УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ

КАТЕДРА „ГЕОТЕХНИКА“

АВТОРЕФЕРАТ

на дисертационен труд с тема:

ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПОВЕДЕНИЕТО НА СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ ОТ БЪЛГАРИЯ ПРИ МАЛКИ И СРЕДНИ ДЕФОРМАЦИИ

За присъждане на научна и образователна степен: Доктор
Докторска програма: Земна основа, фундиране и подземно строителство
Професионално направление 5.7. „Архитектура, строителство и геодезия“

инж. Кристина Янкова Илиева

Научен ръководител:
доц. д-р. инж. Николай Керенчев

София, 2026 г.

Дисертационният труд е с обем 153 страници основен текст, от които 12 страници списък на литературни източници. Броят на фигурите и таблиците е – 123 фигури и 33 таблици. Към основния труд е добавен и допълнителен (45стр.), включващ 6 приложения, представящи допълнителна графична част, а последното приложение е снимков материал.

Докторантът е зачислен за редовна форма на обучение със Заповед №129/28.02.2023г.

Докторантът е отчислен с право на защита на 10.02.2026г. на заседание на катедра „Геотехника“ и със Заповед №142/23.02.2026г.

Дисертационния труд е насочен за обсъждане на разширено заседание на катедра „Геотехника“ на 28.04.2026г.

Научното жури е назначено със Заповед №380/21.05.2026г. в състав:
доц. д-р инж. Николай Млиев – УАСГ, гр. София
проф. д-р инж. Лена Михова – УАСГ, гр. София
проф. д-р инж. Дончо Карастанев – БАН, гр. София
доц. д-р инж. Стойна Костова – ВТУ „Тодор Каблешков“, гр. София
доц. д-р инж. Иван Митев – МГУ „Св. Иван Рилски“, гр. София

Публичната защита ще се състои на 02.07.2026г. от 15:00ч. в зала Б311 на УАСГ.

Благодарности:

Настоящият научен труд е изготвен с помощта на редица хора, които ме подкрепяха и помагаха през различните етапи.

На първо място искам да благодаря на прекия си научен ръководител доц. Николай Керенчев, който ме напътстваше и подкрепяше през целия процес на работата по дисертационния труд. Благодаря за оказаното съдействие и търпение.

Специални благодарности на гл.ас. Andrzej Głuchowski за оказаната подкрепа по време на практическото ми обучение в работата с триосовия апарат с огъвни елементи. Благодарности и към научния екип в лабораторията по Геотехниха към Warsaw University of Life Sciences, Варшава, Полша, които ме напътстваха по време на експерименталните изследвания.

Искам да изкажа и своите благодарности към академичния състав на катедра „Геотехника“ към УАСГ за съветите и насоките, които ми даваха, с цел подобрение на качеството на научния труд.

Благодаря и на д-р. инж. Таньо Танев за професионалните и компютърни насоки.

Благодаря на международния отдел към УАСГ за оказаното ми съдействие по време на кандидастването по програма *Erasum +,* без които стажът ми нямаше да може да се осъществи.

Благодаря и на всички хора, които през годините на магистратурата и след това ми даваха тласък и поддържаха искрата на интереса към науката „Земна механика и фундиране“.

Не на последно място искам искренно да благодаря на моето семейство и приятели, които бяха неотлъчно до мен и при които срещах разбиране и подкрепа. От тях научих един от най-важните уроци: „Няма нерешим проблем!“.

СЪДЪРЖАНИЕ НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД:

1 Глава 1: Въведение и литературен обзор 9

1.1 Развитие на земната механика (Въведение)..... 9

1.2 Теория на еластичността и нейното приложение в земната механика 11

1.3 Развитие на материалните модели 14

1.4 Начален модул на срязване, редукционна крива и срязващи деформации 18

1.5 Методи за определяне на началния модул на срязване и неговата редукция с нарастване на деформациите 20

1.5.1 Лабораторни методи 21

1.5.2 In Situ (Полеви) опити 26

1.5.3 Алтернативни методи 33

1.5.4 Обобщение на методите 41

1.6 Влияния на коефициента на Поасон върху модула на срязване 43

1.7 Модел с двойно уякчаване/отслабване и малки деформации в българското геотехническо инженерство 45

1.8 Обобщение и цели 46

1.8.1 Обобщение 46

1.8.2 Предложение за алтернативен метод за определяне на G 47

1.8.3 Цели и задачи 48

2 Глава 2: Модифициран компресионен (оедометричен) опит 49

2.1 Теоретична основа 49

2.1.1 Предварителна проверка на приложимостта 50

2.1.2 Математически анализ на резултатите 50

2.1.3 Резултати от предварителното проучване 51

2.2 Предварителни експериментални опити 52

2.2.1 Опитна постановка и методология на изпитване 52

2.2.2 Обработка и анализ на резултатите 53

2.3 Модифицирана оедометрична опитна постановка 55

2.3.1 Модификация на стандартната опитна постановка и методология 55

2.3.2 Калибрация на модифицираната опитната постановка 56

2.3.3 Определяне на систематично отклонение (BIAS) от всички въздействия 66

2.4 Обобщение 67

3 Глава 3: Експериментални изследвания с модифицирана опитна постановка 68

3.1.1 Определяне на физични свойства на избрани строителни почви……..68
3.1.2 Изпитване на почвени проби чрез модифициран компресионен апарат ……70
3.1.3 Извеждане на сурови резултати……72
3.1.4 Определяне на филтри……74
3.1.5 Обобщение……..75
3.2 Физико-математичен модел за обработка на резултатите (ФММ) ..... .76
3.2.1 Теоретична постановка……77
3.2.2 Резултати……77
3.2.3 Предимства и недостатъци на физико-математическия модел……79
3.3 Физико-теоретичен модел за обработка на резултатите 79
3.3.1 Теоретична постановка……80
3.3.2 Резултати……82
3.3.3 Предимства и недостатъци на модела……84
3.4 Обобщение..... 84
4 Глава 4: Експериментални изследвания с триосов апарат с огъвни елементи 86
4.1 Опитна постановка 86
4.2 Експериментални изследвания..... 90
4.2.1 Изчислителна процедура……90
4.3 Резултати..... 92
4.3.1 Изследване на редукционната крива с локални датчици за вертикална деформация……95
4.3.2 Допълнителни почвени параметри за Маришки пясъци……97
4.4 Предимства и недостатъци 102
4.4.1 Огъвните елементи……102
4.4.2 Локални датчици за осеви деформации……103
4.5 Обобщение..... 103
5 Глава 5: Сравнение и анализ на резултатите.....104
5.1 Сравнение на начален модул на срязване 104
5.1.1 Огъвни елементи/Модифициран оедометричен опит……104
5.1.2 Сравнение на резултатите от опитните постановки с литературни данни ……109
5.2 Сравнение на деградационни криви 111
5.2.1 Сравнение между експериментални данни……111

5.2.2 Сравнение с теоретични редукционни криви, дефинирани от други автори ……..113
5.3 Обобщение.....118
6 Глава 6: Чувствителност на ключови параметри и практическото им приложение. 119
6.1 Изследване на плоскостен фундамент в 3D пространството……120
6.1.1 Чувствителност на мрежата от крайни елементи……121
6.1.2 Чувствителност на ключови почвени параметри……122
6.2 Изследване на ососиметричен модел на пилотна конструкция 125
6.2.1 Чувствителност на мрежата с крайни елементи……126
6.2.2 Чувствителност на ключови почвени параметри……127
6.2.3 Обобщение……...129
6.3 Изследване чрез 2D модел на шпунтова стена с един ред анкери..... 129
6.3.1 Чувствителност на мрежата с крайни елементи……131
6.3.2 Чувствителност на ключови почвени параметри……134
6.4 Обобщение..... 136
7 Глава 7: Обобщение и претенции за научни приноси……136
7.1 Обобщение..... 136
7.2 Предложения за научни и научно-приложни приноси..... 139

СЪДЪРЖАНИЕ НА АВТОРЕФЕРАТ:

1. Методи за определяне на параметрите на HSS модела 8
2. Геотехническо моделиране в България 11
3. Цели и задачи на дисертационния труд 12
4. Модифицирана оедометрична постановка 13
   4.1 Предварителни опити и модификация на опитната постановка 14
   4.2 Калибрация на опитната постановка 15
   4.3 Методология на изпитване 19
5. Експериментални изследвания и обработка на данните 20
   5.1 Физико-математичен модел (ФММ) 22
   5.2 Физико-теоретичен модел (ФТМ) 22
   5.3 Обобщение 23
6. Изследвания с огъвни елементи 24
   6.1 Експериментална постановка 24
   6.2 Резултати 26
   6.3 Допълнително изследвани параметри 27
7. Сравнение на резулатите с емпирични зависимости 31
   7.1 Сравнение на началния модул на срязване и срязващата деформация 32
   7.2 Сравнение на кривите на деградация 36
8. Анализ на чувствителността на входните параметри 39
   8.1 Числен анализ на плоскостен фундамент в 3D пространството 40
   8.2 Числен анализ на единичен пилот чрез ососиметричен модел 42
   8.3 Числен анализ на едноредово подпряна шпунтова стена в 2D 43
9. Обобщение и изводи 47
10. Претенции за научни и научно-приложни приноси 48

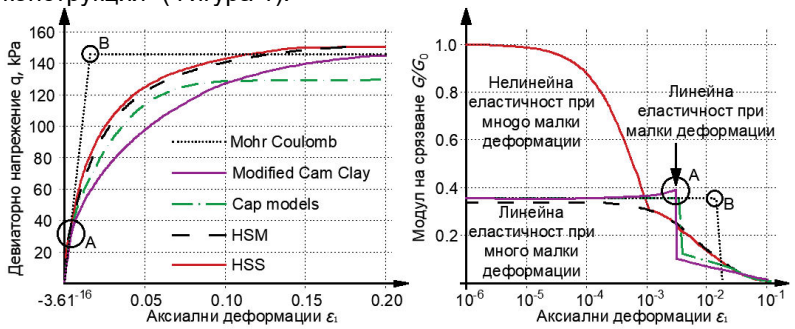
Обозначение
Фигура (Таблица) №1: Наименование на фигурата (таблицата) – Д.№12
Д.№12 – Номер на фигурата в дисертационния труд

ВЪВЕДЕНИЕ

В историческо план, основната цел на геотехническото моделиране е да се дефинира достатъчно добър теоретичен, физичен или друг тип модел, чрез който да се опише възможно най-реалистично якостно-деформационното поведение на земната основа. Развитието на конститутивните модели през годините е подкрепено, от една страна, с развитие на теорията на еластичността, при което напреженията и деформациите се делят на обемни и девиаторни (срязващи) компоненти. Това разделяне позволява почвеното поведение да се опише чрез гранична повърхнина в $p - q$ пространството, а не в пространството на главните напрежения. На тази основа се разработват съвременните конститутивни модели като например CAP и Hardening моделите.

От друга страна развитието на геотехническото моделиране е подкрепено и от разработването на геофизичните методи за измерване на якостно–деформационните параметри на земната основа. В това число влизат физичното определяне на реакцията на земната основа при циклични въздействия, измерване на скоростта на разпространение на различни видове сеизмични вълни (компресионни и срязващи) и други динамични опити. След 21-ви век, опитните разработките са основно в областта на автоматизацията на процесите и създаване на хибридни постановки за многофункционални измервания.

Съвкупността от развите на различните компоненти както в теоретичната, така и в практическата област позволяват дефинирането на модела с двойно уякчаване/отслабване при малки деформации (HSS) (Benz, 2007). При него се отчита деградацията на коравина на земната основа с развитите на срязващите деформации, За целта се въвеждат два основни параметъра – начален модул на срязване G_0 и срязваща деформация при $70\%G_0 - \gamma_{0.7}$. Тази зависимост се оказва основна за реалистичното отчитане на поведението на земната основа, тъй като се взема предвид многократно по-високият модул на срязване в първите стъпки от въздействието. За сравнение, други конститутивни модели, при които не се отчитат тези параметри, дефинират различни прогнозни премествания, напрежения и механизми на разрушение при взаимовръзката „земна основа/конструкция“ (Фигура 1).



Фигура 1: Отчитане на редукцията на срязващия модул в зависимост от различните конститутивни модели (Obrzud, 2011)-Д.№8

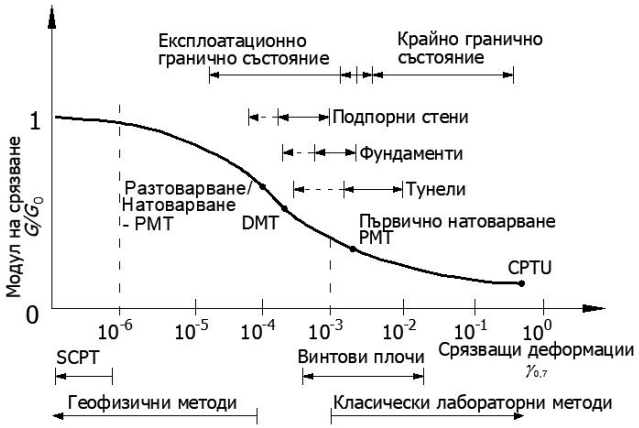
Моделът с двойно уякчаване при малки деформации в световен мащаб добива своята популярност, като се превръща в един от най-широко

разпространените модели в геотехническото инженерство. Подходящ е за различни геоложки, почвени видове, различни фундаментни конструкции (особено тунелни съоръжения), натоварени както със статични така и динамични товари. В частни случаи е подходящ и за циклични изпитвания. Множество литературни източници сравняват преместванията в конструкциите, предвидени чрез HSS с тези, измерени полево, по време на строителството. Резултатите показват почти пълно съвпадение, което обуславя и калибрационната опционалност на този модел.

1. Методи за определяне на параметрите на HSS модела

Класически лабораторни постановки дефинират модул на срязване в обхвата на големите срязващи деформации $\gamma_s > 10^{-3}$, където модулът на срязване е силно редуциран. Поради тази причина се създава широк набор от лабораторни и полеви изпитвания, които да определят модула както в обхвата на малките и средните деформации. Обединяващия компонент между всички опитни постановки е геофизичната основа (Фигура 2) и необходимостта от директно или косвено определяне на скоростта на разпространение на срязващите вълни V_s, чрез която, в зависимост от обемната плътност ρ_n, се извежда G_0, съгласно Уравнение (1.1).

$$G_0 = \rho_n * {V_s}^2 \qquad (1.1)$$



Фигура 2: Основни методи за определяне на коравината на срязване (Atkinson, J.H. & Sallfors, G., 1991; Truty & Obrzud, 2015) – Д.№11

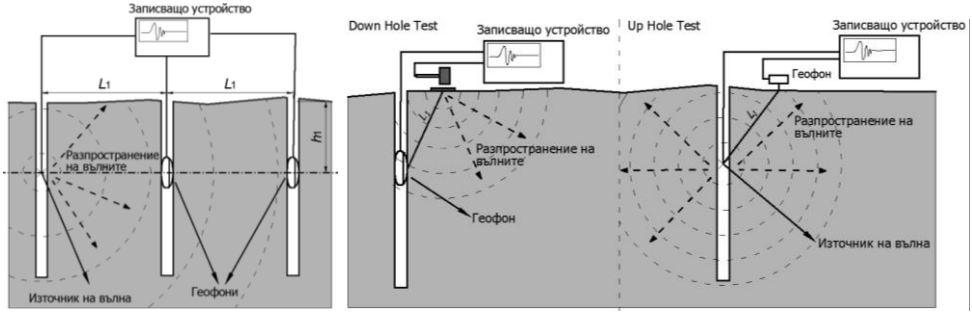
Анализът на различните методи за изпитване цели да съпостави постановките по няколко основни критерия – точност на изпитването, извеждане на G_0 и редукционната крива, цена на изпитването, необходима техника и други фактори, които оказват влияние върху прилагането на тези методологии в българскоро геотехническо инженерство.

Лабораторните методи включват в себе си постановки за измерване на V_s чрез триосов апарат с огъвни елементи или измерване на собствената честота на трептене на почвен образец посредством резонантна колона. Те позволяват определяне на G_0. И при двете опитни постановки съществува възможността за

извеждане на редукционната крива, като разликата е, че при триосовото изпитване се налага поставяне на допълнителни локални датчици за вертикални и в частност радиални премствания. Според тяхната точност, кривата може да се получи в обхвата на големите към средни деформации. И двете опитни постановки позволяват различна конфигурация на образеца – степен на водонасищане, различни напрежения, изпитвания в дренирани или недренирани условия. Точността на тези изпитвания е висока, но апаратурата е с висока първоначална цена за закупуване, както и висока себестойност на единичен опит. В световен мащаб тези опити се приемат за традиционни и са широкоприложими за различни видове почви.

Полевите изпитвания също намират своето широко приложение. За нуждите на анализа те са разделени на няколко ктегории.

Към първата категория спадат Cross hole, Down hole и Up hole сеизмичните тестове, които изискват направата на един или повече сондажи в зависимост от типа опит. Чрез тях се измерва директно V_s. Основни фактори са теренните условия и достъпността на тежкотоварна техника до обекта. Също така направата на сондажи увеличава себестойността на опита.



Фигура 3: Схема на изпитване при Cross hole (ляво), Down hole (среда) и Up hole (дясно) – Д.№18, Д.№19

Като втора категория на полевите изпитвания се отделят сеизмичната пенетрация и сеизмичния дилатометър. Това са изпитвания по стандартна методология, но модифицирани, така че да се позволява измерване на V_s (в накрайниците проникващи в почвата се интегрират геофони, които приемат, генерирана на повърхността, вълна) по време на изпитването. Положителното при тези опити е, че чрез тях се извежда както G_0, така и стандартните параметри от съответните изпитвания. Проблемът е отново достъпността до обекта и теренните условия.

В третата категория на полевите методи влизат опити, при които V_s се извежда косвено от други почвени характеристики. Това са добре познатите сеизмични станции (MASW, SASW, CSWS), които се базират на спектрални анализи и опитно получаване на дисперсионна крива. В последствие, на база налична геоложка информация, се определя софтуерно, чрез итерационен процес, дисперсионната крива от която се получават необходимите V_s за съответните пластове. Тази категория опити не са зависими от теренната повърхност, но изискват висококвалифицирана работна ръка за обработката и анализа на резултатите, както и добро опробване на геолжката основа.

В така наречените алтернативните опити са включени изпитвания, съгласно своята приложимост и новаторство. Към тях спада добре известният опит ултразвуково прозвучаване. При него директно се измерва V_s. Подходящ е само за образци, които запазват своята цялост (за скални образци или много плътни глини), което значително ограничава неговата приложимост. Тестове със сеизмичното пречупване и отражение (Seismic reflaction and refraction test) са полеви изпитвания, при които е необходима точна геоложка информация, тъй като се извършва анализ на генерираните и в последствие пречупени (или отразени) вълни. Ефекта на пречупване или отражение се дължи на наличието различен по плътност пласт. Приетият сигнал може да бъде замърсен от директно преминалите повърхностни вълни, поради което анализа и точността на измерването се поставят под въпрос.

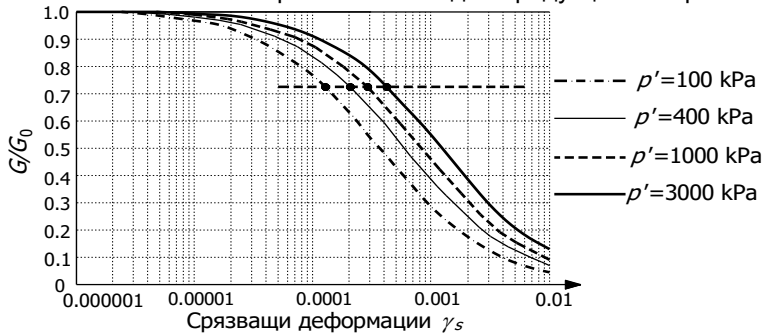
Емпиричните зависимости, (Уравнение (1.2)) между G_0 ($\gamma_{0.7}$) и стандартни почвени параметри, са изведени от множество автори за различни почвени видове на база изпитвания с традиционни лабораторни или полеви методи - Таблица 1.

$$G_0 = A * f(e) * \left(\frac{p`}{p_{ref}}\right)^n \qquad (1.2)$$

Таблица 1: Параметри на уравнение (1.2) за различни видове почви (Benz, 2007) – Д.№2

Вид почва	$A, -$	$F(e), -$	$n, -$	**Източник**
Чисти пясъци 0.1 < e <1.1	57	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.4	(Iwasaki & Tatsuoka, 1977)
Всякакъв тип почва с W_L < 50%, 0.4 < e < 1.8	59	$\frac{1}{e}$	0.50	(Biarez & Hicher, 1994)
Ненарушени глини и пясъци 0.6 < e <1.5	33	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.50	(Hardin & Black, 1969)
Ненарушени кохезивни почви 0.6 < e <1.5	16	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.45	(Kim & Novak, 1981)
Льосови почви 0.6 < e < 4	1.4	$\frac{(7.32-e)^2}{1+e}$	0,60	(Kokusho et al., 1982)

На същия принцип се извеждат и зависимости за $\gamma_{0.7}$ въз основа на показател на пластичност или чрез опитно изедени редукционни криви.



Фигура 4: Криви на деградация при различни ефективни напрежения за несвързани почви(Darendeli & Stokoe, 2001) -Д.№26

Редукционната крива, като най-разпространената формула за извежда на теоретична крива е формулировката на (Hardin & Drnevich, 1972a, 1972b):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \qquad (1.3)$$

Емпиричните зависимост служат за ориентир в очакваните стойности на началния модул на срязване и неговата деградация с развитие на срязващите деформации.

Таблица 2: Сравнителна таблица между отделните методи за получаване на начален модул на срязване и редукционна крива – Д.№4

Вид метод	G_0	РК*	Апаратура	Измерване на V_s	Точност	Геоложка информация	Цена
Резонанти методи	да	да	Да/Високо технологична	не	Висока	Не е необходима	Висока
Огъвни елементи	да	не	Да/Високо технологична	да	Висока	Не е необходима	Висока
LVDT - триосово	не	да	Да/Високо технологична	не	Средна	Не е необходима	Висока
In Situ – V_s	да	не	Да/Високо технологична	да	Висока	Необходима	Висока
In Situ – V_R	да	не	Да/Високо технологична	не	Сравнително висока	Необходима	Висока
Емпирични	да	да	не	не	Средна	Не е необходима	-

**РК – извеждане на редукционна крива*

2. Геотехническо моделиране в България

Съвременното геотехническо моделиране в България не е широко разпространено. HSS модела се използва за проектиране на фундаменти конструкции само от геотехнически инженери, специализирали в съответната област. В стандартната практика се прилагат основно класически конститутивни модели. Това се дължи на нялко фактора. Първият е липсата на заложени норми, които да изискват задълбочен геотехнически анализ. В последните ревизии на Еврокод 7 започва да се въвежда идеята за коравина на почвата при малки и средни деформации и нейното значение при взаимодействието „конструкция/ земна основа“. Очаква се с развитието на инженерната практика това да се превърна в стандартизирана методология за проектиране. Тук се поставя следващия основен проблем в България, а именно липсата на лабораторни изпитвания чрез които да може да се извеждат необходимите параметри на срязване. Високата първоначална инвестиция за закупуване на необходимото оборудване, последващата висока себестойност на опита, както и по-дългия технологиче процес са основните фактори, които възпрепядстват съвременното геотехническо проектиране. Полевите методи се прилагат основно за сгради с висока категория, като основно те са Cross hole, Down и up hole сеизмичните тестове или изследванията със сеизмични станции (MASW, CSWS, SASW). При тях основно водещо е цената на изпитването.

Въпреки установените проблеми, геотехническите инженери в България прилагат HSS модела в практиката, като определят необходимите параметри чрез емпиричните зависимости. Точността е задоволителна, но следва да се има предвид, че стойностите са валидни за конкретен вид почви, с конкретна грапавост и форма на зърната, което за коравината на срязване е от съществено значение и може да се очакват разлики за местни почви. Въпреки това анализа на конструкциите е значително по-реалистичен от колкото този, получен чрез класически конститутивен модел.

Много български автори са разработвали и разработват към настоящия момент темата с малките деформации. Изследвания чрез резонантна колона на софийски глини, извършени от (Керенчев, 2015) служат за база при изчисления на фундаментни конструкции. Научната работа на (Милев, 2016) свързана с недренирани триосови динамични изпитванияина софийски пясъци и хвост са извършвани в лабораторията за Геотехнически изследвания към Токийски университет. Извършена е оценка на динамичните въздействия от (Kerenchev & Milev, 2019). По-стари източници са трудно достъпни и не дотам систематизирани, но има индикации че темата малки деформации е съществувала в България и преди тези изследвания. Други странични разработки като модифицране на цикличен торсионен триосов апарат на Тодоров с цел извеждане на допълнителни параметри за модела с двойно уякчаване HSM (Тодоров, 2011), сеизмични анализ на подпорна стена Топалска (Топалска, 2025) и цялостни числени анализи на различни фундаменти конструкции (Михова & Керенчев, 2014a, 2014b) показват стремежа на геотехническите инженери към използването на по-сложни конститутивни модели в науката и практиката. Едновременно с това остава проблемът с липсата на лабораторни изпитвания за дефиниране на специфични почвени параметри. Налага се търсене на нов алтернативен, по-финансово достъпен за масовата практика, широко разпространен лабораторен метод, чрез който да се дефинират необходимите параметри.

На тази база и въз основа на изследване на (Танев, 2014), които чрез модифицране на оедометричен опит извеждат (Керенчев, 2013) възниква идеята за определяне на модула на срязване при средни деформации от оедометричен опит. Именно това е и основна тема на настоящия дисертационния труд.

3. Цели и задачи на дисертационния труд

- Анализ на възможността за експериментално извеждане на модула на срязване при малки и средни деформации от оедометричен опит на български, строителни почви;
- Изследване на якостно-деформационното поведение на български, строителни почви чрез традиционен метод;
- Изследване влиянието на началния модул на срязване и срязващи деформации върху взаимовръзката „земна основа/конструкция“;
- Анализ на влиянието на някои параметри при модела с крайни елементи върху взаимодействието „земна основа/конструкция“

За постигане на заложените цели се определят следните задачи:

- Анализ на необходимите модификации (физични и методологични), върху стандартна оедометрична опитна постановка с цел прецизиране на отчитането на деформациите;

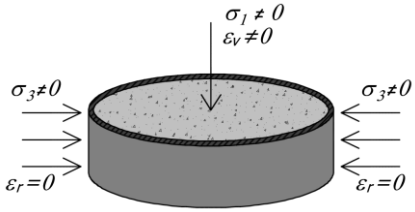
- Извършване на експериментални изследвания с модифицираната опитна постановка на представителни строителни почви;
- Дефиниране на методи за обработка на резултатите, получени от модифицираната оедометрична постановка за получаване на целеви почвени параметри;
- Изследване на същите почвени видове чрез традиционен метод за получаване на търсени и/или класически параметри;
- Анализ и сравнение на резултатите от модифицираната оедометрична опитна постановка, традиционен метод и емпирични зависимости;
- Изготвяне на числени модели на програмен продукт за установяване влиянието на почвените параметри върху взаимовръзката земна основа/конструкция;

4. Модифицирана оедометрична постановка

За установяване на възможността за получаване на кривата на деградация в обхвата на средните срязващи деформации е извършен аналитчен анализ на приблизително 60бр. почвени образци. Те обхващат различни почвени видове, като преобладаващи са глинести и глинесто праховите почви, изпитани чрез стандартен компресионен опит, съгласно БДС EN ISO 17892-5/2017 (БИС, 2017). Обработката на резултатите до получаване на компресионен модул $E_{oed,i}$ и относителните вертикални деформации $\Delta\varepsilon_i$ е по стандартна процедура. За извеждане на срязващия модул и срязващите деформации за съответваната стъпка на разтоварване се използват Уравнения (4.1) и (4.2), базиращи се на теорията за едномерна консолидация и теория на еластичността.

$$G_i = \frac{E_{oed,i}(1-\nu-2\nu^2)}{2(1+\nu)(1-\nu)} \qquad (4.1)$$

$$\gamma_{s,i} = \Delta\varepsilon_i \qquad (4.2)$$

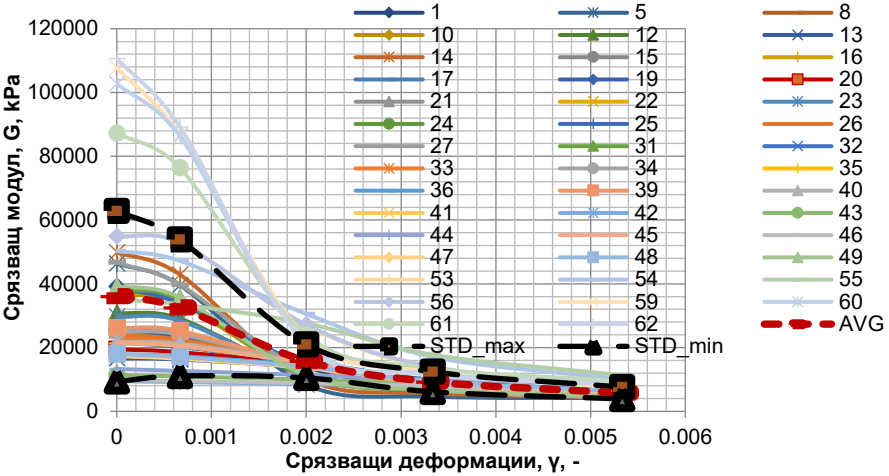


Фигура 5: Напрегнато състояние в почвен образец при едномерна консолидация – Д.№35

Резултатите, под формата на набор от експериментални точки с координати $\gamma_{s,i}; G_i$, са апроксимирани чрез математически софтуер MATLAB (The MathWorks, Inc., 2019), за получаване на гладка функция, която позволява интерполиране. За подходяща такава е избран частичен кубичен Хермитов интерполиращ полином (PCHIP). Във връзка с коефициента на Поасон, на база литературен анализ се приема за частично водонаситен почвен образец $\nu = 0.3$.

Процедурата е приложена върху всички почвени образци, за всяка стъпка на разтоварване, при съответното референтно вертикално напрежение. Резултатите (Фигура 6) показват, че чрез стандартен компресионен опит обхватът,

се дефинира кривата на деградация и модулите на срязване в рамките на големите деформации. Възможността за извеждане на модула при средни деформации е възможна, но се налагат допълнителни модифицикации. Установено е, че големите дефорации са в следствие от използването на механични часовникови индикатори с ниска чувствителност $(0.01mm)$, както и от прекалено големи стъпки на разтоварване и температурното въздействие.



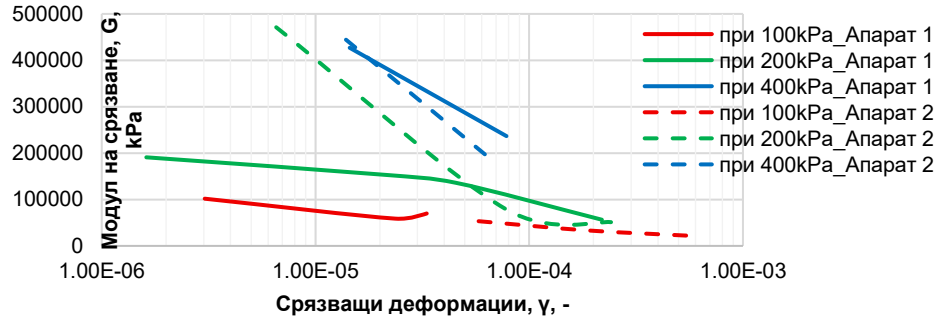
Фигура 6: Криви на деградация получени чрез PCHIP функцията на почвени образци изпитани по стандартна методология за едномерна компресия – Д.№37

4.1 Предварителни опити и модификация на опитната постановка

На база установените необходимости при аналитичния анализ, два броя оедометрични апарати са снабдени с високо чувствителни (LVDT) сензори за отчитане на деформациите, захванати чрез 1бр. стойка за корпуса на апарата. Аналогово-цифров преобразувател (АЦП) NI USB 6021 позволява връзката между сензорите и компютърна конфигурация. Към него е свързан и акселерометър, закрепен към корпуса на един от апаратите, който следва да прихваща възникнали външни, механични смущения. Температурните колебания се регистрират от температурен датчик, вграден в акселерометъра. Цялата система се захранва с 220V чрез компютърната конфигурация. С помощта на интегрирана потребителска програма се подават съответните необходими напрежения. Тя също така позволява и задаване на различни настройки на запис – често на семплиране (SR), честота на осредняване по време на записване (S), проследяване на отчетите от сензорите в реално време и запис на данните в цифрен вид. При анализа на данни, тя позволява и повторно осредняване на отделни групи семпли Gropu each (k).

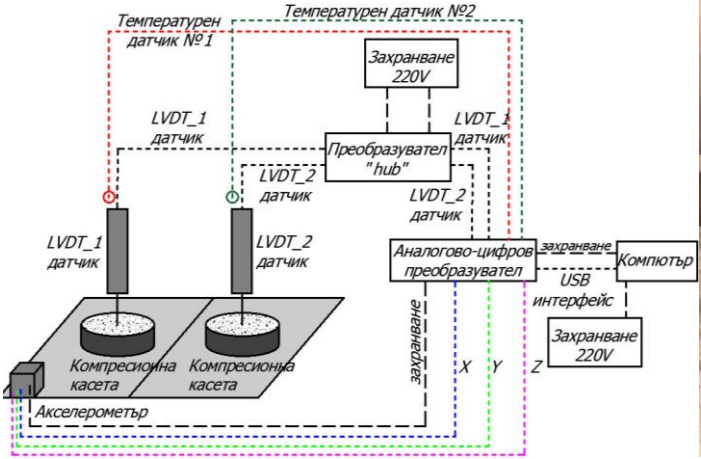
За предварителни опити са изследвани пясъци от речните тераси на р. Искър, изсушени и пресяти през сито $2.00mm$. По време на вграждане на почвените образци се следи за приблизително равна начална обемна плътност. Образците са подложени на водонасищане за малък период от време, след което са приложени цикли на натоварване и разтоварване с продължителност $\approx 20min$, като за начална стъпка на разтоварване е прието тегло от $250gr$.

Резултатите от изследването, представени на Фигура 7, показват липса на кохерентност в кривите на деградация, респективно в модулите на срязване при съответните σ_{ref}. Това поведение се дължи на некоректното отчитане на температурните флуктуации, неподходящото закрепване на датчиците и на прекалено високите стойнсти на разтоварване.



Фигура 7: Криви на деградация (сурови данни) при различните натоварвания от двата апарата – Д.№39

Поради тези причини температурният датчик от акселерометъра е заменен с два отделни, високочувствителни датчици, добавени са по две допълнителни стойки на LVDT сензор, което да подобри закрепването. Изготвени са малки кутий, които да позволяват прилагането и отнемането на различно тегло за съответна стъпка. Цялостната модифицирана схема на опитната постановка е представена на Фигура 8.





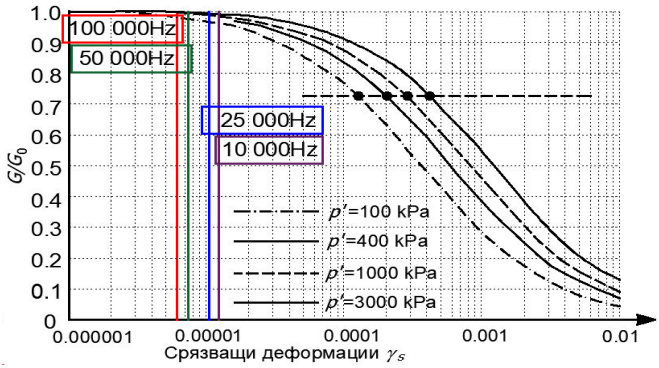
Фигура 8: Схема на модифицира компресионна опитна постановка – Д.№43

4.2 Калибрация на опитната постановка

Преди провеждане на основните експериментални изследвания са проведени редица калибрационни опити, които да подобрят точността в отчитането на деформациите.

За установяване на семплиращата честота, която да удовлетворява съотношението точност на отчетите/големина на файла, се предприема двустъпкова стратегия за анализ. За първата стъпка са извършени 5 опита с различна семплираща честота при осредняване по време на запис $S = 1\text{сепъл}$. Заложени са калибрационни стоманени проби, натоварени с вертикално напрежение $\sigma = 200kPa$. Записват се електрически смущения с продължителност $t \approx 5min$. Финалните записи се осредняват вторично с различни групи семпли ($Group\ each\ (k)$ семпли), от които се отчита амплитудата на „шума“, чрез която се изчисляват срязващите деформации.

Резултатите (Фигура 9) показват, че при избор на висока семплиращата честота ($SR = 100\,000Hz$) точността намалява, но файловете са с голям размер и са трудни за обработка. При $SR = 25\,000Hz$ точността е задоволителна, но размера на файла е значително по-подходящ за анализ и обработка на резултатите.



Фигура 9: Минимален електрически шум при различни SR, представен като срязваща деформация – Д.№46

При втора стъпка е анализирано влиянието на избора на броя семпли при осредняване по време на записване за диапазона на семплираща честота $SR\ 10\,000Hz - SR = 50\,000Hz$. Стъпките на осредняване са приети $S = SR, S = 2Sr, S = 0.5SR$. Извършени са общо 12 опита в същата конфигурация, както при стъпка №1. Изследването показва, че най-малка е стойността на „шума“ при семплираща честота от $10\,000Hz$ и първично осредняване при $5\,000Hz$. Това означава, че отчетите в работния файл ще бъдат през интервал от $0.5s$, което намалява честота на дискретизация. При стойност на $SR = 50\,000Hz$ и $S = 50\,000Hz$, амплитудите на шума са ниски, но файловете са с голям размер.

От направените анализи се установява, че подходящата схема за настройка на записите е:

- $Sample\ Rate$ – семплираща честота – $SR = 25000Hz$
- $Sample$ – първично осредняване – $S = 2500Hz$
- $Group\ Each\ k$ – вторично осредняване – променливо в зависимост от нуждите.

Установена е минималната срязваща деформация $\gamma_s \approx 8e^{-6}$, която е увеличена двойно $\gamma_s \approx 1e^{-5}$, с цел подсигуряване, че при стъпка на разтоварване, развитите деформации ще са над амплитудата на „шума“. Чрез обратен анализ,

при взети спецификации на компресионните апарти *(лостов механизъм 1:11)*, е изчислено необходимото минимално тегло при приет срязващ модул $G = 90\ 000kPa$:

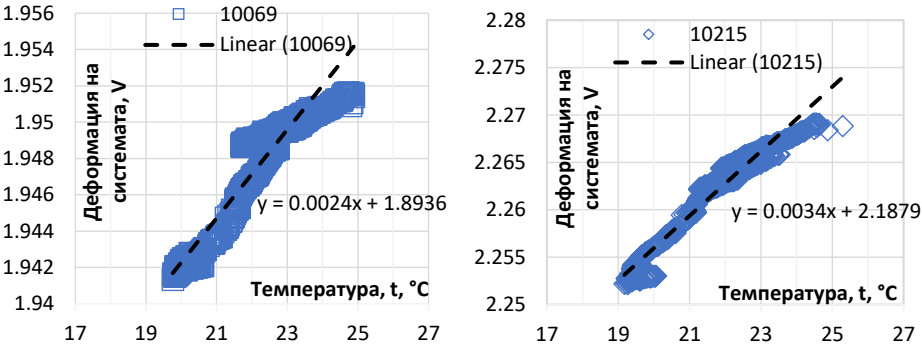
$$\Delta p_i = 2{,}69kPa = p_i => m = 0.107kg => m = 107gr$$

За калибриране на опитната постановка спрямо температурното въздействие са извършени 3 опита със средна продължителност 5 дни и средно температурно изменение от 5 градуса. При първия опит, накрайника, свързан към ядрото на датчика, е различен при двата апарата – алуминий и пластмаса. Резултатите от изпитването показват различно поведение при отчитането на температурното изменение – при пластмасата се забелязва забавяне на резултатите от изменението на температурата, както и по-малко влияние от малките температурни флуктоации. Алуминия се оказва прекалено чувствителен, което води до колебания в резултатите. За установяване на подходяща конфигурация са извършени допълнителни два опита, при които ядрата и на двата датчика са заменени съответно с полиамидна пластмаса съгласно DIN 975 – PA 6.6 и неръждаема стомана съгласно DIN 975. След приключване на изследването и установяване за подходящ материал използването на неръждаема пластмаса, се извършва повторен опит за температурна калибрация след поставяне на датчиците със съответните накрайници.

За да се определи каква е стойността на температурната корекция, се разглеждат апроксимационните, линейни функции на данните от всеки опит. Те имат вида:

$$y = K_T x + c \qquad (4.3)$$

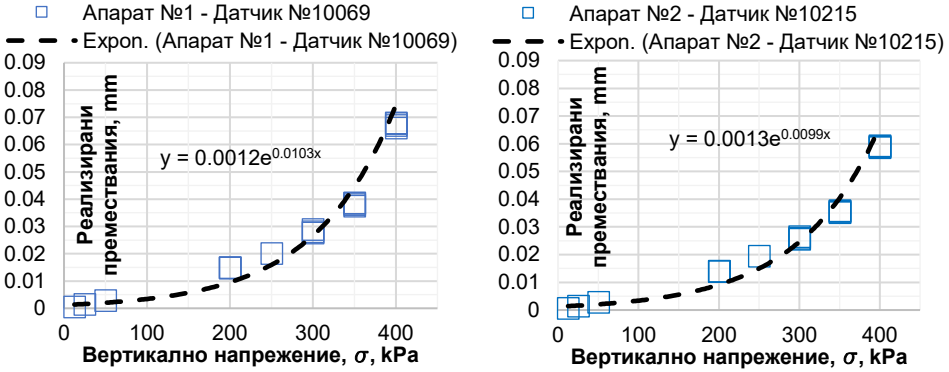
За корекционна стойности се приема константата K_T. Тя представлява деформация на системата, която датчика отчита за температурна промяна от $1°C$.



Фигура 10: Калибрационни графики на датчиците за температурни промени - Д.№48

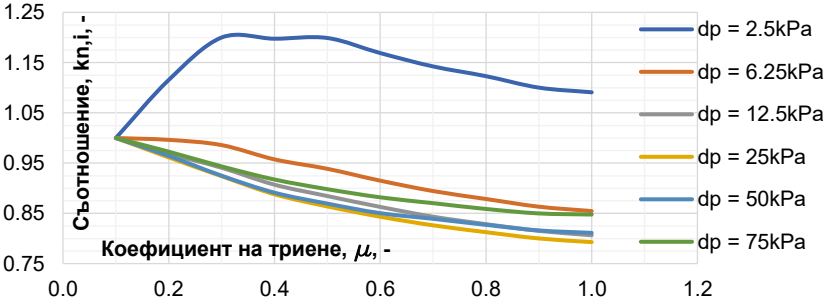
Извършен е анализ за установяване влиянието на еластичното слягане на апарата върху изследванията. То се отчита чрез определяне на стойностите, които идват от експериментални изпитвания. Направен е опит при който и двата апарата се натоварват и разтоварват, на база определената вече методология Таблица 3. Заложени са калибрационни стоманени проби. Записват се общо 7 канала със следните характеристики на записа – $Sample\ Rate = 25000Hz, Sample = 2500Hz$. Направени са няколко последователни натоварвания и разтоварвания. Графиките от изследването са представени на Фигура 11. По време на провеждане на опита,

при премахване на стъпки на разтоварване 100гр, 150гр, не се забелязват изменения, повлияни от механичното движение на апаратурата.



Фигура 11: Деформации, реализирани при разтоварване – Д.№50

Между компресионния пръстен и почвения образец се реализира триене, което може да компрометира деформациите, които биха се развили в реални почвени условия. За да се разгледа подробно този ефект е извършен числен анализ по метод на крайните елементи с програмен продукт Plaxis 2D. Изготвен е ососиметричен модел на оедометричната постановка, като печата и компресионната касета са моделирани като плочести („plate") елементи. Почвените параметри се напасват докато деформациите от съответната стъпка на натоварване не съвпаднат с тези, получени от реалния опит. Изготвени са 9 модела, като за всеки модел се променя коефициента на триене на интерфейса със стъпката на корекция е 0.1. При коефициент на триене 0.1 численото решение губи сходимост. Стойността на деформациите се получава аналитично чрез апроксимираща функция, която най-добре пасва на отношението - коефициент на триене/вертикални деформации.



Фигура 12: Съотношение на модулите на срязване при съответните стъпки на разтоварване във функция на μ, при реперно напрежение 100kPa – Д.№53

Съотношението на модула на срязване за съответния коефициент на триене и съответната стъпка на разтоварване, спрямо реперния модул на срязване за съответния коефициент на триене при реперна стойност е прието по следната формула:

$$k_{n,i}(\mu = x) = G_{n.2,5}, \frac{(\mu=0.1)}{G_{n,i}(\mu=x)} \quad (4.4)$$

, където:

$\mathrm{k_{n,i}}(\mu = x)$ – съотношение;

$G_{n,2,5}(\mu = 0.1)$ – модул на срязване при коефициент на триене $\mu = 0.1$, реперно напрежение n и стъпка на разтоварване $i = 2.5kPa$

$G_{n,i}(\mu = x)$ – модул на срязване при съответния коефициент на триене $\mu = x$, реперно напрежение n и съответната стъпка на разтоварване i

Установено е, че в зависимост от приетия коефициент на триене, който според литературни източници може да варира $\mu = 0.4 - 0.3$ се приема, че G може да бъде редуциран с около 10%.

Определянето на систематичното отклонение се дефинира чрез средната систематична грешка (BIAS). Еластичното слягане на апарата, както и деформациите от него при разтоварване не повлияват на отчетените стойности, съответно този ефект няма да бъде взет предвид при изчисление на систематичната грешка. Чрез изчисление на средно-квадратична грешка, първо за всеки апарат ($\mathrm{BIAS_{10069}}, \mathrm{BIAS_{10215}}$) от стойностите на шум и температурно въздействие, след което второ изчисление на средноквадратична грешка от двата апарата, се достига до финалната стойност на систематичното отклонение $\mathrm{BIAS}_{total} = 0.00014V$.

4.3 Методология на изпитване

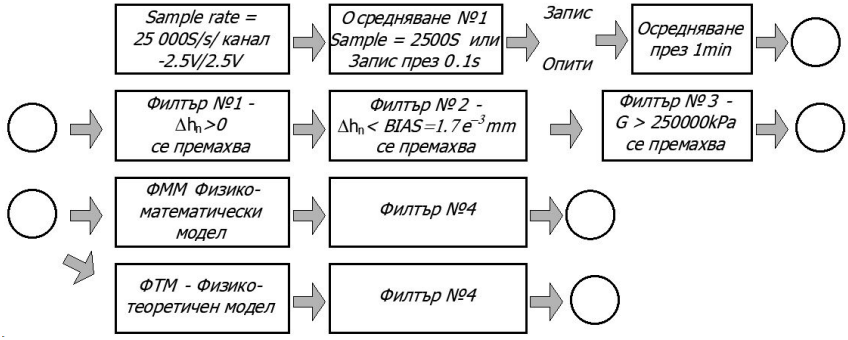
Преди вграждане на почвените образци се извърша изсушаване и пресяване на почвените проби през сито $2.0mm$. По време на вграждане в компресионната касета се следи за приблизително еднаква начална обемна плътност. Настройките на записа за всеки канал (сензор) са: $SR = 2500\,{}^{S}/_{S}$, $S = 2500S$, записват се общо 7 канала. Пробите се водонасищат в продължение на $24h$. След водонасищане почвената проба се натоварва директно с референтно вертикално напрежение ($\sigma_{ref} = 100kPa$) с продължителност $24h$ или до затихване на деформациите. Разтоварването се извърша на стъпки съгласно Таблица 3, като всяка стъпка е с времетраене $30min$ или до затихване на деформациите.

Таблица 3: Модифицирани стъпки на разтоварване

Стъпка на разт.	Разтоварване при 100kPa		Разтоварване при 200kPa		Разтоварване при 400kPa	
	Премахнат товар [gr]	напрежение в/у пробата	Премахнат товар [gr]	Останало напрежение в/у пробата	Премахнат товар [gr]	Останало напрежение в/у пробата
-	100kPa – начално напрежение		200kPa – начално напрежение		400kPa – начално напрежение	
№1	*- 100*	$97.5kPa$	*- 100*	$197.5kPa$	*- 100*	$397.5kPa$
№2	*- 150*	$93.75kPa$	*- 150*	$193.75kPa$	*- 150*	$393.75kPa$
№3	*- 250*	$87.5kPa$	*- 250*	$187.5kPa$	*- 250*	$387.5kPa$
№4	*- 500*	$75kPa$	*- 500*	$175kPa$	*- 500*	$375kPa$
№5	*- 1000*	$50kPa$	*- 1000*	$150kPa$	*- 1000*	$350kPa$
№6	*- 1000*	$25kPa$	*- 1000*	$125kPa$	*- 1000*	$325kPa$

Данните от датчиците се записват в цифров вид, като паралелно с това се води лабораторен карнет. Финалният файл със сурови данни се осреднява

вторично за получаване на отчети през необходимия интервал $(1s, 10s, 1min, 5min..)$. Прилага се корекция на деформациите от температурно влияние и чрез вече описаната процедура се изчислява набор от експериментални точки. След този етап се предприемат два подхода за анализ на резултатите, обяснени в т. 5.



Фигура 13: Блок схема на модифицирана методика на изпитване- Д.№58

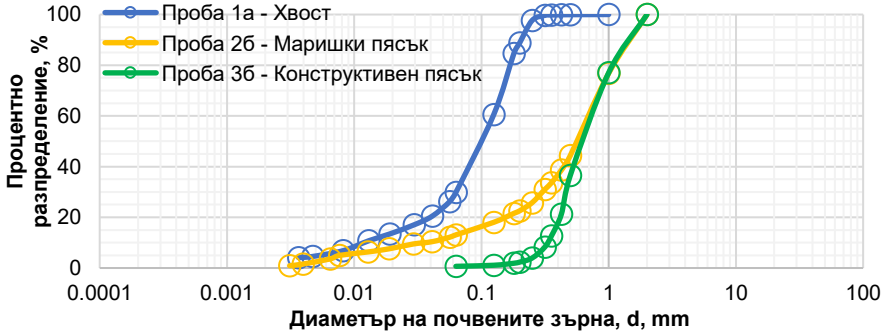
5. Експериментални изследвания и обработка на данните

За нуждите на дисертационния труд се изследват 3 вида представителни почви за територията на България:

- Алувиални почви от р. Марица, гр. Пловдив - дълбочина 11-13m. Почвените образци са предоставени от „Аква Тера Консулт“ ЕООД;
- Почвени образци от строителен (конструктивен) пясък – непресят, промит речен пясък от терасите на р. Искър;
- Почвени образци от хвостохранилище „Люляковица“ - дълбочина 79-81m. – предоставени от „Лаборатория по земна и скална механика“, ЦНИП, УАСГ;

Извършени са общо 16 опита, 6 опита с Маришки пясък, 4 опита със Строителен пясък и 6 опита с хвостови проби.

Предварително, почвените проби са изследвани чрез стандартни лабораторни изпитвания за установяване на физичните свойства на почвените проби и по-конкретно зърнометричния състав (Фигура 14).



Фигура 14: Зърнометрични криви на пресяти почвени видове – Д.№54

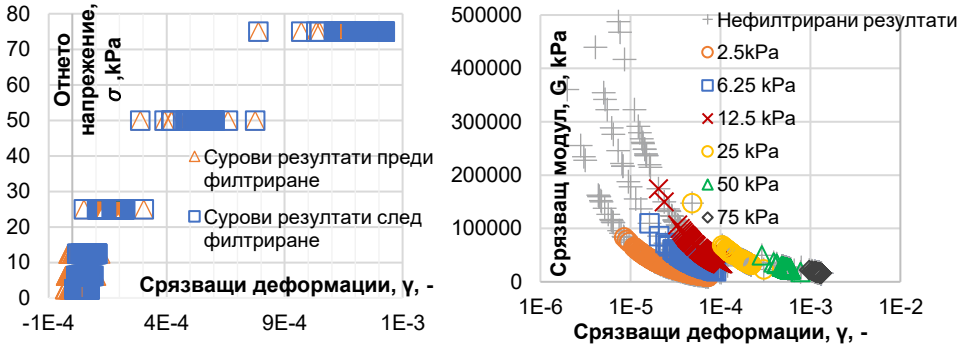
Прилагат се два подхода за анализ на резултатите:

- Физико-математичен модел (ФММ) – основаващ се на математически анализ без въвеждане на теоретична част, позволяващ по-лесното от изчислителна гледна точка решение, но и изискващ по-задълбочени познания за оценка на резултатите;
- Физико-теоретичен модел (ФТМ) – търсещ оптималната интерполация между дефинираната функция на редукционната крива и експериментално определения набор от срязващи модули и срязващи деформации. Не изисква допълнителна оценка на резултатите;

На този етап, поради голямата разсейка на експериментални точки, поради температурни моменти флуктуации, механично въздействие или друг тип влияние, се въвеждат качествена оценка, чрез прилагане на филтри Фигура 15.

Общо се прилагат 4 филтъра, като последният филтър е различен в зависимост от приетия подход, а основните 3 са:

- Първи филтър, който „премахва“ отчети под стойността на систематичната (BIAS) грешка;
- Втори филтър, който отсява отчети, дефиниращи слягане, а не набъбване по време на деформации (данни с противоположен знак);
- Трети филтър, който определя горна, възможна граница на модул на срязване. Този филтър най-често оказва голямо влияние при първите 2 до 3 стъпки на разтоварване;



Фигура 15: Графично представяне на филтрирани резултати след прилагане на филтри спрямо отнето напрежение (ляво), на филтрирани резултати след прилагане на филтри спрямо модула на срязване (дясно) – Д.№57

Филтър №4 следва да подобри консистентността на резултатите. Той се основава на средна стойност на деформациите за съответна стъпка и се прилага главно при първите 2 до 3 стъпки на разтоварване и има следния вид:

- За стъпка №1 на разтоварване -100gr:

$$\Delta h_{n,\sigma} \notin z * \Delta h_{n,\sigma,av,100}, z_{\text{ФММ}} = z_{\text{ФТМ}} = 80\% \qquad (5.1)$$

- За стъпка №2 на разтоварване -150gr:

$$\Delta h_{n,\sigma} \notin z * \Delta h_{n,\sigma,av,150}, z_{\text{ФММ}} = z_{\text{ФТМ}} = 65\% \qquad (5.2)$$

- За стъпка №3 на разтоварване -250gr:

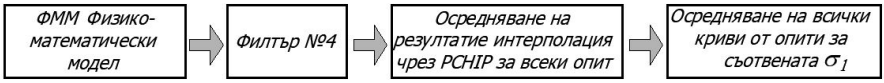
$$\Delta h_{n,\sigma} \notin z * \Delta h_{n,\sigma,av,250}, z_{\text{ФММ}} = 10\%, z_{\text{ФТМ}} = 25\% \quad (5.3)$$

където:

$\Delta h_{n,\sigma,av,i}$ – е средно-аритметична стойност на деформациите за съответната стъпка;

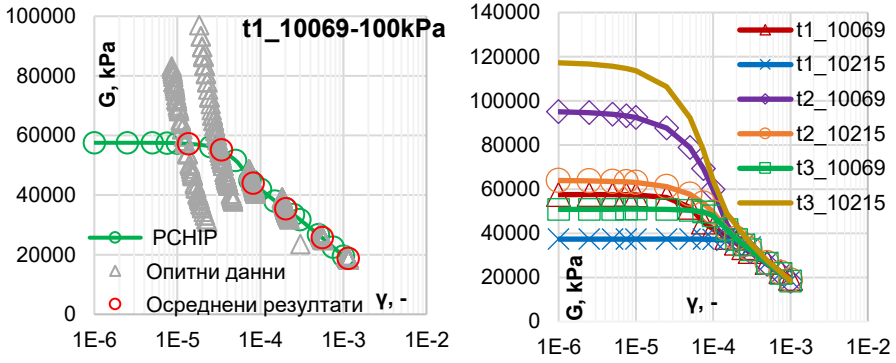
z – процентно отклонение, %;

5.1 Физико-математичен модел (ФММ)



Фигура 16: Блок схема на Физико-Математичен модел (ФММ) – Д.№59

Физико-математическия модел е опростен математически апарат за извеждане на търсените параметри (Фигура 16). След прилагане на определените филтри се пристъпва към анализ на резултатите. За всяка стъпка на разтоварване от набора данни (модул, срязваща деформаци) се определя средно-статистическата стойност на срязващия модул и срязващата деформация. Групата от точки се анализира чрез PCHIP функцията, като се извеждат подробни точки при конкретни стойности на срязващи деформации (Фигура 17 – ляво). По този начин се дефинира и редукционната крива от всички опити за съответното референтно напрежение (Фигура 17 – дясно). В последствие те се преизчисляват средно аритметично, за да се получи една редукционна крива и да се намали вариацията на модулите. Тъй като са изведени стойности на срязващия модул при $\gamma = 1e^{-6}$, той се приема за начален, като стойността му се редуцира с 10% поради ефектите от триене



Фигура 17: Извеждане на редукционна крива: за един опит при съответно референтно напрежение (ляво), за всички опити за маришки пясък (дясно)

5.2 Физико-теоретичен модел (ФТМ)

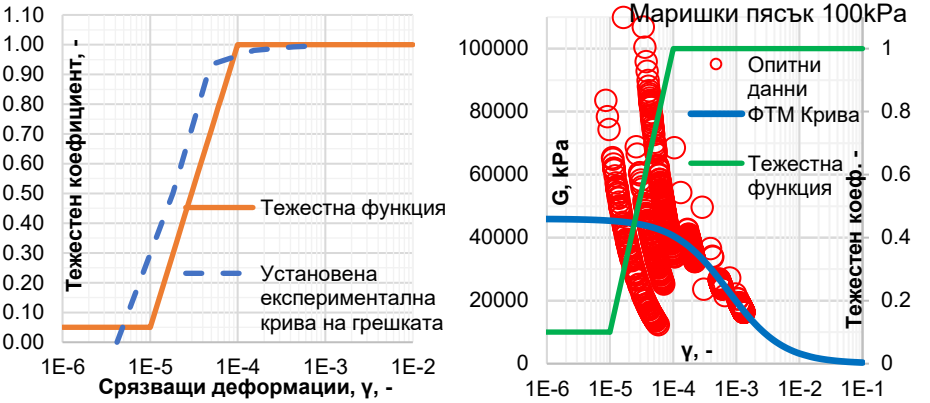
Физико-теоретични модел е методика, която използва резултатите от проведените експериментални изследвания и ги оптимизира съгласно зададена целева функция (Фигура 18).



Фигура 18: Блок схема на Физико-Теоретичен модел – Д.№65

След прилагането на филтрите, от всички опити за всяко референтно напрежение, се дефинира облак от точки с координати (γ; G). За оптимизираща функция е избран - оптимизатор по зададени граници чрез квадратична апроксимация (BOBYQA), а целевата функция е теоретичната формулировка на Hardnin&Drnevich – Уравнение (1.3). Концепцията е да се намерят такива стойности на G_0 и $\gamma_{0,7}$ при които облака от точки се интерпретира с минимална грешка с целевата функция. За оценка на достоверността на всяка точка се въвежда тежестна функция, която е установена експериментално Фигура 19 – ляво. Концепцията е, че след деформации $\gamma < 5e^{-5}$ резултатите са възможни, но несигурни, поради което и тежестта на съответните резултати е ниска. Функцията има вида:

$$y = 0.3909\, ln(x) + 4.6 \text{ при } 1e^{-05} \le x \le 1e^{-04} \qquad (5.4)$$



Фигура 19: Приложена тежестна функция (ляво), получаване на редукционна крива чрез ФТМ за 100kPa на маришки пясък – Д.№64

5.3 Обобщение

Началния модул на срязване получен от двата подхода за анализ на опитните данни са представени в Таблица 4. Забелязва се разлика в стойностите между двете методики на обработка. Това е породено от факта, че ФММ използва директен математически анализ, докато ФТМ дефинира оптимизирани стойности, при които грешката между данни и целева функция е минимална.

Таблица 4: Стойности на G_0, определени чрез различните модели

	Маришки пясъци			Строителни пясъци			Хвост		
σ_{ref}, kPa	100	200	400	100	200	400	100	200	400
$G_0^{-10\%}$, kPa (ФММ)	63290	113927	160453	86889	147079	227164	55128	116162	175088
$G_0^{-10\%}$, kPa (ФТМ)	41368	76438	127836	69572	98993	173886	35350	83775	170397

Приложените подходи имат своите предимства и недостатъци. При ФММ анализа и изчисленията са лесно приложими, но е необходима допълнителна

оценка на резултатите на база инженерен опит и задълбочени познания. ФТМ модела не изисква подобен тип анализ, но изчисленията изискват обработка на резултатите с математически софтуер или в конкретния случай специално създаден програмен код на програмен език Python. Установено е, че границите, зададени на оптимизатора, не повлияват на резултатите, което е предимство при прилагането на този подход за различни почвени видове.

6. Изследвания с триосов апарат с огъвни елементи

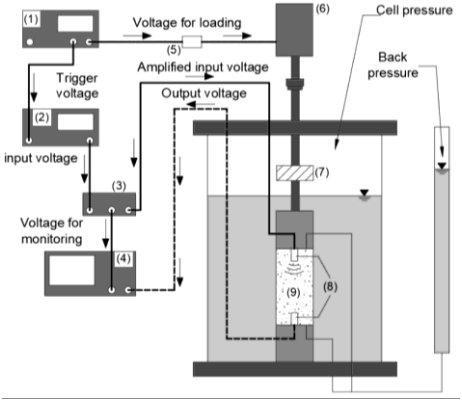
За да се оцени валидността на получените резултати чрез модифицираната компресионна постановка, същите почвени видове са изследвани чрез триосов апарат с огъвни елемент и добавени датчици за локални вертикални деформации. Изследванията са извършени в *University of Life Sciences (SGGW), Water Center*, Полша.



Цикличен триосов апарат – Water Center, Вършава, Полша

6.1 Експериментална постановка

Схема на опитната постановка е представена на Фигура 20. Огъвните елементи са поставени в двата края на цилиндричен почвен образец с размери $d = 7cm$ и $h = 14cm$. Локалните датчици за вертикална деформация са поставени срещуположно върху почвения образец Фигура 21.



Принципна схема на работа:

1. Двуканален генератор
2. Едноканален генератор
3. Усилвател на мощност
4. Дигитален осцилоскоп
5. Електро-пневматичен преобразувател
6. Пневматичен цилиндър
7. Натоварваща клетка
8. Огъваем елемент (bender)
9. Почвена проба

Фигура 20: Схема на опитна постановка на триосов апарат с огъвни елементи – Д.№70



Фигура 21: Изследване на почвени образци чрез триосов апарат с огъвни елементи

Строителният и маришкият пясък са пресяти през сито $2.00mm$, след което чрез сухо трамбоване (“Dry tamping”) са вградени в предварително заложена цилиндрична форма. Преди стартиратне на процедура по водонасищане, се провежда така наречено „flushing“ или промиване, с цел извеждане на въздуха от порите. Водонасищането се извършва чрез поетапно увеличаване на клетъчното налягане и налягането в почвения образец. При всички изпитвания е достигнат параметъра на Skempton – B_{value}, определен чрез Уравнение (6.1).

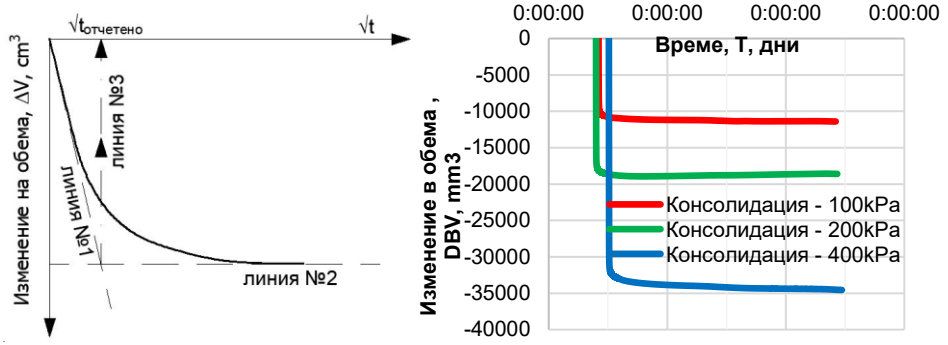
$$B_{value} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{u_1 - u_0}{\Delta \sigma_3} \qquad (6.1)$$

След водонасищане, почвения образец се въвежда в консолидационен етап – идентичен, както при оедометричната постановка – $100, 200, 400kPa$. Консолидацията е с продължителност между 1 и 2 дни и зависи от продължителността, която е приложена за модифицираните компресонни опити. След установяване на затихването в изменението на дренирания обем се пристъпва към изследването с огъвни елементи за получаване на V_s. За момент на пристигане на вълната и отчитане на времето, е избрана схема “peak to peak” или пикова стойност на подаден сигнал и приета вълна.

Почвените образци са изследвани на триосово недренирано изпитване, като за различните видове е приложена различна схема:

- Маришки пясък – пълно триосово недренирано срязване, до достигане на максималните срязващи напрежения – изпитани 3 образеца при съответните референтни консолидационни напрежения;
- Строителен пясък и хвост – приложен е т.нар. multistage test. Един образец се въвежда в първи консолидационен етап при напрежение 100kPa. След изпитване с огъвни елементи се извършва недренирано срязване до достигане на относителни вертикални премествания $\varepsilon_1 = 1\%$, след което се разтоварва и се въвежда в следващ консолидационен етап и срязване. Схемата се изпълнява за трите референтни напрежения;

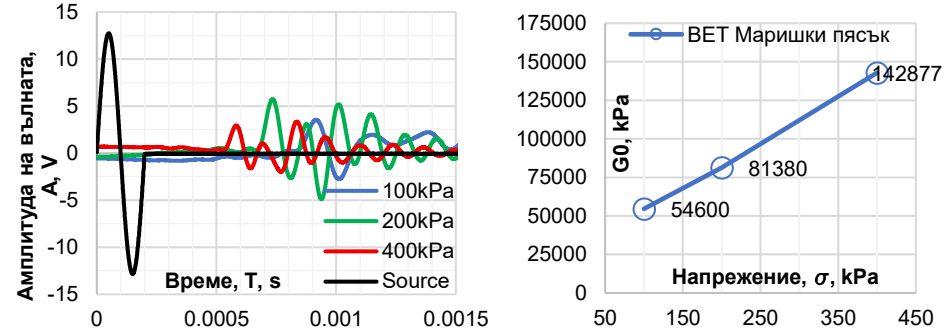
Скоростта на срязване е определена на база продължителност на консолидационния период (Фигура 22) – установена $V_{shear} = 1.00mm/min$.



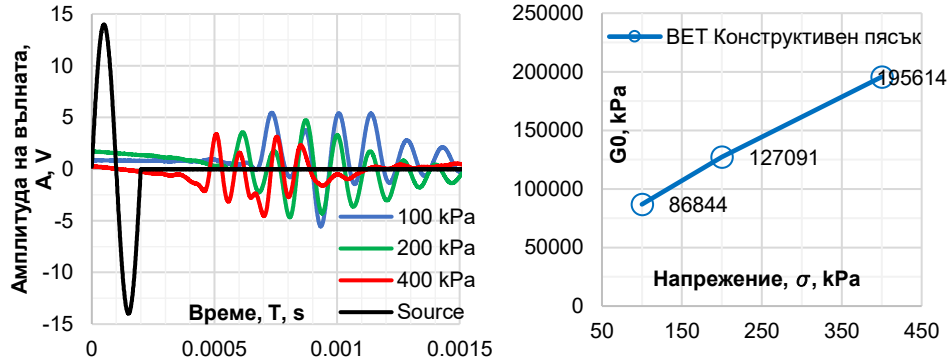
Фигура 22: Отчитане на времето за първична консолидация $\sqrt{t_{100}}$ (ляво), изменение на обема по време на консолидация за маришки пясъци (дясно) – Д.№71

6.2 Резултати

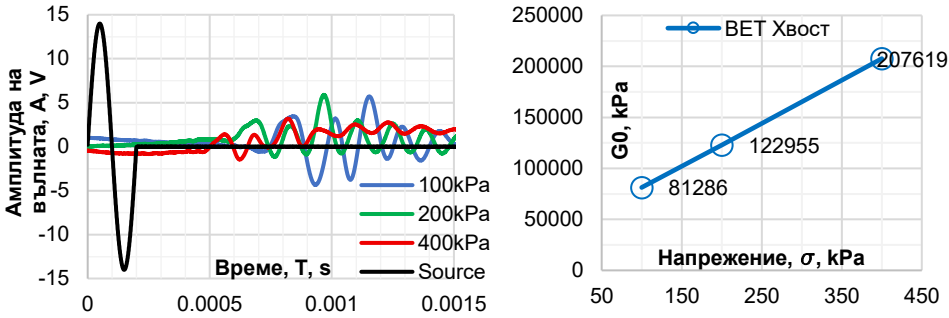
Резултатите от изпитването с огъвните елементи и получените начални модули на срязване са представени на Фигура 23, Фигура 24 и Фигура 25.



Фигура 23: Тест с огъвни елементи (ляво), начален модул на срязване за различни референтни напрежения (дясно) – Маришки пясък – Д.№72



Фигура 24: Тест с огъвни елементи (ляво), начален модул на срязване за различни референтни напрежения (дясно) - Строителен пясък – Д.№73



Фигура 25: Тест с огъвни елементи (ляво), начален модул на срязване за различни референтни напрежения (дясно) – Хвост – Д.№73

Редукционните криви са представени в т.7

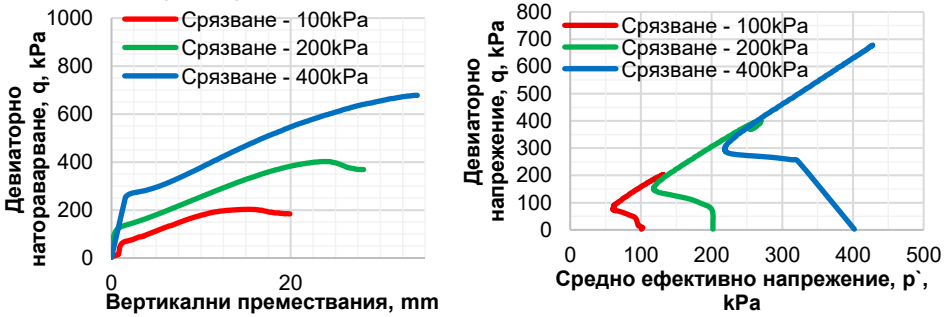
6.3 Допълнително изследвани параметри

Маришкият пясък е изпитан с три отделни опита (Фигура 26), което позволява извеждане на допълнителни почвени параметри.

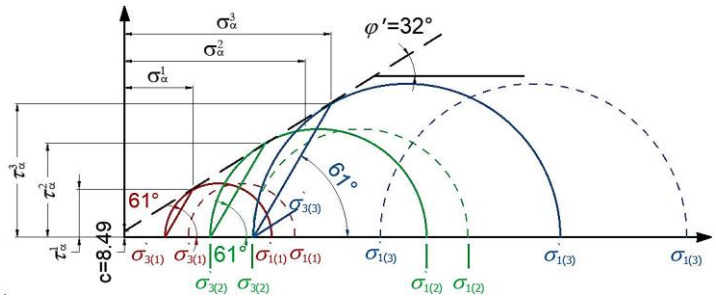
Изведени са данни за ъгъла на вътрешно триене и кохезия, определени съгласно стандартна методология, представена на Фигура 27:

- Ъгъл на вътрешно триене $\varphi = 32°$;
- Кохезия $8kPa$;

Установените параметри на якостта на срязване са в съотношение с очакваните параметри за пясъци.



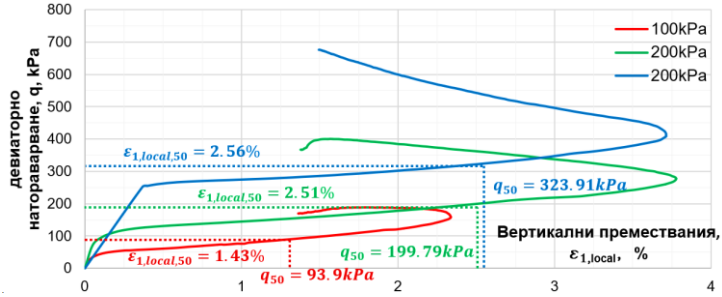
Фигура 26: Данни от пълно триосово срязване за маришки пясъци – Д.№79



Фигура 27: Морови окръжности при триосово недренирано срязване на Маришки пясъци – Д.№80

Изведен е и недрения модул при 50% от якостта на срязване E_{50}^{und}, чрез който, на база Уравнение (6.2), е получена дренираната стойност на модула. Методологията на изчисление е представена на Фигура 28.

$$E_{50}^{und} = \frac{3\grave{E}_{50}}{2(1+\nu)} \qquad (6.2)$$



Фигура 28: Отчитане на $\varepsilon_{1,local,50}$ от триосово изпитване – Д.№81

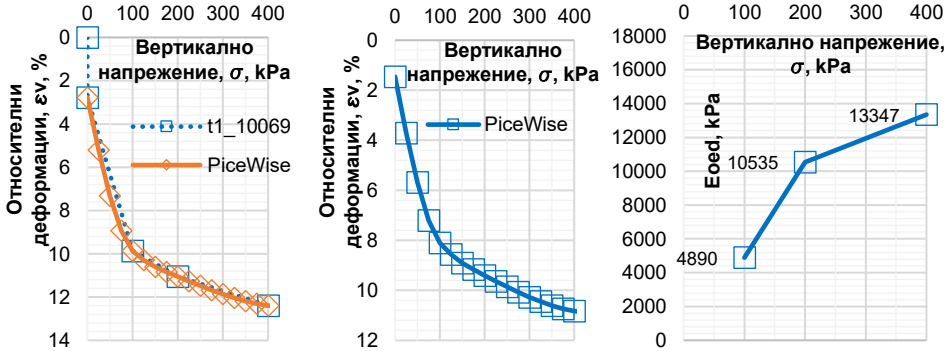
При приет коефициент на Поасон $\nu = 0.4$ за водонаситено състояние, за $\grave{E}_{50}$ се получават следните стойности:

- При $100kPa - \grave{E}_{50} = 6148kPa$
- При $200kPa - \grave{E}_{50} = 7424kPa$
- При $400kPa - \grave{E}_{50} = 11807kPa$

За проверка на $\grave{E}_{50}$, се използва зависимостт между E_{oed} и $\grave{E}_{50}$:

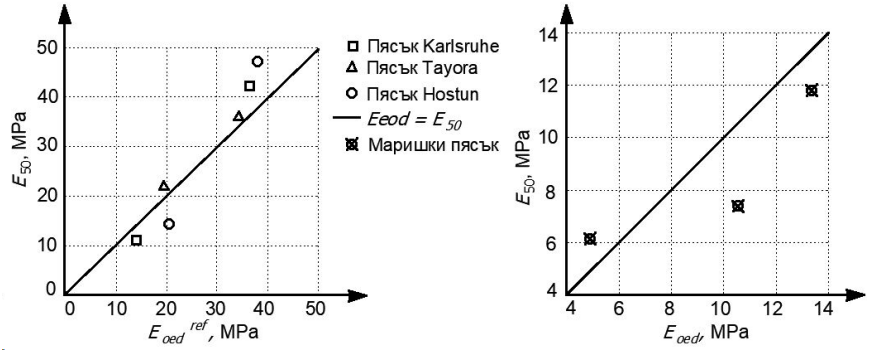
$$\grave{E}_{50} \approx E_{oed} \qquad (6.3)$$

E_{oed} се извежда от кривите на натоварване, получени експериментално от модифицираната опитна постановка. За да се получи цялостна крива се извършва интерполиране на всеки опит чрез PCHIP функцията за са се получат подробни точки и цялостен клон на натоварвне, след което се осредняват стойностите на относителните вертикални деформаци средно аритметично. От получената обобщена графика са изведени компресионните модули при 100, 200 и 400kPa (Фигура 29).



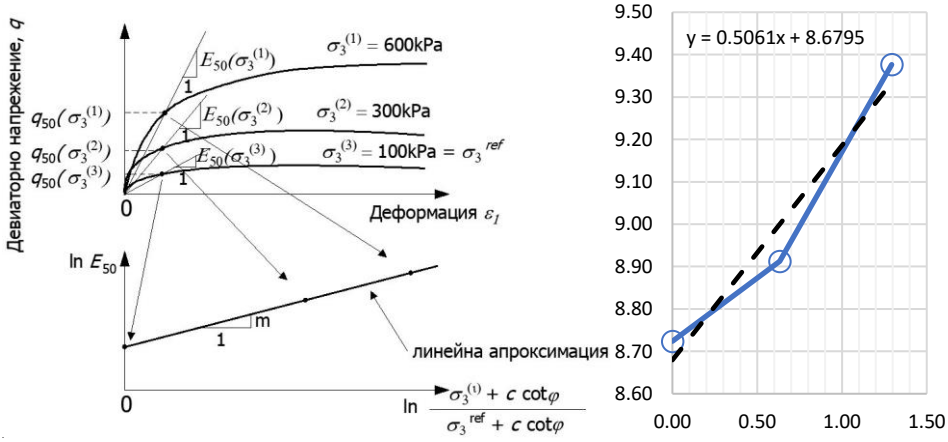
Фигура 29: Извеждане на E_{oed} от модифициран компресионен опит за Маришки пясък – Д.№82

Резултатите показват, че съотношениерто между двата модула може да варира между $\pm 25\%$, което може да се дължи на цикличността при изпитването с оедометричен апарат. (Schanz & Vermeer, 1998) регистрират по-малки вариации на съотношението $\frac{E_{oed}}{E_{50}^{`}}$ за пясъци, сравнени с тези, получени от експерименталната постановка – Фигура 30.



Фигура 30: Зависимост $\frac{E_{50}^{`}}{E_{oed}}$ за различни почви (Schanz & Vermeer, 1998) (ляво), за маришки пясък (дясно) – Д.№83

На база определени модули $E_{50}^{`}$ се извежда и параметъра m, известен още като експонента на коравината. Процедурата по изчисление, както и резултатите са представени на Фигура 31. За стойност на параметъра се получава $m = 0.51$.



Фигура 31: Получаване на експонентата на параметъра m (Obrzud & Truty, 2010) (ляво), получаване на параметъра m от триосово изпитване за маришки пясъци – Д.№84

Изведен е и коефициента на разрушение R_f за всяко референтно напрежение. Той е определен чрез хиперболична апроксимация на експерименталните зависимости между девиаторното q напрежение и осовата деформация ε_1. Коефициента на разрушение се определя чрез Уравнение :

$$R_f = \frac{q_f}{q_{ult}} \tag{6.4}$$

където:

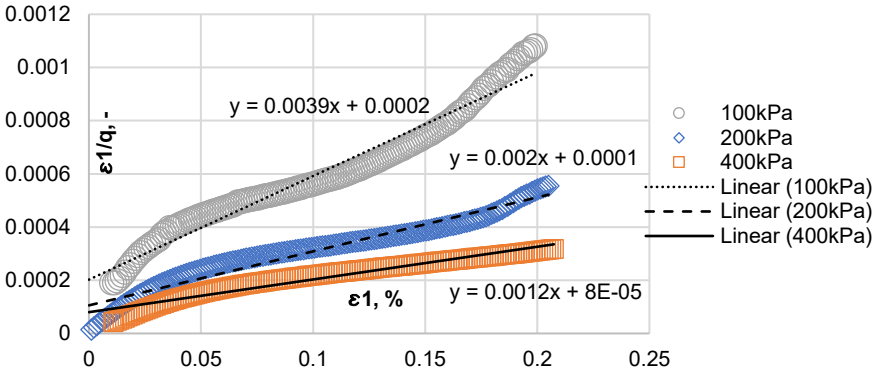
q_f – максимално достигнатото девиаторно напрежение по време на срязване, kPa;

q_{ult} – асимптотично девиаторно напрежение, kPa;

За определяне на q_{ult} се използва хиперболичната зависимост (Уравнение (6.5)), което графично представя линейна зависимост между $\frac{\varepsilon_1}{q}$ и ε_1 (Фигура 32).

$$\frac{\varepsilon_1}{q} = a\varepsilon_1 + b \tag{6.5}$$

Наклонът a на тази зависимост служи за извеждане на стойността q_{ult}.



Фигура 32: Определяне на параметъра a, чрез който се извежда асимптотичното девиаторно напрежение от триосов опит – Д.№85

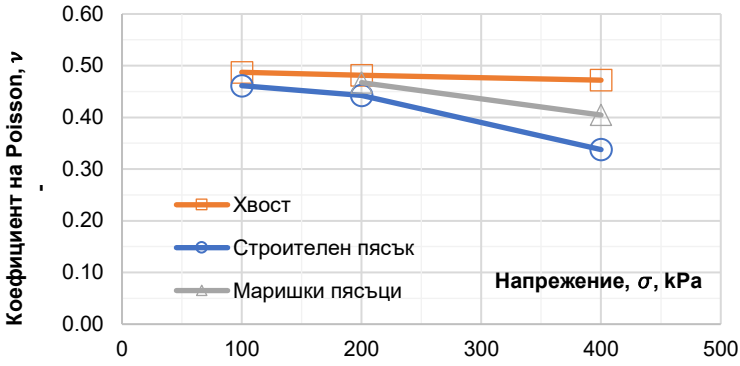
Чрез тази методология се установява, че за различните референтни напрежения, коефициента на разрушение R_f варира между 0.78 и 0.80. Подробните данни са представени в Таблица 5.

Таблица 5: Определяне на коефициента R_f за маришки пясък при различни референтни напрежения – Д.№19

Реф. напр.	q_f, kPa	$a, -$	q_{ult}, kPa	$R_f, -$
$100kPa$	203.02	0.0039	256.41	0.79
$200kPa$	402.38	0.0020	500.0	0.80
$400kPa$	653.38	0.0023	833.33	0.78

Огъвните елементи позволяват измерване на скоростта на разпространение на компресионните вълни V_p, като получените скорости са използвани за изследване на коефициента на Поасон (Фигура 34) съгласно Уравнение (6.6):

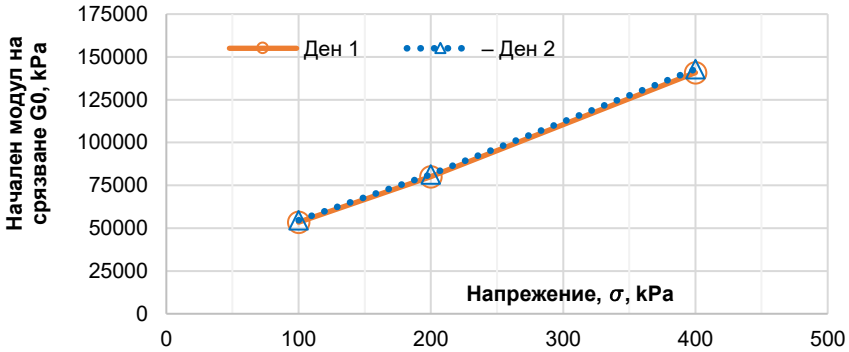
$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \tag{6.6}$$



Фигура 33: Коефициент на Поасон в зависимост от референтното напрежение при водонаситено състояние, дефиниран чрез V_p и V_s – Д.№86

Тук следва да се има предвид, че съществува възможност получените стойности на V_p да не са напълно валидни, тъй като за тяхното измерване се използват различен тип елементи, които генерират и регистрират само и единствено компресионни вълни. Също така отчитането на момента на пристигане на V_p е въпрос на анализ и оценка. Сигналът често е „замърсен“ от отразени, пристигнали по-рано вълни. Поради тази причина се определя по-нисък коефициент на Поасон при 400kPa.

Продължителността от 2 дни на консолидационния процес при изследването на Маришки пясък позволява да се анализира изменението на V_s и G_0 в зависимост от консолидационното време. Измерена е V_s на ден 1 и ден 2. Отчетено е и изменението на обемна плътност, от където се извежда G_0. Резултатите, представени на Фигура 34, показват, че за пясъци, продължителността на консолидацията няма пряко значение за V_s и G_0.



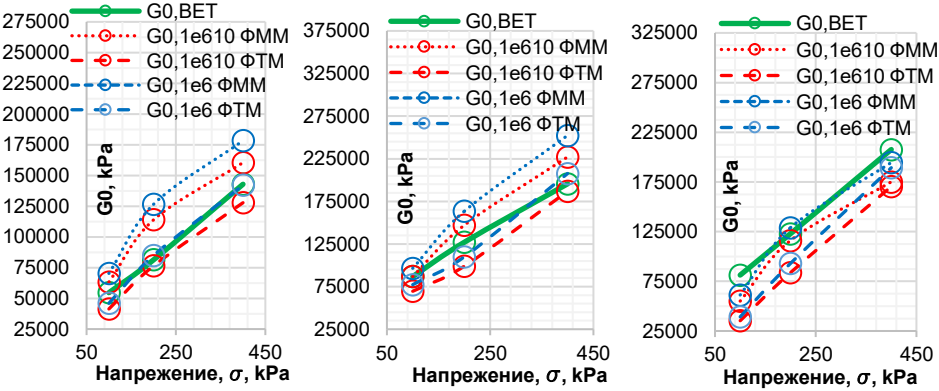
Фигура 34: Изменение на началния модул на срязване на база продължителност на консолидацията за Маришки пясъци – Д.№75

7. Сравнение на резулатите с емпирични зависимости

Сравнение на резултатите е извършено освен между отделните опитни постановки, но и с емпирични зависимости.

7.1 Сравнение на началния модул на срязване и срязващата деформация

Сравнителния анализ на G_0, получен от модифицираната опитна постановка и огъвните елементи показва, че тенденцията за увеличаване на модула с увеличаване на ефективните напрежения се запазва.



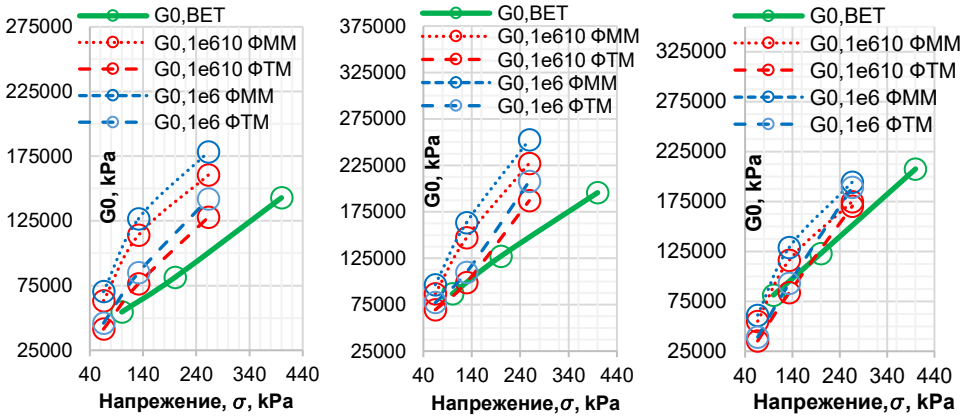
Фигура 35: Сравнение на началните модули на срязване на маришки пясъци (ляво), строителни пясъци (среда) и хвост (дясно), получени чрез модифицирана оедометрична постановка и огъвни елементи – Д.№87

Характерно е ФММ модела да показва по-високи стойности на модулите в сравнение с ФТМ модела, като ФТМ се приближава до стойностите, дефинирани от огъвните елементи. Тази тенденция е в разрез при хвостовите проби, където модулите отчетени от ФММ са близки, но по-ниски от референтните. Това може да се дължи на времевите ефекти при разтоварване. Хвостовите проби имат по-високо съдържание на прахова фракция, което реализира по-големи деформации по време на отделните разтоварващи стъпки.

От друга гледна точка, съгласно теория на еластичността, в комепресионните опити, радиалните напрежения не са равни на 0, а имат някаква стойност, която се изменя в зависимост от промяната във ертикалното напрежения. Тя може да бъде установена чрез поставяне на тензометрични датчици директно по време на опита или да бъде изчислена чрез Уравнение (7.1), стъпвайки на формулировката за коефициент на земен натиск в покой K_0 на (Jaky, 1944, 1948)

$$\sigma_3 = \sigma_1 * K_0 => \sigma_3 = \sigma_1 * (1 - sin\,\varphi) \qquad (7.1)$$

От това следва, че ефективните напрежения не са равни на тези, дефинирани чрез триосов опит, а са по-малки. Сравнено от тази гледна точка, началните модули на срязване сравнени с огъвните елементи (Фигура 36) имат близки стойности при ниските напрежения. С увеличаването им, модулите нарастват по-бързо от установеното чрез огъвните елементи, което дефинира и големи процентни разлики. За сравнение с емпирични зависимости и на база литературни данни за $K_0 \approx 1.00$ при циклична едномерна консолидация, се запазва концепцията с ефективни напрежения при 100, 200 и 400kPa.



Фигура 36: Начални модули, получени за Маришки пясъци (ляво), Конструктивни пясъци (среда), Хвост (дясно) при различни ефективни напрежения – Д.№89

За оценка къде се намират стойностите на началните модули, получени от модифицирана оедометрична постановка, спрямо огъвните елементи и емпиричните зависимст са представени процентните разлики между тях (PD_{avg}) в Таблица 6, осреднени за всички референтни напрежения. Стойностите на модулите се реферират към този, получен чрез огъвните елементи.

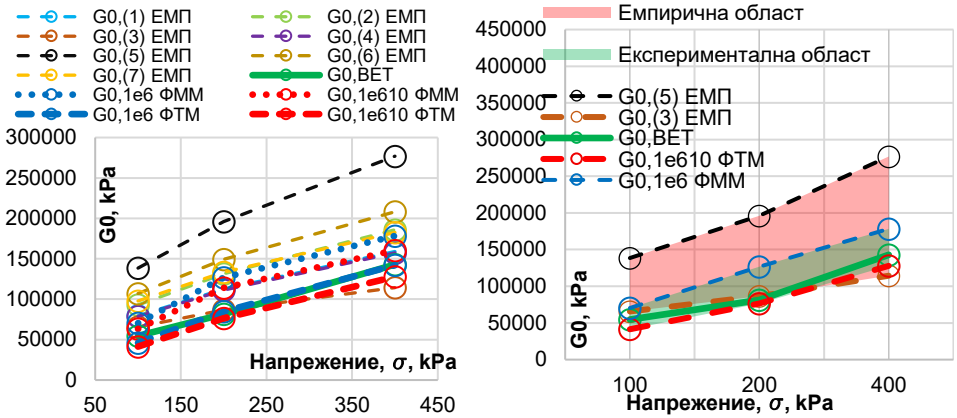
Таблица 6: Процентни разлики между модулите получени чрез емпирични зависимости и експериментални данни – Д.№23

Наименование	Референция	Строителен пясък	Маришки пясък	Хвост
		PD_{avg}	PD_{avg}	PD_{avg}
G_0^{BET}	Огъвни елементи	референтен		
$G_0^{\text{ФММ}}$	МКА, ФММ	34.05	36.38	−12.78
$G_{0,10}^{\text{ФММ}}$	МКА, ФММ с 10% редукция	15.58	22.74	−26.34
$G_0^{\text{ФТМ}}$	МКА, ФТМ	−10.00	−4.01	−42.15
$G_{0,10}^{\text{ФТМ}}$	МКА, ФТМ с 10% редукция	−24.07	−13.61	−52.78
$G_{0,(1)}^{\text{ЕМП}}$	Hardin & Richart, 1963	−29.12	31.69	17.86
$G_{0,(2)}^{\text{ЕМП}}$	Hardin & Black, 1969	−5.59	53.94	35.19
$G_{0,(3)}^{\text{ЕМП}}$	Iwasaki & Tatsuoka, 1977	−56.28	2.27	−19.28
$G_{0,(4)}^{\text{ЕМП}}$	Biarez & Hicher, 1944	−27.01	30.30	6.69
$G_{0,(5)}^{\text{ЕМП}}$	Fioravante, 2000 (1)	69.30	129.35	115.25
$G_{0,(6)}^{\text{ЕМП}}$	Fioravante, 2000 (2)	17.17	75.01	52.78
$G_{0,(7)}^{\text{ЕМП}}$	Lo Presti et al., 1993	17.30	57.04	62.33

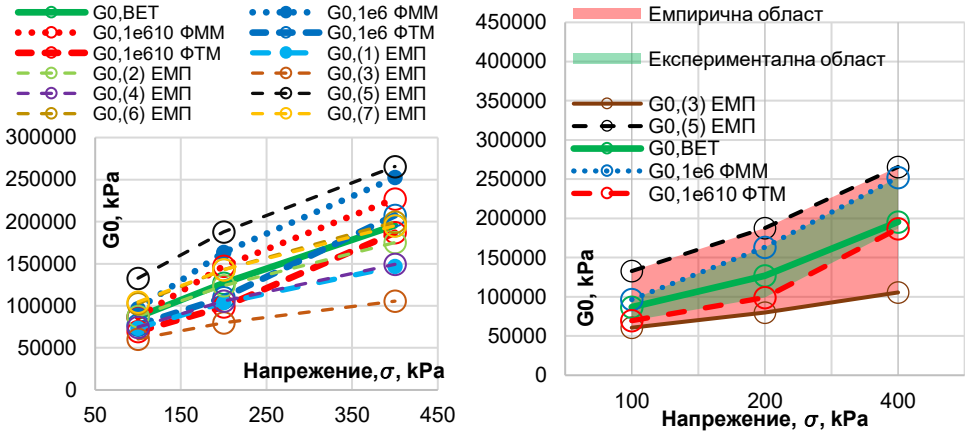
Подходяща емпирична зависимост за строителен пясък е установена зависимостта на Hardnin&Black, които дават средна разлика от 5.5%. За маришки пясък почти пълни съвпадение има с формулировката на Iwasaki&Tatsuoka, а за

хвост Biarez&Hicher. Най-големи разлики при всички видове почви се установява зависимостта на Fioravante.

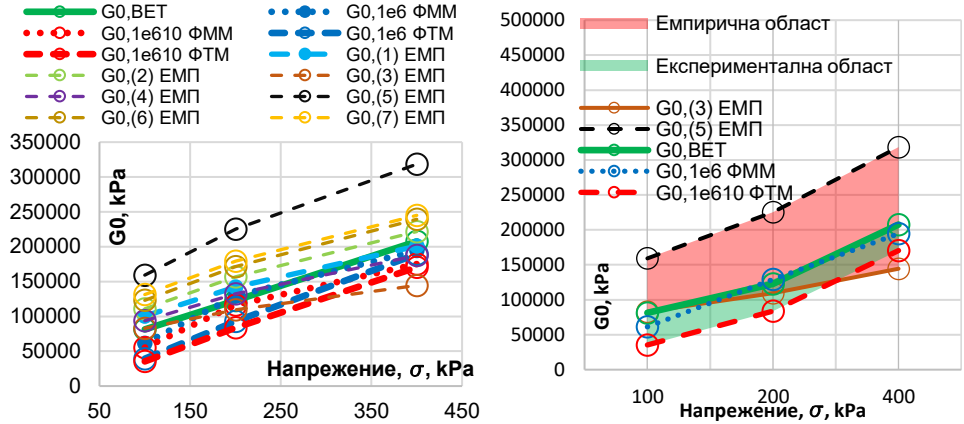
Резултатите под формата на начален модул във функция на ефективните напрежения, показани като области (Фигура 37, Фигура 38, Фигура 39) показват, че определените по експериментален път начални модули от модифицирана опитна постановка са в обхвата на очакваните емпирични стойности. Въпреки вариацията с около 20% поради различните ефекти по време на изпитването, експерименталната област е значително по-малка от емпиричната. Също така модула на срязване от огъвните елементи попада именно в експерименталната област, от което следва да се заключи че началните модули от модифицирания оедометричен опит са със задоволителна точност.



Фигура 37: Сравнителни графики на G_0 получен чрез емпирични зависимости и чрез експериментални опити – Конструктивен пясък – Д.№92

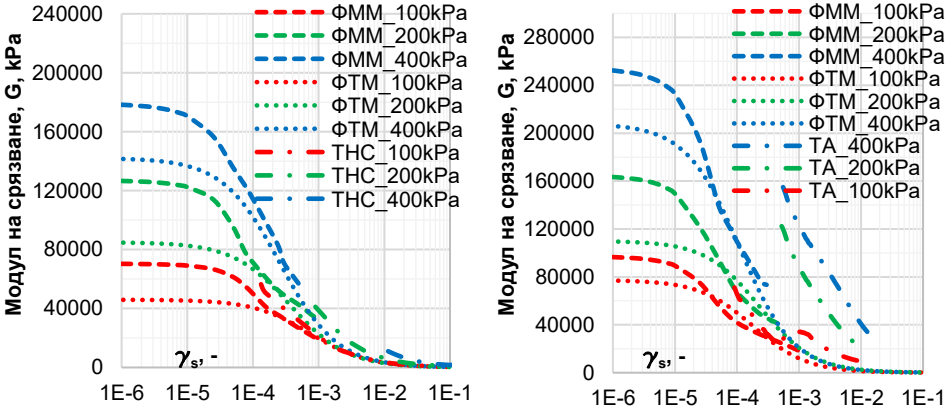


Фигура 38: Сравнителни графики на G_0 получен чрез емпирични зависимости и чрез експериментални опити – Маришки пясък – Д.№93

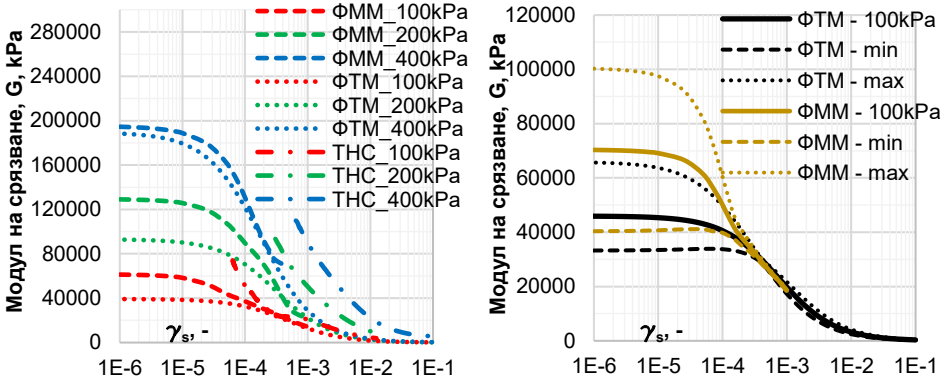


Фигура 39: Сравнителни графики на G_0 получен чрез емпирични зависимости и чрез експериментални опити – Хвост – Д.№94

Сравнените редукционни криви, получени от модифицираната опитна постановка, с тези от триосовото недренирано изпитване са представени на Фигура 40, Фигура 41. Те имат общо сходно поведение, като при Маришкия пясък се забелязва приблизително съвпадение с кривите от триосовото изпитване. Разлика се забелязва при хвостовите проби и пробите от строителен пясък, при които редукционните криви съдържат тенденция за рязко нарастване на модула с намаляване на деформациите. Това се дължи на недренираното срязване, избраната скорост и конфигурацията (Multistage) теста. На Фигура 41-дясно е представено стандартното отклонение за изпитаните чрез модифицирана компресионна постановка проби от Маришки пясък. При $\gamma_s < 1e^{-04}$ модулите могат да варират значително, което е породено от точността на датчиците за измерване на деформации и малките стъпки на натоварване. Кривите потвърждават, че модулите на срязване след $\gamma_s > 1e^{-04}$ (зоната на средните деформации) показват сходимост, което означава, че това е сигурен диапазон на получените резултати.



Фигура 40: Експериментално получени деградационни криви на Маришки пясък (ляво) и Строителен пясък (дясно) – Д.№95

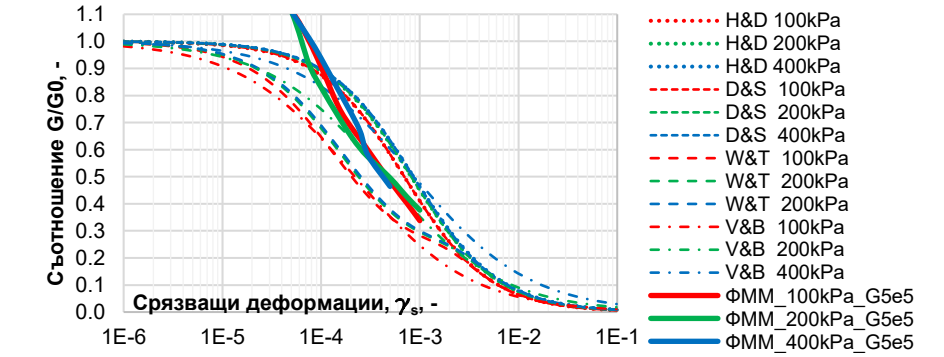


Фигура 41: Експериментално получени деградационни криви на проби от Хвост (ляво) и дефинирано стандартно отклонение за маришки пясъци (дясно) – Д.№96

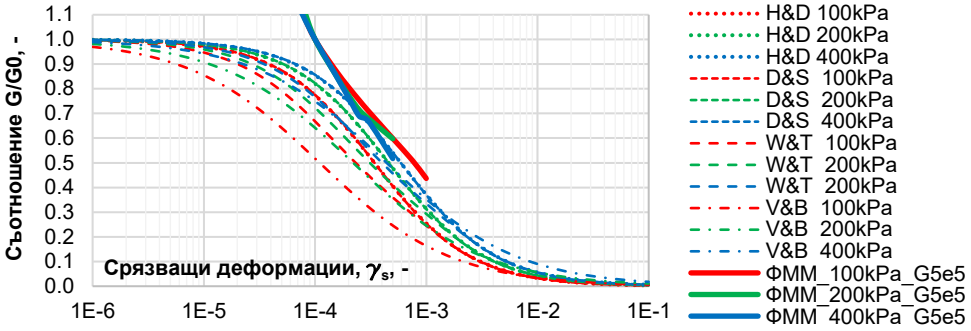
**THC – триосово недренирано срязване*

7.2 Сравнение на кривите на деградация

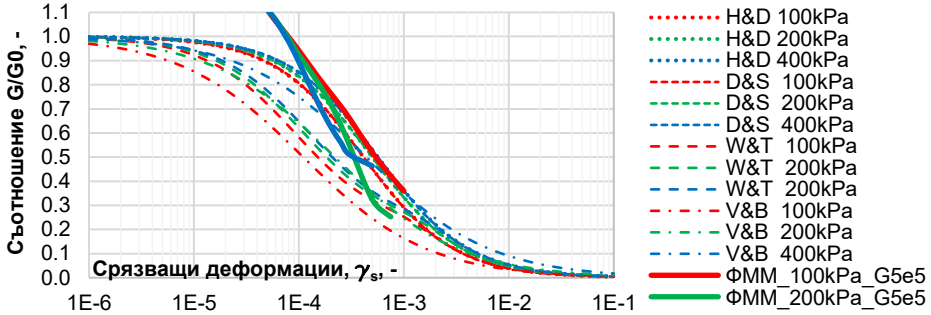
В настоящата точка са сравнени експерименталните редукционни криви, с теоретични, дефинирани от Hardin & Drnevich (H&D) (Hardin & Drnevich, 1972a, 1972b), Darendeli & Stokoe (D&S) (Darendeli & Stokoe, 2001), Wichtmann & Triantafyllidis (W&T) (Wichtmann et al., 2015) и Vardenega & Bolton (V&B) (Vardanega & Bolton, 2013). Нормализираните криви, дефинирани от ФММ модела и реферирани към началния модул на срязване (при $\gamma_s = 1e^{-06}$) показва по-силно изразена деградация, което се дължи на математическия анализ на резултатите. В този случаи експерименталните не попадат в обхвата на фамилията теоретични криви. Поради тази причина редукционните криви се нормализират спрямо референтен модул на срязване при срязваща деформация $\gamma_s = 5e^{-05}$. Това е възможно на база стандартно отклонение и очакваната голяма разсейка на резултатите преди тази срязваща деформация. Резултатите са представени на Фигура 42, Фигура 43, Фигура 44. Това което се забелязва е че кривите попадат във фамилията теоретични криви, но не се реализира очакваното изместване на кривите с увеличаване на напреженията.



Фигура 42: Сравнение на нормализирани експериментални (ФММ) и теоретични криви – Маришки пясъци – Д.№97

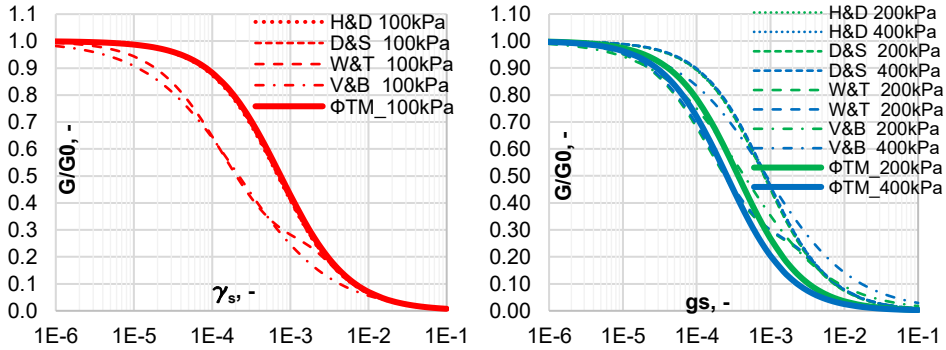


Фигура 43: Сравнение на нормализирани експериментални (ФММ) и теоретични криви – Строителни пясъци – Д.№98

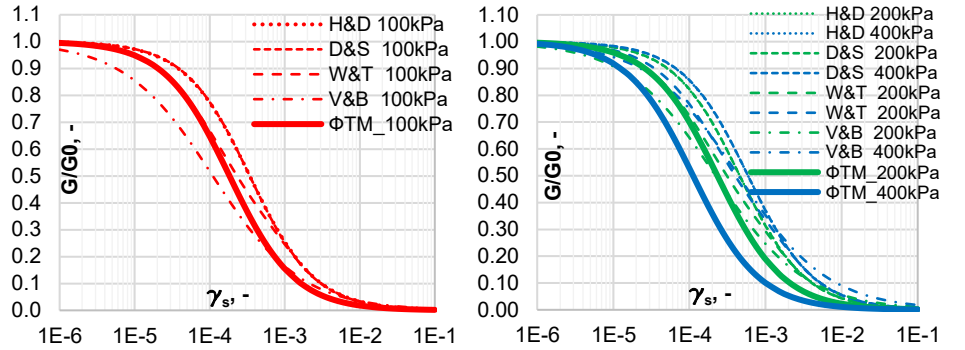


Фигура 44: Сравнение на нормализирани експериментални (ФММ) и теоретични криви – Хвост – Д.№99

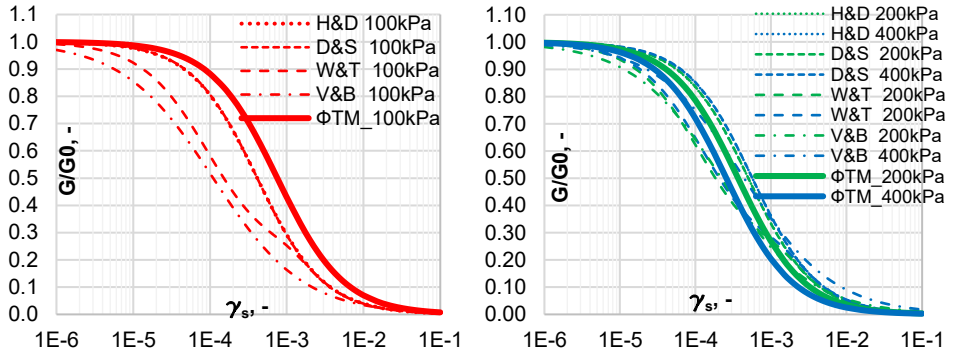
Извеждането на кривите на деградация чрез ФТМ модела при 100kPa показва съвпадение с теоретичните криви при всички почвени видове. За маришки пясък кривата съвпада с разработката на Hardin & Drnevich (H&D) и Darendeli & Stokoe (D&S). Строителния пясък най-добре пасва на теоретичната обосновка на Wichtmann & Triantafyllidis (W&T), а хвоста е изместена надясно спрямо фамилията криви.



Фигура 45: Сравнение на нормализирани експериментални и теоретични криви – Маришки пясъци – Д.№100



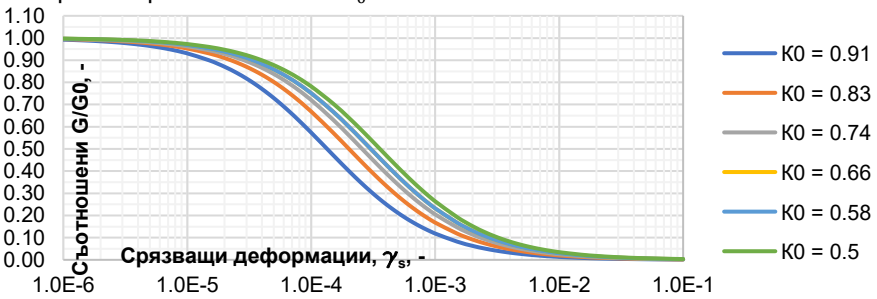
Фигура 46: Сравнение на нормализирани експериментални и теоретични криви – Строителни пясъци – Д.№101



Фигура 47: Сравнение на нормализирани експериментални и теоретични криви – Хвост – Д.№102

Друга тенденция, която се забелязва е бързата деградация на кривите, особено силно изразена в обхвата на средните към големи деформации. Това се дължи на голямата стойност отнето напрежение.

Очаквано е, съгласно множеството литературни данни, изместване на кривите надясно с увеличаване на напрежението. От резултатите е видно, че кривите от компресионните опити се изместват наляво, което може да бъде обяснено с факта, че при циклична оедометрична постановка K_0 след първо разтоварване приема стойност $K_0 \approx 1.0$.



Фигура 48: Изследване влиянието на K_0 върху редукционната крива – Д.№103

От извършен анализ на влиянието на K_0 (Фигура 48) върху формата на редукционната крива се вижда, че с неговото увеличаване, тя се измества наляво, което е в унисон с получените резултати от модифицираната компресионна постановка. От друга гледна точка, ако се приеме $K_0 = 1.0$, ефективните напрежения, които бяха обсъдени в т.7.1, стават равни на вертикално приложените. Това се потвърждава и от сходимостта на началния модул на срязване между изпитването с огъвни елементи и модифицираната оедометрична постановка.

От редукционните криви са изведени и стойностите на $\gamma_{0.7}$ (Таблица 8: Сравнение на срязващи деформации при 70% редукция на модула $\gamma_{0.7}$) и γ_{ref} (Таблица 7).

Таблица 7: Сравнение между референтните срязващи деформации γ_{ref} – Д.№ 42

Използван модел	Стоителен пясък	Маришки пясък	Хвост
Уравнение (9.4)	$3.24e^{-4}$	$6.97e^{-4}$	$4.13e^{-4}$
Vardenega and Bolton	$1.10e^{-4}$	$2.20e^{-4}$	$1.10e^{-4}$
ФТМ	$1.90e^{-4}$	$7.50e^{-4}$	$4.50e^{-4}$
ФММ	$7.50e^{-4}$	$5.00e^{-4}$	$6.00e^{-4}$

Таблица 8: Сравнение на срязващи деформации при 70% редукция на модула $\gamma_{0.7}$ – Д.№25

Използван модел	Строителен пясък	Маришки пясък	Хвост
Hardin & Drnevich	$1.50e^{-4}$	$3.00e^{-4}$	$1.75e^{-4}$
Darendeli & Stokoe Curve	$1.50e^{-4}$	$3.00e^{-4}$	$1.75e^{-4}$
Wichtmann & Triantafyllidis	$7.50e^{-5}$	$7.50e^{-5}$	$5.50e^{-5}$
Vardenega and Bolton	$3.50e^{-5}$	$7.00e^{-5}$	$3.50e^{-5}$
Darendeli & Stokoe	$1.26e^{-4}$	$1.26e^{-4}$	$1.26e^{-4}$
Obruzd, R. Truty	$2.14e^{-4}$	$2.14e^{-4}$	$2.14e^{-4}$
ФТМ	$7.50e^{-5}$	$3.00e^{-4}$	$2.00e^{-4}$
ФММ	$3.00e^{-4}$	$2.00e^{-4}$	$2.00e^{-4}$

Анализа показва, че вариацията на $\gamma_{0.7}$ и γ_{ref} между модифицираната оедометрична постановка и емпиричните зависимост е приблизително 20%.

8. Анализ на чувствителността на входните параметри

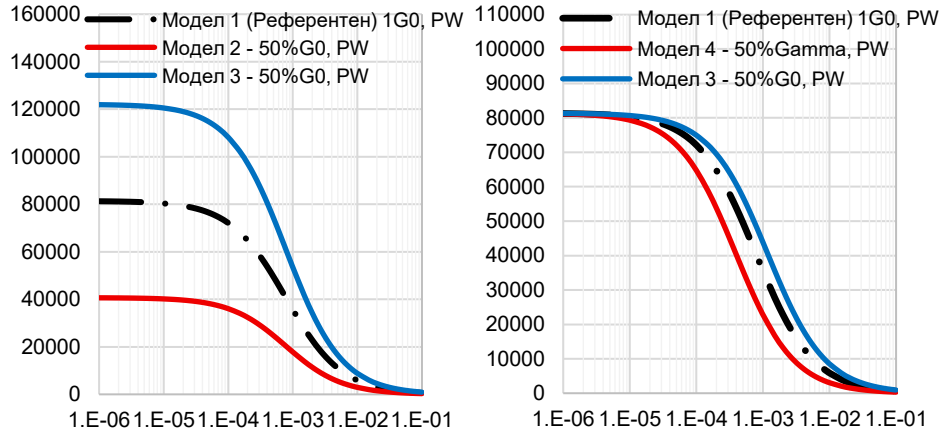
Установената в т.7 вариация на началния модул на срязване и срязващите деформации с около 20% средно, поражда въпроса, как тя ще повлияе върху взаимодействието „конструкция/земна основа“. За да се даде отговор са извършени числени анализи на различни фундаментни конструкции с програмен продукт Plaxis 2D и 3D (Bentley Systems, 2025). За HSS модела са варирани G_0 с $\pm 50\%$ и $\gamma_{0.7}$ с $\pm 50\%$ (Фигура 49). Изследвано е поведението и чрез други класически конститутивни модели – Mohr-Coulomb и HSM. При Mohr-Coulomb модела са

дефинирани два числени модела – първи при който E модула е равен на установения компресионен модул и втори, при който той е равен на модула на разтоварване.

За почвен вид е използван Маришки пясък, тъй като той има почти всички необходими допълнителни параметри, получени от проведените изследвания. За начален модул е приет, този, изведен от изследването с огъвни елементи при напрежения 200kPa Таблица 9.

Таблица 9: Вариация на почвени параметри на Маришки пясък за числено моделиране – Д.№26

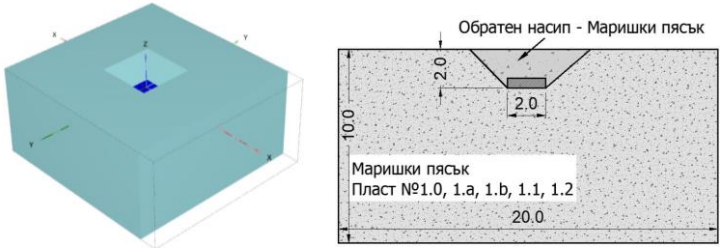
Модел		№1 (реф.мод.)	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8
Вариация		$1G_0, 1\gamma_{0.7}$	$-50\%G_0$	$+50\%G_0$	$-50\%\gamma_{0.7}$	$+50\%\gamma_{0.7}$	MC	MC2	HSS
G_0	kN/m^2	81380	40690	122070	81380	81380	–	–	–
$\gamma_{0.7}$	-	$3e^{-4}$	$3e^{-4}$	$3e^{-4}$	$1.5e^{-4}$	$4.5e^{-4}$	–	–	–
m	-	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	–	–	0.51
E	kN/m^2	–	–	–	–	–	7424	21070	–



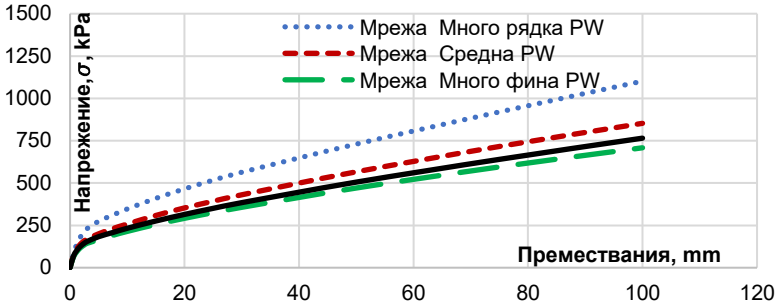
Фигура 49: Разлики във формата на кривата при разлика в G_0 (ляво) и срязваща деформация $\gamma_{0.7}$ (дясно) – Д.№104

8.1 Числен анализ на плоскостен фундамент в 3D пространството

Изследван е плоскостен фундамент в 3D пространството с размери представени на Фигура 50. Дебелината на фундамента е 0.50m и е дефиниран чрез плочест (“plate“) елемент. Той е натоварен с принудителни премествания „priscribed displacement” с големина 30cm по цялата площ на основната плоскост. Отчита се напрежението в основна плоскост чрез реакцията F_z за установена контролна точка. Реакцията е превърната в напрежения, чрез разделяне на площта на плоскостта. За да се провери сходимостта на модела е изследвана мрежата от крайни елементи (Фигура 51), като е избрана гъста „*Fine*“ мрежа, дефинирана от програмния продукт.

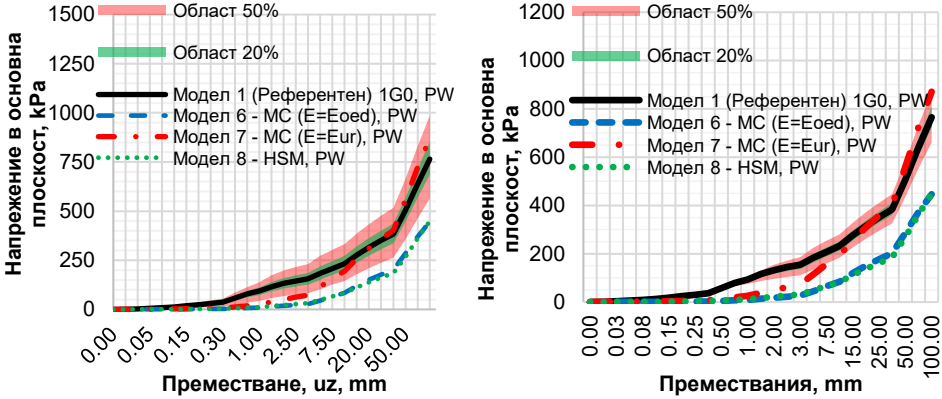


Фигура 50: Числен 3D модел (ляво) и геоложки разрез с геометрия по ос X-X (дясно) на единичен плоскостен фундамент – Д.№105



Фигура 51: Сравнение напрежение/деформации при различни видове гъстота на мрежата с крайни елементи за единичен плоскостен фундамент – Д.№106

За анализ на влиянието на ключовите HSS параметри е представено силово-деформационния отклик на системата , като отчетите са извършени за конртолна точка под фундамента – в центъра на конструкцията.



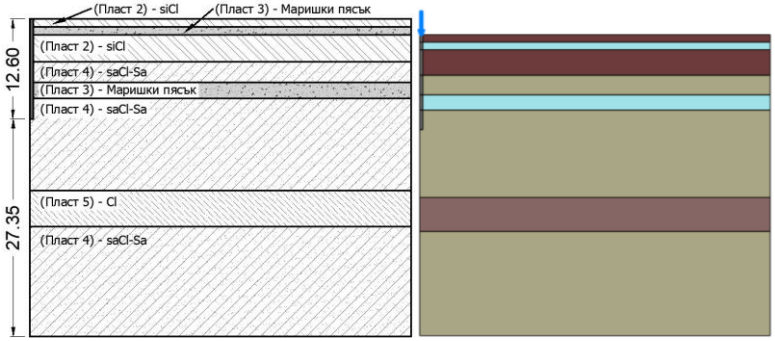
Фигура 52: Сравнителни графики деформации/напрежения при различните вариации на G_0 (ляво), $\gamma_{0.7}$ (дясно) и различни конститутивни модели – Д.№107, – Д.109

Резултатие показват, че по-съществено влияние оказва избора на начален модул на срязване от колкото на срязващи деформации при $70\%G_0$. При вариация на параметрите с 20% областта на влияние значително намалява, като резултатите са в близост до референтния модел. Другите конститутивни модели

дефинират коренно различни напрежения в основна плоскост. Единствено Mohr-Coulomb с $E = E_{ur}$ показва близки стойности при ореместванията над 5cm.

8.2 Числен анализ на единичен пилот чрез ососиметричен модел

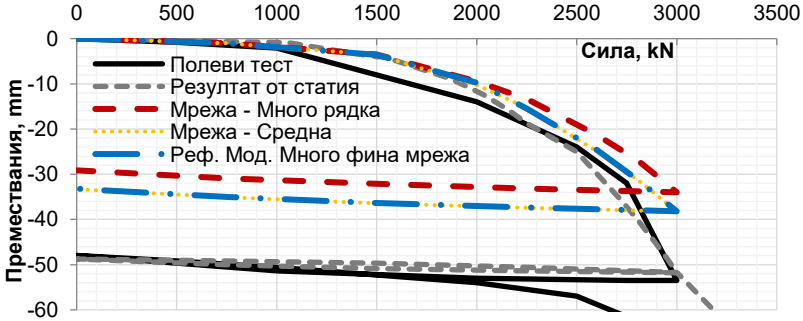
Моделиран е пилотен фундамент, представен в изследване на (Kerenchev & Markov, 2016), които използват HSS модел за оценка на преместването му при стъпково циклично натоварване. Схемата на циклично натоварване е взета от реално извършен опит на пробен пилот за обект, намиращ се в гр. Пловдив, в непосредствена близост до местоположението на взетите проби за Маришки пясък. Това позволява замяна на геоложките пластове от изследването с параметрите, получени в настоящия дисертационен труд (Фигура 53).



Фигура 53: Геометричен модел с геоложки разрез (ляво) и числен ососиметричен модел на PLAXIS 2D (дясно) за единичен пилот – Д.№110

Избран е ососиметричен модел на Plaxis за дефиниране на геометрията, като пилотния фундамент е представен като почвен полигон.

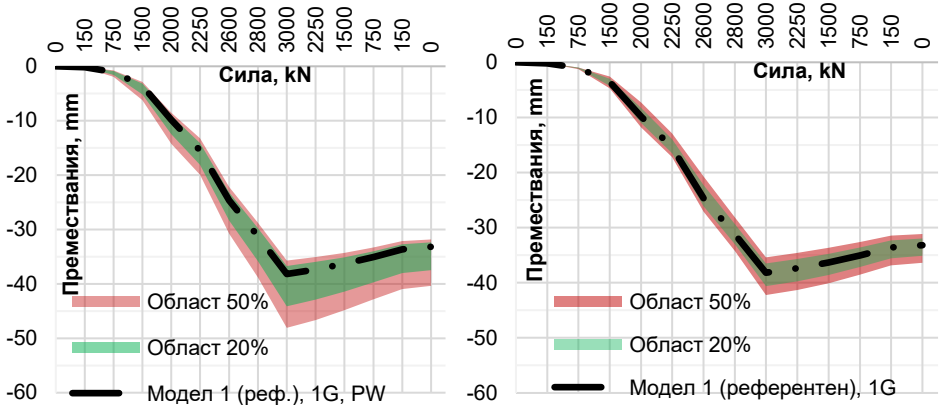
Извършени са калибрационни анализи, чрез които да се достигне до меродавен модел, който да отговаря на резултатите от изследването на авторите. Това е необходимо поради разлики във версиите на програмния продукт и съответното подобряване на солвърите му. Калибрацията е извършена на база промяна на почвените параметри. След установяване на работен модел се изследва неговата сходимост чрез анализ на мрежата от крайни елементи (Фигура 54). Установява се, че много фината мрежа е подходяща за нуждите на настоящото изследване.



Фигура 54: Резултати от изследването на влиянието на различната гъстота на крайните елементи за ососиммтетричен модел на пилот – Д.№111

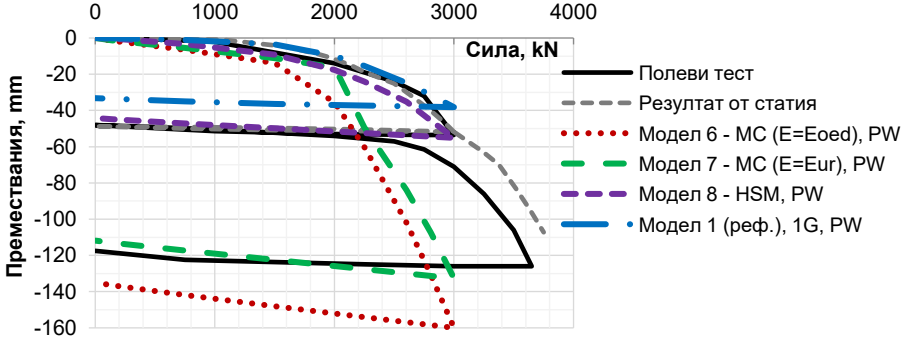
Вариацията на ключовите параметри (Фигура 55) показва, че приемане на по-ниски стойности на начален модул на срязване води до развитие на значително по-големи деформации при натоварване. При приемане на по-високи стойности обаче, тези разлики са по-малки. При разлика с 20% тази област намалява, като при по-висок модул разликите в преместванията са минимални.

Варирането на $\gamma_{0.7}$ от своя страна също оказва влияние върху преместванията, но то е значително по-малко от тези при разлика вG_0.



Фигура 55: Премествания във функция на натоварването при изследването вариация на G_0 (ляво), $\gamma_{0.7}$ (дясно) на единичен пилот – Д.№122, – Д.№113

Очаквано HSS модела дори и с разлика в ключовите му параметри показва по-добро поведение от колкото с останалите конститутивни модели. Mohr-Coulomb моделите, независимо от приетите параметри за E, показват значително по-големи слягания, реферирани към полевите изпитвания.



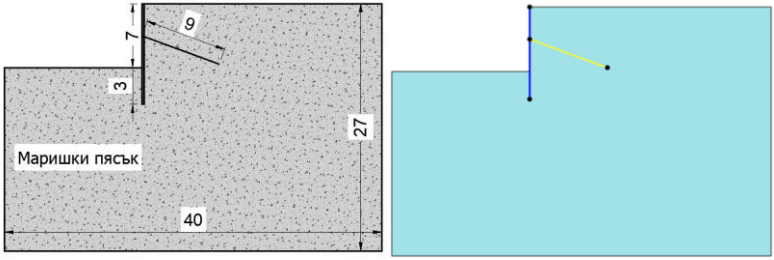
Фигура 56: Резултати от изследването при различни конститутивни модели на единичен пилот – Д.№114

8.3 Числен анализ на едноредово подпряна шпунтова стена в 2D

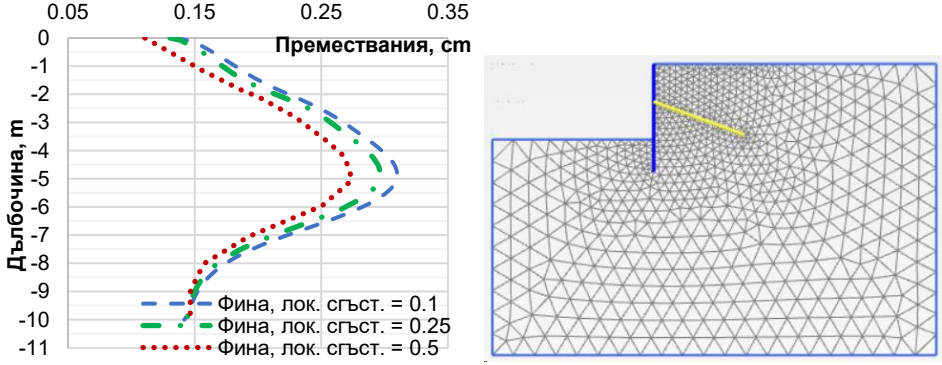
За оценка на влиянието на началния модул на срязване и срязващите деформации върху хоризонтални премествания и дълбоки изкопи е извършен анализ на едноредово подпряна шпунтова стена с един ред анкери. Дълбочината на изкопа е 7m, а специфичната геометрия е представена на Фигура 57. Анкерното съоръжение е моделирано като елемент само с коравина на опън без огъване и

натиск („geogrid”). В напречна посока анкерите са през разстояние 1m. Шпунтовата стена е моделирана като “plate” елемент.

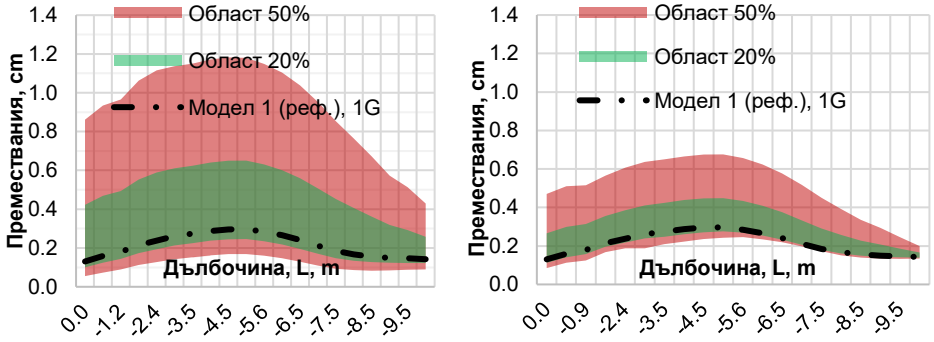
За оценка на сходимостта на модела е извършен анализ на крайните елементи. Установява се, че прилагането на мрежа без локално сгъстяване в зоната на елементите не довежда до сходимост – прекалено малък брой пластични точки, които да доведат до коректна оценка на пластичното поведение. Поради тази причина е избран модел с фина мрежа с локално сгъстяване представена на Фигура 58.



Фигура 57: Геометричен модел с геоложки разрез (ляво) и числен модел на PLAXIS 2D шпунтова анкерирана стена (дясно) – Д.№115



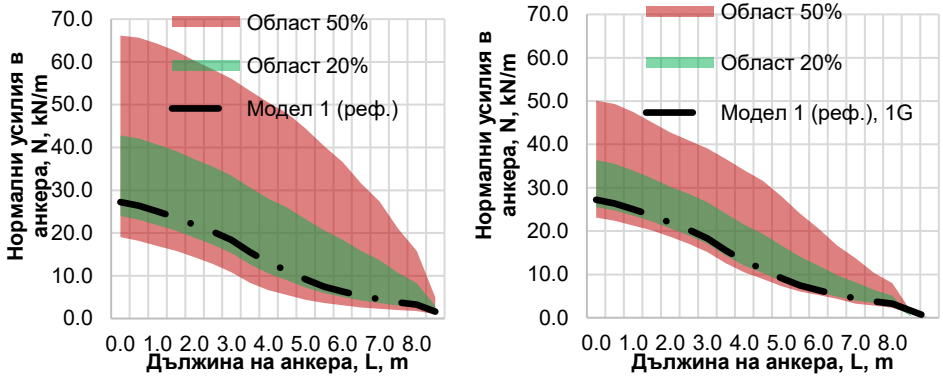
Фигура 58: Премествания в стената и усилия в анкера в зависимост от различната локална гъстота на мрежата – Д.№116



Фигура 59: Области на преместванията при вариация на G_0(ляво) и на $\gamma_{0,7}$ (дясно) – Д.№118

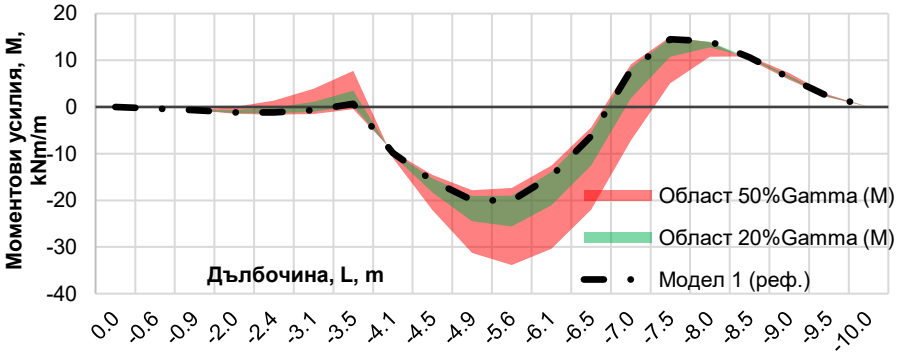
Изследване е влиянието на G_0 и $\gamma_{0,7}$ върху хоризонталните премествания по дължина на стена, на разстояние 10cm (Фигура 59). Приемането на по-висок модул води до близо 50% по-големи хоризонтални премествания, докато при по-нисък модул те достигат до 550%. Тази процентна разлика намялва до 220% при вариация на модула с -20%. Значително по-малки са разликите в премествания при вариация на срязващите деформации.

От гледна точка на нормалните усилия в анкера (Фигура 60), те са силно повлияни от стойността на G_0, като при по-нисък модул усилията могат да се увеличат двукратно.



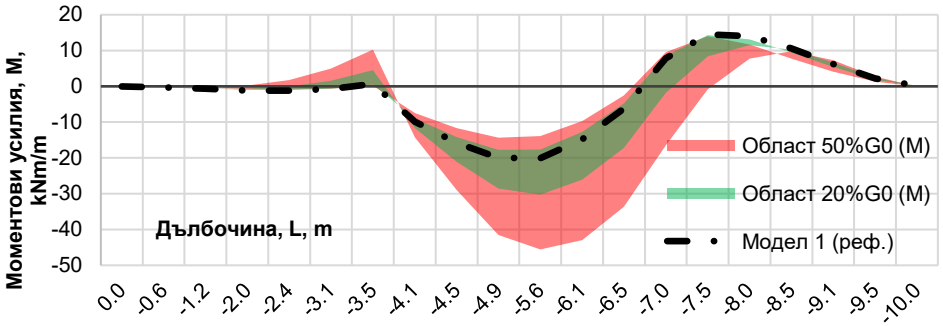
Фигура 60: Усилия в анкера в зависимост от вариацията на G_0 (ляво) и на $\gamma_{0,7}$ (дясно) – Д.№119

Най-голяма вариация в разрезните усилия в стената се установяват при оъващия момент. При разлика от 20% областта е значително по-малка в сравнение с вариация 50%. Най-високи са напреженията в средата на стената в близост до началото на забиването.



Фигура 61: Моментови усилия в стената в зависимост от вариацията на $\gamma_{0,7}$ – Д.№120

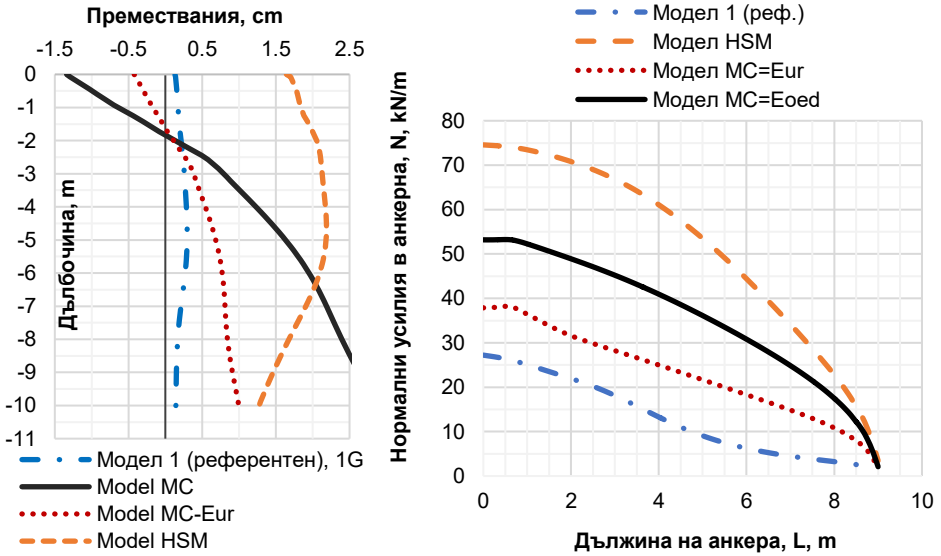
По-значителни по стойност премествания се установяват при вариация на началния модул на срязване (Фигура 62), като максимални такива се установяват в същото местоположение – т.е. няма изменение във формата на моментовата диаграма. По-малко е влиянието на $\gamma_{0,7}$ (Фигура 61).



Фигура 62: Моментови усилия в стената в зависимост от вариацията на G_0 – Д.№120

Преместванията в стената (Фигура 63 – ляво) и механизма на разрушение е различен в зависимост от конститутивните модели. HSM моделът дефинира подобен механизъм на разрушение както при референтния HSS модел, но преместванията са по-големи. Mohr-Coulomb модела освен значителни премествания, регистрира и различен механизъм на разрушение, при който точката на забиване на стената се измества към масива.

Усилията в анкера (Фигура 63 – дясно) са с най-високи стойности при HSM модела, докато Mohr-Coulomb моделите определят по-ниски стойности, но различно разпределение – до 1m след началото на анкера усилия са константи, след което плавно намаляват. Това е в разрез с референтния модел, тъй като при него усилията плавно намаляват по дължина на анкера.



Фигура 63: Отчетени премествания в стената (ляво) и усилия в анкер (дясно) при различните конститутивни модели – Д.№123

9. Обобщение и изводи

Основна тема на дисертационния труд е изследване на поведението на почви при малки и средни деформации. Концепцията за модифицирана оедометрична постановка, чрез която да се изведат необходимите параметри, е базирана на липсата на какъвто и да е лабораторен метод на теориторията на Република България. Това е основен проблем свързан с актуалното, в световен мащаб, геотехническо моделиране.

Извършените експериментални изследвания чрез модифицираната оедометрична постановка и анализа на резултатите с традиционен лабораторен метод и епирични зависимости води до следните изводи:

1. Възможно е извеждане на начален модул на срязване, срязващи деформации и редукционна крива от модифициран оедометричен опит;
2. Получаването на началния модул на срязване чрез физико-теоретичния модел за обработка, дава надеждни резултати със задоволителна точност;
3. Редукционните криви от модифицирана компресионна постановка, в ниските стойности на напреженията (при 100kPa) са в съгласие с теоретичните зависимости;
4. Макар и със задоволителна точност, тази методика е подходяща за ориентир на геотехническите инженери при търсене на необходимите параметри;
5. Влиянието на радиалните напрежения при компресионен опит е от съществено значение за оценка на ефективните напрежения;
6. Влиянието на коефициента на земен натиск в покой върху формата на редукционната крива е важен ефект, който следва да се подложи на допънителни, бъдещи изследвания;

Числените анализи на чувствителността на ключовите почвени параметри върху системата земна основа/конструкция води до следните изводи:

1. Независимо от типа фундаментна конструкция превес във влиянието относно премествания, напрежения и разрезни усилия взема началния модул на срязване;
2. Срязващите деформации оказват по-значително въздействие върху хоризонталните премествания;
3. Избора на конститутивен модел е важен за инженерното проектиране, тъй като това може да доведе освен до неточни усилия и премествания, но и до коренно различно поведение на конструкцията, както и да се реализира различен механизъм на разрушение;

Въз основа на дисертационния труд може да се заключи, че извеждането на търсените параметри от модифициран компресионен опит е широка тема на изследване. Следва да бъдат извършени множество опити за доказване на този подход освен при вече изследваните, но с други почвени видове. Необходим е допълнителен анализ на отделните ефекти и механизми, които се развиват в почвения образец по време на едномерна нециклична и циклична компресия.

10. Претенции за научни и научно-приложни приноси

- Анализирани са полеви, лабораторни и емпирични методи за определяне на коравината при малки деформации, като е оценена възможността за тяхното приложение в българското геотехническо инженерство;
- Разработена е модифицирана компресионна опитна постановка за прецизно определяне на деформационното поведение на български почви, в това число, получаване на срязващи модули при средни деформации;
- Интерпретирани и оценени са различни математически апарати за получаване на параметри, описващи коравината на почвите при малки и средни деформации от модифицирана компресионна постановка;
- Получена е коравината на срязване при малки и средни деформации за различни стойности на напрежения, чрез изпитване с триосов апарат с огъвни елементи на следните български почви – маришки пясък, строителен пясък и хвост;
- Определен е набор от основни и допълнителни геотехнически параметри за компютърно моделиране на маришки пясък;
- Оценена е чувствителността на решенията към ключовите параметри, описващи коравината при малки и средни деформации, посредством геотехническото компютърно моделиране на няколко типа фундаментни конструкции;

ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА

1. Ilieva, K. (2024). DIRECT AND ALTERNATIVE METHODS FOR DETERMINING THE MAXIMUM SHEAR MODULUS (G0) OF SOILS. Proceedings of the 28th European Young Geotechnical Engineers Conference – EYGEC 2024, 135–142, ISBN: 978-608-4510-61-1

2. Илиева, К. (2025). РАЗРАБОТВАНЕ НА ОПИТНА ПОСТАНОВКА ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА КОРАВИНАТА НА СРЯЗВАНЕ ПРИ МАЛКИ И СРЕДНИ ДЕФОРМАЦИИ ОТ ОЕДОМЕТРИЧЕН ТЕСТ. Сборник с доклади XXV международна научна конференция ВСУ'2025, 39-42, ISSN: 1314-071X, Том 2

3. Илиева, К., Керенчев, Н. (2025). ИНДИРЕКТЕН МЕТОД ЗА ОЦЕНКА НА НАЧАЛНИЯ И СРЕДЕН МОДУЛ НА СРЯЗВАНЕ НА ПОЧВИ ВЪЗ ОСНОВА НА ОЕДОМЕТРИЧНО ИЗПИТВАНЕ. Сборник с доклади XXV международна научна конференция ВСУ'2025, 93-101, ISSN: 1314-071X, Том 2

БИБЛИОГРАФИЯ НА АВТОРЕФЕРАТА:

Atkinson, J.H. & Sallfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties (stress—Strain-time). *Proceedings of 10th ECSMFE*, 915–956.

Bentley Systems. (2025). *PLAXIS 2D, 3D* [Computer software]. https://www.bentley.com/software/plaxis-2d/

Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Inst. für Geotechnik.

Biarez, J., & Hicher, P.-Y. (1994). *Elementary mechanics of soil behaviour: Saturated remoulded soils*. A. A. Balkema.

Darendeli, M. B., & Stokoe, K. H. (2001). *DEVELOPMENT OF A NEW FAMILY OF NORMALIZED MODULUS REDUCTION AND MATERIAL DAMPING CURVES* [PhD Thesis]. The University of Texas.

Hardin, B. O., & Black, W. L. (1969). Closure to "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *95*(6), 1531–1537. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001364

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972a). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *98*(7), 667–692. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972b). Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects (Terzaghi Leture). *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *98*(6), 603–624. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001756

Iwasaki, T., & Tatsuoka, F. (1977). Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands. *Soils and Foundations*, *17*(3), 19–35. https://doi.org/10.3208/sandf1972.17.3_19

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering*, *78 (22)*, 355–358.

Jaky, J. (1948). Pressure in silos. *Roceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, *1*, 103–107.

Kerenchev, N., & Markov, I. (2016). DETERMINING THE AXIAL BEARING CAPACITY OF PILE BASED ON COMMON METHODS AND COMPARISON WITH PILE LOAD TEST. *Proceedings of the 3th International Conference Vietgeo2016*. 3th international conference Vietgeo2016. https://old.uacg.bg/filebank/att_17431.pdf

Kerenchev, N., & Milev, N. (2019). Assessment of the dynamic soil properties for the FEM model of Lyulyakovitsa tailings dam. *Proceedings of the 8th International Conference on Geotechnics in Civil Engineering*, 203–212.

Kim, T. C., & Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. *Canadian Geotechnical Journal*, *18*(3), 371–389. https://doi.org/10.1139/t81-044

Kokusho, T., Yoshida, Y., & Esashi, Y. (1982). Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range. *Soils and Foundations*, *22*(4), 1–18. https://doi.org/10.3208/sandf1972.22.4_1

Obrzud, R. (2011). *The Hardening Soil model with small strain stiffness* [Presentation]. ZSoil course, GeoMod SA, Lausanne.

Obrzud, R., & Truty, A. (2010). *The Hardening soil model—A practical Guidebook* (Technical Report Z_Soil.PC 100701). Zace Services Ltd. https://zsoil.com

Schanz, T., & Vermeer, P. A. (1998). On the stiffness of sands. In *Pre-failure deformation behaviour of geomaterials* (pp. 383–387). Thomas Telford.

The MathWorks, Inc. (2019). *MATLAB* (Version R2019b) [Computer software]. https://www.mathworks.com

Truty, A., & Obrzud, R. (2015). Improved Formulation of the Hardening Soil Model in the Context of Modeling the Undrained Behavior of Cohesive Soils. *Studia Geotechnica et Mechanica*, *37*(2), 61–68. https://doi.org/10.1515/sgem-2015-0022

Vardanega, P. J., & Bolton, M. D. (2013). Stiffness of Clays and Silts: Normalizing Shear Modulus and Shear Strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *139*(9), 1575–1589. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000887

Wichtmann, T., Navarrete Hernández, M. A., & Triantafyllidis, T. (2015). On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *69*, 103–114. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.10.017

БИС. (2017). *БДС EN ISO 17892-5:2017/Геотехнически изследвания и изпитвания. Лабораторни изпитвания на почвите. Част 5: Изпитване при постепенно нарастващо натоварване с компресионен апарат*.

Керенчев, Н. (2013). РАЗРАБОТВАНЕ НА ОПИТНА ПОСТАНОВКА ЗА ИЗМЕРВАНЕ НА ПАРАМЕТРИ, ОПИСВАЩИ ДЕФОРМАЦИОННОТО ПОВЕДЕНИЕ НА СТРОИТЕЛНИ ПОЧВИ. *ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ*, *XLVI*.

Керенчев, Н. (2015). *Инерционна устойчивост и деформации на откоси при сеизмично въздействие* [Дисертационен труд за присъждане на ОНС „Доктор”, 5.7]. УАСГ.

Милев, Н. (2016). *Взаимодействие на фундаменти със земната основа* [Дисертационен труд за присъждане на ОНС „Доктор”, 5.7]. Университет по Архитектура, Строителство и Геодезия.

Михова, Л., & Керенчев, Н. (2014a). Якост на срязване на глини при динамично натоварване. Част 1. Корелационни зависимости. *ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – УАСГ*, *XLVI*, 97–107.

Михова, Л., & Керенчев, Н. (2014b). Якост на срязване на глини при динамично натоварване: Част 2. Оценка за глина от Софийското поле. *Годишник На Университета По Архитектура, Строителство и Геодезия - УАСГ*, *XLVI*, 109–116.

Танев, Т. (2014). Получаване на някои от параметрите на модела Hardening-Soil чрез обратен анализ на резултатите от одометрични изпитвания. *Годишник На Университета По Архитектура, Строителство и Геодезия - УАСГ*, *XLVI*, 21–31.

Тодоров, М. (2011). *Изследване на почвените свойства за определяне на параметрите на взаимодействие на вкопани тръбопроводи с почвени масиви* [Дисертационен труд за присъждане на ОНС „Доктор”, 5.7]. Университет по Архитектура, Строителство и Геодезия.

Топалска, М. (2025). *ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ „КОНСТРУКЦИЯ – ЗЕМНА ОСНОВА“ ПРИ СЕИЗМИЧНО НАТОВАРВАНЕ НА ПОДПОРНИ СТЕНИ* [Дисертационен труд за присъждане на ОНС „Доктор”, 5.7]. УАСГ.