.

По време на работа ТБМ предава чрез опорните си лапи значителни натискови сили към околния земен масив, достигащи приблизително 600 t. Част от това натоварване се преразпределя към укрепителната конструкция на шахтата, което променя нейното напрегнато състояние.

От гледна точка на съпротивлението на материалите разглежданата система може да бъде представена като статично неопределима конструкция с една запъната опора и две междинни опори, съответстващи на двата реда укрепване (Фиг. 6.5).



Фиг. 6.5. Изчислителна схема на укрепителната конструкция, моделирана като статично неопределима система със запъване и две междинни опори

Експерименталните наблюдения показват, че натоварването, породено от ТБМ, действа в участъка между запънатата основа и втория ред укрепване. Това води до благоприятно преразпределение на силите в конструкцията. В резултат на това първият ред укрепване частично се разтоварва, докато вторият ред поема допълнителна част от натоварването.

По време на преминаването на тунелопробивната машина през обсега на шахтата е установено намаляване на натоварването върху първия ред до стойности под 250 t, докато натоварването върху втория ред нараства до приблизително 350–380 t - втори случай, при който натоварването се преразпределя между редовете укрепване без да се надхвърлят допустимите стойности и без да се налагат инженерни мерки (виж т. 5.4.6). След преминаването на машината измерените стойности постепенно се стабилизират. След преминаването на машината измерените стойности постепенно се стабилизират.

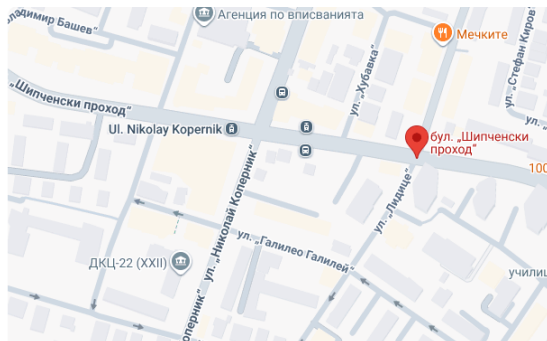
Изводи от експерименталното изследване

Получените резултати са предоставяни текущо на проектантския екип и са използвани за оценка на реалното напрегнато състояние на укрепителната конструкция по време на строителството. Проведеното изследване потвърждава възможностите на тензометричния метод за надежден контрол на натоварванията в укрепителни съоръжения и за проследяване на промените в тяхното напрегнато състояние при въздействие на външни технологични фактори.

6.3. ТРЕТИ СЛУЧАЙ

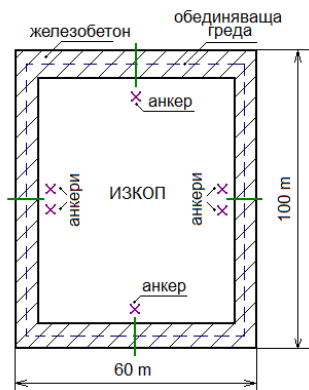
ЖИЛИЩНО-АДМИНИСТРАТИВНА СГРАДА НА УЛ. „НИКОЛАЙ КОПЕРНИК“

Обект на настоящото изследване е жилищно-административна сграда, разположена на пресечката на ул. „Николай Коперник“ и бул. „Шипченски проход“ в гр. София (Фиг. 6.6).



Фиг. 6.6 Местоположение на жилищно-административната сграда на пресечката на ул. „Николай Коперник“ и бул. „Шипченски проход“ в гр. София

Съгласно инвестиционния проект е предвидено изпълнение на фундаментен изкоп с размери в план 100×60 m и проектна дълбочина 15 m. В началния етап на строителството е изпълнен изкоп с дълбочина приблизително 6 m. По целия контур на изкопа е изградена стоманобетонна укрепителна конструкция с дълбочина 15 m, която в горната си част е свързана посредством стоманобетонна обединяваща греда (пояс) (Фиг. 6.7).



Фиг. 6.7 Схема на укрепителната конструкция и разположение на контролните анкери за експериментално определяне на натоварването

На приблизително 4 m под нивото на обединяващата греда са изпълнени ненапрегнати IBO анкери (щангови), разположени през 6 - 7 m по периферията на изкопа. По дългите страни на изкопа (100 m) са монтирани по 16 броя анкери, а по късите страни (60 m) – по 10 броя анкери.

С цел проследяване изменението на усилията в укрепителната система при последващото задълбочаване на изкопа върху избрани контролни анкери са монтирани силомери. Контролните точки са разположени приблизително в средата на дългите и късите страни на изкопа, където се очакват максимални натоварвания, съгласно Фиг. 6.7. Измерванията са изпълнени с полумостова схема с два активни датчика (надлъжен и напречен), отчитаща чистата осова натискава сила (фиг. 1.6 б).

Монтирането на силомерите се извършва между анкерната глава и опорната плоча, като чрез затягане на гайката първоначално се въвежда предварително натоварване на анкера и свързания към него силомер. В процеса на изкопните работи се проследява изменението на анкерното усилие в зависимост от промяната на напрегнатото състояние на земния масив.

Първоначалните измервания показват натоварване на контролните анкери от порядъка на 27 - 28 t на анкер. Едновременно с това е регистрирано хоризонтално преместване на обединяващата греда със стойност над 50 mm, изразяващо се в отклонение на укрепителната конструкция към свободния откос на изкопа.

Първоначално проектното решение е предвиждало цялостно изкопаване на земната маса до проектната дълбочина. Анализът на резултатите от експерименталните измервания показва, че подобен технологичен подход би довел до значително увеличаване на огъващите моменти в укрепителната конструкция.

Известно е, че при аналогични конструктивни схеми огъващият момент на укрепителните елементи е пропорционален на квадрата на характерния размер на разглеждания участък. Следователно разделянето на изкопа на последователно изпълнявани секции води до съществено намаляване на силите в укрепителната система. Например, при намаляване на характерната дължина от 100 m на 50 m теоретичната стойност на огъващия момент намалява приблизително четирикратно.

Въз основа на резултатите от мониторинга и извършения инженерно-механичен анализ е препоръчано изкопът да бъде изпълнен поетапно, чрез разделянето му на отделни секции (четвъртини), вместо чрез едновременното му разработване по цялата площ. Това е третият случай по логиката на т. 5.4.6 - трайна тенденция към нарастване на усилията и деформациите, която налага промяна на строителната технология.

Последващите измервания показват, че натоварването в контролните анкери достига стойности 30 - 32 t, съответстващи на проектните им носещи

способности, без да се наблюдава развитие на опасни деформации или загуба на устойчивост на укрепителната конструкция.

Изводи от експерименталното изследване

Получените резултати показват, че съчетаването на инструментален мониторинг със силомери и инженерно-механичен анализ позволява своевременно оптимизиране на строителната технология, ограничава развитието на прекомерни деформации и повишава безопасността при изпълнение на дълбоки фундаментни изкопи в урбанизирана среда.

6.4. ЧЕТВЪРТИ СЛУЧАЙ

КЛОН 3 НА МЕТРОПОЛИТЕН СОФИЯ – УЧАСТЪК ПРИ ПРЕСИЧАНЕТО НА БУЛ. „ПАТРИАРХ ЕВТИМИЙ“ И БУЛ. „ВИТОША“

На фиг. 6.8 е показано местоположението на строителния участък от клон 3 на Софийския метрополитен, разположен в района на пресичането на бул. „Патриарх Евтимий“ и бул. „Витоша“ в гр. София.



Фиг. 6.8. Местоположение на строителния участък от клон 3 на Софийския метрополитен при пресичането на бул. „Патриарх Евтимий“ и бул. „Витоша“, гр. София

В разглеждания обект е изпълнен открит изкоп с приблизителна дълбочина 17 m. Съгласно първоначалния проект за укрепването му е било предвидено изграждането на два реда земни анкери, всеки от които включва по 170 анкера с проектна носимоспособност 76 - 80 t.

За експериментално определяне на действителното натоварване в укрепителната система върху два представителни анкера от първия ред,

разположени от двете страни на изкопа, бяха монтирани общо четири силомера. Измерванията са изпълнени с пълномостова схема с четири активни датчика, анулираща сигнала от огъване и отчитаща чистата осова сила (фиг. 1.6 а). Проведените измервания показаха, че натоварването, предизвикано от земния натиск, достига стойности в границите 25 - 30 t, което е значително по-ниско от проектната носимоспособност на анкериращите елементи.

Получените експериментални резултати доказаха, че първият ред анкери осигурява достатъчна носеща способност за възприемане на действащите натоварвания. На тази основа беше взето инженерно решение да не се изпълнява вторият проектно предвиден ред от 170 анкера.

Практическото приложение на тензометричния метод позволи оптимизиране на конструктивното решение без компромис с безопасността на съоръжението. Отказът от изпълнението на втория ред анкери доведе до съществено намаляване на строителните разходи, като реализираната икономия възлиза приблизително на 1,5 – 2,0 млн. лева (по тогавашни цени), включително разходите за изпълнение и последващ демонтаж на анкериращата система. Наред с финансовия ефект е постигнато и значително съкращаване на сроковете за строително-монтажните работи.

Особено показателен е един факт. Инженерното решение е обосновано въз основа на информацията, получена само от четири силомера. Тяхната обща стойност е била приблизително 3200 лева. Към тях се добавят и дребни разходи за тензометричните измервания. Това ясно демонстрира високата ефективност на експерименталния подход. Той служи за оценка на действителното напрегнато състояние на укрепителните конструкции. Подходът има ключово значение за вземането на проектни решения. Тези решения са технически и икономически обосновани.

Изводи от експерименталното изследване

Проведените тензометрични измервания показват, че експерименталното определяне на действителното напрегнато състояние на укрепителните конструкции позволява оптимизиране на проектните решения въз основа на реално измерени натоварвания, а не единствено на проектни предпоставки. Получените резултати доказват, че тензометричният метод представлява надежден инженерен инструмент за повишаване на безопасността, намаляване на строителните разходи и съкращаване на сроковете за изпълнение на подземни съоръжения.

6.5. ПЕТИ СЛУЧАЙ

ИЗСЛЕДВАНЕ НА СИЛИТЕ В АНКЕРНИ ЕЛЕМЕНТИ ПРИ ИЗГРАЖДАНЕТО НА ЖИЛИЩНИ СГРАДИ С ПОДЗЕМНИ ГАРАЖИ В МЕСТНОСТ „ПОДУЕНЕ–ЦЕНТЪР“, РАЙОН „ОБОРИЩЕ“, ГР. СОФИЯ

Обект на изследването са две строящи се сгради в УПИ I-416 и УПИ II-416, поземлени имоти с идентификатори по КKKP 68134.408.410 и 68134.408.411, кв. 129 А, местност „Подуене – център“, район „Оборище“, Столична община:

- „Жилищна сграда с магазин и подземен гараж“;
- „Сграда със смесено предназначение и подземен гараж“

Инвестиционен проект:

На мястото е разрешено строителството на комплексни сгради, като съществуващите инвестиционни намерения включват обособяване на модерни търговски площи (хипермаркет), жилищни зони и офиси.

В процеса на изграждане на укрепителната система на изкопа са проведени експериментални измервания на силите в ненапрегнатите ИВО анкери. Измерванията са извършени чрез силомери, като резултатите са документирани в поредица от протоколи, изготвени в различни етапи от строителството. Измерванията са изпълнени с пълномостова схема с четири активни датчика, анулираща сигнала от огъване и отчитаща чистата осова сила (фиг. 1.6 а).

Получените експериментални данни дават възможност да се проследи изменението на анкерните сили във времето в зависимост от развитието на строително-монтажните работи и изменението на натоварването върху укрепителната конструкция. Анализът на тези резултати позволява да се оцени реалната работа на укрепителната система и да се сравни нейното поведение с проектните предпоставки.

В следващото изложение са представени протоколите от проведените измервания, последвани от анализ на експерименталните резултати и тяхната инженерна интерпретация.

Таблица 6.1. Протоколи от експериментално определяне на силите в анкери чрез тензометрични измервания при изграждането на обекти в местност „Подуене - център“, район „Оборище“, гр. София

ПРОТОКОЛ № 1/20.01.2023 г.
ДАННИ ОТ ПРОВЕДЕНИ ИЗМЕРВАНИЯ

Анкер	Ред	Сило- мер №	Първо измерване			Поредно измерване			Раз- лики
			Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	
P7	1	21	10.01.2023 г.	0,90	526,45	17.01.2023 г.	0,83	526,45	-0,07
P2	1	22	17.01.2023 г.	0,82	526,75				

ПРОТОКОЛ № 2/23.01.2023 г.
ДАННИ ОТ ПРОВЕДЕНИ ИЗМЕРВАНИЯ

Анкер	Ред	Сило- мер №	Първо измерване			Поредно измерване			Раз- лики
			Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	
P7	1	21	10.01.2023 г.	0,90	527,45	21.01.2023 г.	0,78	527,45	-0,12
P2	1	22	17.01.2023 г.	0,82	526,75	21.01.2023 г.	0,89	526,75	+0,07
P3	1	24	21.01.2023 г.	6,48	526,75				
P1	1	23	21.01.2023 г.	3,35	526,75				
P4	1	25	21.01.2023 г.	2,26	527,45				

ПРОТОКОЛ № 3/13.02.2023 г.
ДАННИ ОТ ПРОВЕДЕНИ ИЗМЕРВАНИЯ

Анкер	Ред	Сило- мер №	Първо измерване			Поредно измерване			Раз- лики
			Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	
P7	1	21	10.01.2023 г.	0,90	526,45	09.02.2023 г.	1,27	523,45	+0,37
P2	1	22	17.01.2023 г.	0,82	526,55	09.02.2023 г.	0,84	523,45	+0,02
P3	1	24	21.01.2023 г.	6,48	526,55	09.02.2023 г.	7,09	523,45	+0,61
P1	1	23	21.01.2023 г.	3,35	526,55	09.02.2023 г.	4,39	523,45	+1,04
P4	1	25	21.01.2023 г.	2,26	526,55	09.02.2023 г.	3,09	523,45	+0,83
P7	2	26	09.02.2023 г.	0,35	523,45	09.02.2023 г.		523,45	
P4	2	28	09.02.2023 г.	0,95	523,45	09.02.2023 г.		523,45	

**ПРОТОКОЛ № 4/28.02.2023 г.
ДАННИ ОТ ПРОВЕДЕНИ ИЗМЕРВАНИЯ**

Анкер	Ред	Си- ло- мер №	Първо измерване			Поредно измерване			Раз- лики
			Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	
P7	1	21	10.01.2023 г.	0,90	526,45	27.02.2023 г.	1,43	519,95	+0,53
P2	1	22	17.01.2023 г.	0,82	526,55	27.02.2023 г.	1,16	519,95	+0,34
P3	1	24	21.01.2023 г.	6,48	526,55	27.02.2023 г.	8,36	519,95	+1,88
P1	1	23	21.01.2023 г.	3,35	526,55	27.02.2023 г.	4,88	519,95	+1,53
P4	1	25	21.01.2023 г.	2,26	526,55	27.02.2023 г.	3,40	519,95	+1,14
P7	2	26	09.02.2023 г.	0,35	523,45	27.02.2023 г.	0,15	519,95	-0,20
P4	2	28	09.02.2023 г.	0,95	523,45	27.02.2023 г.	1,22	519,95	+0,27
P2	2	27	27.02.2023 г.	0,45	519,95				

**ПРОТОКОЛ № 5/13.03.2023 г.
ДАННИ ОТ ПРОВЕДЕНИ ИЗМЕРВАНИЯ**

Анкер	Ред	Си- ло- мер №	Първо измерване			Поредно измерване			Раз- лики
			Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	Дата	Натовар- ване, t	Кота, m	
P7	1	21	10.01.2023 г.	0,90	526,45	12.03.2023 г.	1,54	519,95	+0,64
P2	1	22	17.01.2023 г.	0,82	526,55	12.03.2023 г.	1,55	519,95	+0,73
P3	1	24	21.01.2023 г.	6,48	526,55	12.03.2023 г.	8,57	519,95	+2,09
P1	1	23	21.01.2023 г.	3,35	526,55	12.03.2023 г.	4,97	519,95	+1,62
P4	1	25	21.01.2023 г.	2,26	526,55	12.03.2023 г.	2,73	519,95	+0,47
P7	2	26	09.02.2023 г.	0,35	523,45	12.03.2023 г.	0,22	519,95	-0,13
P4	2	28	09.02.2023 г.	0,95	523,45	12.03.2023 г.	2,01	519,95	+1,06
P2	2	27	27.02.2023 г.	0,45	519,95	12.03.2023 г.	0,57	519,95	+0,12
P7	3	30	08.03.2023 г.	0,12	519,95	12.03.2023 г.	0,20	519,95	+0,08
P4	3	31	08.03.2023 г.	0,23	519,95	12.03.2023 г.	0,12	519,95	-0,11

Анализ на резултатите и инженерна интерпретация

Данните, представени в Таблица 6.1, показват изменението на усилията в контролираните анкери по време на отделните етапи от изпълнението на строителния изкоп. В таблицата знакът „-“ означава намаляване на първоначалното натоварване, а знакът „+“ означава увеличаване на първоначалното натоварване. Обозначенията на силомерите с номера от 21 до 31 са въведени условно с цел еднозначното им идентифициране в рамките на настоящото изследване.

Анализ на резултатите от Протокол № 5/13.03.2023 г.

След извършване на изкопните работи от кота 527,85 m до кота 519,25 m (нивото на метротрасето) е отчетено незначително увеличение на

натоварването при част от наблюдаваните анкери спрямо стойностите, регистрирани в Протокол № 4 от 28.02.2023 г. Увеличението възлиза на 0,39 t при силомер № 22, 0,09 t при силомер № 23, 0,21 t при силомер № 24 и 0,12 t при силомер № 27.

Получените изменения са с малка абсолютна стойност и не оказват съществено влияние върху работата на укрепителната система.

Изводи от експерименталното изследване

Измерените стойности показват, че по време на строителните работи не е настъпило претоварване на анкеращата система. Усилията във всички контролирани анкери остават значително под допустимите проектни стойности. Експерименталните резултати доказват, че взетото конструктивно решение осигурява необходимата устойчивост на изкопа. Тази устойчивост е запазена през всички етапи от неговото изпълнение. Не са установени предпоставки за загуба на устойчивост. Липсват локални разрушения и опасни деформационни процеси. Това потвърждава нормалната работа на укрепителната конструкция, а това гарантира и нейната експлоатационна надеждност.

На базата на получените експериментални данни бяха взети инженерни решения, довели до повишаване безопасността на строителния процес, оптимизиране на конструктивните решения и намаляване на строителните разходи.

Следва да се подчертае, че подобна информация за действителното напрегнато състояние на конструкцията може да бъде получена единствено чрез експериментални измервания. В този смисъл тензометричният метод представлява надежден инструмент за оценка на реалното конструктивно състояние на инженерните съоръжения и служи като обективен критерий при вземането на инженерни решения в процеса на строителството. Резултатите от настоящия случай потвърждават високата му информативност и практическа приложимост при изграждането на подземни съоръжения с анкерирани укрепителни системи.

6.6. Анализ и съпоставка на резултатите. Инженерна оценка

Разгледаните пет практически случая, независимо от разнородния си характер – метални рамкови конструкции на вертикални шахти, статично неопределими рамкови системи и анкерирани земни или стоманобетонни укрепителни системи на открити изкопи, потвърждават централната теза на настоящата монография: Тензометричният метод предоставя реална информация за действителното напрегнато-деформирано състояние на укрепителните конструкции, която не може да бъде получена единствено чрез проектни изчисления.

Характер на съпоставката между теория и практика

Аналитичният апарат от глави 2 – 4 решава задачата за напрегнатото състояние около кръгова подземна изработка в изотропен, трансверзално изотропен или напластен масив. Петте практически случая от т. 6.1 – т. 6.5 разглеждат сроден, но не идентичен клас конструктивни задачи – товароносещи метални рамки, статично неопределими рамкови системи и анкерирани укрепителни системи на открити изкопи с правоъгълна в план форма. Тази разлика в типологията на задачите налага да бъде направена съпоставка на подходящо методическо ниво. Тя не се основава на пряко числово сравнение между аналитично получена стойност на σ_θ и измереното усилие в тонове. Съпоставката се прави на по-общо ниво. Проверката е доколко теоретичната представа съответства на действително наблюдаваното поведение на конструкциите. Оценяват се редът на величините, характерът на разпределение на натоварването и факторите, обуславящи отклонения от опростения модел.

Обобщена оценка по критерия коефициент на натоварване

В случаите, за които разполагаме едновременно с измерена стойност на натоварването и с обявена допустима (проектна) стойност е възможно директно изчисляване на коефициента на натоварване η съгласно зависимост (5.2). Обобщените резултати са представени в таблица 6.2.

Таблица 6.2. Обобщена оценка на коефициента на натоварване η за петте практически случая

Случай	Измерена стойност	Допустима (проектна) стойност	η
1. Метростанция 8	$\sigma_{експ.} = 130 MPa$	$\sigma_{дон.} = 150 MPa$	$\approx 0,87$
2. Обезвъздушителна шахта	180 – 400t (по редове)	не е обявена	не се изчислява
3. ул. „Николай Коперник“	30 – 32t / анкер (финален етап)	$\approx 30 – 32t / анкер$	$\approx 1,0$
4. Клон 3 на Метрополитен	25 – 30t / анкер	76 – 80t / анкер	$\approx 0,33 – 0,39$
5. „Подуене-център“	стабилни стойности	не е обявена	не се изчислява

Направеното сравнение показва съществена разлика в коефициента на натоварване между отделните обекти. При четвъртия случай коефициентът е около 0,33. При третия случай, във финалния етап на изпълнение, той достига 1,0. Тази разлика показва важен извод. Еднакво консервативният проектен подход не води до еднаква действителна степен на натоварване на

укрепителните елементи. Тя зависи съществено от конкретните геотехнически и технологични условия на всеки обект.

В първия случай стойността е $\eta \approx 0,87$. Тя показва експлоатация при висока степен на натоварване. Това налага спешна коригираща мярка. В третия случай стойността е $\eta \approx 1,0$. Тя е достигната след корекция на технологията на изкопните работи. Така действителното натоварване вече съответства точно на проектните предпоставки. Обратно, стойността $\eta \approx 0,33 - 0,39$ в четвъртия случай показва съществен неизползван резерв на носимоспособност, което е послужило като основание за оптимизиране на конструктивното решение.

Настоящото изследване установява ясна тенденция. При четвъртия случай действително измерените натоварвания са съществено по-ниски от проектните. Това е в съгласие с изводите в [2]. Те се базират на многобройни измервания в страната. Там се посочва, че теоретичните изчисления на земята натиск често значително надвишават действителните стойности. Този факт обосновава необходимостта от експериментална проверка на проектните предпоставки.

В [2] е посочена системна причина за тази тенденция. Анализът на данни от мониторинга разкрива съществени занижения в инженерно-геоложките доклади. Стойностите на кохезията са занижени от 3 до 5 пъти. Ъглите на вътрешно триене са занижени до 33%. Това се установява при сравнение с действителните стойности, които са получени чрез измервания и теоретични изследвания. В резултат на тези занижения изчисленията по приетите входни данни дават земен натиск, систематично по-висок от действителния.

Фактори, обуславящи разликите между аналитичния модел и реалното поведение

Дори при пряко приложение на аналитичните зависимости от глави 2 – 4 към конструкции с подходяща типология следва да се очакват отклонения. Те са между аналитично предвиденото и реално измереното напрегнато състояние. Отклоненията произтичат от няколко групи фактори.

Първата група фактори е геометрична – реалните укрепителни конструкции рядко притежават идеално кръгла форма. Те рядко са разположени и в масив с идеално хоризонтална или планарна напластеност. Аналитичният модел приема именно такива идеализирани условия. Всяко локално отклонение от тези опростявания води до допълнителна изменчивост на реалното напрегнато състояние спрямо усреднения аналитичен резултат.

Втората група фактори е технологична – реалната последователност на строителството включва поетапно изкопаване, закъснение на укрепването спрямо напредването на изкопа и действие на строителна механизация. Тази последователност внася времево променливо натоварване. Статичният аналитичен модел не описва такова натоварване. Именно тази група фактори

е доминираща в първия, втория и третия практически случаи. При тях основната причина за отклонение от очакваното поведение е с ясно технологичен произход.

Третата група фактори е хидрогеоложка – тя включва промените в нивото и притока на подземните води. Тези промени са документирани изрично в първия практически случай. Те водят до допълнителен натиск върху укрепителните конструкции. Този натиск не е директно отчетен в основния аналитичен модел. Той може да бъде включен чрез подходяща корекция на обемното тегло γ или чрез добавяне на самостоятелен хидростатичен товар.

Четвъртата група фактори – тя е свързана с естествената изменчивост на физико-механичните характеристики на реалния масив. Те се различават от приетите в проекта осреднени стойности. Влиянието на този фактор е систематично изследвано по аналитичен път. Това става чрез числените примери в т. 3.4 и т. 3.5. В тях е показано количествено как отношението между модулите на Юнг на съседните пластове определя степента на нееднородност на разпределението на напреженията между тях.

Обобщение на съпоставителния анализ

Направената съпоставка показва съществена изменчивост в действителната степен на натоварване на укрепителните конструкции. Тя се разкрива при систематично прилагане на експериментален контрол. Тази изменчивост не би могла да бъде надеждно предвидена единствено по аналитичен път. В три от петте случая експерименталната информация е послужила за коригиращо инженерно действие. В четвъртия случай тя е използвана за оптимизиране на конструктивното решение. В петия случай е послужила за потвърждаване на проектните предпоставки чрез систематично документиране във времето. Тази съвкупност от възможни резултати очертава пълния практически диапазон на приложение на тензометричния метод в геотехническата практика. Очертаният диапазон от резултати завършва експерименталната проверка на интегрирания подход, разработен в монографията.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящата монография е разработен и приложен комплексен подход. Той е насочен към аналитично и експериментално определяне на напрегнатото състояние в укрепителни конструкции и подземни съоръжения. Подходът съчетава три основни компонента. Първият е систематизиран аналитичен апарат за изотропни, трансверзално изотропни и напластени масиви (глави 2 – 4). Вторият е теоретично обоснована методика на тензометричния метод (глава 5). Третият обхваща пет документирани практически случая на приложение при реални обекти на подземното строителство в България (глава 6).

Изложеният в глави 3 и 4 двуетапен метод беше показан като общ и изчислително достъпен инструмент за широк клас конфигурации на напластяване. Първият етап е заместване на напластената среда с еквивалентна еднородна. Вторият етап е определяне на действителните напрежения във всеки пласт. Това става чрез система от условия за равновесие и за съвместимост на деформациите. Представените числени примери илюстрираха количествено ролята на еластичните характеристики. Те показаха как отношението между характеристиките на съседните пластове определя степента на нееднородност в разпределението на напреженията между тях.

Глава 5 систематизира физическия принцип, апаратурата и методиката на тензометричния метод. В нея е представена разработената и приложена в практиката методика за лабораторно тариране и калибриране на силомери. Тя осигурява еднозначна и надеждна връзка между отчетените показания и действителното натоварване.

Глава 6 документира прилагането на тензометричния метод при пет обекта. Те са разнородни по конструктивен тип и по характер на натоварване. В т. 6.6 е показано, че систематичното прилагане на експериментален контрол разкрива съществена изменчивост в действителната степен на натоварване. Тази изменчивост не би могла да бъде надеждно предвидена единствено по аналитичен път.

Основни научно-приложни и приложни приноси

Въз основа на изложеното в глави 1 – 6 могат да бъдат формулирани следните основни приноси на настоящата монография:

Научно-приложни приноси

1. Обобщен и систематизиран в единна методическа рамка е двуетапен аналитичен метод за определяне на напреженията в напластен масив около подземна изработка с кръгово сечение. Методът обхваща хоризонтално, стръмно и произволно ориентирани изотропни и трансверзално изотропни пластове, включително деформиращи се във времето. Разгледан е и вариант със закрепване на изработката с еластичен пръстен. Получени са аналитични изрази за напреженията по контура на изработката и съответни числени и графични резултати. Приложението му изисква единствено класически, общодостъпни изчислителни средства. Сред тях са методът на Гаус, формулите на Крамер и електронните таблици. Не е необходима специализирана софтуерна среда.

2. Предложена е оригинална методическа рамка за интеграция на аналитичния и на експерименталния подход. Тя включва количествени критерии за инженерна оценка на съответствието между теоретично предвиденото и реално измереното напрегнато състояние. Използвани са относителното отклонение δ и коефициентът на натоварване η . Чрез коефициента на натоварване е получена обобщена оценка за петте изследвани съоръжения.

3. Разработена и приложена в реални условия е методика за лабораторно тариране и калибриране на силомери. Те се използват за тензометрично измерване на усилия в укрепителни конструкции. Методиката гарантира еднозначна и възпроизводима връзка между отчетените показания на апаратурата и действителното натоварване.

4. Доказана е практическата и икономическата стойност на тензометричния мониторинг. Той служи като основание за оптимизиране на конструктивни решения в процеса на строителството. Изводът е подкрепен с конкретни инженерно-икономически резултати. Те са получени от третия и четвъртия практически случаи в глава 6.

Приложни приноси

1. Документирана е систематизирана съвкупност от пет практически случая. Те илюстрират приложението на тензометричния метод при реални обекти на подземното строителство в България. Първият случай е шахта № 8 при стадион „Васил Левски“. Вторият е обезвъздушителна шахта между стадион „Васил Левски“ и Софийския университет „Св. Климент Охридски“. Третият обхваща жилищно-административна сграда на ул. „Николай Коперник“. Четвъртият е Клон 3 на Метрополитен София при пресичането на бул. „Патриарх Евтимий“ и бул. „Витоша“. Петият случай изследва силите в анкерни елементи. Те са измерени при изграждането на жилищни сгради с подземни гаражи в местността „Подуене-център“, район „Оборище“, гр. София. Тази съвкупност представлява съществен принос към българската научна и инженерна литература.

2. Извършен е съпоставителен анализ между аналитичните предвиждания и експерименталните резултати. Той разкрива четири групи фактори, които обуславят отклоненията между опростения аналитичен модел и реалното поведение на укрепителните конструкции. Това са геометрични, технологични и хидрогеоложки фактори. Четвъртата група е свързана с естествената изменчивост на характеристиките на масива.

Насоки за бъдещи изследвания

Настоящото изследване очертава няколко конкретни насоки за по-нататъшно развитие:

1. Необходимо е пряко количествено валидиране на аналитичния апарат от глави 3 – 4. То следва да се извърши чрез съпоставка с тензометрични измервания, направени непосредствено върху тунелна облицовка. За целта е необходима подробна геоложка документация за напластяването по трасето.

2. Аналитичният модел следва да се разшири към некръгови форми на напречното сечение на изработката. В тази област вече съществуват международни разработки, които могат да послужат като пример.

3. Разработеният двуетапен метод за напластен масив следва да се интегрира с класическите методи на строителната механика. Те се използват за анализ на статично неопределими укрепителни системи. Такава интеграция бе очертана качествено във втория практически случай от глава 6.

4. Съпоставителният анализ следва да се разшири към по-голяма съвкупност от обекти. Това ще позволи статистическа обработка на разпределението на коефициента на натоварване η . Така ще бъдат изведени по-общи и статистически обосновани изводи.

5. Изследване на възможността за автоматизиране на тензометричния мониторинг. Автоматизацията включва безжично предаване на данни и обработка в реално време.

ЛИТЕРАТУРА

1. Амусин Б. З., Линьков Л. М. (1973). Применение метода переменных модулей в задачах линейно наследственной ползучести. Труды ВНИМИ, № 88. С. 180-184.
2. Божинов, Б. (2022). Геотехнически обекти. Коментари, изводи и препоръки за проектиране. Издател „Авангард Прима“, София, ISBN 978-619-239-731-9, 122 стр.
3. Божинова-Попова, Ина (2023). Относно някои проблеми при мониторинга на подземни и противосвлачищни конструкции. Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, Том 66, стр. 129-133.
4. Божинова-Попова, И. & Малинкова, Ем. (2023). Инженерногеоложки и хидрогеоложки условия и методи за отводняване и фундиране на сграда в близост до воден басейн. Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, Том 66, стр. 134-137.
5. Божинова-Попова, И. & Малинкова, Ем. (2024). Укрепване на дълбок изкоп при сложни инженерногеоложки условия. Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, Том 67, стр. 126-130.
6. Булычев, Н. С. (1982). Механика подземных сооружений. Москва, Недра, 282 стр.
7. Вълков, М. (2011). Геомеханични модели в минното дело. Учебник за ВУЗ, Издателска къща „Св. Иван Рилски“, София, 392 стр.
8. Георгиев, Л. (1974). Подземно хидротехническо строителство. ДИ „Техника“, София:, 1033 стр.
9. Джустров, К., & Илиев, Ж. (2023). Изследване на пускови характеристики на гумено лентов транспортър за условията на открит рудник. Годишник на МГУ „Св. Иван Рилски“, Том 66, стр. 216-219.
10. Иванова, М., Иванова, М., & Иванов, И. (2019). Математика – 2 част. УНСС, София, 216 стр.
11. Илиев, Ж. (2015). Изследване режима на работа и обосноваване на рационални параметри на ролкови направляващи устройства на подежни съдове за руднични клеткови подежни уредби. Дисертация за ОНС „Доктор“, МГУ „Св. Иван Рилски“, София.
12. Конюхов, А. В. (2001). Основы анализа конструкций в ANSYS. Издательство Казанского государственного университета,

13. Курленя, М. В., Попов, С. Н. (1983). Теоретические основы определения напряжений в горных породах, Наука, Новосибирск, Сибирское отделение, 93 р.
14. Лехницкий, С. Г. (1957). Анизотропные пластинки. Москва, ГИТТЛ, 463 стр.
15. Макаров, Р. А., Ренский, А. Б., Боркунский, Г. Х., & Этингер, М. И. (1975). Тензометрия в машиностроении. Справочное пособие. Москва, „Машиностроение“, 288 с.
16. Минчев, И. Т. (1960). Механика на анизотропното тяло. Държавно издателство „Техника“, София, 126 стр.
17. Минчев, И. Т. (1961) Разпределение на напреженията в околността на изработки с кръгово напречно сечение, прокарани в нееднороден ортотропен напастен масив, Годишник на Минно-геоложкия институт, София, том 7.
18. Минчев, И. (1980), Механика на непрекъснатите среди, Държавно издателство „Техника“, София, 291 стр.
19. Митев, И. (2026). Изчислителни модели при изчисляване и прокарване на подземни изработки. Монография, 142 стр.
20. Николов, Н., Цонев, В., Стойчев, Г., Лазов, Л., Василев, В., & Тодорова, Г. (2013). Съпротивление на материалите – ръководство за лабораторни упражнения. Издателство „Авангард Прима“ (ТУ-София). ISBN 978-619-160-181-3.
21. Парашкевов, Р. (1969). Механика на скалите. „Техника“, София, 268 с.
22. Стоев, Д., Иванова, Л., Мильов, П., Господинов, Н., & Стойчев, Г. (1989). Ръководство за лабораторни упражнения по съпротивление на материалите. София, стр. 1-90.
23. Тасев, В., & Тасев, Л. (2010). Рудничен контактен десеттонен локомотив за подземен извоз. Втора научно-техническа конференция „Технологии и практики при подземен добив и минно строителство“, гр. Девин, ISSN 1314-7056
24. Тасев, Л. (2019). Рудничен контактен седемтонен локомотив за подземен извоз със скъсена база. Минно дело и геология, ISSN 0861-5713, стр. 24-31.
25. Тасев, Л., Цветков, К., & Тасев, В. (2014). Изследване на износването на бандажните гривни при рудничните локомотиви за подземен извоз. Годишник

на МГУ „ Св. Иван Рилски“, Том 57, Св. III, Механизация, електрификация и автоматизация на мините, стр. 24-26

26. Трифонова-Генова, В. М. (2012). Напрягнато състояние в напласен масив около кръгла изработка. Издателска къща „Св. Иван Рилски“, София, 132 стр.

27. Теофилова, М. (2026). Линейна алгебра: Лекция 6. Системи линейни уравнения, Метод на Гаус (онлайн). ПУ „Паисий Хилендарски“, Страницата на Марта Теофилова. <https://teofilova.wordpress.com/teaching/linearalgebra/>

28. Alexander, M. & Kusleika, D. (2022). Microsoft Excel 365 Bible. 1st Edition, Wiley. ISBN 978-1-119-83510-3, 1072 p, <https://www.wiley.com/en-us/shop/general-end-user-computing/microsoft-excel-365-bible-p-9781119835103>

29. Beckwith, T. G., Marangoni, R. D., & Lienhard, J. H. V. (1993). Mechanical Measurements (5th Edition). Prentice Hall, ISBN 0201569477.

30. Borja, R. I. & Lee, S. R. (1990). Cam–Clay plasticity, Part I: Implicit integration of elasto-plastic constitutive relations. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 78(1), 49-72 p., [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(90\)90152-C](https://doi.org/10.1016/0045-7825(90)90152-C)

31. Brady, B. H. G. & Brown, E. T. (2004). Rock Mechanics for Underground Mining (3rd Edition). Kluwer Academic Publishers, ISBN 978-1402020643, <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-2116-9>

32. Brebbia, C. A. & Dominguez, J. (1992). Boundary Elements: An Introductory Course (2nd Edition). Computational Mechanics Publications. ISBN 978-1-85312-349-8, <https://www.witpress.com/books/978-1-85312-349-8>

33. Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., & Foria, F. (2020). PLAXIS 3D Reference Manual. Bentley Systems.

34. Carri, A., Valletta, A., Cavalca, E., Savi, R., & Segalini, A. (2021). Advantages of IoT-Based Geotechnical Monitoring Systems Integrating Automatic Procedures for Data Acquisition and Elaboration. Sensors, 21(6), 2249. <https://doi.org/10.3390/s21062249>

35. Chen, H., Liang, H., Tang, M., Jiang, S., & Hu, H. (2020). The Real-Time Automated Monitoring System for Lateral Deflection of Underground Structures. Journal of Sensors, Article ID 6102062, <https://doi.org/10.1155/2020/6102062>

36. Cho, J. W., Kim, H., Jeon, S., & Min, K. B. (2012). Deformation and strength anisotropy of Asan gneiss, Boryeong shale, and Yeoncheon schist. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 50, 158-169 p., <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2011.12.004>

37. Clough, R. W. (1960) The finite element method in plane stress analysis. Proceedings of the 2nd ASCE Conference on Electronic Computation, 345-378 p., https://scispace.com/papers/the-finite-element-method-in-plane-stress-analysis-1fe2d75ybw?citations_page=8
38. Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. Mémoires de Mathématique et de Physique, Présentés à l'Académie Royale des Sciences, Paris.
39. Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. ISRM International Symposium, Nancy, France. Paper No. ISRM-IS-1971-029.
40. Cundall, P.A. and Hart, R.D. (1992) Numerical Modelling of Discontinua. Engineering Computations. International Journal for Computer-Aided Engineering and Software, 9, 101-113 p., <https://doi.org/10.1108/eb023851>
41. Dally, J. W., Riley, W. F. (1991). Experimental Stress Analysis. McGraw-Hill, ISBN 0070152187
42. Dassault Systèmes. (2019). Abaqus/Standard (Version 2019) [Computer software]. Providence, RI: Dassault Systèmes
43. Dunnicliff, J. (1988). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. Wiley-Interscience, ISBN 9780471096147, [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(89\)91108-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(89)91108-X).
44. Exadaktylos, G. E., & Kaklis, K. N. (2001). Applications of an explicit solution for the transversely isotropic circular disc compressed diametrically. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 38(2), 227-243 p., [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00072-1](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00072-1)
45. Fine Software. GEO5 FEM – Geotechnical Analysis Software (Version 2026) [Computer software]. <https://geo5-software.bg>
46. Harvey, G. (2018). Excel 2019 For Dummies. John Wiley & Sons. ISBN 978-1-119-51332-2, <https://uat.store.wiley.com/en-us/shop/general-end-user-computing/excel-2019-for-dummies-p-9781119513322>
47. Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering: Online ed. RocScience, <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>.
48. Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown criterion-2002 Edition. NARMS-TAC Conference, Toronto, 267-273 p.,

49. Hoffmann, K. (1989) An Introduction to Measurements using Strain Gauges. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt, 222-227 p.
50. Holister, G. S. (1967) Experimental Stress Analysis: Principles and Methods. Cambridge University Press, ISBN 0521053129. DOI <https://doi.org/10.1017/S0001924000083962>.
51. Hu, X., Zheng, D., Liu, Z., Wang, J., Gao, Z., Fu, H., Ni, J. (2025). Evaluation of the effectiveness of monitoring the axial force of anchors based on sensor-enabled piezoelectric geocable (SPGC). Acta Geotechnica, 20, 2483-2496, DOI <https://doi.org/10.1007/s11440-024-02513-7>.
52. Inaudi, D., N. Casanova, P. Kronenberg, S. Vurpillot. (1997). Railway bridge monitoring during construction and sliding. Proc. SPIE, Vol. 3043, DOI <https://doi.org/10.1117/12.274655>.
53. Itasca Consulting Group. (2019). FLAC3D (Version 7.0) [Computer software]. Minneapolis, MN: Itasca Consulting Group
54. Ivanova, M. (2022). Stresses in a transversely isotropic rock mass around a circular opening, Annual of the University of Mining and Geology "St. Ivan Rilski", Vol. 65, 26-29 p.
55. Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 40, No. 3, 283-353 p. DOI [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00013-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00013-3).
56. Kargar, A. R., R. Rahmamejad, M. A. Hajabasi. (2014). A semi-analytical elastic solution for stress field of lined non-circular tunnels at great depth using complex variable method. International Journal of Solids and Structures, Vol. 51, Issue 6, 1475-1482 p., DOI <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2013.12.038>
57. Kavvasdas, M. (2005). Monitoring ground deformation in tunnelling: Current practice in transportation tunnels. Engineering Geology, Volume 79(1), 93-113. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.10.011>
58. Kirsch, G. (1898) "Die Theorie der Elastizitat und die Bedurfnisse der Festigkeitslehre," Zantlalblatt Verlin Deutscher Ingenieure, Vol. 42, 797-807 p.
59. Kolosoff, G. V. (1909). On One Application of the Theory of Functions of a complex variable to a Plane Problem in the Mathematical Theory of Elasticity, a dissertation at Dorpat (Yurieff) University.

60. Li, J., Q. Shi, S. Xu, K. Sun, Y. Liu. (2025). The stress-strain analysis of the entire construction process of underground diaphragm wall based on self-sensing FRP bar monitoring. *Sci. Rep.*, Vol. 16, No. 1, <https://doi.org/10.1038/s41598-025-31080-4>.
61. Lisjak, A., & Grasselli, G. (2014). A review of discrete modeling techniques for fracturing processes in discontinuous rock masses. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 6, no. 4, 301-314 p., DOI <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2013.12.007>.
62. Lu, A., Wang, H., & Zhang, L. (2024). *Complex Variable Function Solutions in the Mechanical Analysis of Tunnels*. Springer, ISBN-13: 978-9819716906. <https://www.springerprofessional.de/en/complex-variable-function-solutions-in-the-mechanical-analysis-o/50706742>
63. Lu, A. Z., Zhang, N., & Kuang, L. (2014). Analytic solutions of stress and displacement for a non-circular tunnel at great depth including support delay. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 70, 69-81 p., DOI <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.04.008>.
64. Mair, R. J. & Taylor, R. N. (2002). Bored tunnelling in the urban environment. Theme Lecture, Proceedings of the ISSMGE. <https://www.issmge.org/publications/publication/theme-lecture-bored-tunnelling-in-the-urban-environment>
65. Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. Proceedings of the GeoEng 2000 International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, 1422-1446 p. https://www.researchgate.net/publication/240025464_GSI-A_geologically_friendly_tool_for_rock_mass_strength_estimation.
66. Martino, D., & Ribacchi, R. (1972). Osservazioni su alcuni metodi di misura delle caratteristiche elastiche di rocce o ammassi rocciosi, con particolare riferimento al problema dell'anisotropia. *L'Industria Mineraria*, Serie II, XXIII(5), 193-203.
67. Müller, L. (1978). Removing Misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method. *Tunnels & Tunnelling International*, 10(8), 29-32 p. ISSN: 0041-414X. https://scholar.google.com/scholar_lookup?title=Removing%20misconceptions%20on%20the%20new%20Austrian%20tunnelling%20method&publication_year=1978&author=L.%20M%C3%BCller
68. Muskhelishvili, N. (1953). Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity: Fundamental Equations, Plane Theory of Elasticity, Torsion, and Bending. Noordhoff in Groningen, 706 p., <https://www.semanticscholar.org/paper/Some-basic->

[problems-of-the-mathematical-theory-of-%3A-Muskhelishvili/25308a1df5a8a42ea5e0077c87796b250cbe36f3](#)

69. Nicholson, D., Tse, C-M., & Penny, C. (1999). The Observational Method in Ground Engineering: Principles and Applications. CIRIA, ISBN 9780860174974. https://www.researchgate.net/publication/311594228_Nicholson_D_Tse_C_and_Penny_C_1999_The_Observational_Method_in_ground_engineering_-_principles_and_applications_Report_185_CIRIA_London

70. Peck, R. B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, Vol. 19, No. 2, 171-187 p., <https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171>

71. Podgórski, J. (2018). The Finite Element Method. Politechnika Lubelska, http://akropolis.pol.lublin.pl/users/jpkmb/Finite_Element_Method.pdf

72. Rabcewicz, L. V. (1964). The New Austrian Tunnelling Method, Part I. *Water Power*, 16(11), 453-457.

73. Rabcewicz, L. V. (1964). The New Austrian Tunnelling Method, Part II. *Water Power*, 16(12), 511-515.

74. Rabcewicz, L. V. (1965). The New Austrian Tunnelling Method, Part III. *Water Power*, 17(1), 19-24.

75. Racek, O., Balek, J., Loche, M., Vích, D., & Blahůt, J. (2023). Rock Surface Strain In Situ Monitoring Affected by Temperature Changes at the Požáry Field Lab (Czechia). *Sensors*, Vol. 23, Issue 4, 2237. DOI <https://doi.org/10.3390/s23042237>

76. Rankine, W. J. M. (1857). On the Stability of Loose Earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147, 9-27 p., DOI <https://doi.org/10.1098/rstl.1857.0003>

77. RUGE, Arthur C. (1944). Strain gauge. US Patent 2,350,972, 6 June 1944 (filed 16 Sept. 1939). <https://patents.google.com/patent/US2350972A/en>

78. Sakurai, S. (1981). Direct strain evaluation technique in construction of underground opening. *Proc. 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Cambridge, Mass., 29 June - 2 July, 278-282 p. MIT: Cambridge, Mass. Abstracted in: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Volume 19, Issue 3, 58 p., 1982. DOI [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(82\)91233-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(82)91233-5)

79. Savin, G. N. (1961). *Stress Concentration around Holes*. Pergamon Press, DOI [https://doi.org/10.1016/0020-7403\(61\)90030-3](https://doi.org/10.1016/0020-7403(61)90030-3)

80. Shchegolkov, A. V., Shchegolkov, A. V., Kaminskii, V. V., Chumak, M. A. (2025). Polymer Composites with Nanomaterials for Strain Gauging: A Review. *Journal of Composites Science*, 9(1), 8, DOI <https://doi.org/10.3390/jcs9010008>.
81. SIMMONS, Edward E. (1942). Material testing apparatus. US Patent 2, 292, 549, 11 Aug. 1942 (filed 23 Feb. 1940). <https://patents.google.com/patent/US2292549A/en>
82. Strang, G. (2023). *Introduction to Linear Algebra* (6th Edition). Wellesley-Cambridge Press, ISBN 9781733146678. <https://math.mit.edu/~gs/linearalgebra/ila6/indexila6.html>
83. Sulem, J., Panet, M., & Guenot, A. (1987). An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24(3), 155-164. DOI: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)90523-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)90523-7)
84. Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, ISBN 0471852732.
85. Thomson, W. (1856). On the Electro-Dynamic Qualities of Metals: Effects of Magnetization on the Electric Conductivity of Nickel and of Iron. *Proc. Royal Soc. London*, Vol. 8, DOI <https://doi.org/10.1098/rspl.1856.0144>.
86. Timoshenko, S., & Goodier, J. N. (1970). *Theory of Elasticity*. 3rd Edition. McGraw-Hill, ISBN 0070642702. DOI <https://doi.org/10.1115/1.3408648>.
87. Tonkova, G. (2025). Experimental determination of the principal stresses at a point of a beam loaded simultaneously in bending and torsion. XXVI International Conference „Engineering and Natural Sciences“, Proceedings of the Technical university of Sofia, ISSN: 2738-8549 (online), ISSN: 2738-8530 (print), Volume 76, Issue 1, Sozopol, DOI: 10.47978/TUS.2025.76.01.033.
88. Tonon, F., & Amadei, B. (2003). Stresses in anisotropic rock masses: an engineering perspective building on geological knowledge. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 40, 7-8, 1099-1120. DOI <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.07.009>.
89. Trifonova-Genova, V. (2017). Analytical expressions for stresses in a steeply layered rock mass around a circular opening. *Journal of mining and geological sciences*, Vol. 60, Part II, Mining, Technology and Mineral Processing, 59-62.
90. Trifonova-Genova, V. (2018). Analytical expressions for stresses in steeply stratified rock mass around an opening in the shape of an ellipse. *Journal of mining*

and geological sciences, Vol. 61, Part II, Mining, Technology and Mineral Processing, 115-118.

91. Trifonova-Genova, V. & Tonkova, G. (2022). Stresses around a circular opening excavated in layered and sliding rock mass. Annual of the University of Mining and Geology „St. Ivan Rilski“, Vol 65, 46-50.

92. Trifonova-Genova, V. & Tonkova, G. (2023). Stress around a horizontal circular opening passing through two isotropic layers. Annual of the University of Mining and Geology „St. Ivan Rilski“, Vol, 66, 74-77.

93. Trifonova-Genova, V. & Tonkova, G. (2024). On stresses around a tunnel passing through two rock layers. Annual of the University of Mining and Geology „St. Ivan Rilski“, Vol. 67, 87-90.

94. Trifonova-Genova, V. & Tonkova, G. (2025). Stresses around a tunnel passing through a layered rock mass. Annual of the University of Mining and Geology „St. Ivan Rilski“, Vol. 68, 190-193.

95. Wagner, L., Kluckner, A., Monsberger, C. M., Wolf, P., Prall, K. et al. (2020). Direct and Distributed Strain Measurements Inside a Shotcrete Lining: Concept and Realisation. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 53, Issue. 2, 641-652. DOI <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01923-4>.

96. Wang, H., Chen, X. P., Jiang, J., Song, F., & Wu, L. The analytical predictions on displacement and stress around shallow tunnels subjected to surcharge loadings. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, vol. 71, pp. 403-427. ISSN 0886-7798. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.09.015>

97. Wheatstone, C. (1843). An Account of Several New Instruments and Processes for Determining the Constants of a Voltaic Circuit. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 133, 303-327 p. DOI <https://doi.org/10.1098/rstl.1843.0014>.

98. Wittke, W. (1984). Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer Berlin, Heidelberg, ISBN 978-3-642-52235-2. DOI <https://doi.org/10.1007/978-3-642-52235-2>

99. Wittke, W. (1990). Rock Mechanics: Theory and Applications with Case Histories. Springer, ISBN 978-3-642-88109-1. DOI <https://doi.org/10.1007/978-3-642-88109-1>

100. Zhang, M. Y., Ma, J. X., Yang, S. J., Wang, Y. H., Bai, X. Y., Sun, S. X. (2020). Experimental Study on Bending Moment of Double-Row Steel Pipe Piles in Foundation Excavation. Advances in Civil Engineering, Vol. 2020, Article ID 8882713, DOI <https://doi.org/10.1155/2020/8882713>

101. Zienkiewicz, O. C. (1971). The Finite Element Method in Engineering Science. McGraw-Hill, ISBN 978-0-07-094138-0. URL <https://www.semanticscholar.org/paper/The-Finite-Element-Method-In-Engineering-Science-Zienkiewicz/7d9ed77c2aa505836dac41868566b3a028fb35fa>
102. Zienkiewicz, O. C., & Cheung, Y. K. (1964). The Finite Element Method for Analysis of Elastic Isotropic and Orthotropic Slabs. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 28, No. 4, 471-488 p. DOI <https://doi.org/10.1680/iicep.1964.10014>
103. Zienkiewicz, O. C., Zhu, J. Z. (1987). A Simple Error Estimator and Adaptive Procedure for Practical Engineering Analysis. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 24, No. 2, 337-357 p. DOI <https://doi.org/10.1002/nme.1620240206>
104. Zuo, J., Liu, H., Li, H. (2015). A theoretical derivation of the Hoek-Brown failure criterion for rock materials. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 7, No. 4, 361-366 p. DOI <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.03.008>

Приложение А

Паспортни характеристики и тарифовъчни таблици на силомерите № 22, 24-28 и 30

Таблица А1. Тарифовъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 22

Паспортни характеристики на силомер № 22

Дата на тариране: 09.01.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +636 деления

Нулево показание след тариране: +636 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 110,85 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

17.01.2023 г.

21.01.2023 г.

26.01.2023 г.

09.02.2023 г.

27.02.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 22

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	0	0	0	0	0
5	+560	+562	+560	+560	+559	+561
10	+1114	+1113	+1115	+1113	+1115	+1113
15	+1667	+1664	+1668	+1663	+1667	+1663
20	+2215		+2219		+2217	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица А2. Тарифовъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 24

Паспортни характеристики на силомер № 24

Дата на тариране: 18.01.2023 г.

Нулево показание преди тариране: -3197 деления

Нулево показание след тариране: -3203 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 59,40 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

21.01.2023 г.

26.01.2023 г.

09.02.2023 г.

27.02.2023 г.

12.03.2023 г.

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	+1	0	0	0	-3
5	-335	-327	-336	-331	-337	-333
10	-629	-617	-632	-628	-635	-629
15	-912	-904	-913	-911	-916	-917
20	-1185	-11	-1188		-1194	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

СИЛОМЕР 25

Таблица А3. Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 25

Паспортни характеристики на силомер № 25

Дата на тариране: 18.01.2023 г.

Нулево показание преди тариране: -729 деления

Нулево показание след тариране: -729 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 56,15 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

21.01.2023 г.

26.01.2023 г.

09.02.2023 г.

27.02.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 25

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	-6	0	-5	0	-4
5	+276	+279	+276	+281	+277	+282
10	+558	+564	+558	+566	+558	+567
15	+839	+845	+841	+844	+841	+845
20	+1120			+1123	+1123	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица А4. Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 26

Паспортни характеристики на силомер № 26

Дата на тариране: 07.02.2023 г.

Нулево показание преди тариране: -265 деления

Нулево показание след тариране: -265 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 93,25 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

09.02.2023 г.

27.02.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 26

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	-0	0	-1	0	+2
5	+468	+475	+467	+473	+472	+477
10	+936	+943	+933	+943	+938	+943
15	+1401	+1404	+1399	+1401	+1403	+1404
20	+1865		+1864		+1867	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица А5. Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 27

Паспортни характеристики на силомер № 27

Дата на тариране: 07.02.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +776 деления

Нулево показание след тариране: +773 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 84,00 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

27.02.2023 г.

13.03.2023 г.

СИЛОМЕР 27

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	-1	0	-1	0	0
5	+432	+438	+432	+437	+432	+435
10	+851	+855	+849	+854	+848	+851
15	+1266	+1267	+1264	+1263	+1262	+1263
20	+1684		+1680		+1678	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица А6 Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 28

Паспортни характеристики на силомер № 28

Дата на тариране: 07.02.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +1021 деления

Нулево показание след тариране: +1021 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 86,05 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

09.02.2023 г.

22.02.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 28

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	0	0	0	0	0
5	+432	+427	+431	+429	+432	+430
10	+860	+858	+862	+861	+861	+860
15	+1289	+1287	+1291	+1288	+1291	+1289
20	+1720		+1722		+1721	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Таблица А7 Тарировъчни характеристики и коефициент на чувствителност на силомер № 30

Паспортни характеристики на силомер № 30

Дата на тариране: 27.02.2023 г.

Нулево показание преди тариране: +296 деления

Нулево показание след тариране: +296 деления

Чувствителност на силомера:

$$K_{20} = 87,60 \text{ дел./t}$$

Дати на последващите контролни измервания:

08.03.2023 г.

12.03.2023 г.

СИЛОМЕР 30

t	↓	↑	↓	↑	↓	↑
0	0	0	0	0	0	0
5	+445	+456	+446	+457	+445	+457
10	+883	+890	+882	+890	+882	+890
15	+1317	+1319	+1316	+1317	+1318	+1318
20	+1752		+1753		1752	

Натоварване ↓ Разтоварване ↑

Гергана Тонкова

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО И АНАЛИТИЧНО ОПРЕДЕЛЯНЕ НА
НАПРЕГНАТОТО СЪСТОЯНИЕ В УКРЕПИТЕЛНИ КОНСТРУКЦИИ
И ПОДЗЕМНИ СЪОРЪЖЕНИЯ**

Българска
Първо издание

Рецензенти:

проф. д-р Михаил Василев Вълков

доц. д-р Стефан Николаев Пулев

Научен редактор:

проф. д-р Кирил Сталинов Джустров

Формат 60/90/16

Печатни коли 10

Издателска къща „Св. Иван Рилски“
на МГУ „Св. Иван Рилски“
София, 2026

ISBN 978-954-353-516-3 (мека подвързия)

ISBN 978-954-353-517-0 (pdf)



**МИННО-ГЕОЛОЖКИ
УНИВЕРСИТЕТ
„СВ. ИВАН РИЛСКИ“**

**Отпечатано в Издателска къща „Св. Иван Рилски“
на МГУ „Св. Иван Рилски“, София**

mgu.bg