

Univerzita Karlova
Přírodovědecká fakulta

Studijní program: Geologie
Studijní obor: Aplikovaná geologie



Bc. Jakub Opršal

Cyklické chování zemin – numerické modely a laboratorní testování

Cyclic soil behavior – numerical modelling and laboratory testing

Diplomová práce

Vedoucí diplomové práce: doc. RNDr. David Mašín, M.Phil., Ph.D.

Praha, 2022

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem závěrečnou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje a literaturu. Tato práce ani její podstatná část nebyla předložena k získání jiného nebo stejného akademického titulu.

V Praze, 29. 8. 2022

Podpis

Poděkování

Chtěl bych poděkovat vedoucímu své diplomové práce prof. RNDr. Davidu Mašínovi, MPhil., Ph.D. za odborné vedení, trpělivost a ochotu, kterou mi v průběhu zpracování práce věnoval. Dále bych chtěl poděkovat Mgr. Jakobovi Roháčovi Ph.D. za pomoc s počátky laboratorních prací a Jose Duqueovi Ph.D. za cenné rady s konstitučními modely.

Abstrakt

Cyklické chování zemin je v dnešní době často studované téma. Jednou z největších aplikací tohoto studia je geotechnický návrh a numerická simulace založení větrných elektráren, instalovaných v pobřežních oblastech. Diplomová práce je součástí širšího výzkumu cyklického chování zemin na Univerzitě Karlově. Jedním z cílů této práce je definovat písčitou referenční zeminu, která by se mohla dále používat ve výzkumu. Pro její definici je nutné provedení dostatečného množství zkoušek, aby byl vytvořen reprezentativní soubor experimentálních dat. Výsledky zkoušek a jejich problémy jsou diskutovány v této práci. Pomocí získaných experimentálních dat byla provedena kalibrace hypoplastického modelu pro písky. Součástí práce je i numerická zpětná analýza cyklického zatěžování piloty, při které byla využita experimentální data z cyklické zatěžovací zkoušky piloty převzatá z literatury.

Abstract

Cyclic soil behavior is nowadays a popular subject of studies. One of its applications is geotechnical design and numerical simulation of foundation of offshore wind turbines. This master thesis is a part of a wider scientific research on cyclic soil behavior done at Charles University. One of the goals of this thesis is to define reference sand material, which could be used for another scientific projects. Therefore it was necessary to perform sufficient number of laboratory tests to create a representative volume of experimental data. Results and problems are commented in this thesis. The obtained experimental data are then used for calibration of hypoplastic model for sands. Numerical back analysis of cyclic loading of pile is also part of this work, where experimental data of pile cyclic loading is taken from the literature.

Obsah

1	Úvod	11
2	Rešerše konstitučních modelů.....	12
2.1	Teorie hypoplasticity	12
2.1.1	Hypoplastický model von Wolffersdorff.....	12
2.2	Intergranular strain (Niemunis a Herle, 1997)	15
2.2.1	ISW (Wegener a Herle 2014)	16
2.2.2	ISI (Duque et al., 2020) a srovnání IS, ISW a ISI	17
2.2.3	Srovnání IS, ISW a ISI	18
2.3	Jiné pokročilé konstituční modely	19
2.4	Explicitní model High cycle accumulation	21
3	OWT – Offshore wind turbines.....	22
3.1	Založení OWT.....	22
3.2	Zatěžování OWT.....	23
3.2.1	Geotechnický návrh založení OWT	23
4	Simulace cyklického zatěžování OWT	25
4.1	Numerická studie založení OWT pomocí <i>suction bucket</i>	25
4.1.1	Popis studovaného problému.....	25
4.1.2	Výsledky simulace.....	27
4.2	Numerická studie monopilotového založení OWT	29
4.2.1	Popis studovaného problému.....	29
4.2.2	Výsledky FEM simulace a její srovnání s výsledky z geotechnické centrifugy	31
4.3	Numerická simulace <i>semi-rigid</i> piloty v měkkém jílu	33
4.3.1	Popis studovaného problému.....	34
4.4	Shrnutí převzatých případových studií z literatury.....	38
5	Laboratorní a terénní práce.....	39
5.1	Lokalita a odběr vzorku	39
5.2	Zrnitostní rozbor a popis vlastností písku.....	42
5.2.1	Zrnitostní rozbor	42
5.2.2	Určení maximálního čísla pórovitosti pro relativní ulehlost.....	43
5.2.3	Měření úhlu přirozené sklonitosti	45
5.3	Edometrické zkoušky s monotónním zatěžováním	45
5.3.1	Princip a popis edometru	46
5.3.2	Příprava vzorků se specifickou relativní ulehlostí.....	46

5.3.3	Metodika a vyhodnocení zkoušky	47
5.3.4	Výsledky zkoušek a diskuse	47
5.4	Triaxiální zkoušky s monotónním zatěžováním	51
5.4.1	Metodika zkoušky	51
5.4.2	Příprava vzorku s určitou hodnotou relativní ulehlosti	53
5.4.3	Výsledky nedrénovaných triaxiálních zkoušek	56
5.4.4	Výsledky drénovaných triaxiálních zkoušek	59
5.4.5	Závislost vrcholového úhlu vnitřního tření na relativní ulehlosti	62
5.4.6	Diskuse nad výsledky zkoušek	63
5.5	Příklad výsledků cyklických zkoušek	64
5.5.1	Nedrénované cyklické triaxiální testy	64
5.5.2	Nedrénované cyklické triaxiální testy s cyklickým předtížením	66
5.6	Diskuse nad laboratorními pracemi	67
6	Kalibrace hypoplastického modelu	68
6.1	Parametry hypoplastického modelu a jejich kalibrace	68
6.2	Parametry IS modelu a jejich kalibrace	69
6.3	Kalibrační software	69
6.4	Shrnutí výsledků a diskuse	69
7	Simulace cyklického zatěžování piloty pomocí metody konečných prvků	73
7.1	Popis simulovaného problému	73
7.2	2D simulace	74
7.3	3D simulace	74
7.3.1	Zpětná analýza s použitím Mohr–Coulombova modelu	74
7.3.2	Modelování hypoplastickým modelem s IS	79
7.4	Zhodnocení výsledků a diskuse	82
8	Závěr	83
9	Literatura	84

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: Response envelope modifikovaného hypoplastického modelu (Von Wolffersdorff, 1996).	13
Obr. 2: Limitní křivky čísel pórovitosti (Herle a Gudehus, 1999).	14
Obr. 3: Srovnání simulace IS modelu (vlevo) a nemodifikovaného modelu (vpravo) (Niemunise a Herleho 1997).....	16
Obr. 4: Průběh cyklické triaxiální zkoušky a vývoj hodnoty proměnné Ω (Duque et al., 2020).	17
Obr. 5: Srovnání cyklických triaxiálních zkoušek a jejich simulací s IS, ISW a ISI (Duque et al., 2020).	18
Obr. 6: Srovnání experimentu se simulací pomocí IS, ISW a ISI (Duque et al., 2020).	19
Obr. 7: Bounding a loading surface a mapping rule \mathbf{n} (Khalili et al., 2005).	20
Obr.8: Srovnání implicitní a explicitní strategie výpočtu (Wichtmann et al., 2010).....	21
Obr. 9: Založení větrné elektrárny v závislosti na hloubce moře (Arshad a O'Kelly, 2016).	22
Obr. 10: Zatěžování OWT (Arshad a O'Kelly, 2016).	23
Obr. 11: Orientace zatěžování OWT (Ochmanski et al., 2021).....	26
Obr. 12: Popis zatěžování se vzrůstající amplitudou zatížení (Ochmanski et al., 2021).....	26
Obr. 13: Výsledky fyzikální a) a numerické b) simulace na grafu rotace založení a počtu cyklů (Ochmanski et al., 2021).	27
Obr 14: Mobilizovaný úhel vnitřního tření a střední efektivní napětí zeminy pro 10% F_u pro 10 cyklů (obrázky a a b) a pro 100 cyklů (obrázky c a d) (Ochmanski et al., 2021).....	28
Obr. 15: Mobilizovaný úhel vnitřního tření a střední efektivní napětí zeminy pro 60% F_u pro 10 cyklů (obrázky a a b) a pro 100 cyklů (obrázky c a d) (Ochmanski et al., 2021).....	28
Obr. 16: Srovnání sedání vytahovaného kesonu u naměřených dat (a) a u nasimulovaných dat (b) (Ochmanski et al. 2021)	29
Obr. 17: Výsledky simulace sedání u zatlačovaného kesonu (Ochmanski et al. 2021).....	29
Obr. 18: Postup cyklického zatížení v geotechnické centrifuze (Lai et al., 2020).	29
Obr 19: Geometrie a diskretizace sítě studovaného problému (Duque et al., 2021)	30
Obr. 20: Srovnání experimentu a FEM simulace (Duque et al., 2021) v prostoru bočního napětí a normalizované deformace.....	31
Obr. 21: Srovnání experimentu (a) a simulace (b) v prostoru normalizovaného pórového napětí a počtu cyklů (Duque et al., 2021).....	31
Obr. 22: Srovnání křivek zatížení a deformace experimentu a simulace pro první (a), druhý (b) a třetí cyklus (c)(Duque et al., 2021).....	32
Obr. 23: Srovnání závislosti akumulovaného reziduálního vrcholového přetvoření na počtu cyklů (Duque et al., 2021).....	32
Obr. 24: Změna tuhosti při odlehčení k_{epi}/k_{ep1} pro druhou a třetí zatěžovací fázi (Duque et al., 2021).....	33
Obr. 25: Srovnání odezvy rigid a flexible piloty (Jenck et al., 2021).....	33
Obr. 26: Uspořádání a rozměry modelu v centrifuze (Hong et al., 2017).	34
Obr. 27: Naměřené hodnoty deformace piloty bez injektáže (a) a (c), a piloty s injektáží (b) a (d). (Hong et al., 2017).....	35
Obr. 28: Srovnání numerické a fyzikální simulace cyklického zatěžování piloty (Hong et al., 2017).	36
Obr. 29: Sken toku zeminy v okolí piloty bez tryskové injektáže (Hong et al., 2017).....	37
Obr. 30: Sken toku zeminy v okolí piloty s tryskovou injektáží (Hong et al., 2017).	37
Obr. 31: Výsledky numerické simulace na pilotě bez tryskové injektáže (Hong et al., 2017).....	38
Obr. 32: Zrnitostní křivka zbraslavského písku (Feda, 2002).	39
Obr. 33: Poloha prvního místa odběru vzorku	40
Obr. 34: Poloha druhého odběru vzorků.	40

Obr. 35: Místo odběru vzorku M18.....	41
Obr 36: Zrnitostní křivky zbraslavského písku	42
Obr. 37: Metoda měření e_{max} suchou metodou.....	44
Obr. 38: Metoda měření e_{max} mokrou cestou.....	45
Obr. 39 : Popis edometrického přístroje (upraveno z Head, 1994).	46
Obr 40: Popis edometrické krabice (upraveno z Head, 1994).....	46
Obr. 41: Výsledky edometrických zkoušek na kypřém písku	48
Obr 42: Výsledky edometrických zkoušek na středně ulehlém písku.....	49
Obr. 43: Edometrické zkoušky na ulehlém písku.....	50
Obr. 44: Srovnání kompresních křivek s různými hodnotami relativní ulehlosti.....	50
Obr. 45: Triaxiální komora a napětí působící na vzorek během zkoušky (Weiglová, 2005).	51
Obr. 46: Grafické znázornění pokusů pro určení postupu přípravy vzorku	54
Obr. 47: Buchar a vakuová forma využívaná pro přípravu vzorku.	55
Obr. 48: Výsledky zkoušek v prostoru q/p s vyznačenou PTL.	57
Obr. 49: Výsledky nedrénovaných zkoušek v prostoru q/p.....	57
Obr. 50: Výsledky nedrénovaných triaxiálních zkoušek v prostoru q/ ϵ	58
Obr. 51: Výsledky nedrénovaných triaxiálních zkoušek v prostoru q/ ϵ	58
Obr. 52: Výsledky drénované zkoušek v prostoru q/p.	59
Obr. 53: Výsledky zkoušek v prostoru q/ ϵ	60
Obr. 54: Výsledky drénovaných zkoušek v prostoru $\epsilon v/\epsilon a$	60
Obr. 55: Výsledky dalších drénovaných zkoušek v prostoru $\epsilon v/\epsilon a$	61
Obr. 56: Výsledky dalších drénovaných zkoušek v prostoru q/ ϵa	61
Obr. 57: Závislost úhlu vnitřního tření na relativní ulehlosti (Wichtmann a Triantafyllidis, 2016).....	62
Obr. 58: Grafické znázornění růstu ϕ_p v závislosti na I_d	63
Obr. 59: Cyklický triaxiální přístroj GDS. Laboratoř mechaniky zemin PřF UK.....	64
Obr. 60: Průběh nedrénované cyklické triaxiální zkoušky (Duque et al., 2021).....	65
Obr. 61: Výsledky cyklických triaxiálních zkoušek (Duque et al., 2021).....	66
Obr. 62: Souhrnné výsledky cyklických triaxiálních zkoušek (Duque et al., 2021)	66
Obr. 63: Výsledky zkoušek s nedrénovaným cyklickým předtížením (Duque et al., 2021).	67
Obr. 64 Výsledky automatické kalibrace.	70
Obr. 65: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky CD100_2	70
Obr. 66: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravených parametrů (červená barva) zkoušky CD200_4	71
Obr. 67: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky CD200_2	71
Obr. 68: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky Loose 2.	72
Obr. 69: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky Loose 3.	72
Obr. 70: Rozvržení experimentu (Wang et al., 2020).....	74
Obr. 71: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,127m a hloubky založení 1,5m.	75
Obr. 72: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,169 m a hloubky založení 1 m.	76
Obr. 73: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,169 m a hloubky založení 1,5 m.	76
Obr. 74: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,169m a hloubky založení 2,5m	77

Obr. 75: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,273 m a hloubky založení 0,75 m.....	77
Obr. 76: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,273m a hloubky založení 1m.....	78
Obr. 77: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,457 m a hloubky založení 1 m.....	78
Obr. 78: Srovnání výsledků experimentu a simulace u piloty průměru 0,273 m a hloubky založení 1 m.	80
Obr. 79: Výsledky simulací prvních pěti setů parametrů	81
Obr. 80: Výsledky simulací druhých pěti setů parametrů.	81

1 Úvod

Mechanické chování zemin při cyklickém zatěžování je v posledních letech velmi populární téma výzkumů. Jedním z největších využití je projektování a výstavba pobřežních větrných elektráren, v angličtině označovaných jako OWT – offshore wind turbines. Tato práce je součástí širšího projektu, jejíž výsledky budou dále využívány pro studium cyklického zatěžování zemin při numerických analýzách a laboratorních zkouškách na Univerzitě Karlově.

Práce je rozdělena na dvě části. V první části je provedena rešerše pokročilých konstitučních modelů umožňujících cyklické zatěžování zemin a případových studií numerické analýzy cyklického zatěžování OWT. Její součástí je i popis využívaných zakládání větrných elektráren, zatěžování, kterému jsou vystaveny v moři, a aktuálně používaných geotechnických návrhů založení.

Druhá část této práce je praktická, při které byly provedeny laboratorní práce na písku, kalibrace pokročilého konstitučního modelu a numerická analýza cyklického zatěžování piloty. Pro potřeby laboratorních prací bylo nutné nalézt nový zdroj Zbraslavského písku, který byl dále používán pro laboratorní práce. Na nově odebraném písku byly provedeno několik různých laboratorních zkoušek za účelem definování referenčního materiálu, který by mohl být dále využíván pro výzkum v laboratoři zemin na Univerzitě Karlově.

Další částí je kalibrace pokročilého konstitučního modelu s využitím dat, které byly získány z laboratorních zkoušek. Zvolený konstituční model byl Von Wolffersdorffův hypoplastický model pro písky. Kalibrace byla provedena s použitím online kalibračního softwaru ExCalibre.

Poslední částí praktické části byla numerická analýza cyklického zatížení piloty se srovnáním s fyzikálními zkouškami převzatými od Wanga et al. (2020). Plán práce byl takový, že se simulace provede v 2D a 3D, ale od analýzy ve 2D bylo upuštěno z důvodu nedostatečné reprezentativnosti výsledku a nakonec proběhla pouze 3D analýza. Samotná 3D analýza byla rozdělena na dvě části. První byla zpětná analýza s použitím Mohr-Coloumbova modelu. V druhé části byl původní plán provést analýzu s využitím hypoplastického modelu pro písky se zadanými parametry Wanga et al. (2020), ale ukázalo se, že výsledné simulace se zadanými parametry neodpovídaly experimentům, a proto byla úloha změněna na zpětnou analýzu.

2 Rešerše konstitučních modelů

Pro numerické modelování zatěžování jakéhokoliv materiálu je potřeba využít konstituční vztah. Konstituční vztah, také označován jako konstituční model, je matematická závislost mezi deformací, napětím a stavovými veličinami studovaného materiálu. Konstituční model lze obecně formulovat rovnicí:

$$\Delta\sigma = \mathbf{M}\Delta\epsilon \quad (1)$$

kde \mathbf{M} je matice tuhosti, σ je napětí a ϵ je přetvoření. Konstituční modely se dále dělí podle závislosti na přírůstku deformace nebo na změně stavových proměnných. Konstituční modely využívané v této práci pro simulaci úloh v kapitole 7.3.2 byly ideálně plastický Mohr–Coulombův konstituční model a Von Wolffersdorffův (1996) hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy. Tento model bude podrobněji popsán v následující kapitole

2.1 Teorie hypoplasticity

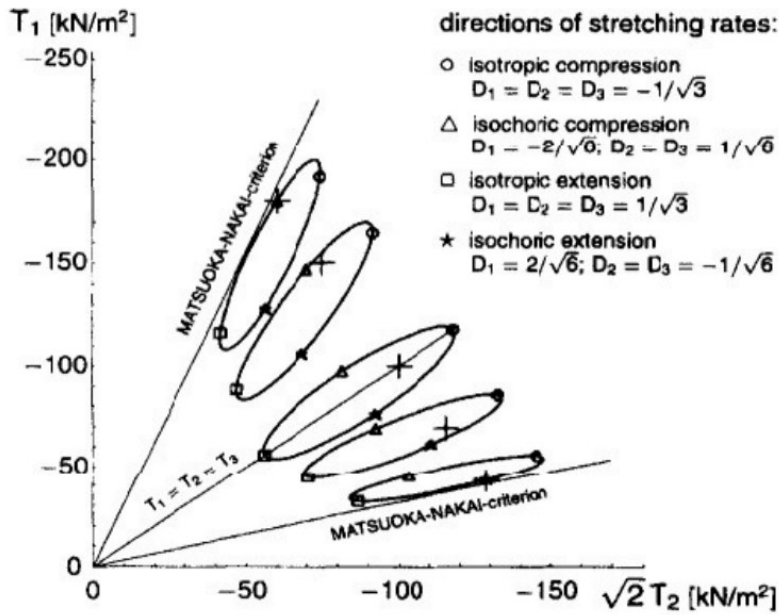
Teorie hypoplasticity je moderní přístup pro konstituční modelování. Obecně hypoplastické modely nerozlišují přetvoření na elastické a plastické. Hypoplastický konstituční model je definován pomocí jediné (2) rovnice, která dokáže předpovídat vyšší tuhost pro odlehčení a nižší při přitížení.

$$\dot{\sigma} = \mathbf{L}:\mathbf{D} + \mathbf{N}||\mathbf{D}|| \quad (2)$$

kde $\dot{\sigma}$ je Jaumannova objektivní rychlost napětí, \mathbf{D} je tenzor rychlosti deformace (přibližně rovný rychlosti přetvoření) a \mathbf{L} a \mathbf{N} jsou tenzorové funkce napětí. Postupně byly vytvořeny hypoplastické modely pro různé typy zemin a tyto modely byly dále upravovány pro simulaci cyklického zatěžování vložím stavové proměnné intergranular strain do matematické formulace modelu (Niemunis a Herle, 1997). I tato stavová proměnná byla dále upravovaná, popis modelů bude uveden v následujících kapitolách.

2.1.1 Hypoplastický model von Wolffersdorff

Von Wolffersdorffův hypoplastický model je nejpopulárnější hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy. Na rozdíl od elasto-plastických konstitučních vztahů nemají hypoplastické modely definované plochu plasticity, plastický potenciál (flow rule), pravidlo zpevnění a konzistenční meze (Von Wolffersdorff, 1996). Místo toho hypoplastické modely předpovídají nelineární chování pomocí jediné rovnice (2). Odezvu modelu je možné vizualizovat pomocí tzv. response envelope, které jsou spolu s uvažovanou Matsuoka–Nakai podmínkou plasticity zobrazeny na Obr. 1.



Obr. 1: Response envelope modifikovaného hypoplastického modelu (Von Wolffersdorff, 1996).

Konstituční rovnice hypoplastického modelu von Wolffersdorffa (1996) je definovaná pomocí (2), kde L je tenzor čtvrtého řádu lineární tuhosti a N je tenzor druhého řádu nelineární tuhosti. Jejich definice je uvedena následovně:

$$L = \frac{f_b f_e}{\hat{T} : \hat{T}} a^2 \left[\left(\frac{F}{a} \right)^2 I + \hat{T} \otimes \hat{T} \right] = \frac{f_b f_e}{T : T} \hat{L} \quad (3)$$

$$N = \frac{f_b f_e}{\hat{T} : \hat{T}} a^2 \left(\frac{F}{a} \right) [\hat{T} + \hat{T}^*] = \frac{f_b f_e}{T : T} \hat{N} \quad (4)$$

V těchto rovnicích jsou f_b a f_e barotropické a pyknotropické faktory. \hat{T} je relative stress a \hat{T}^* je jeho deviator. Jejich definice je následující, kde 1 je Kroneckerovo delta.

$$\hat{T} = \frac{T}{tr[T]}, \hat{T}^* = \frac{T}{tr[T]} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \quad (5)$$

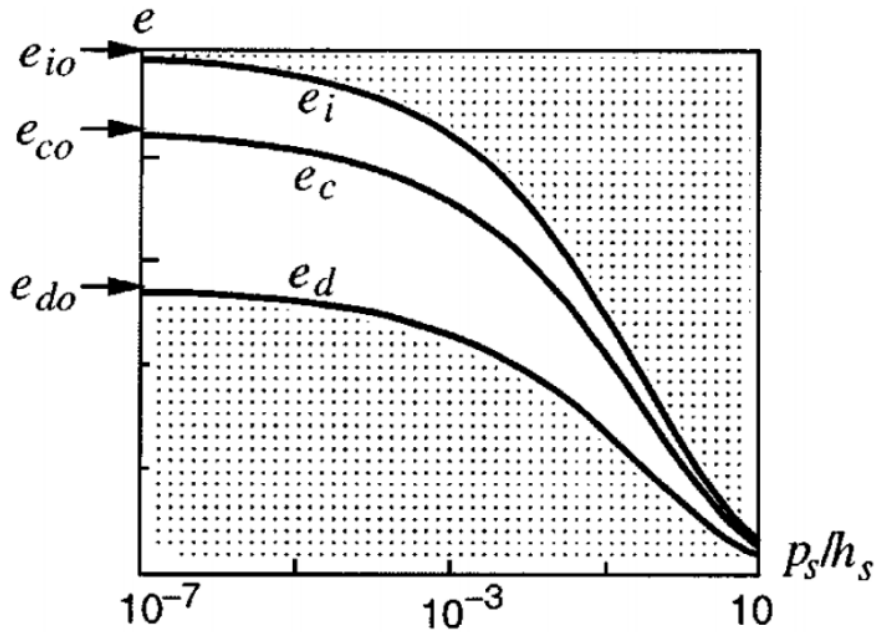
Faktor f_d je závislý na čísle pórovitosti a je definován na následující rovnici,

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^\alpha \quad (6)$$

kde α je materiálový parametr, e_d nejnižší možné číslo pórovitosti a e_c je kritické číslo pórovitosti. Tato čísla pórovitosti, ještě spolu s nejnižším možným číslem pórovitosti e_i , jsou definovány podle Bauerova a Gudehuse (1996) dle rovnice:

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{-tr[T]}{h_s} \right)^{n_B} \right] \quad (7)$$

Čísla pórovitosti e_{i0} , e_{d0} a e_{c0} jsou parametry modelu při $T = 0$ a představují koncept limitujících křivek čísel pórovitosti. Z tohoto konceptu vyplývá existence třech čar e , které vymezují přípustné stavy zeminy pro aktuální stav materiálu. Vývoj těchto křivek v závislosti na napětí je uveden na Obr. 2.



Obr. 2: Limitní křivky čísel pórovitosti (Herle a Gudehus, 1999).

Barotropická funkce f_b je definovaná rovnicí:

$$f_b = \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}}\right)^\beta \frac{h_s}{n_B} \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{-tr[\mathbf{T}]}{h_s}\right)^{1-n_B} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_c - e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (8)$$

Pyknotropická funkce f_e , která řídí závislost tuhosti materiálu na číselu pórovitosti je definovaná rovnicí:

$$f_e = \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \quad (9)$$

Výše uvedené skalární faktory F a a řídí Matsuoko–Nakai plochu plasticity a jsou definované rovnicemi:

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2(\psi) + \frac{2 - \tan^2(\psi)}{2 + \sqrt{2} \tan(\psi) \cos(3\theta)}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan(\psi) \quad (10)$$

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin(\varphi_c))}{2\sqrt{2} \sin(\varphi_c)} \quad (11)$$

Von Wolffersdorffův hypoplastický model má dohromady 8 parametrů, jejichž popis a způsob kalibrace bude uveden v kapitole 6.

2.2 Intergranular strain (Niemunis a Herle, 1997)

Nemodifikovaný von Wolffersdorffův hypoplastický model dokáže velmi dobře reprodukovat monotónní zatěžování, ale se simulací cyklického zatěžování při malých přetvořeních má problém kvůli podhodnocení tuhosti při odlehčení (von Wolffersdorff, 1996). Toto podhodnocení způsobuje vysokou akumulaci plastického přetvoření označované jako ratcheting. Další problém nemodifikovaného modelu je chybějící paměťová proměnná. Tato proměnná zaznamenává historii zatěžování, která má výrazný vliv na tuhost při dalším zatěžování nebo změně směru zatěžování.

Pro odstranění těchto problémů při simulaci cyklického zatěžování vytvořil Niemunis a Herle (1997) rozšíření hypoplastického modelu označeného Intergranular strain (IS). IS rozšíření ovlivňuje odezvu modelu při velmi malých přetvořeních a při změně směru zatěžování. Po dosažení maximální hodnoty intergranular strain se začne přetvoření vypočítávat původním hypoplastickým modelem. Za tímto účelem je při malých přetvořeních upravená konstituční rovnice hypoplastického modelu a je zde přidána stavová veličina označovaná jako tenzor intergranular strain \mathbf{h} (Niemunis a Herle, 1997). Tenzor \mathbf{h} je definován rovnicí,

$$\dot{\mathbf{h}} = \begin{cases} (I - \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}}\rho^{\beta r}) : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} & \vec{\mathbf{h}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} > 0 \\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} & \vec{\mathbf{h}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \leq 0 \end{cases} \quad (12)$$

$$\rho = \|\mathbf{h}\| / R \quad (13)$$

$$\vec{\mathbf{h}} = \mathbf{h} / \|\mathbf{h}\| \quad (14)$$

kde βr a R jsou materiálové parametry IS a $\vec{\mathbf{h}}$ je směr intergranular strain. Parametr βr řídí amplitudu přetvoření při malých přetvořeních a parametr R je maximální hodnota intergranular strain \mathbf{h} (Niemunis a Herle 1997) a reprezentuje velikost elastických přetvoření (Mašín 2019). Konstituční rovnice hypoplastického modelu s IS je popsána rovnicí,

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{M} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (15)$$

kde matice tuhosti je definovaná rovnicí:

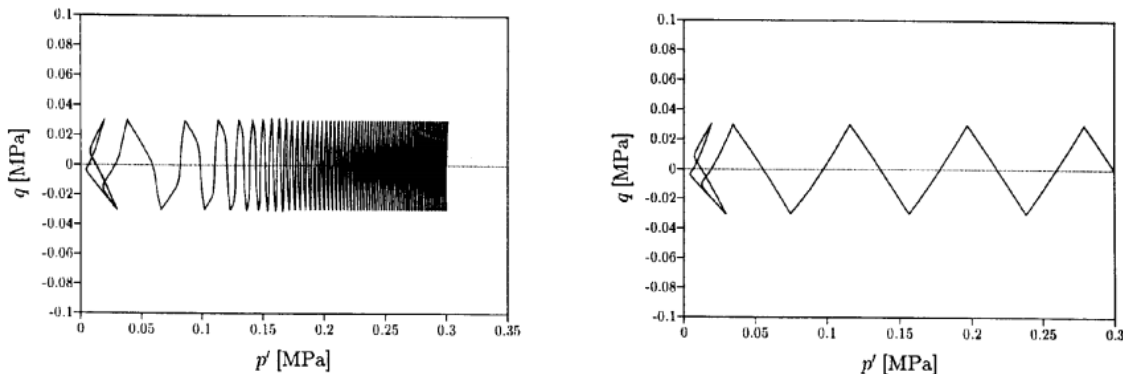
$$\mathbf{M} = \begin{cases} m_1 L^{hyp} + m_2 L^{hyp} : \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}} + \rho^\chi N^{hyp} \vec{\mathbf{h}} & \vec{\mathbf{h}} : \boldsymbol{\varepsilon} > 0 \\ m_1 L^{hyp} + m_3 L^{hyp} : \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}} & \vec{\mathbf{h}} : \boldsymbol{\varepsilon} \leq 0 \end{cases} \quad (16)$$

kde L^{hyp} je hypoelastický tenzor čtvrtého řádu, N^{hyp} je hypoplastický tenzor druhého řádu. χ je parametr řídící pokles tuhosti v závislosti na cyklickém zatěžování. Skalární parametry m_1 , m_2 a m_3 jsou zvoleny tak, aby model dokázal popsat změnu tuhosti materiálu v závislosti na směru zatížení a hodnotě přetvoření (Niemunis a Herle, 1997). Tyto skalární parametry jsou popsány rovnicemi:

$$\begin{aligned} m_1 &= \rho^\chi m_T + (1 + \rho^\chi) m_R \\ m_2 &= \rho^\chi (1 - m_T) \\ m_3 &= \rho^\chi (m_R - m_T) \end{aligned} \quad (17)$$

kde m_R a m_T jsou materiálové parametry. IS model má dohromady pět materiálových parametrů, jejichž kalibrace bude popsána v kapitole 6.

Takto definovaný model dokáže lépe vystihnout cyklické zatěžování zemin a odstranit některé problémy nemodifikovaného von Wolffersdorffova (1996) hypoplastického modelu. Srovnání simulace nedrénované cyklické triaxiální zkoušky pomocí IS modelu a nemodifikovaného modelu je uvedeno na Obr. 3.



Obr. 3: Srovnání simulace IS modelu (vlevo) a nemodifikovaného modelu (vpravo) (Niemunise a Herleho 1997).

Vývoj IS rozšíření výše uvedenou definicí neskončil. Bylo vytvořeno několik modifikací původního modelu jako modifikovaný IS model od Wegenera a Herleho (2014) a Duqueho et al. (2020). Úpravou a přeformulováním původního IS modelu s využitím teorie elastoplasticity a mezní plochy byl vytvořený model označovaný jako ISA (Fuentes a Triantafyllidis, 2015).

2.2.1 ISW (Wegener a Herle 2014)

Wegener a Herle (2014) upravili IS model přidáním jednoho nového parametru γ , u kterého platí $\gamma > \chi$. V literatuře je model označovaný jako ISW. Znění tečného modulu M upravili na:

$$\mathbf{M} = \begin{cases} m_1 L^{hyp} + m_2 L^{hyp} : \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}} + \rho^\gamma N^{hyp} \vec{\mathbf{h}} & \vec{\mathbf{h}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} > 0 \\ m_1 L^{hyp} + m_3 L^{hyp} : \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}} & \vec{\mathbf{h}} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \leq 0 \end{cases} \quad (18)$$

Skalární veličiny m_1 , m_2 a m_3 jsou stejné jako u původního IS modelu. Tato úprava modelu vedla k snížení akumulace přírůstku přetvoření a vylepšila schopnost modelu simulovat problémy s vyšším počtem cyklů. Problém modelu je takový, že kvůli konstantní hodnotě parametru γ nedokáže přesně simulovat cykly s vyšší amplitudou přetvoření (Fuentes et al., 2021). V této fázi dochází k rychlejší akumulaci přetvoření. Tento problém byl studován v práci Duqueho et al. (2020) upravením parametru γ , který může měnit svou hodnotu v závislosti na akumulaci přetvoření.

2.2.2 ISI (Duque et al., 2020) a srovnání IS, ISW a ISI

Průběh cyklického zatěžování lze rozdělit na tři části. Na Obr. 60d lze vidět rozdělení zkoušky na fázi A, B a C. Obecně se dá popsat zkouška tak, že při fázi A dochází k rychlému nárůstu akumulovaného pórového tlaku. S vzrůstajícím počtem cyklů zkouška přechází do fáze B. Při této fázi dochází k výraznému zpomalení akumulace pórových tlaků. Při fázi C dochází k výraznému zrychlení akumulace a rychlému nárůstu přetvoření až do porušení. Z důvodu závislosti aktuálního přetvoření na historii zatěžování upravil Duque et al. (2020) intergranular strain model Wegenera (ISW) a Herleho (2014), aby dokázal tuto závislost nasimulovat. Tento model byl pojmenován intergranular strain improvement (ISI).

Konstituční vztah je podobný jako v případě modelu Wegenera a Herleho (2014). Rovnice matice tuhosti je následující:

$$\mathbf{M} = \begin{cases} m_1 L^{hyp} + m_2 L^{hyp} : \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}} + \rho^\gamma \mathbf{N}^{hyp} \vec{\mathbf{h}} & \vec{\mathbf{h}} : \boldsymbol{\varepsilon} > 0 \\ m_1 L^{hyp} + m_3 L^{hyp} : \vec{\mathbf{h}}\vec{\mathbf{h}} & \vec{\mathbf{h}} : \boldsymbol{\varepsilon} \leq 0 \end{cases} \quad (19)$$

Na rozdíl od ISW je exponent γ upravený na vztah:

$$\gamma = \gamma_\chi \chi \quad (20)$$

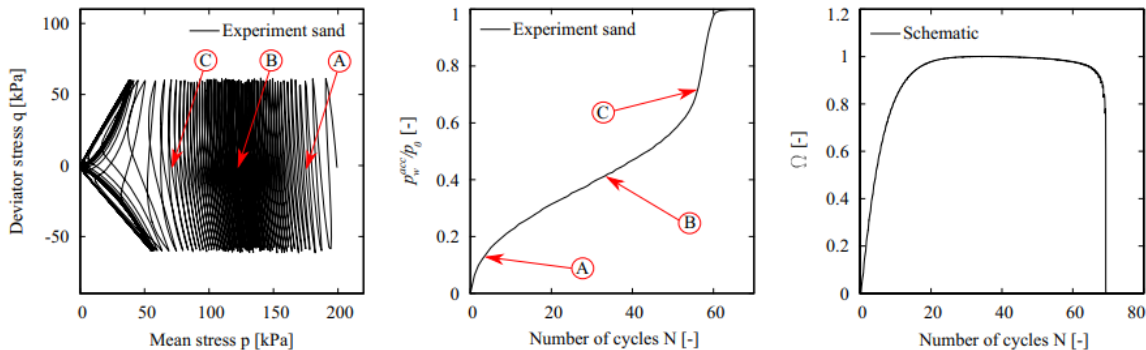
kde γ_χ je nový parametr modelu a χ je interpolační funkce. Do výpočtu funkce χ je zakomponovaný efekt historie zatěžování. Pro výpočet funkce χ byla využita nová stavová proměnná označovaná jako Ω (Duque et al., 2020). Rovnice proměnné Ω v přírůstkovém vyjádření je popsána rovnicí,

$$\dot{\Omega} = C_\Omega (1 - \rho^\gamma - \Omega) \|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}\| \quad (21)$$

kde parametr C_Ω řídí její rychlost změny. Rovnice interpolační funkce χ je poté definovaná následovně:

$$\chi = \chi_0 + \Omega(\chi_{max} - \chi_0) \quad (22)$$

χ_{max} a χ_0 jsou parametry modelu. Průběh cyklické triaxiální zkoušky a vývoj hodnot proměnné Ω je uveden na Obr. 4.



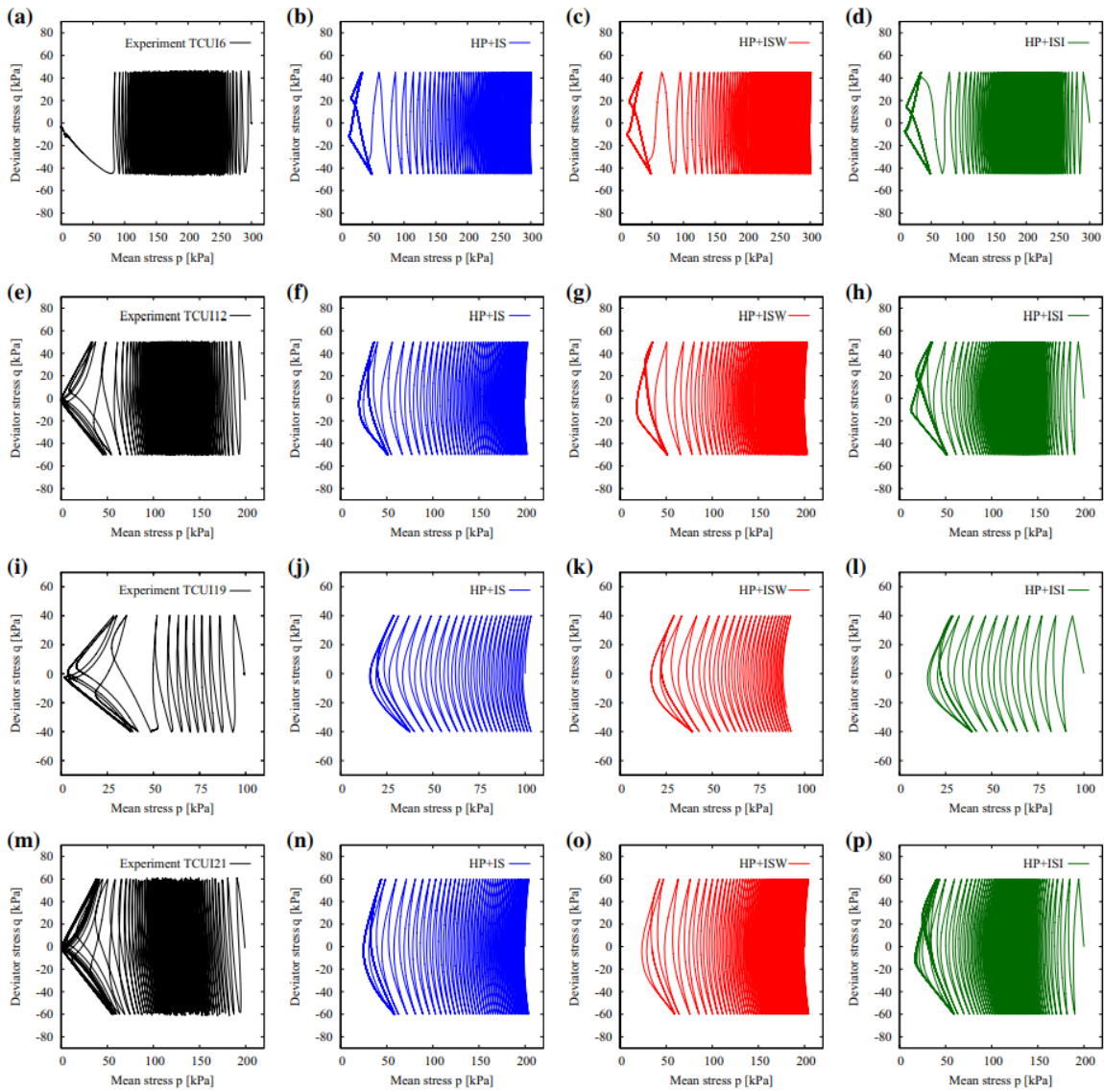
Obr. 4: Průběh cyklické triaxiální zkoušky a vývoj hodnoty proměnné Ω (Duque et al., 2020).

Na počátku zkoušky je hodnota proměnné Ω rovna nule z důvodu izotropní konsolidace vzorku před začátkem zkoušky. Během fáze A popsané na Obr. dochází k rychlé akumulaci pórového tlaku zatěžovacími cykly s malým přetvořením a parametr Ω se zvyšuje až na jeho maximální hodnotu $\Omega = 1$. Parametr Ω bude

mít hodnotu $\Omega = 1$, dokud zatěžovací cykly zůstanou v oboru malých přetvoření, tj. do konce fáze B. Když se průběh zkoušky dostane do fáze C, jak je popsáno na Obr. 4, parametr Ω se začne snižovat až na hodnotu nula, což umožňuje opětovné zrychlení akumulace pórových tlaků až k porušení vzorku.

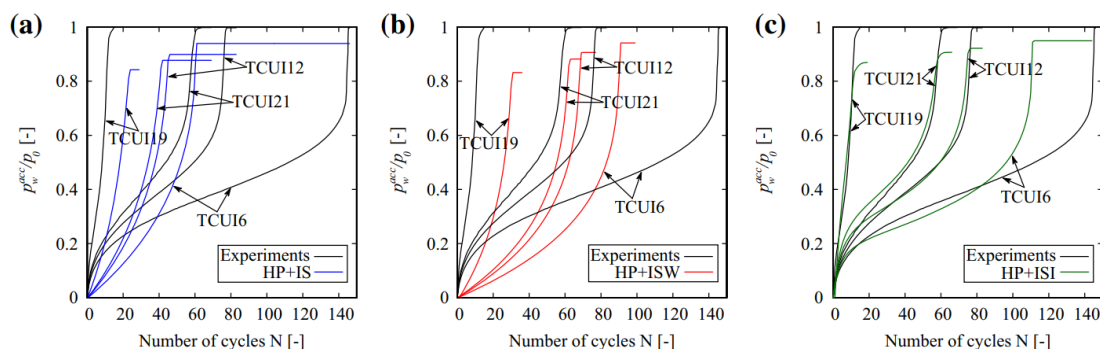
2.2.3 Srovnání IS, ISW a ISI

Srovnání *intergranular strain* modelů je převzato od Duqueho et al. (2020). Zkoušky a jejich simulace je uvedena na Obr. 5 v zobrazení deviátorového a efektivního středního napětí. Zkoušky měly rozdílné počáteční hodnoty relativní ulehlosti a hodnoty deviátorového napětí.



Obr. 5: Srovnání cyklických triaxiálních zkoušek a jejich simulací s IS, ISW a ISI (Duque et al., 2020).

Z jejich srovnání na Obr. 5 je vidět lepší schopnost ISI modelu vystihnout průběh zkoušky na rozdíl od IS a ISW modelu. Schopnosti modelu jsou ještě lépe viditelné na Obr. 6. Srovnání experimentů a simulací pomocí IS, ISW a ISI je prezentováno v prostoru normovaného akumulovaného pórového tlaku a počtu cyklů. Kvůli zavedení proměnné Ω dokáže ISI model lépe předpovědět tvary křivek do určité hodnoty počtu cyklů. Neschopnost modelů simulovat vyšší počet cyklů je z důvodu jejich implicitní formulace, při které je každý cyklus simulován zvlášť. To způsobuje postupné narůstání chyby při numerickém výpočtu. Tento problém se dá vyřešit využitím explicitního modelu jako High cycle accumulation model od Niemunise et al. (2005). Explicitně formulovaný model nesimuluje každý zatěžovací cyklus zvlášť a přetvoření během zatěžování vypočítává přímo (viz kapitola 2.4).



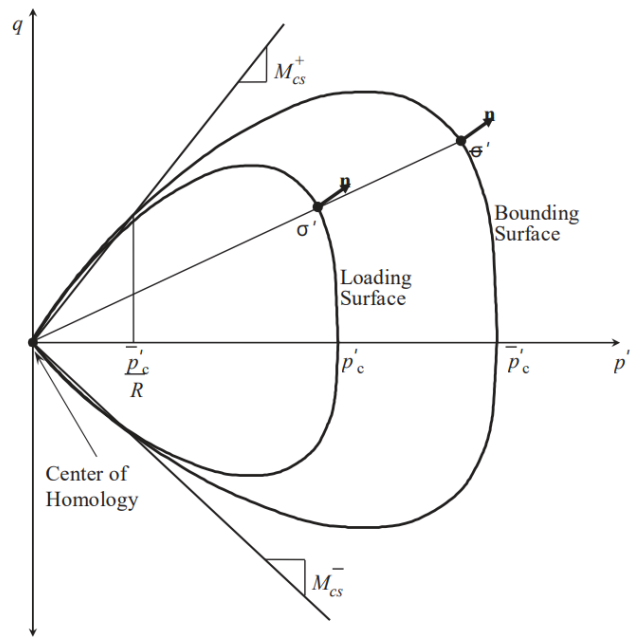
Obr. 6: Srovnání experimentu se simulací pomocí IS, ISW a ISI (Duque et al., 2020).

Vývoj ISI modelu neustále pokračuje se snahou odstranit problémy tohoto modelu. ISI model špatně předpovídá akumulaci přetvoření při simulaci uzavřených cyklů s velmi malým přetvořením, nadhodnocuje akumulaci přetvoření při odlehčovací fázi cyklů s malou amplitudou přetvoření a také špatně simuluje hysterezní smyčky při cyklech s vysokým přetvořením ulehklých písků (Duque et al. 2020).

2.3 Jiné pokročilé konstituční modely

V předchozí kapitole byl popsán von Wolffersdorffův (1996) hypoplastický model a jeho rozšíření. Teorie hypoplasticity není ale jediná teorie, na které jsou postavené konstituční vztahy pro hrubozrnné zeminy. Velmi populárním typem konstitučních vztahů jsou elasto-plastické modely se zpevněním a mezní plochou plasticity. Zpevněním se myslí schopnost modelu měnit velikost, tvar nebo polohu plochy plasticity v závislosti na aktuálním napětí. Pokud se mění pouze velikost plochy plasticity beze změny tvaru, mluvíme o izotropním zpevnění. Jedním z prvních modelů, který do své formulace integruje izotropní zpevnění a teorii kritických stavů, je *Cam clay* model vyvinutý v 60. letech v Cambridge. Problém izotropního zpevnění je jeho neschopnost simulace cyklického zatěžování při cyklech odehrávajících se v elastickém oboru deformace (Herle, 2003). Pokud se mění poloha plochy plasticity v závislosti na napětí nebo jiných stavových proměnných, jedná se o kinematické zpevnění. Při této formulaci se plocha plasticity pohybuje v závislosti na matematické formulaci evolučních rovnic translačním nebo rotačním pohybem. Když model dokáže popsat změnu polohy a velikosti, označují se jako modely s kombinovaným zpevněním. Příkladem konstitučního modelu s kinematickým zpevněním je model Severn–Trent vyvinutým Gajo a Woodem (1999a).

Modely s mezní plochou plasticity (*bounding surface plasticity*) jsou speciálním případem elasto-plastických modelů. Mezní plocha omezuje přípustné a nepřístupné stavy zeminy. Velikost plastických přetvoření se vypočítá ze vzdálenosti aktuálního bodu napětí a projekcí tohoto bodu na mezní plochu. Tento vztah na výpočet plastických přetvoření se u modelů s mezní plochou plasticity označuje *mapping rule*. Příklad mezní plochy, plochy plasticity a mapovacího pravidla je uveden na Obr. 7.



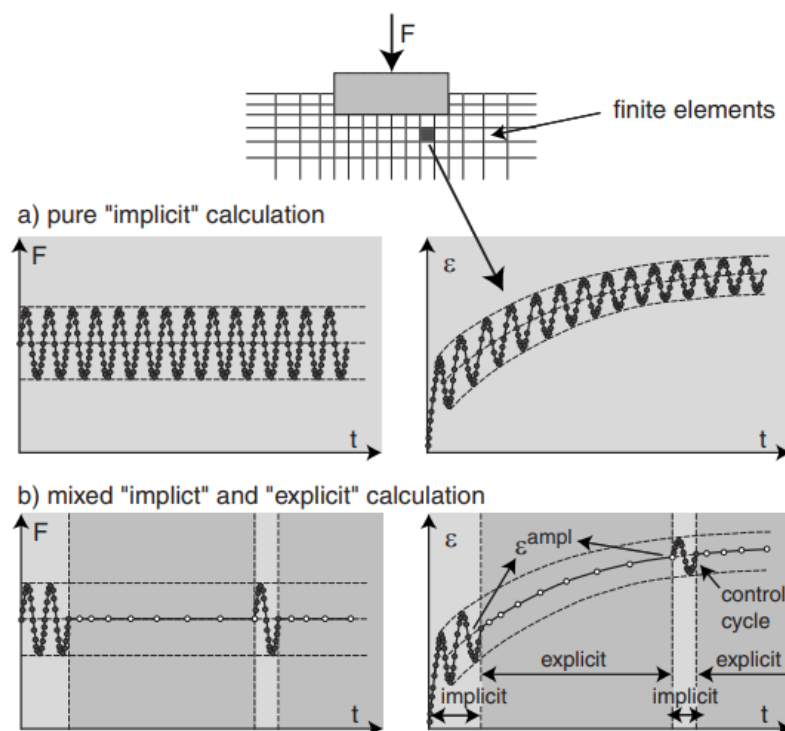
Obr. 7: Bounding a loading surface a mapping rule \mathbf{n} (Khalili et al., 2005).

Příklad modelu s mezní plochou plasticity je rodina modelů SANISAND (Taiebat a Dafalias, 2008). Jedna z modifikací původního modelu označované jako SANISAND-Z (Dafalias a Taiebat, 2016) nemá elastický region přetvoření a dokáže lépe simulovat cyklické zatěžování.

2.4 Explicitní model High cycle accumulation

Konstituční vztah pojmenovaný *High cycle accumulation* model (HCA) je moderní přístup pro simulaci cyklického zatěžování s vysokým počtem cyklů. Tento model, podobný vazkoplastickým modelům, které mají ve své matematické formulaci jako proměnnou čas, má počet cyklů jako stavovou proměnnou (Niemunis et al., 2005).

HCA model využívá explicitní výpočetní strategii na rozdíl od ostatních konstitučních modelů, které využívají implicitní výpočetní strategii. Při implicitní výpočetní strategii jsou zatěžovací cykly vypočítávány velkým množstvím malých přírůstků napětí a přetvoření. To vede při simulaci více než 50 cyklů k akumulaci velké numerické chyby (Niemunis et al. 2005). Explicitní modely jako HCA nesimulují každý cyklus zvlášť a akumulované přetvoření vypočítává přímo. Srovnání těchto dvou přístupů je uvedeno na Obr.8.



Obr.8: Srovnání implicitní a explicitní strategie výpočtu (Wichtmann et al., 2010).

Pro samotnou implementaci HCA modelu do softwaru využívajících metodu konečných prvků je třeba využít implicitní konstituční model pro zavedení napěťo-deformačních charakteristik do studovaného problému (Niemunis et al. 2005). V případě HCA modelu jde o hypoplastický model s IS rozšířením (Niemunis a Herle 1997). Problém HCA modelu je vysoký počet parametrů. Jen hypoplastický model s IS rozšířením jich má 13 a samotný HCA model jich má 7. Pro kalibraci parametrů HCA modelu je potřeba provést mnoho cyklických triaxiálních zkoušek. Kalibrace modelu je vcelku náročná a její postup je uveden v práci Wichtmanna et al. (2009).

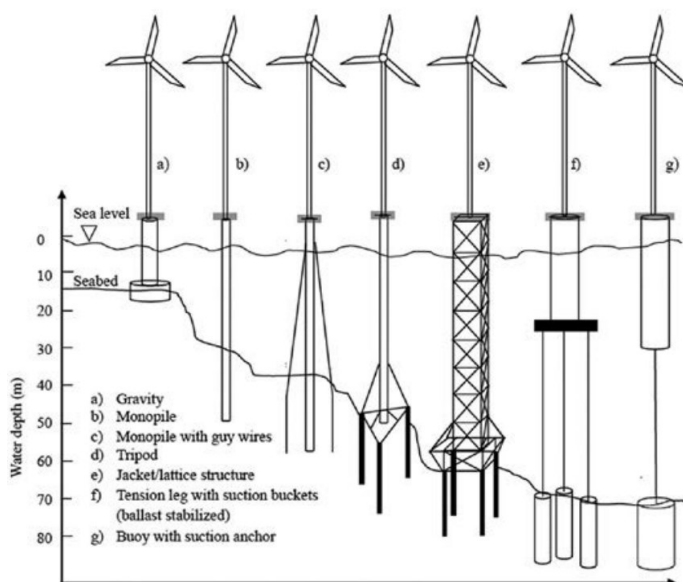
3 OWT – Offshore wind turbines

V současnosti je otázka globálního oteplování čím dál ožahavější téma a obnovitelné zdroje nabývají na významu. Jedním z nejdiskutovanějších zdrojů jsou větrné elektrárny instalované v pobřežních oblastech (*offshore wind turbines, OWT*). Trh s OWT rostl v letech 2010 až 2020 o 30 % ročně (IEA, 2019a) a totální instalovaný výkon v roce 2019 byl 29 GW (IRENA, 2020). Technologie a výkon větrných elektráren se neustále zvyšuje, čímž se i zvyšuje náročnost návrhu jejich založení, které je neustále podrobováno soustavným vědeckým zkoumáním. Průměrný výkon jednotlivé větrné elektrárny se zvýšil z 3 MW v roce 2010 na 15 až 20 MW očekávané na trhu v příštích dvou dekádách (IRENA, 2019).

Případ OWT je jedním z nečastějších důvodů pro studium cyklického zatěžování zemin. Dalšími oblastmi, ve kterých se toto zatěžování studuje, jsou liniové stavby, jako např. silnice a železniční spodky či zdymadla.

3.1 Založení OWT

Existuje několik způsobů založení větrných elektráren v pobřežních oblastech. Na Obr. 9 se nachází různé formy založení OWT.

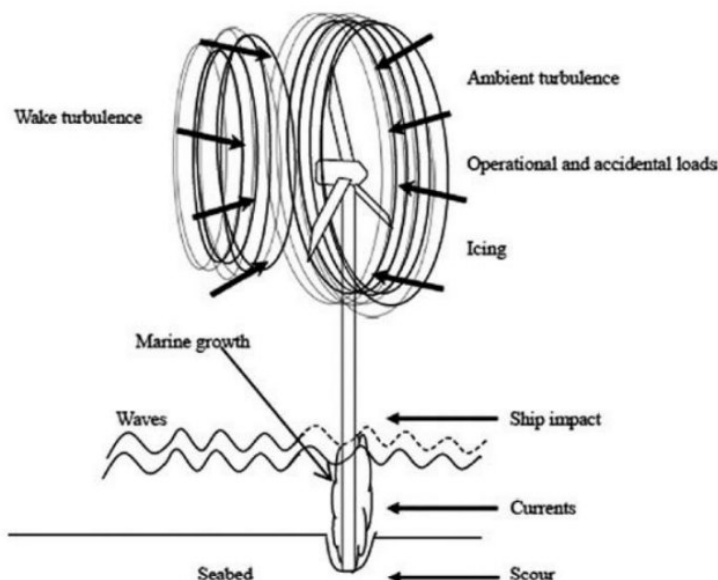


Obr. 9: Založení větrné elektrárny v závislosti na hloubce moře (Arshad a O'Kelly, 2016).

Nejpopulárnější způsob založení je monopilotové, které je využito u 81 % větrných elektráren v Evropě (WindEurope, 2020). Tento způsob založení je relativně levný a jednoduchý na instalaci (Arshad a O'Kelly, 2016). Maximální hloubka vody, při které se dá využít monopilotové založení, je dle IEA (2019) 50 metrů. Průměry monopilotových založení se pohybují mezi třemi až osmi metry, ale existují i výjimky s vyšším průměrem do 10 metrů. Průměrná hloubka vetknutí se pohybuje mezi 20 a 40 metry. Dle Blanca (2009) je cena samotného základu větrné elektrárny 25 % celkové částky za stavbu. Jako další způsoby pro založení OWT jsou různé formy pilotových skupin, příhradové konstrukce na pilotách a kesony v různých uskupeních, které jsou často označovány jako *suction bucket foundation*. Většina těchto způsobů byla už dříve využívána při těžbě přírodních uhlovodíků v mořích.

3.2 Zatěžování OWT

Zatěžování zakládání OWT je způsobeno mnoha faktory. Na Obr. 10 jsou uvedeny různé faktory způsobující zatěžování OWT.



Obr. 10: Zatěžování OWT (Arshad a O'Kelly, 2016).

Environmentální cyklické a monotónní zatěžování je tvořeno větrem, vodními proudy a variací hladiny vody způsobené přílivem a odlivem. Tyto jevy mají cyklický charakter s různými směry, amplitudou a frekvencí. Vertikální zatížení je způsobeno samotnou vahou gondoly elektrárny a vahou listů rotoru. Jedním z dalších problémů, s kterými se musí počítat při návrhu samotné větrné elektrárny, je její vlastní frekvence a vibrace struktury OWT. Nejvýznamnějším procesem indukujícím vibrace OWT je *shadowing effect*, což je proces způsobující nerovnováhu celé struktury kvůli rotaci listů elektrárny (Arshad a O'Kelly, 2016).

Podle Arshada a O'Kellyho (2016) je horizontální zatížení mnohem důležitější než vertikální zatížení. Cyklické zatěžování je ale při návrzích většinou zjednodušováno na statické cyklické zatížení složené z určitého počtu cyklů se stejnou hodnotou zatížení, jako na příklad v práci Jostada et al. (2014). Kvůli složitosti přirozeného cyklického zatěžování je toto téma neustále podrobováno studiu a vyvíjí se nové postupy pro simulaci cyklického zatěžování a stability OWT.

3.2.1 Geotechnický návrh založení OWT

Existuje několik standardů pro návrh založení větrných elektráren na moři pro horizontální monotónní a cyklické zatěžování. Velmi často využívané jsou standardy DNV-GL-AS 2016 a API 2014a. Všechny standardy řeší dva přípustné stavy označované jako ULS („*Ultimate limit state*“) a SLS („*Serviceability limit state*“). Tyto termíny odpovídají prvnímu meznímu stavu a druhému meznímu stavu. V případě OWT se více řeší SLS, který je definován maximálními přípustnými hodnotami akumulované rotace celého monopilotového založení OWT.

U obou standardů, AP 2014a a DNV-GL-AS 2016, je využívanou metodou p-y metoda, která je označovaná jako „*The Beam on a Non-linear Winkler Foundation approach*“ (BNWF). Při této metodě je monopilotové založení zjednodušeno na elastický Euler–Bernoulliho nosník a zemina okolo založení je nahrazena nelineárními elastickými pružinami s tuhostí závislou na hloubce. Tuhost pružin je získána ze sečné tuhosti křivek p-y, kde p je označované jako „*lateral soil reaction*“ a y je horizontální přetvoření pro stanovenou hloubku.

Tato metoda byla vytvořena pro potřeby ropného průmyslu, z čehož vyplývají problémy pro návrh založení OWT. Jeden z rozdílů je, že monopilotové založení OWT se chová jako tuhá nebo polo-tuhá pilota, na rozdíl od pilot, na kterých byla metoda p-y vyvinuta. Kvůli tomu nemůže konvenční p-y metoda dostatečně vhodně popsat průběh zatěžování ve srovnání se simulací pomocí metody konečných prvků (Herne a Edgers, 2010; Sørensen, 2012).

Pokračující vývoj počítačových technologií umožňuje využívání neustále pokročilejších technologií. Jedním z důležitých nástrojů pro simulaci cyklického zatěžování jsou pokročilé konstituční modely jako hypoplastický model s intergranulárním přetvořením (Niemunis a Herle, 1997) nebo explicitní konstituční model označovaný jako „*High cycle accumulation*“ model (HCA) vytvořený Niemunise et al. (2005). Oba tyto modely jsou popsány v kapitole 2.2 a 2.4.

4 Simulace cyklického zatěžování OWT

V této kapitole budou prezentovány případové studie numerického cyklického zatěžování OWT, které jsou často srovnávány s fyzikálním modelováním v geotechnické centrifuzi. Případové studie byly převzaty od jiných autorů.

4.1 Numerická studie založení OWT pomocí *suction bucket*

Jak už bylo zmíněno v kapitole 3.1, existuje mnoho způsobů založení větrných elektráren. V případě práce Ochmanskiho et al. (2021) se simulovalo cyklické zatěžování *suction bucket* pomocí metody MKP a hypoplastického modelu Von Wolffersdorffa (1996) a jeho IS rozšíření (Niemunis a Herle, 1997).

Chování založení OWT pomocí *suction bucket foundation* (někdy též označované jako kesonové založení nebo jako tripod) je odlišné od založení pomocí piloty. Kvůli tomu, že základ není symetrický, záleží na směru zatěžování, při kterém působí na kesony buď tlakové nebo tahové napětí. Tato vlastnost základu způsobuje nerovnoměrné změny vlastností zeminy v okolí kesonu s tlakovým a tahovým zatížením. Kvůli této nerovnoměrnosti přetvoření zeminy dochází k procesu označovanému jako *self-healing effect* (Sturm et al., 2008), který obnovuje dynamickou tuhost zeminy v podzákladí tripodu.

4.1.1 Popis studovaného problému

Jako podklad pro simulaci cyklického zatěžování kesonového založení OWT byly Ochmanski (2021) zvoleny zkoušky provedené v geotechnické centrifuzi Wangem et al. (2018). Všechny kesony měly stejné rozměry hloubky a průměru, a to osm metrů. Tloušťka stěny kesonu byla 0,2 m a tloušťka vrchu kesonu byla 0,5 m. Vzdálenost mezi jednotlivými kesony byla 30 metrů od jejich středu. Samotný stožár, na kterém by byla instalovaná větrná elektrárna, měl výšku 32 metrů a průměr 5 metrů s tloušťkou stěny 0,5 m. Pro všechny konstrukční části kesonového založení byl zvolen tuhý materiál s elastickým modulem 72 GPa a poissonovým číslem 0.3.

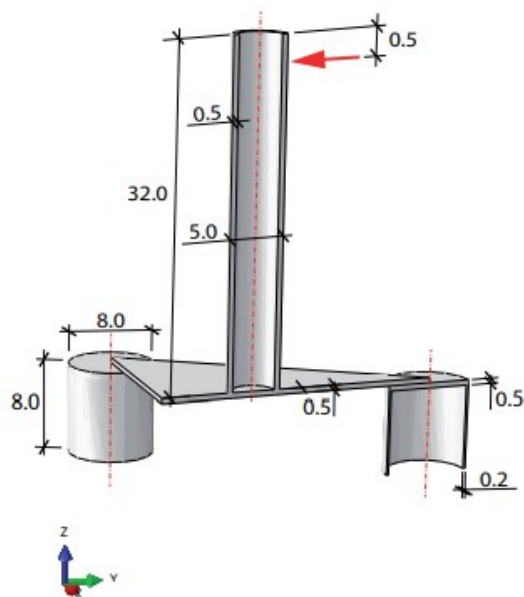
Pro modelování interakce kesonu a zeminy byl zvolen lineárně elastický ideálně plastický model s Mohr–Coulombovou podmínkou porušení. Úhel vnitřního tření byl tak zvolen jako $2/3 \tan(\phi_c)$ dohromady s referenční hodnotou soudržnosti 0,1 kPa pro stabilitu simulace. Tuhost modelu byla zvolená 1000 MPa pro normálový směr a 10 MPa pro tečný směr. Zemina využitá pro simulaci byla středně ulehlý Fujian písek s parametry hypoplastického modelu určenými v práci Wanga et al. (2018). Parametry zeminy jsou uvedeny v Tab. 1.

Tab. 1: Parametry Fujian písku pro hypoplastický model (Wang et al., 2018).

G_s	γ_d	e_0^*	ϕ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R	m_R	m_T	β_r	χ	
–	kN/m^3	–	°	MPa	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	
Set I	2.633	14.80	0.745	32.5	25000	0.31	0.607	0.952	1.14	0.08	1.8	0.0001	4.9	2.6	0.4	0.8
Set II													3.9		0.1	

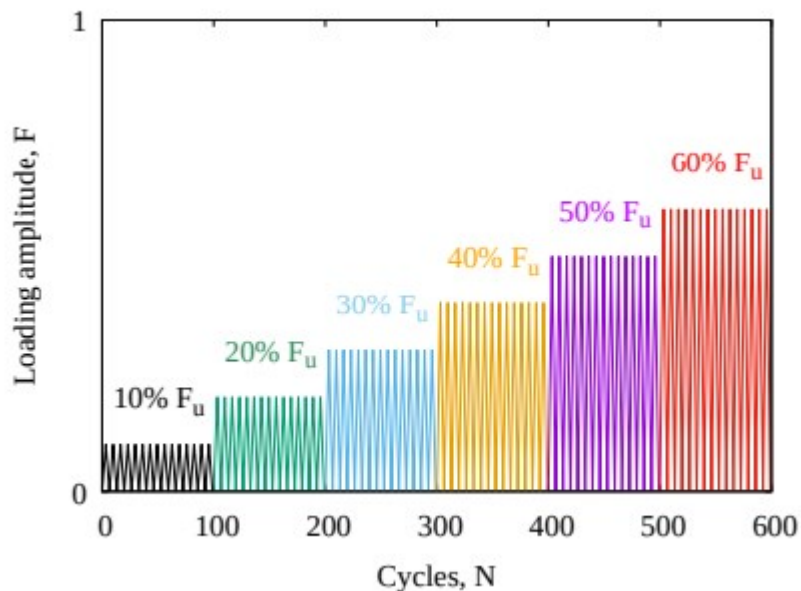
V Tab. 1 jsou uvedené dva odlišné parametry IS modelu. Parametry ze setu „I“ výrazně nadhodnocují akumulaci přetvoření při drénovaném cyklickém zatěžování (Duque et al., 2020), a proto byly upraveny do setu „II“. Písek byl středně ulehlý s hodnotou relativní ulehlosti 60 %, stejně jako při simulaci v geotechnické centrifuzi v práci Wanga et al. (2018).

Konstrukce byla zatěžovaná ve výšce 31,5 m s orientací založení popsané na Obr. 11:



Obr. 11: Orientace zatěžování OWT (Ochmanski et al., 2021).

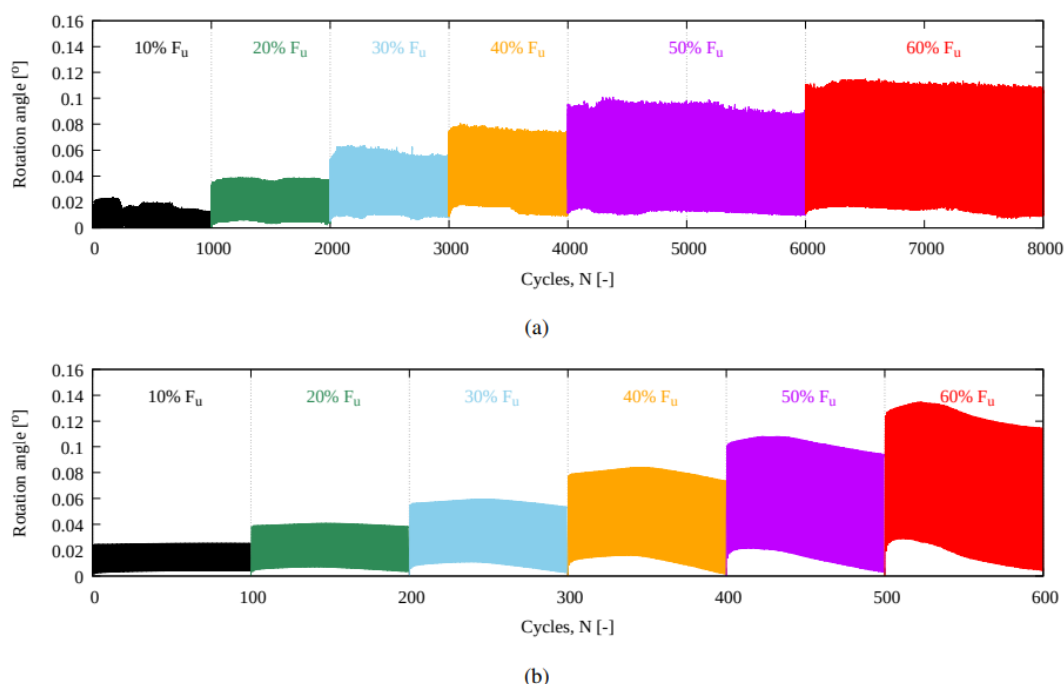
Cyklické zatížení bylo rozděleno na šest zatěžovacích stupňů s konstantními cykly se zatížením 10 až 60 % F_u , což je napětí, při kterém dojde k destrukci konstrukce (1. mezní stav). Grafické znázornění cyklického zatížení je popsáno na Obr. 12. Během každého zatěžovacího stupně bylo aplikováno 100 cyklů zatížení. Počet cyklů byl redukován oproti simulaci v geotechnické centrifuzě. Celý 3D model studovaného problému měl 26000 elementů.



Obr. 12: Popis zatěžování se vzrůstající amplitudou zatížení (Ochmanski et al., 2021).

4.1.2 Výsledky simulace

Výsledky simulace s oběma sety parametrů popsaných v Tab. 1 jsou prezentovány na následujících obrázcích. Na Obr. 13 je srovnání simulace v geotechnické centrifuzi (a) a numerické simulace (b).

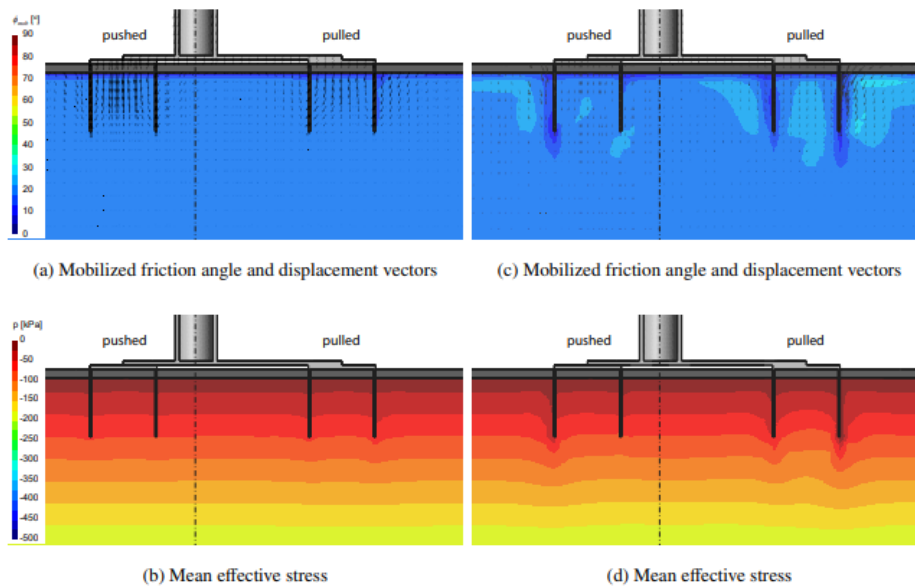


Obr. 13: Výsledky fyzikální a) a numerické b) simulace na grafu rotace založení a počtu cyklů (Ochmanski et al., 2021).

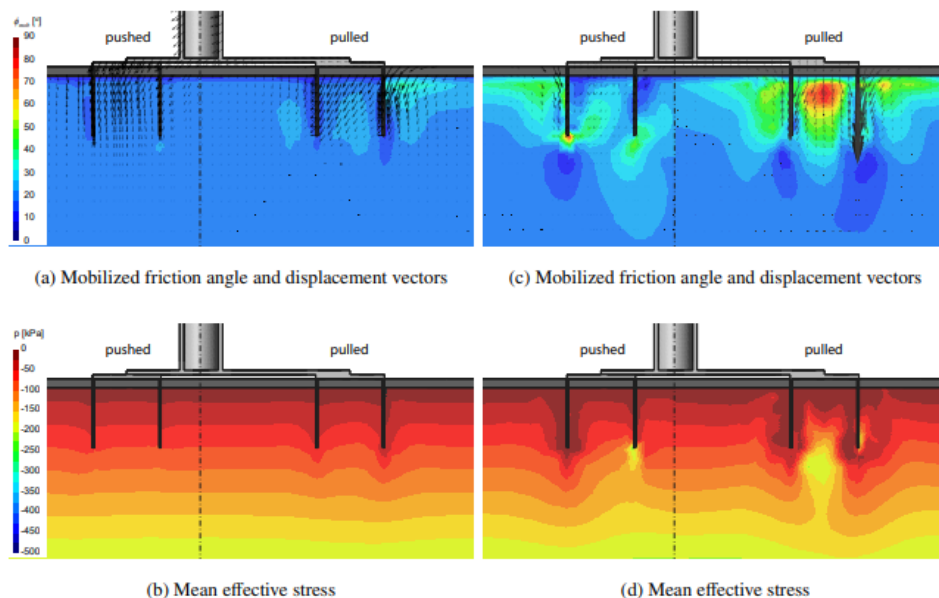
Ze srovnání fyzikální a numerické simulace na Obr. 13 je vidět závislost vrcholové a reziduální kumulativní rotace založení na počtu aplikovaných zatěžovacích cyklů. Na Obr. 13 je pozorovatelný *self-healing effect*, způsobující snížení kumulované rotace po dosažení vrcholové kumulativní rotace s nárůstem počtu cyklů.

Obr 14 a Obr. 15 ukazují deformační mechanismus OWT. Během zatěžování 10% F_u (Obr 14a a 15b) je při zatížení deseti cyklů vidět snížení středního efektivního napětí a mobilizovaného úhlu vnitřního tření φ_{mob} okolo kesonu, na který působí tahové napětí (keson je „vytahován“ ze zeminy). Je zde pozorovatelná rotace OWT ve směru zatěžování. Při dalším zatěžování až 100 cyklů (obrázky c a d) dochází k snižování středního efektivního napětí u obou kesonů. U kesonu, který je vytahován, se postupně vytváří klín v zemi na obou stranách a dochází k malému zvyšování mobilizovaného úhlu vnitřního tření. Kvůli tomu se zvýší sedání kesonu, který je vytahován, a celá konstrukce začne rotovat proti směru zatěžování.

V případě zatěžování 60% F_u popsaného na Obr. 15 je při aplikování deseti cyklů výsledek simulace podobný, jako v případě aplikování 100 cyklů při zatěžování 10% F_u , ale OWT stále rotuje ve směru zatěžování. Ochmanski et al. (2021) k tomu uvádí, že zemina ještě není dostatečně porušena pro změnu sedání kesonu, na který působí tahové napětí. Při aplikování 100 cyklů zatížení je z obrázku c a d patrné výrazné porušení zeminy okolo obou kesonů. Střední efektivní napětí se okolo obou kesonů sníží téměř na nulovou hodnotu a napětí se koncentruje pod kesonem, na který působí tahové napětí. V oblastech s aktivními zeminovými klíny se zvyšuje mobilizovaný úhel vnitřního tření na hodnotu až 50°. Uvnitř kesonu, na který působí tahové napětí, se tento úhel zvýší až k 80°. Směr rotace OWT se potom obrátí vůči směru zatěžování, když kumulované přetvoření vytahovaného kesonu překoná přetvoření zatlačovaného kesonu.

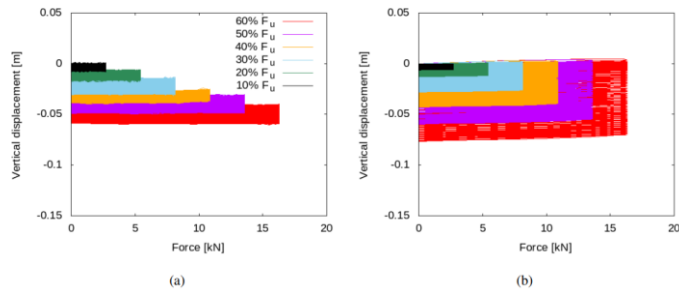


Obr 14: Mobilizovaný úhel vnitřního tření a střední efektivní napětí zeminy pro 10% F_u pro 10 cyklů (obrázky a a b) a pro 100 cyklů (obrázky c a d) (Ochmanski et al., 2021).

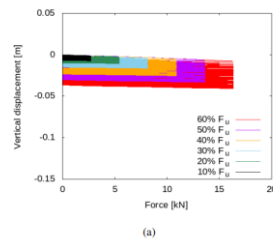


Obr. 15: Mobilizovaný úhel vnitřního tření a střední efektivní napětí zeminy pro 60% F_u pro 10 cyklů (obrázky a a b) a pro 100 cyklů (obrázky c a d) (Ochmanski et al., 2021).

Ze srovnání naměřeného a nasimulovaného sedání obou kesonů je patrný stejný mechanismus sedání a rotace, jak bylo zmíněno výše. Toto srovnání je pouze pro vytahovaný keson (Obr. 16), protože pro zatlačovaný keson (Obr. 17) chyběla experimentální data (Ochmanski et al., 2021). Vytahovaný keson při odlehčení zaznamenává reziduální pohyb nahoru. Oproti tomu se keson, který je zatlačován do zeminy, vrátí po odlehčení téměř do stejné úrovně jako před počátkem zatěžování s velmi malým sedáním způsobeným snižováním tuhosti zeminy. Při aplikování více cyklů poté vytahovaný keson začne sedat více než zatlačovaný keson a dojde k zmenšení rotace a následnému obrácení směru rotace vůči směru zatěžování.



Obr. 16: Srovnání sedání vytažovaného kesonu u naměřených dat (a) a u nasimulovaných dat (b) (Ochmanski et al. 2021)



Obr. 17: Výsledky simulace sedání u zatlačovaného kesonu (Ochmanski et al. 2021).

4.2 Numerická studie monopilotového založení OWT

Aktuálně nejčastějším založením větrných elektráren na mořském dně je monopilotové (WindEurope, 2020). V případové studii Duque et al. (2021) se autoři zabývali odezvou piloty na cyklické zatěžování s výskytem klidných období, umožňující rekonsolidaci zeminy v okolí piloty. Konstitučním modelem zeminy byl zvolen Mašinův hypoplastický model pro jíly (2014) s IS rozšířením (Niemunis a Herle, 1997). Jako podklad pro numerické modelování byly využity zkoušky v geotechnické centrifuzě provedené Lai et al. (2020).

4.2.1 Popis studovaného problému

Simulace v geotechnické centrifuzě v práci Laie et al. (2020) proběhla na čtyřech pilotách vetknutých v normálně konsolidovaném kaolínu pojmenovaném *Malaysian kaolin*. Průměr a hloubka vetknutí prototypů pilot byla pro první dvě 4 a 60 metrů, pro další dvě 6 a 75 metrů. Zrychlení centrifugy bylo 100g. Měření pórových tlaků byl v hloubce 24 metrů. Před samotným cyklickým zatěžováním byla na jedné pilotě z každého páru provedena zatěžovací zkouška s konstantním zatížením pro určení F_u . Cyklické zatížení potom mělo hodnotu 25% F_u a její průběh je ukázán na Obr. 18. Při každé zatěžovací epizodě bylo aplikováno 100 cyklů.

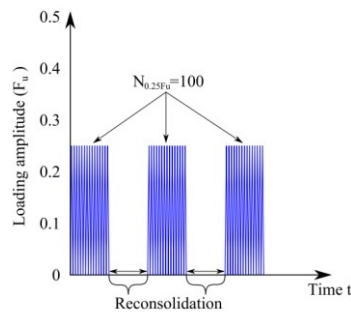


Fig. 1. Sequence of the loading and reconsolidation stages.

Obr. 18: Postup cyklického zatížení v geotechnické centrifuzě (Lai et al., 2020).

Malaysian kaolin je všeobecně používaný referenční materiál pro laboratorní zkoušky a fyzikální modelování v geotechnických centrifugách. Pro kalibraci hypoplastického modelu a jeho rozšíření provedli Duque et al. (2021) tři monotónní a tři cyklické triaxiální zkoušky s rozdílnými hodnotami dynamického deviátorového napětí q^{amp} , více popsáno v kapitole 5.5. Výsledné parametry modelu jsou uvedeny v Tab. 2.

Tab. 2: Parametry Mašínova hypoplastického modelu (2014) a jeho IS rozšíření (Duque et al., 2021) pro *Malaysian kaolin*.

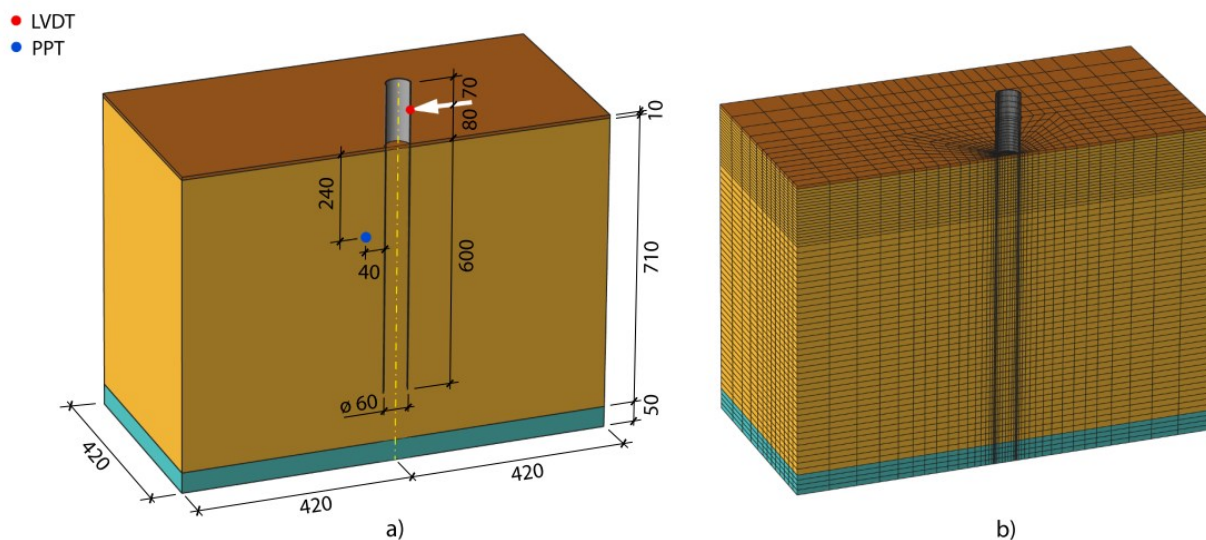
φ_c [°]	N [-]	λ^* [-]	κ^* [-]	ν [-]	A_g [-]	n_g [-]	R [-]	β_r [-]	χ [-]	m_{rat} [-]
30	1.565	0.13	0.013	0.1	350	0.66	0.0001	0.014	5.25	0.7

Pro přesné srovnání fyzikální a numerické analýzy byla přidána na bázi modelu 50 mm mocná vrstva *Toyoura sand*. Tento písek je stejně jako v případě *Malaysian kaolin* využíván jako referenční materiál. Jako model byl zvolen Von Wolffersdorffův hypoplastický model (1997) společně s jeho *intergranular strain* rozšířením (Niemunis a Herle 1997). Jeho nakalibrované parametry jsou uvedeny v Tab. 3.

Tab. 3: Parametry Von Wolffersdorffova hypoplastického modelu a jeho IS rozšíření (Niemunis a Herle, 1997) pro *Toyoura sand*.

φ_c [°]	h_s [MPa]	n [-]	e_{d0} [-]	e_{c0} [-]	e_{d0} [-]	α [-]	β [-]	R [-]	m_R [-]	m_T [-]	β_r [-]	χ [-]
30	2600	0.27	0.61	0.98	1.1	0.14	3.0	2×10^{-5}	8.0	4.0	0.1	1.0

Samotná numerická analýza byla provedena jenom na prototypu pilot s průměrem 6 metrů a hloubce založení 75 metrů. Geometrie, reálné rozměry v milimetrech a diskretizace sítě je uvedena na Obr 19. Pilota byla zatěžovaná ve výšce 80 mm nad terémem. Simulovaný byl pouze případ piloty s průměrem 60 mm.



Obr 19: Geometrie a diskretizace sítě studovaného problému (Duque et al., 2021)

Simulace studovaného problému probíhala ve stejných podmínkách jako fyzikální modelování v geotechnické centrifuge, to znamená při zrychlení 100g. Součinitel bočního tlaku v klidu K_0 byl pro *Malaysian kaolin* vypočítán vztahem Mayneho a Kulhaweho (1982) znějící:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi_c) OCR^{\sin \varphi_c} \quad (23)$$

Hodnota koeficientu překonsolidace OCR byla zvolena $OCR = 1,32$. Hodnota K_0 pro *Toyoura sand* byla vypočítána Jákyho (1944) vztahem

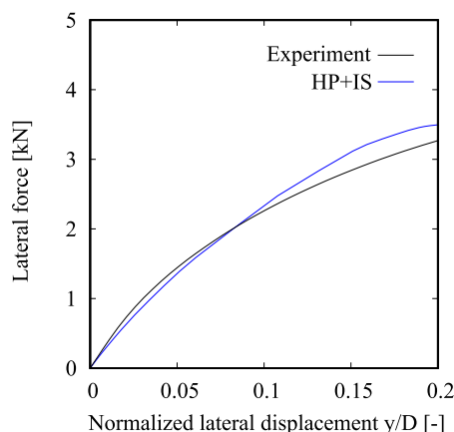
$$K_0 = 1 - \sin \varphi_c \quad (24)$$

Postup zatěžování piloty během FEM analýzy byl stejný jako v případě geotechnické simulace popsané na Obr. 18. Délka každého jednoho zatěžovacího cyklu trvala 100 sekund. Fáze klidu, při které zemina rekonsoliduje, trvaly 4100, 2850 a 2200 sekund.

4.2.2 Výsledky FEM simulace a její srovnání s výsledky z geotechnické centrifugy

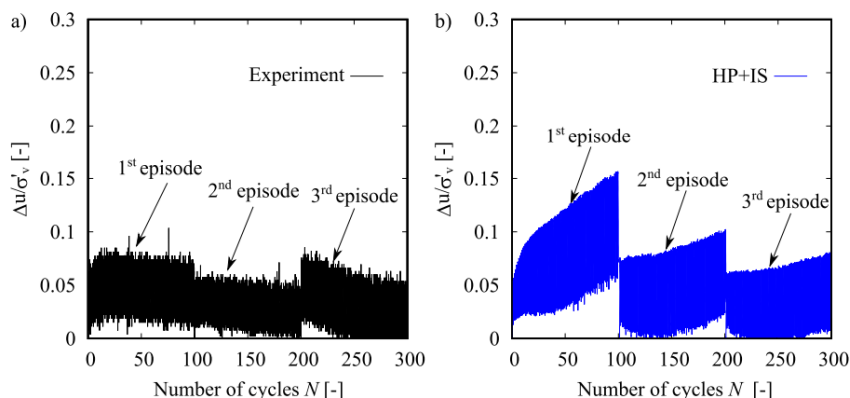
V následující kapitole budou prezentovány výsledky FEM simulace provedené Duquem et al. (2021) a jejich srovnání se simulací v geotechnické centrifuze provedené Laiem et al. (2020).

V případě monotónního zatěžování, popsaného na Obr. 20, je vidět velmi dobrá schopnost modelu předpovědět odezvu piloty na horizontální zatížení.



Obr. 20: Srovnání experimentu a FEM simulace (Duque et al., 2021) v prostoru bočního napětí a normalizované deformace.

Model má i velmi dobrou odezvu při cyklickém zatěžování, i když není až tak přesná jako v případě monotónního zatěžování. Na Obr. 21 je prezentováno srovnání FEM simulace cyklického zatěžování (b) a experimentu v geotechnické centrifuze (a). V případě experimentu je pozorovatelné zvýšení normalizovaného pórového napětí v první fázi zatěžování. V druhé fázi je normalizované pórové napětí prakticky konstantní. Během třetí fáze dojde při několika prvních cyklech k zvýšení pórového tlaku, který se postupně snižuje v závislosti na zvyšujícím se počtu cyklů.

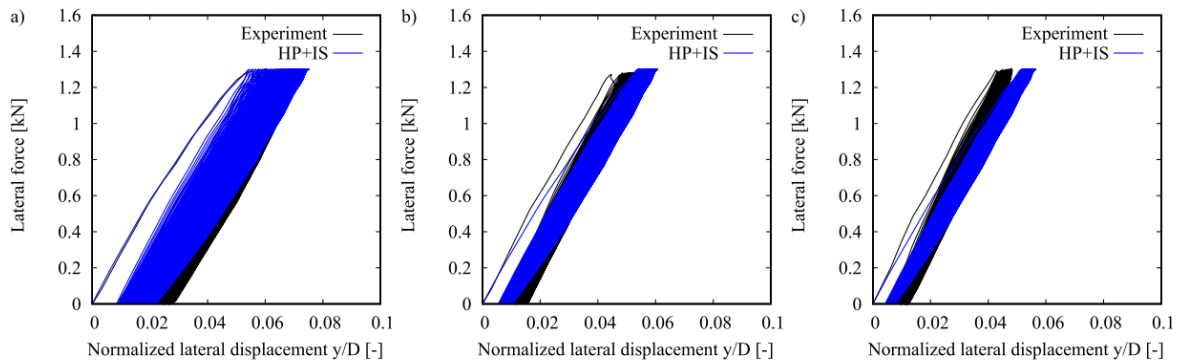


Obr. 21: Srovnání experimentu (a) a simulace (b) v prostoru normalizovaného pórového napětí a počtu cyklů (Duque et al., 2021).

I když jsou hodnoty normalizovaného pórového tlaku u experimentu a simulace stejného řádu, dochází k nadhodnocení pórového tlaku ve všech fázích simulace. Duque et al. (2021) komentují, že je to typická vlastnost modelu a bylo by možné zpřesnit akumulaci pórového napětí za cenu snížení přesnosti predikce vertikální deformace.

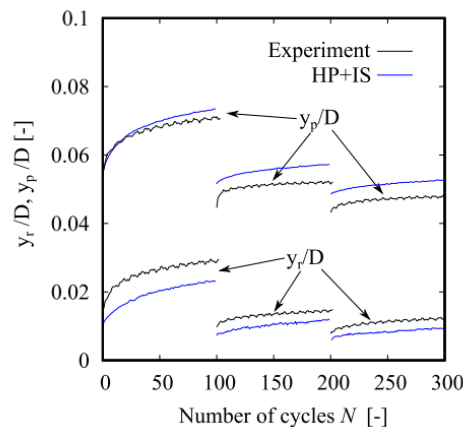
Srovnání křivek horizontálního zatížení a normalizovaná horizontální deformace pro jednotlivé zatěžovací cykly je popsáno na Obr. 22. V případě druhého (b) a třetího (c) simulovaného cyklu lze pozorovat

nižší tuhost než v případě experimentu. Jinak jsou výsledky FEM analýzy velmi dobré a kvalitně vystihují experimentální data z fyzikální simulace v geotechnické centrifuzě.



Obr. 22: Srovnání křivek zatížení a deformace experimentu a simulace pro první (a), druhý (b) a třetí cyklus (c) (Duque et al., 2021).

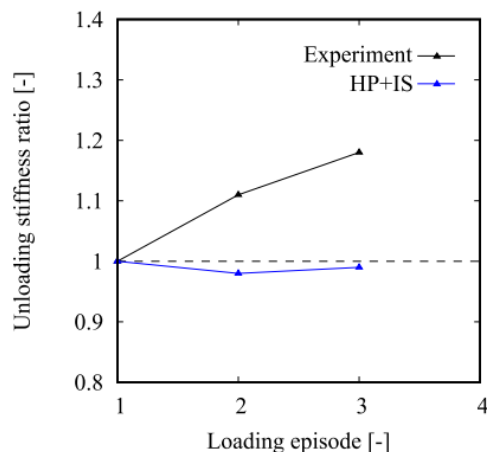
V případě srovnání akumulovaného reziduálního (y_r) a vrcholového (y_d) přetvoření v závislosti na počtu cyklů prezentovaného na Obr. 23 je pozorovatelné výrazné snížení akumulovaného přetvoření po každé konsolidaci, které dokáže model velmi dobře popsat.



Obr. 23: Srovnání závislosti akumulovaného reziduálního vrcholového přetvoření na počtu cyklů (Duque et al., 2021).

Při srovnání jednotlivých křivek FEM analýzy pro každý zatěžovací cyklus je pozorovatelné podhodnocení akumulované reziduální deformace a nadhodnocení akumulované vrcholové deformace. V případě prvního zatěžovacího cyklu predikuje model akumulovanou vrcholovou deformaci velmi dobře. V případě dalších cyklů je už srovnání méně přesné, protože model nedokáže nasimulovat zvýšení tuhosti po konsolidační fázi (Duque et al. 2021).

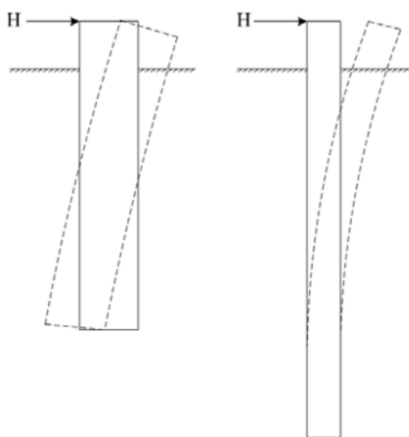
Poslední srovnání je věnované změně tuhosti na kontaktu piloty a zeminy. Tato tuhost je velmi důležitá pro analýzu dynamické odezvy piloty a kumulativního přetvoření při horizontálním zatěžování piloty. V případě práce Duqueho et al. (2021) je změna tuhosti kontaktu pilota-zemina popsána poměrem tuhosti při odlehčení k_{epi}/k_{ep1} . Tento poměr je definován jako sečná tuhost mezi body změny orientace zatížení prvního zatěžovacího cyklu každé zatěžovací fáze dělená sečnou tuhostí mezi body změny orientace prvního cyklu první fáze zatížení. Srovnání experimentu a FEM simulace je popsáno na Obr. 24. U druhé a třetí fáze je pozorovatelné zvýšení poměru k_{epi}/k_{ep1} experimentu. Hypoplastický model nedokáže tuto změnu nasimulovat. Duque et al. (2021) to komentuje, že konzervativní návrh založení uvažuje k_{epi}/k_{ep1} jako konstantní.



Obr. 24: Změna tuhosti při odlehčení k_{epi}/k_{ep1} pro druhou a třetí zatěžovací fázi (Duque et al., 2021).

4.3 Numerická simulace *semi-rigid* piloty v měkkém jílu

Existují tři základní typy pilot podle tuhosti kontaktu pilota-zemina. První dva typy jsou v cizojazyčné literatuře označovány jako *rigid pile* a *flexible pile*. Rozdíl mezi těmito dvěma typy je v odezvě na horizontální zatížení. *Rigid pile* se při horizontálním zatížení tvarově nedeformuje. V případě *flexible pile* dochází k prohnutí piloty a její tvarové deformaci. Názorná ukázka odezvy *rigid* a *flexible* piloty je popsáno na Obr. 25. Téměř všechny studie na téma cyklického zatěžování založení OWT pomocí pilot popisují právě případ *rigid* a *flexible* pilot.

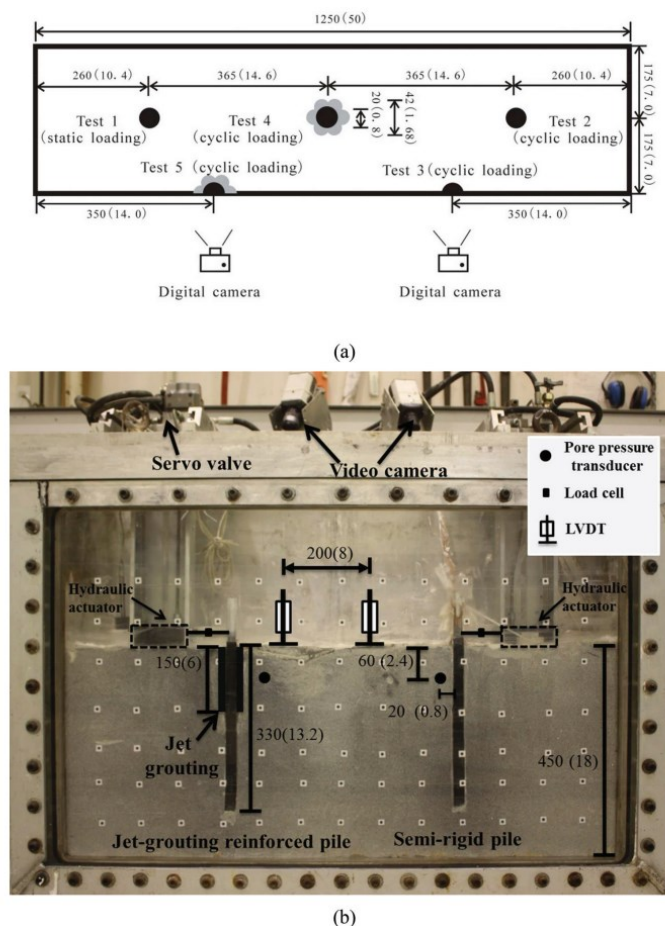


Obr. 25: Srovnání odezvy *rigid* a *flexible* piloty (Jenck et al., 2021).

V případě práce Honga et al. (2017) byl studovaný případ piloty, jejíž tuhost na kontaktu pilota-zemina se pohybuje mezi hodnotami u *rigid* a *flexible* pilot a okolí piloty bylo zpevněné tryskovou injektáží. Autorem byla tato pilota označovaná jako *semi-rigid pile*. Hong et al. (2017) modeloval cyklické zatěžování *semi-rigid* pilot v geotechnické centrifuzě a následná FEM simulace stejného případu a simulace pilot s jinými rozměry pro studium tečení zeminy v okolí *rigid*, *flexible* a *semi-rigid* pile.

4.3.1 Popis studovaného problému

Hong et al. (2017) provedl simulace zatěžování pěti pilot v geotechnické centrifuzě. Uspořádání a rozměry zkoušky jsou popsány na Obr. 26, kde hodnoty mimo závorku jsou v milimetrech a v závorkách jsou hodnoty prototypu v metrech.



Obr. 26: Uspořádání a rozměry modelu v centrifuze (Hong et al., 2017).

Před začátkem cyklického zatěžování pilot v geotechnické centrifuzě proběhla jedna statická zatěžovací zkouška pro určení maximálního zatížení F_u , které je poté využíváno pro stanovení cyklického zatížení. U testu 4 a 5 byl v okolí piloty instalován jíl smíchaný s cementem, který simuloval sloupy z tryskové injektáže.

Testy 5 a 6 na Obr. 26 byly provedené pouze na polovině piloty. To bylo provedeno pro pozorování roku zeminy během cyklického zatížení. Tato metoda se označuje jako PIV – *particle image velocimetry*. Materiál pilot byl hliník s elastickým modulem o hodnotě 72 GPa. Průměr modelu piloty byl 19 mm s šířkou stěny 2 mm. Hloubka založení byla 330 mm, což odpovídá 13,2 m prototypu. Modely pilot byly instrumentovány pro měření pórového tlaku a cyklického momentu ohybu.

Zemina použitá v geotechnické centrifuzě byla označená Hongem et al. (2017) jako *China kaolin clay*, který měl vlhkost na mezi tekutosti 61 % a vlhkost na mezi plasticity 27 %. Specifická objemová hustota byla 16,5 kN/m³. Jíl byl normálně konsolidovaný kromě přípvrchové zóny, kde OCR dosahovalo až 4. Konstituční model využitý pro numerickou simulaci byl Mašínův hypoplastický model pro jíly (2014) s parametry popsány v Tab. 4. Hong et al. (2017) je kalibroval vůči monotónním a cyklickým triaxiálním zkouškám. Rozměry numerického modelu byly shodné s fyzickým modelem použitým v geotechnické centrifuzě.

Tab. 4: Parametry hypoplastického modelu pro jíly (Hong et al., 2017).

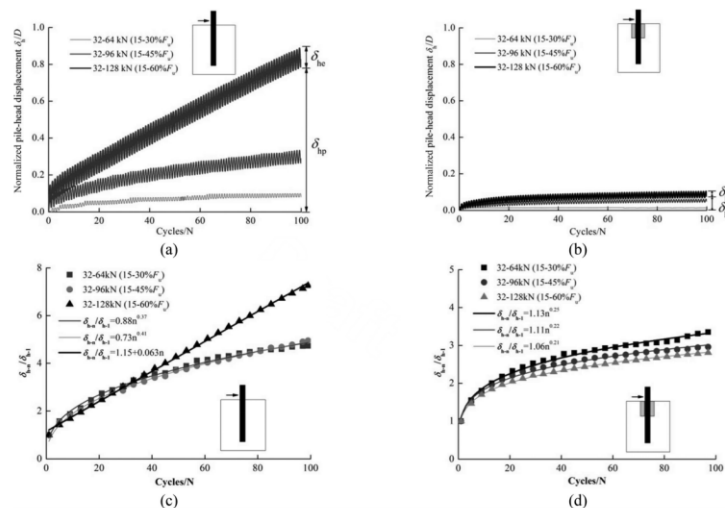
Response	Parameter	Value
Monotonic response at medium to large strain levels	Critical state friction angle, ϕ'_c	22°
	Slope of isotropic normal compression line in $\ln(1+e) - \ln p'$ space, λ^*	0.11
	Slope of isotropic unloading line in $\ln(1+e) - \ln p'$ space, κ^*	0.026
	Position of isotropic normal compression line in $\ln(1+e) - \ln p'$ space, N	1.36
	Parameter controlling proportion of bulk and shear stiffness, ν	0.1
	Strain range of soil elasticity, R	1e ⁻⁴
Cyclic response and small-strain stiffness upon various strain reversals	Path-dependent parameter, m_{rat}	0.7
	Strain-dependent parameter 1, β_r	0.12
	Strain-dependent parameter 2, χ	5
	Stress-dependent parameter 1, A_g	650
	Stress-dependent parameter 2, n_g	0.65

Všechny zkoušky s cyklickým zatěžováním byly provedeny se stejným postupem a stejnými zatěžovacími epizodami. První zatěžovací epizoda měla hodnoty zatížení 15–30 % F_u . Druhá zatěžovací epizoda měla hodnoty zatížení 15–45 % F_u a třetí zatěžovací epizoda měla hodnoty 15–65 % F_u . Při každé zatěžovací epizodě bylo aplikováno 100 zatěžovacích jednosměrných cyklů. Mezi jednotlivými epizodami byla pauza, při které docházelo k rekonsolidaci jílu.

Výsledky numerických a fyzikálních simulací

V této kapitole budou prezentovány výsledky fyzikální a numerické simulace provedené Hongem et al. (2017).

Na Obr. 27 jsou uvedené výsledky experimentu cyklického zatěžování v geotechnické centrifuzě. Už při zběžném pohledu na výsledky je pozorovatelný velký rozdíl chování mezi pilotou s tryskovou injektáží (Obr. 27b,d) a pilotou bez ní (Obr. 27a,c).

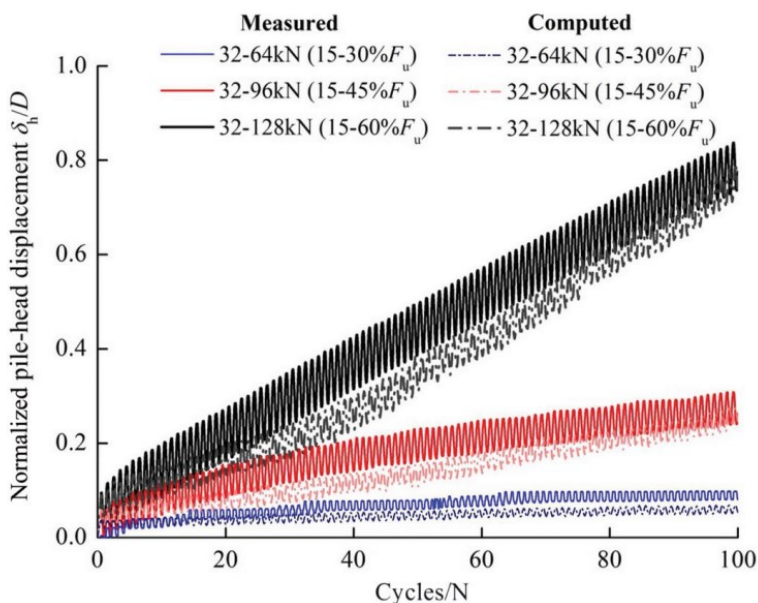


Obr. 27: Naměřené hodnoty deformace piloty bez injektáže (a) a (c), a piloty s injektáží (b) a (d). (Hong et al., 2017).

Na Obr. 27a je pozorovatelný rozdíl odezvy piloty při různých zatěžovacích epizodách. U prvních dvou je pozorovatelný nárůst a posléze ustálení plastické deformace δ_{hp} . Při třetí zatěžovací epizodě (15–60 % F_u) narůstá δ_{hp} lineárně až do finálního stého cyklu zatížení. U piloty s tryskovou injektáží je mechanismus deformace stejný pro všechny zatěžovací epizody. Tento mechanismus je takový, že plastická nevratná deformace δ_{hp} rychle naroste a od určitého cyklu se již téměř nemění. Na Obr. 27c,d jsou uvedené grafy srovnání normalizované deformace piloty vůči počtu cyklů. Normalizace deformace je definovaná jako poměr deformace při prvním zatěžovacím cyklu a n-tém cyklu. Kromě jedné zatěžovací epizody (15–60 % F_u u piloty

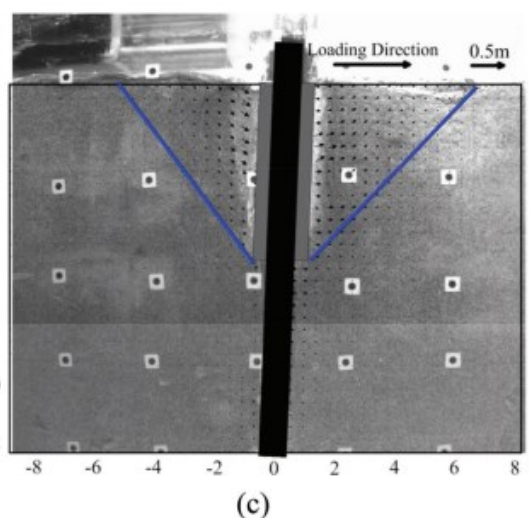
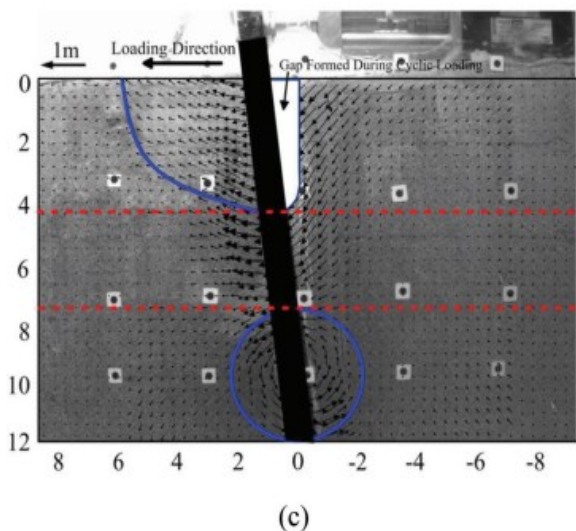
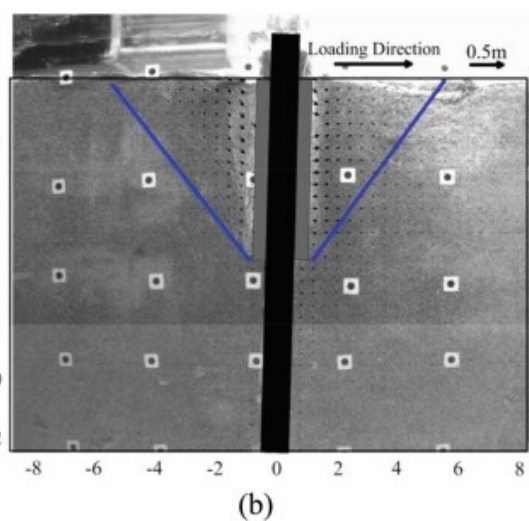
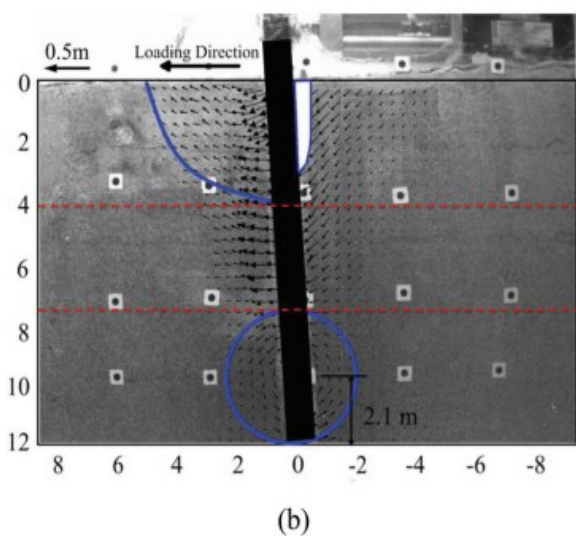
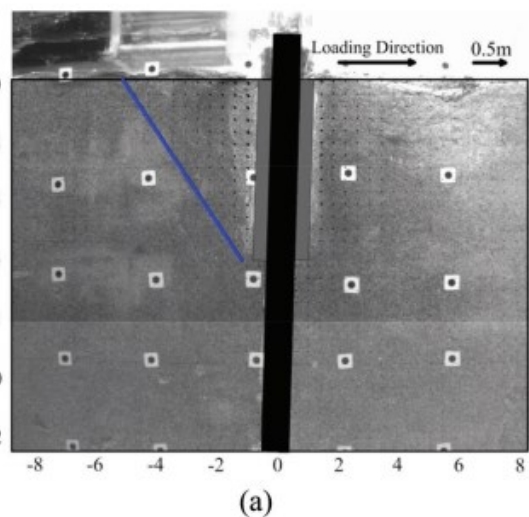
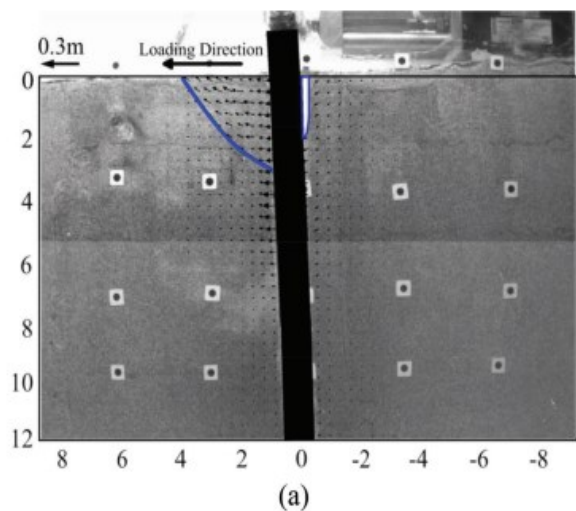
bez tryskové injektáže) lze křivky ostatních zatěžovacích epizod proložit exponenciální funkcí. To je z důvodu stejného mechanismu, při kterém od určitého počtu cyklů přestalo růst plastické přetvoření δ_{hp} . Tento mechanismus byl Hongem et al. (2017) označen jako *shakedown* odezva. Oproti tomu je průběh třetí zatěžovací epizody u piloty bez tryskové injektáže proložitelný lineární funkcí. Tento mechanismus je Hongem et al. (2017) označen jako *ratcheting* odezva.

Numerická simulace byla Hongem et al. (2017) provedena pouze na pilotě bez tryskové injektáže. Výsledky simulace se srovnáním s fyzikální simulací je ukázána na Obr. 28. Ze srovnání je patrná velmi dobrá schopnost hypoplastického modelu nasimulovat cyklické zatěžování pilot. Model taktéž dokázal nasimulovat *shakedown* a *ratcheting* odezvu. U všech zatěžovacích epizod model trochu podhodnocuje přetvoření, což je ale u cyklických analýz typické.



Obr. 28: Srovnání numerické a fyzikální simulace cyklického zatěžování piloty (Hong et al., 2017).

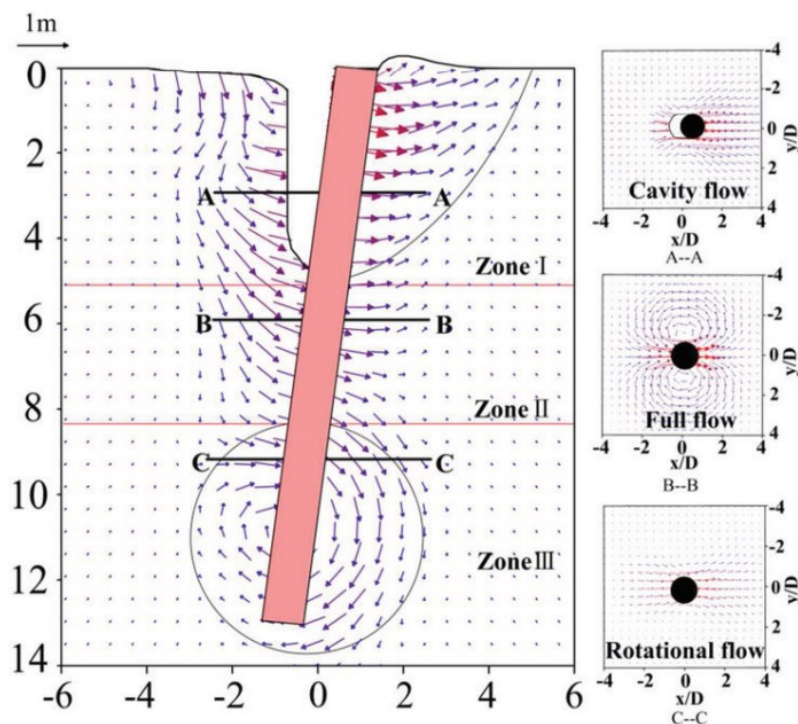
Jak bylo zmíněno v kapitole 4.3.1, proběhla také simulace zatěžování polovičních pilot pro studium toku zeminy v okolí pilot během cyklického zatěžování. Na Obr. 29 a Obr. 30 jsou prezentovány výsledky z geotechnické centrifugy pro třetí zatěžovací epizodu pro pilotu s tryskovou injektáží v okolí i bez ní. Ze srovnání výsledků experimentu lze velmi dobře pozorovat o hodně větší odolnost piloty s tryskovou injektáží k deformaci a rotaci při cyklickém zatěžování. Numerická simulace byla Hongem et al. (2017) provedena pouze na pilotě bez tryskové injektáže. Simulace byla provedena v trojrozměrném prostoru, aby byl přesně reprezentován fyzikální mechanismus deformace. Výsledek numerické simulace je uveden na Obr. 31.



Obr. 29: Sken toku zeminy v okolí piloty bez tryskové injektáže (Hong et al., 2017).

Obr. 30: Sken toku zeminy v okolí piloty s tryskovou injektáží (Hong et al., 2017).

Ze srovnání Obr. 29 a Obr. 31 je pozorovatelné velmi dobrá schopnost modelu nasimulovat tok zeminy v okolí piloty. Velmi dobře je reprodukován i vznik kaverny na opačné straně vůči zatěžování.



Obr. 31: Výsledky numerické simulace na pilotě bez tryskové injektáže (Hong et al., 2017).

4.4 Shrnutí převzatých případových studií z literatury

V této kapitole byly prezentovány případové studie cyklického zatěžování zemin s využitím hypoplastického modelu pro jíly (Mašín, 2014) a písky (Von Wolfersdorff, 1997) s IS (Niemunis a Herle, 1997). Modely dokážou velmi dobře reprodukovat fyzikální simulace z geotechnické centrifugy.

Nejdůležitější podmínkou pro dostatečně kvalitní numerickou simulaci jsou správně určené parametry modelu. To se ukázalo jako největší problém v další části práce, při které byla provedena numerická analýza cyklického zatěžování piloty v kapitole 7.3.2.

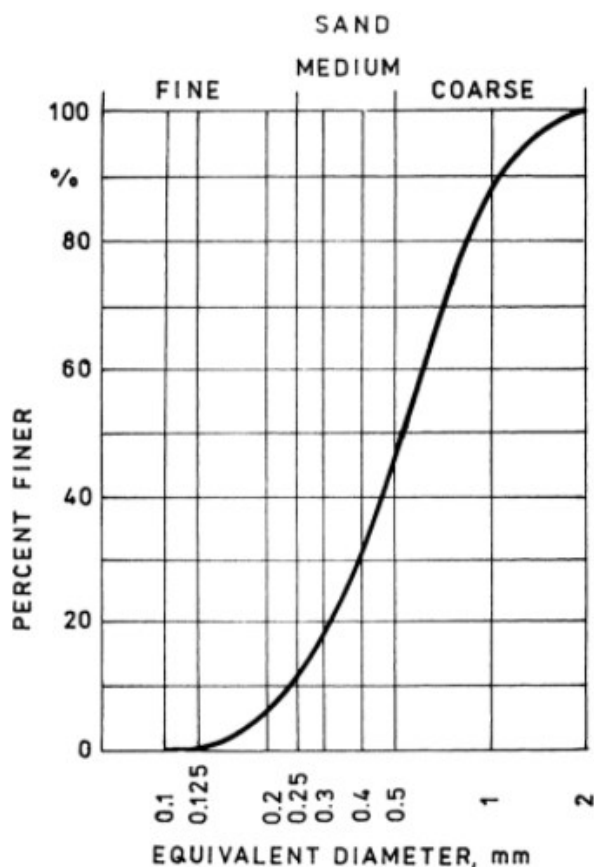
V současné době neustále probíhá výzkum cyklického zatěžování OWT. Nejčastěji je tento výzkum kombinací numerického a fyzikálního modelování s použitím zeminy, na které proběhlo již mnoho zkoušek, která je také označovaná jako referenční materiál. V současné době je simulace a návrh OWT pomocí pokročilých konstitučních modelů akademickou záležitostí, ale s přihlédnutím k růstu cen fosilních paliv a ke klimatickým změnám lze očekávat nasazení těchto pokročilých modelů v komerční sféře umožňující ekonomičtější výstavbu OWT v průběhu příštích několika let.

5 Laboratorní a terénní práce

V této kapitole budou prezentovány výsledky a postup vlastních zkoušek na zbraslavském písku. Laboratorní zkoušky byly provedeny jednak z důvodu definování referenčního materiálu s jasně stanovenými vlastnostmi, který by se dal používat na budoucí výzkum, tak pro kalibraci konstitučního modelu.

5.1 Lokalita a odběr vzorku

Pro laboratorní testy byl zvolen zbraslavský písek, který je v České republice využíván jako referenční materiál v řadě prací (Feda, 1984; Feda, 1994; Feda, 2002; Boháč a Feda, 1992; Feda et al., 1995). Jeho zrnitostní křivka je uvedena v práci Fedy (2002), viz Obr. 32. Podle ČSN P 1005 lze tento materiál zařadit jako S2(SP). Pro účely této diplomové práce nebylo k dispozici dostatečné množství tohoto písku, což vedlo k vyhledání nového zdroje.



Obr. 32: Zrnitostní křivka zbraslavského písku (Feda, 2002).

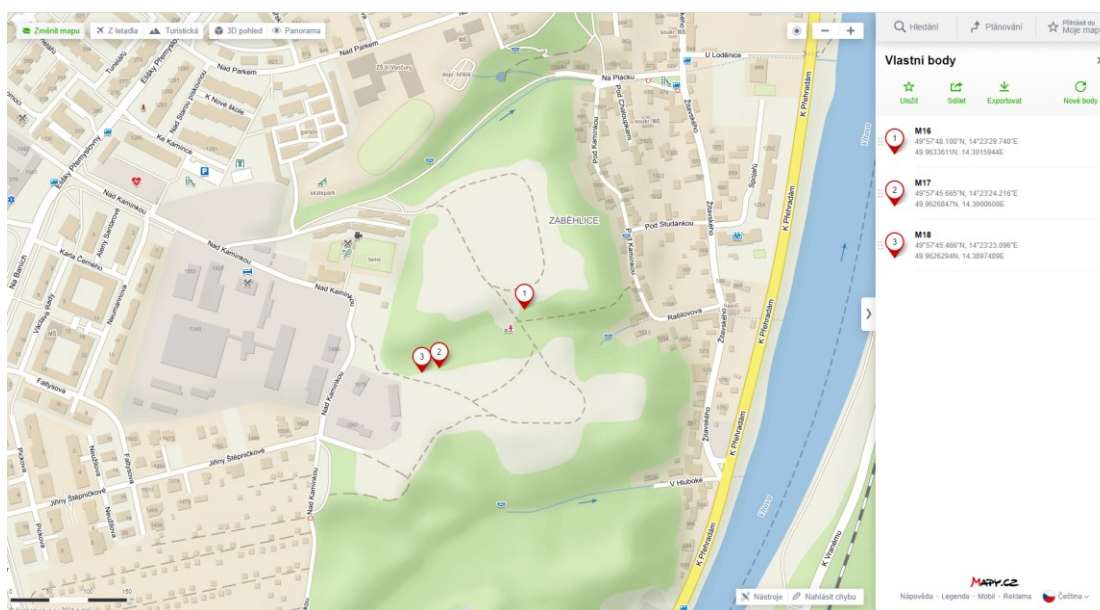
Bohužel se nedochoval záznam místa, kde byl písek původně odebrán. Dle dochovaných informací byl písek odebrán v městské části Prahy 16 – Zbraslav v její horní části odpovídající terasovému stupni mindel v pískovně, která byla následně zastavěna sídlištní zástavbou (Boháč, 2019). Po studiu geologických map Prahy bylo vytipováno několik lokalit s možným výskytem hledaného písku. Ve studované oblasti se nachází více terasových stupňů Vltavy, což ztěžovalo výběr lokality. Při prvotní rekognoskaci terénu byly zvoleny dvě pleistocenní fluviální vltavské terasy mindelského a risského stáří. První odběr vzorků byl proveden 4.12.2019 u obce Strnady u Zbraslavi na místě nevyužívaného fotbalového hřiště znázorněného na Obr. 33. Podle geologické mapy 1 : 50000 se vytipovaná oblast nachází v risském stupni pleistocénu.



Obr. 33: Poloha prvního místa odběru vzorku

Po zrnitostní křivce nebyl tento písek vyhodnocen jako dostatečně podobný Fedově (2002) písku, takže došlo k dalšímu průzkumu a odběru vzorků. Kvůli vcelku velké neshodě bylo rozhodnuto provádět další odběry vzorků ve vyšším mindelském terasovém stupni, který odpovídá původní lokalizaci.

Dne 30. 1. 2020 byl proveden průzkum lesoparku Borovičky, ve kterém se podle nadmořské výšky a rozdělení vltavských teras (Kovanda et al., 2001) nachází terasa mindelského stupně. Na Obr. 34 je znázorněná poloha odběrů vzorků.



Obr. 34: Poloha druhého odběru vzorků.

Po vyhodnocení zrnitostních zkoušek byl zvolen písek z odběrného místa M18 uvedeného na Obr. 34. Zvolené místo odběru M18 se nachází ve vývratu stromu ve svahu údolí a jeho fotografie je uvedena na Obr. 35. Poloha odběru v souřadnicích GPS je 49°57' 45,695\"/>



Obr. 35: Místo odběru vzorku M18.

Odběr dostatečného množství písku pro účely zkoušek byl proveden 11.2.2020. Bylo odebráno zhruba 80 kg materiálu. Stejně jako v případě původního Fedova (2002) písku byla síty odstraněna frakce nad 2 mm a poté byl písek velmi důkladně zhomogenizován, aby nedocházelo k anomálním odběrům s různorodou zrnitostní křivkou.

5.2 Zrnitostní rozbor a popis vlastností písku

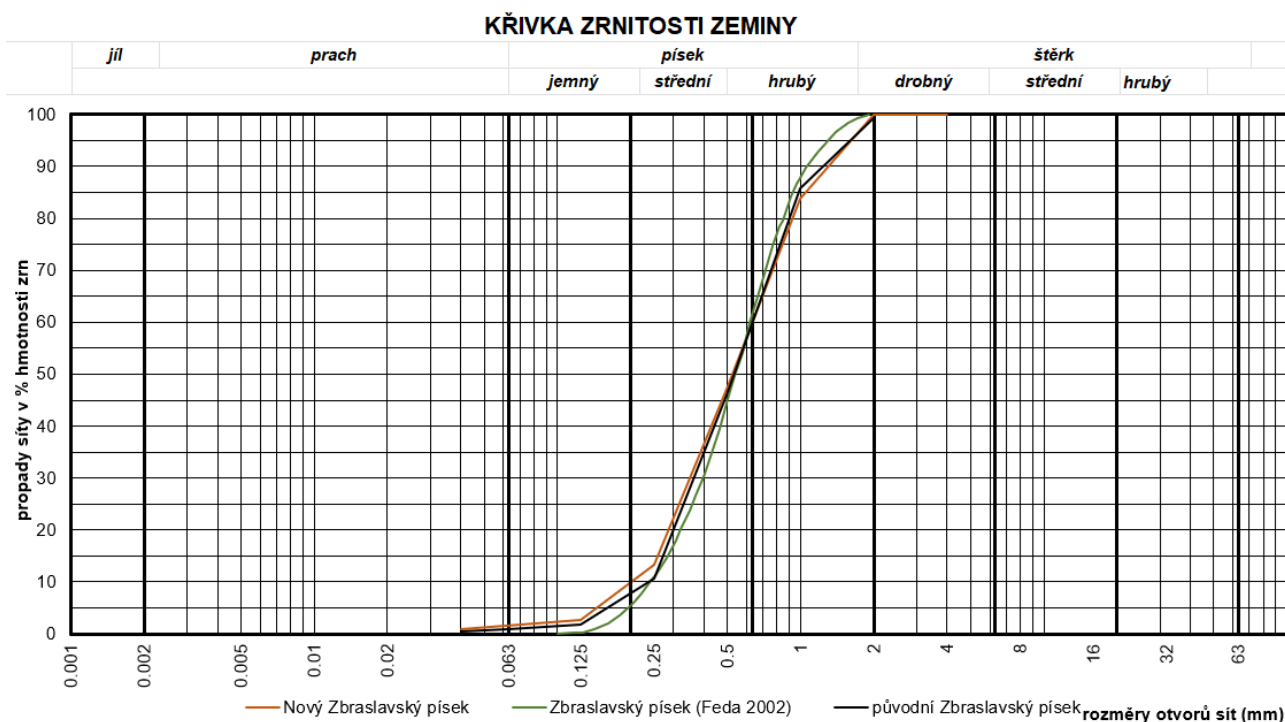
V této kapitole bude popsáno několik zkoušek provedených na nově odebraném zbraslavském písku.

5.2.1 Zrnitostní rozbor

Dohromady bylo provedeno osm zrnitostních zkoušek na nově odebraném písku a dvě kontrolní měření s využitím vibračního stolu. Hustoměrné zkoušky na frakci pod 0,063 mm nebyly provedeny. Laboratorní zkouška nebyla provedena podle evropské normy ČSN ISO 17892-4. Z této normy byly převzaty pouze určité metodické pokyny, specifický čas, během kterého byl spuštěný vibrační stůl.

Metodika zkoušky

Před každou zkouškou byla navážka písku o váze okolo 500 g vysušena v peci o teplotě 105°C po dobu 24 hodin. Následně byla zkouška provedena v suchém režimu s využitím sedmi sít s kruhovými oky. Byla využita následující síta: 4 mm; 2 mm; 1 mm; 0,5 mm; 0,25 mm; 0,125 mm a 0,063 mm. Síto o velikosti 4 mm nakonec nebylo využito, protože podle zrnitostní křivky popsané v práci Fedy (2002) byla frakce nad 2 mm odstraněna. Zkouška byla rozdělena na dvě části, kvůli nedostatečné kapacitě vibračního stolu. Při obou částech zkoušky byl vibrační stůl zapnutý na střední výkon po dobu deseti minut. Následně byly jednotlivé frakce zváženy a vyhodnoceny postupem dle normy ČSN ISO 17892-4. Grafické znázornění výsledků zrnitostních zkoušek je uvedeno na Obr 36. Z důvodu přehlednosti jsou uvedeny křivky původního zbraslavského písku popsané Fedou (2002), zrnitostní zkoušky na původním zbraslavském písku, který se dochoval v laboratoři mechaniky zemin Univerzity Karlovy, a nově odebraného zbraslavského písku.



Obr 36: Zrnitostní křivky zbraslavského písku

Z Obr 36 jsou patrné drobné rozdíly mezi původním pískem a nově odebraným pískem. Nově odebraný zbraslavský písek je trochu jiný než původní, ale rozdíly jsou dost malé na to, aby mohl být označován stejně jako původní zbraslavský písek.

5.2.2 Určení maximálního čísla pórovitosti pro relativní ulehlost

Pro edometrické a triaxiální zkoušky bylo potřeba získat velmi přesné hodnoty maximálního (e_{max}) a minimálního (e_{min}) čísla pórovitosti. Číslo pórovitosti je definováno jako poměr objemu pórů vůči objemu pevných částic. Hodnoty těchto parametrů byly získány z akreditované laboratoře SG Geotechniky, podle normy ČSN 72 1018:1970. Během přípravy vzorků pro edometrické a triaxiální zkoušky bylo ale zjištěno, že hodnota maximálního čísla pórovitosti není dostatečně přesná pro naše účely. Z tohoto důvodu bylo třeba toto číslo zpřesnit. Byly vymyšleny dva postupy, které budou dále popsány v následujících kapitolách.

Relativní ulehlost

Relativní ulehlost je definovaná jako

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (25)$$

kde e je aktuální číslo pórovitosti. I_d nabývá hodnot od 0 do 1, kde 0 je maximálně kyprý stav a 1 je maximálně ulehlý stav. Tento parametr je velmi důležitý pro popis zemin a výpočty únosnosti základů budov. V této práci je tento parametr důležitý pro přípravu vzorků se stejnými vlastnostmi.

Určení maximálního čísla pórovitosti suchou metodou

Tato metoda je založená na sypání písku do odměrné nádoby z minimální výšky pomocí trychtýře s malým průměrem trubice. V tomto případě byl průměr trubice 6,5 mm. Prototyp využitý při zkoušce měl výšku 90 mm a průměr 120 mm a je popsán na Obr. 37. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 5.

Tab. 5: Souhrn zkoušek na určení e_{max} .

Příprava e_{max}	váha písku	váha písku [kN]	jednotková váha [kN/m ³]	e
	238	0.00233478	13.74744233	0.8910063
	237.6	0.002330856	13.72433739	0.89418981
	238.61	0.002340764	13.78267737	0.88617199
	237.3	0.002327913	13.70700868	0.89658449
	238.4	0.002328894	13.71278492	0.89578559
	237.5	0.002329875	13.71856115	0.89498736
průměr	237.735	0.00233218	13.73213531	0.89412092

Metodika zkoušky byla následující. Po vysušení navážky se velmi pomalu nasypával písek do prototypu trychtýřem. Sypání probíhalo až do chvíle, dokud se nevytvořil kužel ve výšce 4 cm nad okraj nádoby. Poté byl pravítkem zarovnán povrch prototypu a štetcem byla odstraněna zrna na podstavě prototypu. Následně byl celý prototyp i s podkladní deskou a pískem zvážen a poté se zvážil prototyp s deskou bez písku. Metodika zkoušky je podobná metodice popsané v normě ČSN 72 1018:1970, ale geometrie prototypu a způsob sypání jsou odlišné. Hodnota e_{max} se zvýšila z 0,84 na průměrně 0,894. Tato změna výrazně ovlivnila výpočet relativní ulehlosti, který byl následně využíván pro přípravu vzorků s určitou relativní ulehlostí.



Obr. 37: Metoda měření e_{\max} suchou metodou.

Určení maximálního čísla pórovitosti mokrou metodou

Tato metoda je založena na sypání písku přes síto do prototypu vyplněného vodou. Podle úvahy by měla voda zpomalit pád zrn, čímž by mělo být dosaženo nejkypřejšího stavu. Na Obr. 38 je ukázaná zkouška a využitý prototyp.

Písek byl sypán trychtýřem s dlouhou stélkou asi jeden centimetr nad vodní hladinu. Sypání probíhalo tak, aby byl písek stejnoměrně rozprostřen. Prototyp byl vyplněn pískem do půlky své výšky. Následně se změřila výška prototypu na několika místech a ta se zprůměrovala. Poté byla přebytečná voda vypuštěna a písek byl vysušen a následně zvážen. Po vyhodnocení zkoušky byl výsledek velmi podobný hodnotě získané z akreditované laboratoře, tedy nižší než v případě volného sypání. Zkouška byla opakovaná pouze dvakrát z důvodu velké pracnosti zkoušky, vysoké spotřeby materiálu a faktu, že získané e_{\max} bylo nižší než e_{\max} získané druhou metodou.



Obr. 38: Metoda měření e_{max} mokrou cestou.

5.2.3 Měření úhlu přirozené sklonitosti

Tato zkouška byla provedena jak z důvodu vytvoření referenčního materiálu, tak pro kalibraci konstitučního modelu. Dohromady bylo provedeno měření na 25 nasypaných kuželech, přičemž na každý kužel připadaly tři měření sklonitosti. Sklonitost byla měřena ocelovým úhloměrem s přesností na minuty.

Metodika zkoušky

Pro samotnou zkoušku byl využit nově odebraný zbraslavský písek, který byl před zkouškou vysušen v peci o teplotě 105°C po dobu 24 hodin. Zemina byla sypána na rovnou dřevěnou desku pomocí trychtýře o průměru 6,6 mm s délkou 10 cm. Po nasypání písku do trychtýře byl tento trychtýř plynule zvedán a vytvářel se kužel písku. Takto se sypal písek, dokud se nevytvořil kužel o výšce okolo pěti centimetrů a průměru podstavy cca 16 cm. Po odstranění osamocených zrn písku z desky byl následně změřen úhel přirozené sklonitosti na třech místech a naměřená hodnota byla zprůměrována.

Výsledky zkoušek

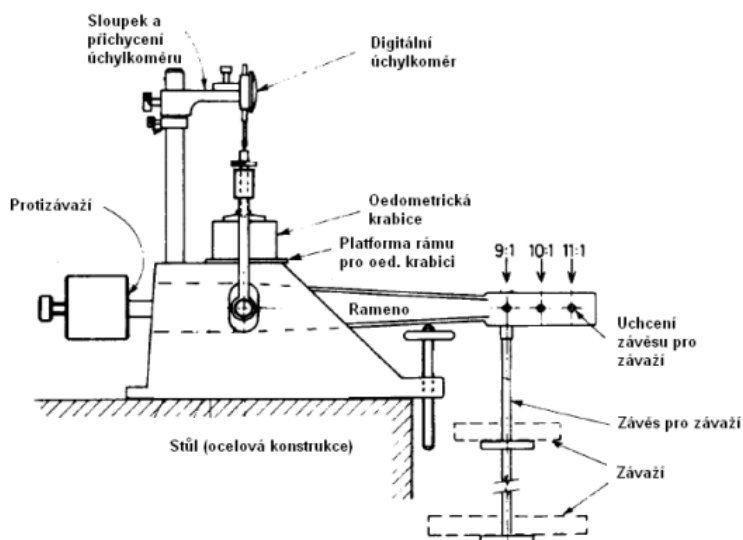
Průměrná naměřená hodnota byla 34,6 stupňů se směrodatnou odchylkou 0,86. Maximální naměřená hodnota byla 36,5 stupňů a minimální 33 stupňů.

5.3 Edometrické zkoušky s monotónním zatěžováním

Edometrické zkoušky jsou jedny z nejdůležitějších typů zkoušek v geotechnice a mechanice zemin, využívané pro určování stlačitelnosti. V mém případě byly provedeny edometrické zkoušky na písku s různou relativní ulehlostí jak z důvodu referenčního popisu materiálu, tak z důvodu kalibrace hypoplastického modelu (Mašín, 2019). Bylo provedeno devět zkoušek s třemi různými hodnotami relativní ulehlosti.

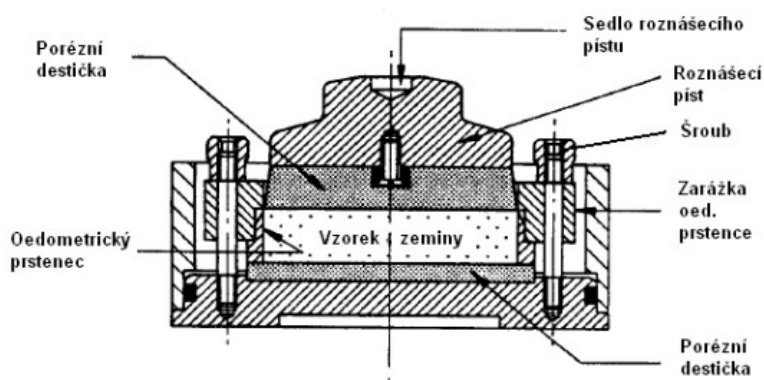
5.3.1 Princip a popis edometru

Edometr je laboratorní přístroj pro jednoosé axiální stlačování zeminy. Při zatěžování je vzorek umístěn v ocelovém prstenci, který neumožňuje zemině radiální přetvoření. Napětí je vyvolávané zvyšováním zatížení na páku přístroje, jak je popsáno na Obr. 39. Stlačení vzorku je následně měřeno digitálním úchylkoměrem připojeným k PC.



Obr. 39 : Popis edometrického přístroje (upraveno z Head, 1994).

Vzorek v ocelovém prstenci je vkládán do edometrické krabice, kde je přišroubován zarážkou obklopující ocelový prstenc. Po obou stranách vzorku je umístěna drenážní destička umožňující disipaci pórových tlaků na obě strany. V případě písků je rychlost disipace prakticky okamžitá. Popis edometrické krabice je uveden na Obr 40.



Obr 40: Popis edometrické krabice (upraveno z Head, 1994).

5.3.2 Příprava vzorků se specifickou relativní ulehlostí

Pro účely kalibrace a další laboratorní zkoušky ostatních členů týmu, bylo potřeba připravit vzorky s jasně stanovenou relativní ulehlostí. Nakonec byly zvoleny tři hodnoty relativní ulehlosti. První byla zvolena minimální připravitelná hodnota relativní ulehlosti. Tato ulehlost byla připravena pomalým a pečlivým sypaním písku trychtýřem s malým průměrem z minimální výšky do ocelového prstence, dokud se nevytvořil malý kopec z písku, který byl následně zarovnan ocelovým pravítkem. Postup přípravy tedy odpovídá metodě

měření e_{\min} popsané v kapitole 5.2.2. Touto metodou byly připraveny vzorky s relativní ulehlostí okolo 20 %. Nižší hodnoty nebyly dosaženy. Pro další dvě skupiny zkoušek byly zvoleny relativní ulehlosti okolo hodnoty 50 % a 80 %. Postup přípravy byl následující: Pro výše zmíněné hodnoty relativní ulehlosti byla vypočítána váha písku pro danou neměnnou geometrii ocelového prstence. Poté byl písek dynamicky zhutněn do požadované výšky bucharem a gumovou palicí.

5.3.3 Metodika a vyhodnocení zkoušky

Po přípravě vzorku uvedeného v kapitole 5.3.2 byla edometrická krabice vložena pod roznášecí píst se zatížením 2,5 kPa. Poté byl vzorek zalit vodou, což způsobilo snížení výšky vzorku. Tato výška po zalití vodou byla uvažovaná jako počáteční výška vzorku. Následně se přešlo k samostatné zkoušce tvořené čtyřmi zatěžovacími cykly. Všechny zatěžovací cykly začínají a končí na zatížení 2,5 kPa. První zatěžovací cyklus byl složen z napětí 2,5–5–7,5–10–25–40–60–120 kPa. Odlehčení probíhalo se stejnými napětími. Druhý zatěžovací cyklus byl složen z napětí 2,5–10–25–40–60–120–200–400 kPa a odlehčovací větve probíhala se stejnými napětími. Třetí zatěžovací cyklus se skládal z napětí 2,5–10–25–40–60–120–200–400–800 kPa a odlehčení opět probíhalo se stejnými napětími. Poslední zatěžovací cyklus využíval napětí 2,5 – 10–25–40–60–120–200–400–800–1600 kPa. Odlehčovací cyklus probíhal s napětími 1600–800–400–200–60–40–25–10–2,5 kPa. Každý přitěžování a odlehčovací krok trval do ustálení deformací. Délka jednoho kroku byla okolo 75 sekund. Po ukončení zkoušky byl vzorek vyjmut z edometrické krabice a následně zvážen pro potvrzení hodnoty relativní ulehlosti.

Pro vyhodnocení zkoušky bylo potřeba určit počáteční číslo pórovitosti e_0 , číslo pórovitosti e během zkoušky a přetvoření ε . Počáteční číslo pórovitosti je vypočítáno z objemu prstence, mineralogické hustoty písku a váhy vzorku podle vzorce

$$e_0 = \frac{\gamma_s - \rho_d}{\rho_d} \quad \rho_d = \frac{\text{Váha vzorku}}{\text{Objem prstence}} \quad (26)$$

kde γ_s je mineralogická hustota, která byla zvolená 2,65 gcm⁻³. Aktuální číslo pórovitosti je vypočítáváno stejným způsobem jako počáteční číslo pórovitosti, ale s aktualizovanými objemy vzorku vypočítanými ze sednutí vzorku při každém zatěžovacím a odlehčovacím kroku. Přetvoření ε je vypočítáváno jako poměr mezi změnou výšky vzorku a počáteční výškou H_0 dle vzorce:

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (27)$$

5.3.4 Výsledky zkoušek a diskuse

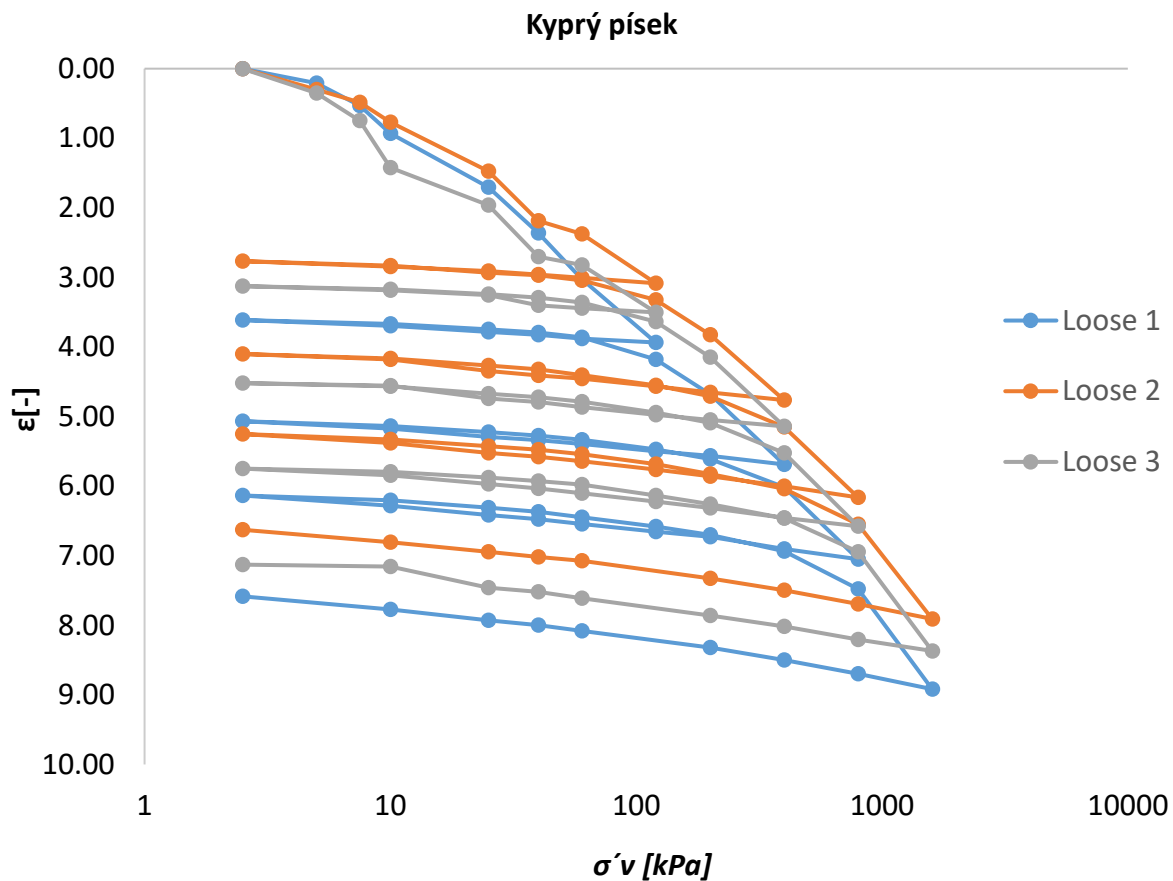
Celkově bylo provedeno devět zkoušek s třemi různými hodnotami relativní ulehlosti. Zkouška nebyla vyhodnocena podle normy, protože deformační parametry nebyly v mém případě potřeba. Všechny provedené edometrické zkoušky jsou využity pro kalibraci von Wolffersdorffova (1996) hypoplastického modelu a jako součást databáze výsledků na zbraslavském písku.

Výsledky zkoušek odpovídají jiným pracím, které se zabírají laboratorními testy na píscích jako habilitační práce od Wichtmanna (2010) a Wichtmanna a Triantafyllidise (2016). Výsledky také odpovídají tezi, že vzorky s vyšší počáteční hodnotou relativní ulehlosti mají nižší hodnoty změny čísla pórovitosti a přetvoření během testů. Hodnoty počáteční relativní ulehlosti vzorků jsou popsány v Tab. 6.

Tab. 6: Hodnoty relativní ulehlosti vzorků

Název vzorku	Relativní ulehlost I_d	Číslo pórovitosti
Loose 1	17,4 %	0,817
Loose 2	17,7 %	0,826
Loose 3	20,1 %	0,803
Medium dense 1	48,8 %	0,713
Medium dense 2	48,8 %	0,711
Medium dense 3	49,1 %	0,709
Dense 1	82,8 %	0,593
Dense 2	80,4 %	0,597
Dense 3	79,1 %	0,584

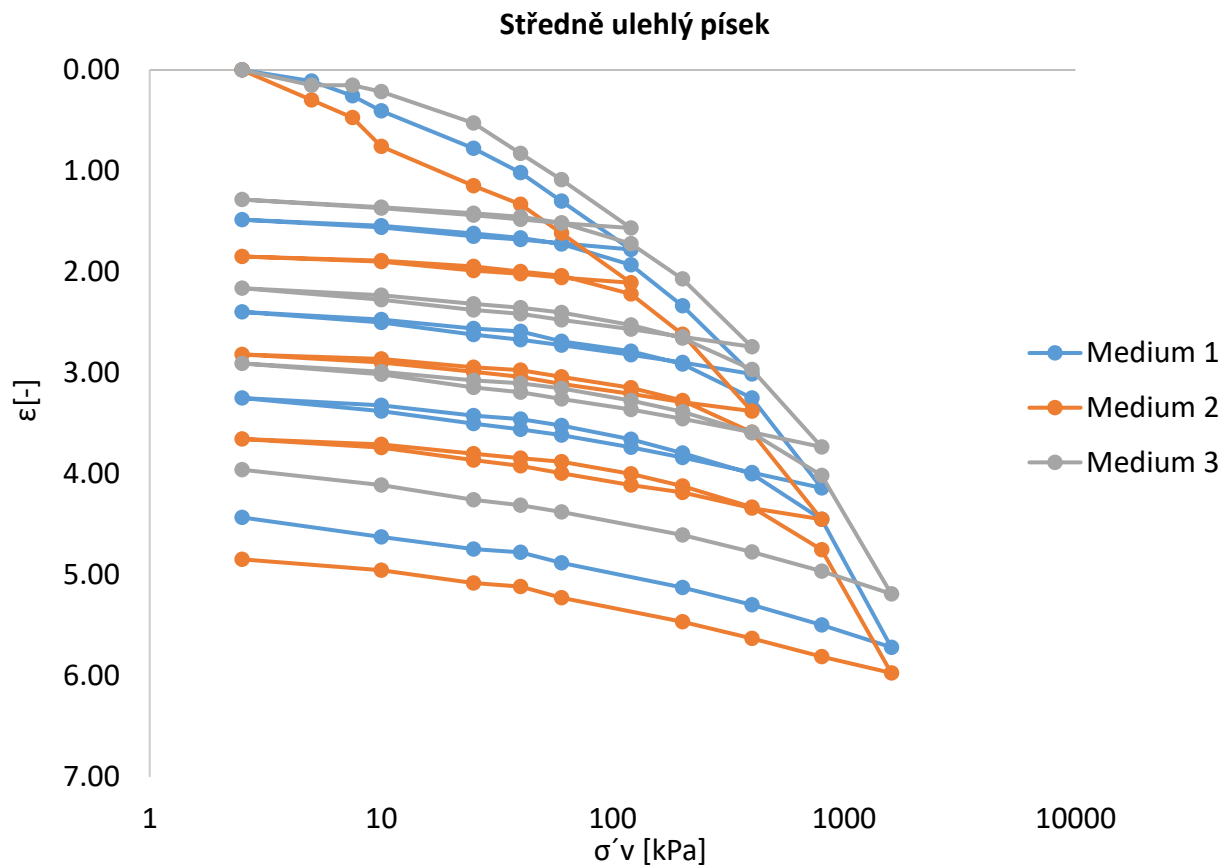
Testy na kyprých vzorcích jsou popsány na Obr. 41.



Obr. 41: Výsledky edometrických zkoušek na kyprém písku

Skoky v hodnotách vytvářející „zuby“ na kompresní křivce jsou způsobeny zrný písku, která se dostala mezi ocelový prstenec a roznášecí píst. Na dalších zatěžovacích cyklech se tyto problémy neobjevují. Tato sada tří testů je důležitá pro kalibraci hypoplastického modelu (Mašín, 2019).

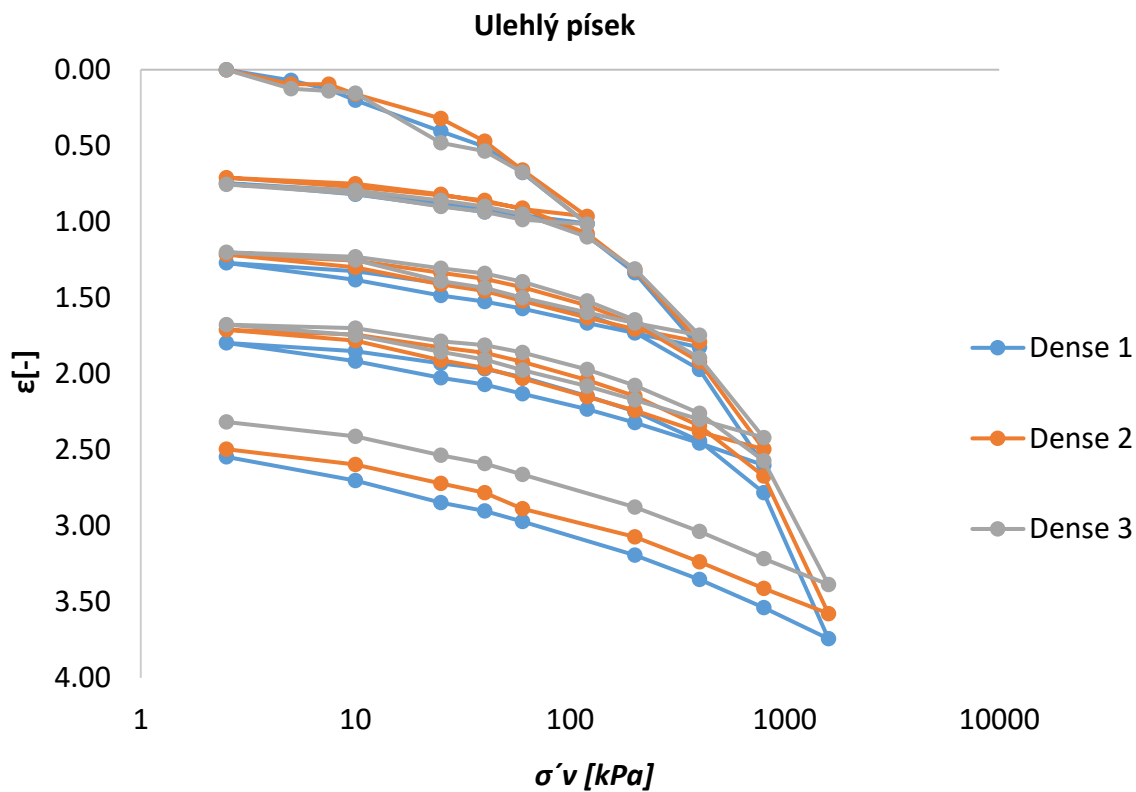
Výsledky zkoušek se vzorky se střední relativní ulehlostí jsou ukázány na Obr 42.



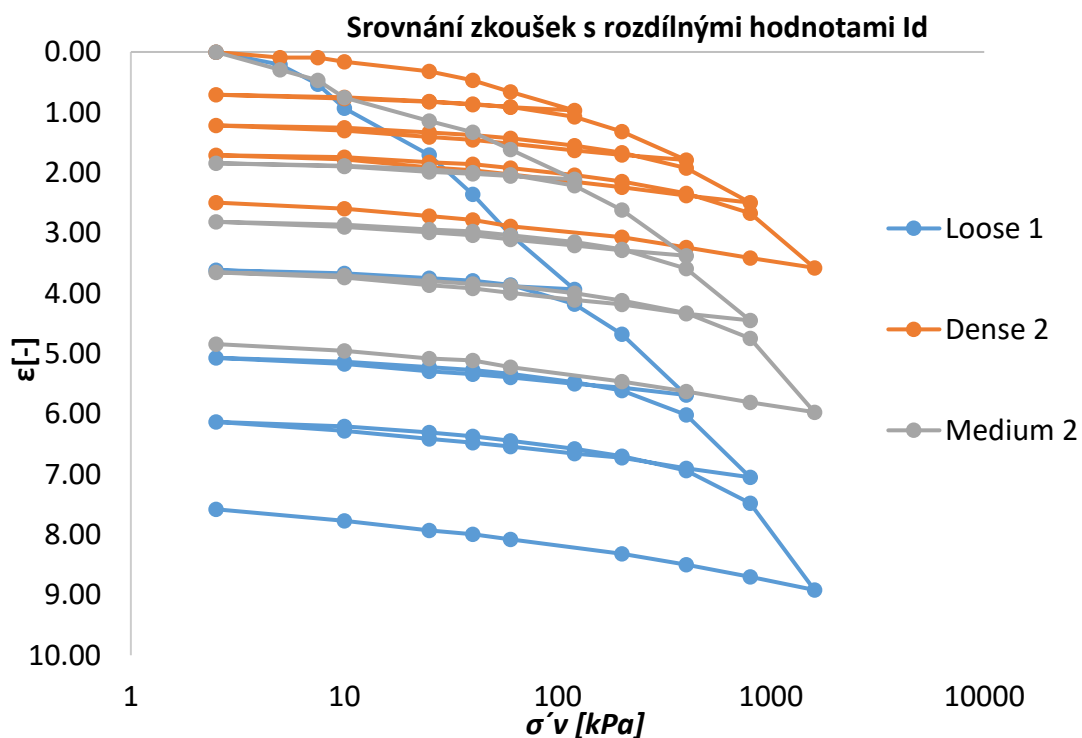
Obr 42: Výsledky edometrických zkoušek na středně ulehlém písku.

Na kompresních křivkách se také objevují skoky jako v případě kyprých vzorků, ale nejsou tak výrazné.

Výsledky edometrických zkoušek na ulehlém písku jsou prezentovány na Obr. 43.



Obr. 43: Edometrické zkoušky na ulehlém písku.

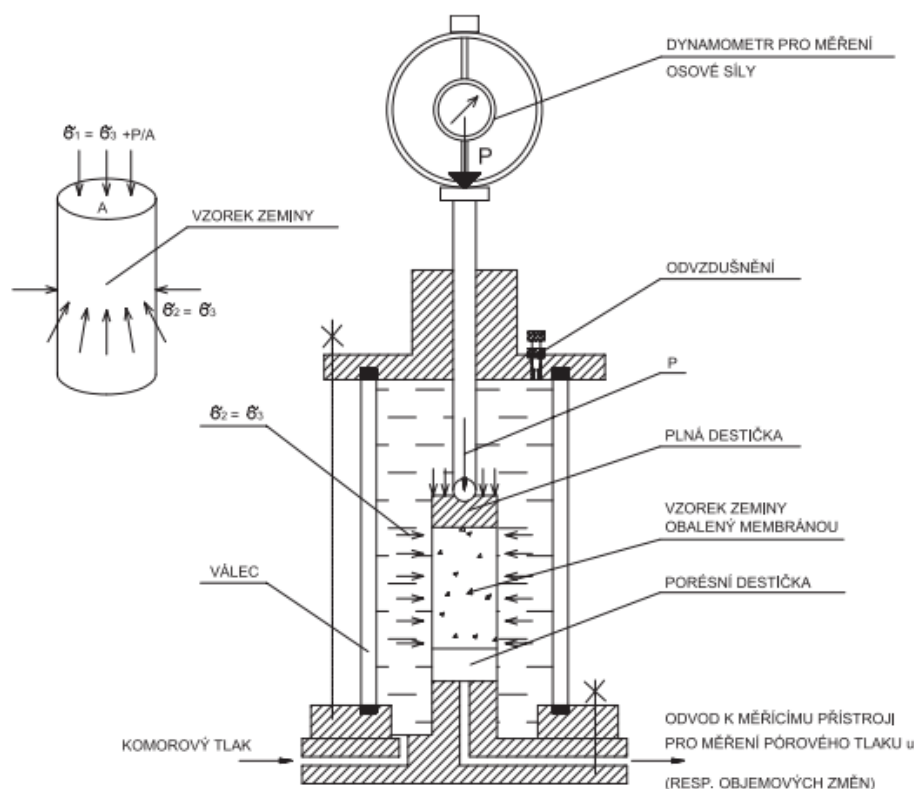


Obr. 44: Srovnání kompresních křivek s různými hodnotami relativní ulehlosti.

Na Obr. 44 je srovnání kompresních křivek vzorků s různými hodnotami relativní ulehlosti. Ze srovnání je jasně patrné, že s rostoucí relativní ulehlostí klesá schopnost vzorku se deformovat.

5.4 Triaxiální zkoušky s monotónním zatěžováním

Triaxiální smykové testy jsou jedny z nejčastějších a nejuniverzálnějších testů využívaných v mechanice zemin a geotechnice (Atkinson, 2017). V souladu se standardní terminologií není přístroj pravý triaxiální přístroj, protože σ_2 a σ_3 si jsou rovné, což znamená že je zkouška provedena v axisymetrickém režimu. Na Obr. 45. je zobrazena triaxiální komora a napětí působící na vzorek během samotné zkoušky.



Obr. 45: Triaxiální komora a napětí působící na vzorek během zkoušky (Weiglová, 2005).

Celkem bylo provedeno třináct zkoušek na zbraslavském písku popsáném v kapitole 5.4.3 a 5.4.4 . Zkoušky byly provedeny jak v drénovaném, tak i v nedrénovaném režimu. Výsledky zkoušek byly využity pro kalibraci hypoplastického modelu, doplnění dat pro referenční materiál a pro určení *Phase – transformation – line*.

5.4.1 Metodika zkoušky

Před začátkem testů byla provedena kalibrace dynamometrů měřící osové zatížení. Princip kalibrace spočíval v přidávání závaží na hlavu dynamometru umístěného mimo rám triaxiálního přístroje. Z naměřené hodnoty elektrického napětí a váhy závaží byl vypočítán kalibrační vztah, který se vypočítá samotným řídicím softwarem triaxiálního přístroje. Tato kalibrace byla provedena před začátkem zkoušek. Kalibrace měřidla pórového tlaku byla provedena podobným způsobem, kdy se do měřidla pouštěl tlak z automatického kontroloru napětí GDS. Interval napětí při kalibraci byl od 10 kPa do 800 kPa po kroku 50 kPa. Kalibrace byla provedena v softwaru řídicího triaxiální zkoušky. Tato kalibrace měřidla pórového tlaku byla prováděna vždy po každých dvou zkouškách. Automatické kontrolory tlaku GDS byly před každou zkouškou propojeny a vyzkoušeny, zda měří stejnou hodnotu tlaku.

Vzorky s určitou relativní ulehlostí byly připraveny ze zbraslavského písku popsaného v kapitole 5.2. Samotná příprava vzorků bude popsána v kapitole 5.4.2. Po připravení vzorku v triaxiální komoře byla změřena výška vzorku pro určení přetvoření během zkoušky. Kvůli přípravě vzorku suchou cestou, byla potřeba vytvoření procesu nasycení vzorku na takovou úroveň, aby bylo možné využít princip efektivních napětí (Head, 1998). Průměr vzorku byl 38 mm a jeho výška přibližně dvojnásobek průměru vzorku.

Jako problematický se ukázal proces sycení vzorku, kde bylo nutné definovat stav plného sycení potvrzené parametrem B (Skempton, 1954). Po mnoha pokusech jsme definovali následující proces sycení. Po instalaci vzorku byla komora triaxiálního přístroje napuštěna vodou a byl v ní zvýšen tlak na 20 kPa. Do suchého vzorku byl následně vhnán přes spodní drenáž oxid uhličitý, který mohl volně opouštět vzorek přes otevřenou horní drenáž. Vzorek byl sycen oxidem uhličitým kvůli jeho jednodušší rozpustnosti ve vodě. Délka sycení oxidem uhličitým byly dvě hodiny. Následným krokem bylo sycení vzorku odvdoušenou destilovanou vodou se stejným komorovým tlakem. Rychlost sycení vzorku nebyla v tomto kroku definována tlakem vhnání vody do vzorku, ale objemem vody vtékajícím do vzorku za čas. S využitím automatického kontroleru tlaku byla zvolena hodnota 7,5 cm³ za hodinu. Voda mohla volně unikat ze vzorku horní drenáží. Celkový objem vody proteklé v tomto kroku byl tedy 150 cm³. Při dalším kroku byl zvyšován komorový tlak a pórový tlak ve vzorku na 510 a 500 kPa. Zvyšování napětí ve vzorku a v komoře mělo stejnou rychlost 15 sekund na jeden kilopascal. Po dosažení zvolených hodnot tlaku byl vzorek takto ponechán po 3 dny a poté byl proveden další krok sycení. Během tohoto kroku byla znovu otevřená horní drenáž a na kontroleru na ní napojený byla nastavena hodnota tlaku 490 kPa. Tím byl vytvořený hydraulický gradient, který způsoboval protékání vody vzorkem. Celkový objem vody proteklé vzorkem byl 300 cm³. Následně byla horní drenáž znovu uzavřena a už nebyla dále využívána. Pro kontrolu stupně nasycení byl využit Skemptonův parametr B (Skempton, 1954). Tento parametr nabývá hodnot od nuly do jedné, kde intervaly jeho hodnot odpovídají stupni nasycení vzorku. Určení parametru B (v cizojazyčné literatuře označován jako *B-check*) se provádí způsobem, při kterém je zabráněno vtoku vody do kontroleru tlaku ve vzorku a následně je zvýšen tlak v komoře. Z poměru zvýšení tlaku ve vzorku a zvýšení tlaku v komoře se následně vypočítá parametr B. Minimální hodnota parametru B byla zvolena 0,96. U všech zkoušek byl proveden B-check, jehož hodnota nabývala hodnot od 0,96 do 0,98.

Dalším krokem byla konsolidace vzorku na požadovanou hodnotu efektivního napětí nebo počáteční hodnotu středního napětí. Rychlost konsolidace byla zvolena taková, že zvýšení o jeden kPa trvalo 30 sekund. Rychlost smyku nebyla vypočítávána z průběhu konsolidace, ale byla zvolena 0,1 mm za minutu podle Wichtmanna a Triantafyllidise (2016), která je využívána členy týmu pracující na cyklických zkouškách. Zkoušky probíhaly ve dvou režimech, nedrénovaném a drénovaném uspořádání. Při nedrénovaném uspořádání nemůže vzorek měnit svůj objem a měří se změna pórového tlaku během zkoušky. Při drénovaném uspořádání mění vzorek svůj objem z důvodu vytlačení vody ze vzorku. Efektivní radiální napětí je během drénované zkoušky konstantní. Zkoušky byly prováděny do stavu, kdy vzorek dosáhl axiálního přetvoření alespoň 25 %. Následně byly deformované vzorky vyfoceny a vyjmuty z triaxiálního přístroje a sušeny v peci o teplotě 105 °C po dobu 24 hodin pro zvážení vzorku a kontrolu počáteční relativní ulehlosti vzorku.

Z dat naměřených dynamometrem, úchylkoměrem, měřidlem pórových tlaků a z automatických kontrolérů tlaku a rozměrů vzorku byly vyhodnocené parametry dle Heada (1998) dále uvedené:

- Změna výšky vzorku H_0
- Osové přetvoření,

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (28)$$

kde H_0 je počáteční výška vzorku.

- Deviátorové napětí q ,

$$q = \frac{F}{A} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (29)$$

kde F je vertikální napětí.

- Radiální napětí σ_R

$$\sigma_R = \sigma_2 = \sigma_3 \quad (30)$$

- Axiální napětí σ_A

$$\sigma_A = \sigma_R + q \quad (31)$$

- Střední efektivní napětí p'

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (32)$$

- Směrnice čáry kritického stavu

$$M = \frac{q}{p'} \quad (33)$$

- Změna pórového tlaku Δu

- Úhel vnitřního tření φ'_{cr} ,

$$\varphi'_{cr} = \sin^{-1} \left(\frac{3M}{6 + M} \right) \quad (34)$$

ze kterého se ale skutečná hodnota úhlu vnitřního tření nedá určit z důvodu nenulové hodnoty relativní ulehlosti (Najser, 2021).

5.4.2 Příprava vzorku s určitou hodnotou relativní ulehlosti

Pro drénované a nedrénované zkoušky byly zvoleny rozdílné hodnoty relativní ulehlosti, pro které byly využity dva různé postupy přípravy. Pro drénované zkoušky byly zvoleny hodnoty relativní ulehlosti 0,3 a vzorky byly připravovány sypáním písku trychtýřem. Pro nedrénované zkoušky byla hodnota relativní ulehlosti 0,5 a byly připravovány dynamickým zhutněním bucharem. V obou případech byla využita vakuová forma, která umožňuje velmi dobré přilehnutí membrány na okraje formy, což odstraňuje některé problémy při přípravě vzorku. Příprava rekonstituovaných vzorků písku na rozdíl od jílovitých materiálů je náročná a závisí na více parametrech (Raghunandan et al., 2012). V dalších kapitolách budou prezentovány dva zvolené postupy přípravy vzorku s určitou hodnotou relativní ulehlosti.

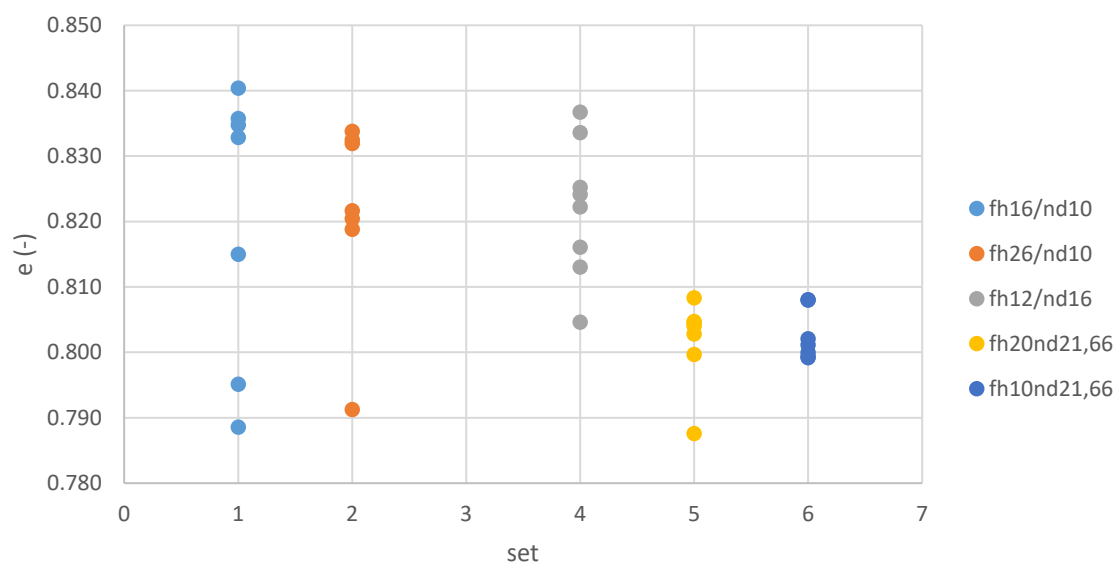
Příprava vzorků trychtýřem – *Air pluviation*

Tento postup přípravy vzorku byl využit pro drénované triaxiální zkoušky. Princip přípravy je jednoduchý, trychtýřem o známém průměru se sype písek do vakuové formy triaxiálního vzorku z konstantní výšky. Během pokusů pro vytvoření postupu pro přípravu vzorku bylo vyzkoušeno několik různých geometrií trychtýře. Zvolené geometrie, průměrné relativní ulehlosti a směrodatné odchylky pokusů jsou popsány v tabulce Tab 7.

Tab 7: Pokusy pro určení postupu přípravy vzorku

Číslo setu	Výška pádu[cm]	Průměr trychtýře[mm]	e[-]	Id[%]	Směrodatná odchylka Id
1	16	10	0,820	19,59	0,0524
2	26	10	0,821	19,29	0,0365
4	12	16	0,822	19,16	0,0265
5	20	21,66	0,802	24,59	0,0166
6	10	21,66	0,803	24,36	0,0096

Na Obr. 46 je se nachází grafická interpretace pokusů s různou geometrií pádu. Je zde vidět poměrně velmi dobrá stabilita postupu s využitím výšky pádu 10 cm a průměrem trychtýře 21,66 mm.



Obr. 46: Grafické znázornění pokusů pro určení postupu přípravy vzorku

Metodika přípravy vzorku byla následující: Po instalaci vakuové formy, spodní drenážní destičky a membrány byl navážený vzorek písku o váze okolo 135 gramů. Tato váha byla určena proto, aby nebylo tolik zbylého materiálu vysypáno do triaxiální komory, jejíž úklid je vcelku náročný. Tato váženka byla nasypána do trychtýře se záklopkou tvořenou proužkem papíru. Poté byla záklopka odstraněna a písek byl volně nasypán do formy. Během toho byl zvedán trychtýř, aby byla docílena konstantní výška pádu, což byl manuálně velmi náročný proces, který vyžadoval hodně opakování a nacvičování. Po dokončení sypání byl písek ve vzorku zarovnan plastovým pravítkem a byla následně instalovaná porézní destička a rozváděcí deska horní drenáže. Při této části přípravy bylo nutné dávat velký pozor na stlačení vzorku při přetahování membrány přes desku horní drenáže, což by mohlo změnit relativní ulehlost vzorku. Během přípravy vzorků pro zkoušky se ale výše zmíněný problém nepodařilo úplně odstranit a došlo k zvýšení relativní ulehlosti vzorků.

Z Tab 7 je patrné, že výška pádu nerozhoduje tolik o relativní ulehlosti vzorku na rozdíl od průměru trychtýře. Raghunandan et al. (2012) to komentuje, že důležitější je kontinuální „tok“ písku do formy. Kvůli tomu byla využita papírová záklopka v trychtýři, aby bylo docíleno kontinuálního proudu písku.

Příprava vzorků dynamickým hutněním

Příprava vzorku pomocí dynamického hutnění byla zvolena pro nedrénované zkoušky, jejichž výsledky jsou popsány v kapitole 5.4.4. Při této metodě přípravy byla snaha o přípravu vzorku s relativní ulehlostí okolo 50 %. Během vytváření postupu přípravy vzorku byl využíván buchar s průměrem 29,70 mm,

výškou pádu 140 mm a váhou bucharu 260 gramu. Buchar společně s vakuovou formou jsou ukázány na Obr. 47.



Obr. 47: Buchar a vakuová forma využívaná pro přípravu vzorku.

Písek byl do formy vsypáván přes trychtýř kvůli snaze rovnoměrně rozprostít písek po celé ploše vzorku. Jednotlivé vrstvy písku byly odměřované pomocí váženky s průměrnou váhou písku 22,7 g. Samotné zhutnění bylo docíleno pádem závaží na buchar. Postupně byly zvoleny tři možné postupy přípravy vzorku, které jsou popsány v Tab. 8.

Tab. 8: Průměrné hodnoty pokusů pro přípravu vzorků dynamickým hutněním

Počet váženek	Počet úderů	Číslo pórovitosti	Relativní ulehlost	Směrodatná odchylka
1x	3x	0,692	53,7	3,2
1x	4x	0,672	56,2	4,1
1x	5x	0,685	60,1	4,6

Z Tab. 8. vyplývá, že postup, při kterém bylo docíleno nejbližší možné hodnoty relativní ulehlosti, byl postup s využitím postupu se tří úderů bucharu. Podobně jako v prvním postupu přípravy se nedala odstranit stlačení vzorku při instalaci roznášecí desky horní drenáže a docházelo k zvyšování relativní ulehlosti.

Postup přípravy byl následující: Po instalaci vakuové formy, membrány a spodní drenážní destičky byla váženka písku nasypána do formy pomocí trychtýře. Poté byl na úroveň písku položen buchar a pomocí 3 úderu závaží na buchar došlo k zhutnění vrstvy písku. Tento postup se opakoval šestkrát. Po dokončení poslední vrstvy byl odstraněn přebytečný písek plastovým pravítkem a došlo k instalaci horní drenážní destičky a roznášecí desky horní drenáže.

Vakuová formička má pro vytvoření podtlaku a přichycení membrány ke svým okrajům velmi ostré hrany. Kvůli tomu velmi často docházelo k protržení membrány během přípravy vzorku. Tyto drobné trhliny nebylo možné zkontrolovat po instalaci vzorku a jejich ovlivnění bylo viditelné až po vyhodnocení zkoušky.

Z tohoto důvodu bylo provedeno více zkoušek, než je uvedeno v této práci, protože jich mnoho bylo znehodnoceno vytékáním vody ze vzorku. Počáteční hodnota čísla pórovitosti byla po každé zkoušce kontrolována zvážením vysušeného písku.

5.4.3 Výsledky nedrénovaných triaxiálních zkoušek

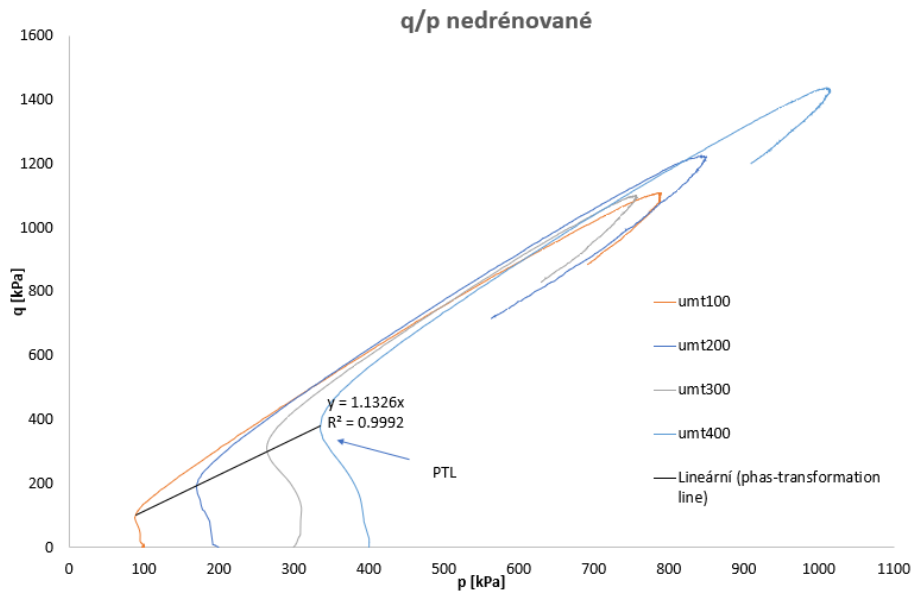
Při nedrénovaných triaxiálních zkouškách nedochází ke změně objemu vzorku a dochází k nárůstu a poté poklesu pórových tlaků. Dohromady bylo provedeno šest nedrénovaných triaxiálních smykových zkoušek na vzorcích písku s rozdílnými hodnotami relativní ulehlosti. Zkoušky byly provedeny jak kvůli kalibraci hypoplastického modelu, tak pro určení *Phase transformation line*, která má velký význam pro popis chování zemin při cyklickém zatěžování.

Jak už bylo výše uvedeno, všechny zkoušky nebyly prováděny se stejnou hodnotou relativní ulehlosti. Seznam zkoušek a jejich počátečních hodnot relativní ulehlosti, relativní ulehlost po konsolidaci a počáteční střední napětí je uveden v Tab. 9.

Tab. 9: Seznam nedrénovaných zkoušek.

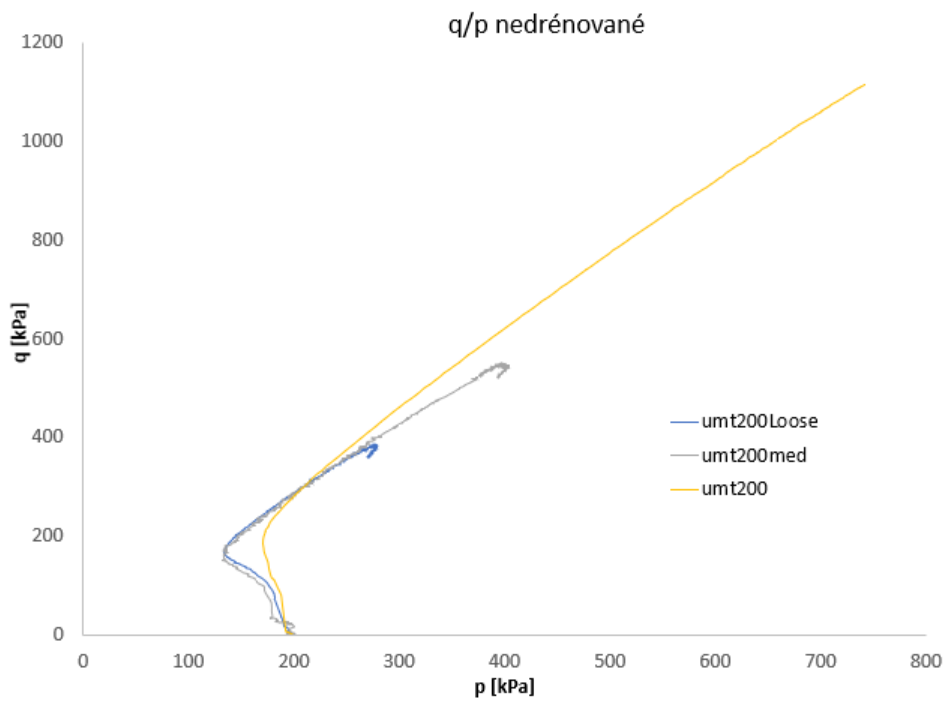
Označení vzorku	Id [%] počáteční	Id[%] po konsolidaci	p_0 [kPa]
UMT100	60	70	100
UMT200	52	74	200
UMT300	63	75,8	300
UMT400	56	73	400
UMT200loose	10,4	25	200
UMT200med	24	41	200

Na Obr. 48 jsou výsledky čtyř zkoušek v prostoru deviatorového napětí a středního efektivního napětí s počáteční ulehlostí mezi 55 a 63 procenty. Dále je zde také zobrazená *Phase transformation line (PTL)*, která je definovaná jako spojnice nejnižších dosažených hodnot středního efektivního napětí v prostoru q ku p' . Tato čára odděluje dva možné stavy předtížení při cyklickém zatížení (Ishihara a Okada, 1978). První stav definovaný Ishiharou a Okadou(1978) je takový, že pokud zemina při cyklickém zatížení neprotne PTL, je následně konsolidovaná na původní střední efektivní napětí, a je dále znova cyklicky zatěžovaná, tak se zvýší její tuhost. Pokud zemina protne PTL a je znovu zatěžovaná po konsolidaci, její tuhost sníží (Ishihara a Okada, 1978).

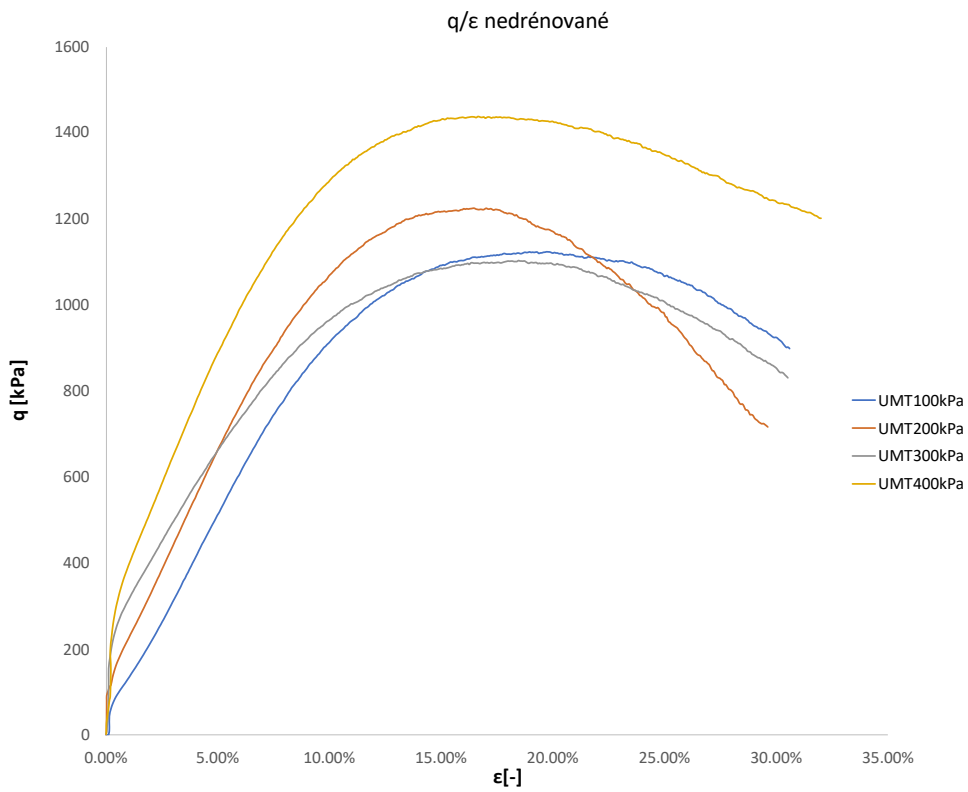


Obr. 48: Výsledky zkoušek v prostoru q/p s vyznačenou PTL.

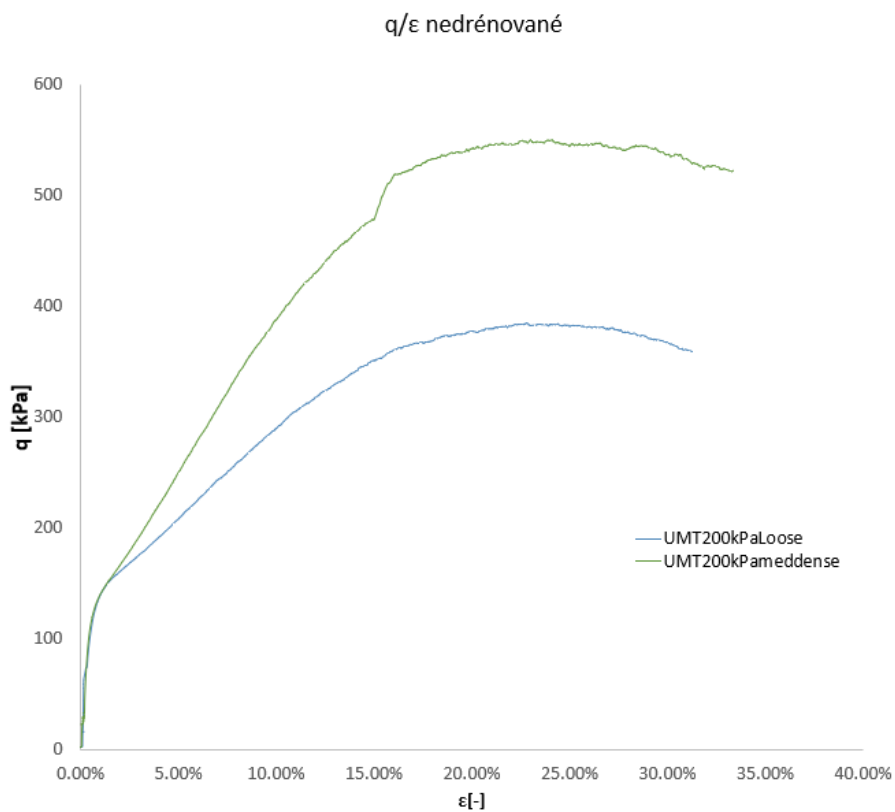
Na Obr. 49 jsou ukázány průběhy zkoušek na písku s odlišnými hodnotami relativní ulehlosti.



Obr. 49: Výsledky nedrénovaných zkoušek v prostoru q/p .



Obr. 50: Výsledky nedrénovaných triaxiálních zkoušek v prostoru q/ϵ .



Obr. 51: Výsledky nedrénovaných triaxiálních zkoušek v prostoru q/ϵ .

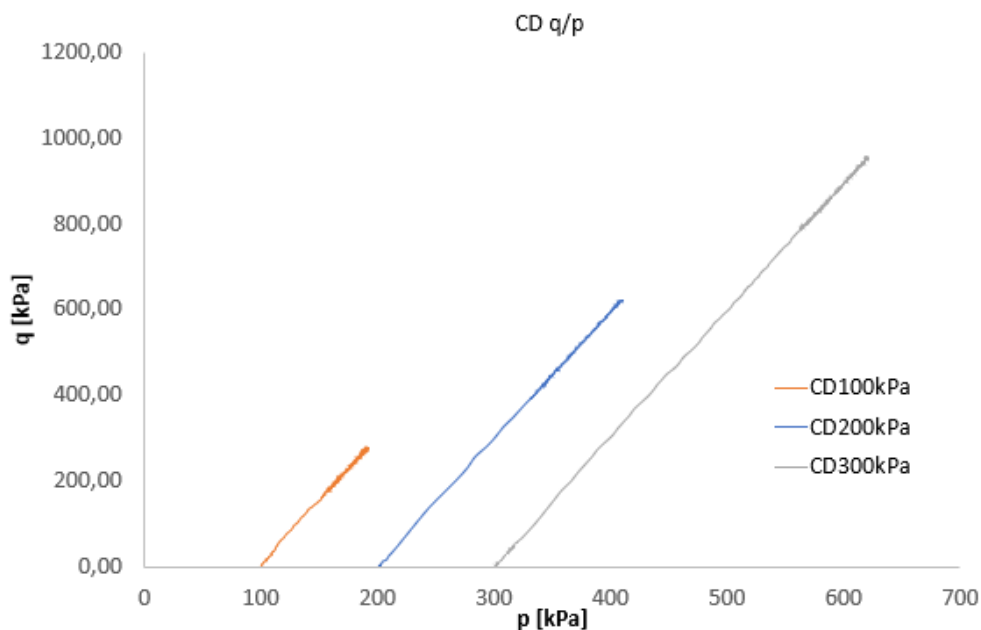
5.4.4 Výsledky drénovaných triaxiálních zkoušek

Drénované triaxiální zkoušky byly provedeny z důvodu kalibrace hypoplastického modelu a vytvoření setu dat pro pozdější využití. Rozdíl mezi drénovanými a ndrénovanými zkouškami je takový, že v drénovaném případě může voda opouštět vzorek a automatickým kontrolorem tlaku je pórový tlak udržován během zkoušky konstantní. Na začátku laboratorních zkoušek byl plán práce provést tři zkoušky s třemi hodnotami efektivního napětí, ale kvůli defektu membrán vzorků a netěsnící horní drenáži bylo nutné všechny zkoušky opakovat. Názvy vzorků, jejich relativní ulehlost a efektivní napětí jsou uvedeny v Tab. 10.

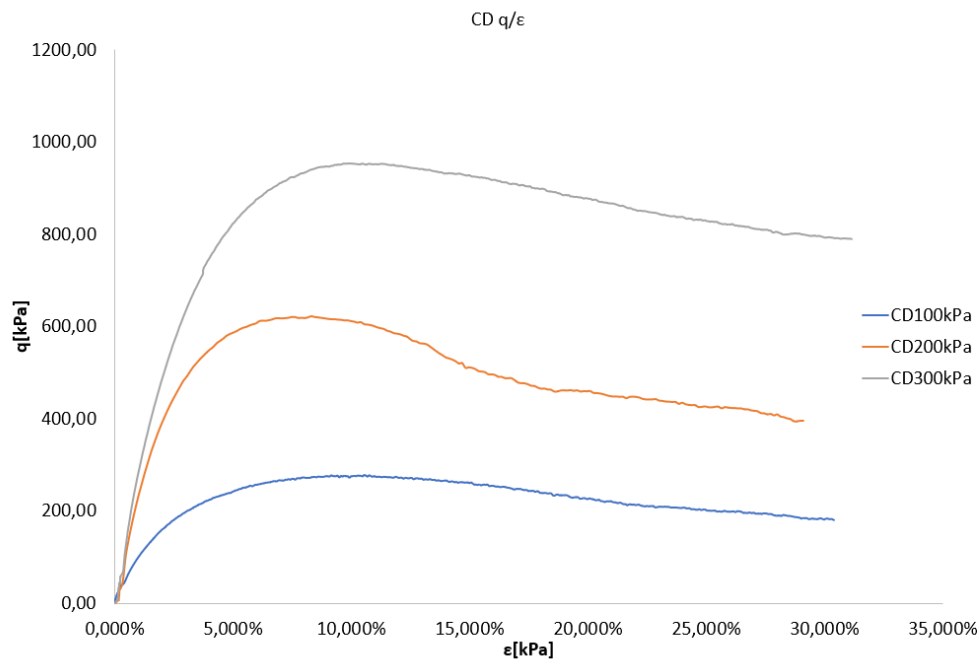
Tab. 10: Popis vzorků drénovaných zkoušek

Jméno vzorku	Počáteční I_d [%]	I_d [%] po konsolidaci	Efektivní napětí [kPa]
CD100	24,9	32,52	100
CD200	35,37	41,17	200
CD300	30,1	44,7	300
CD100_2	31	39,5	100
CD200_2	65,1	79,5	200
CD200_3	35,2	44,5	200
CD200_4	36,2	50,1	200

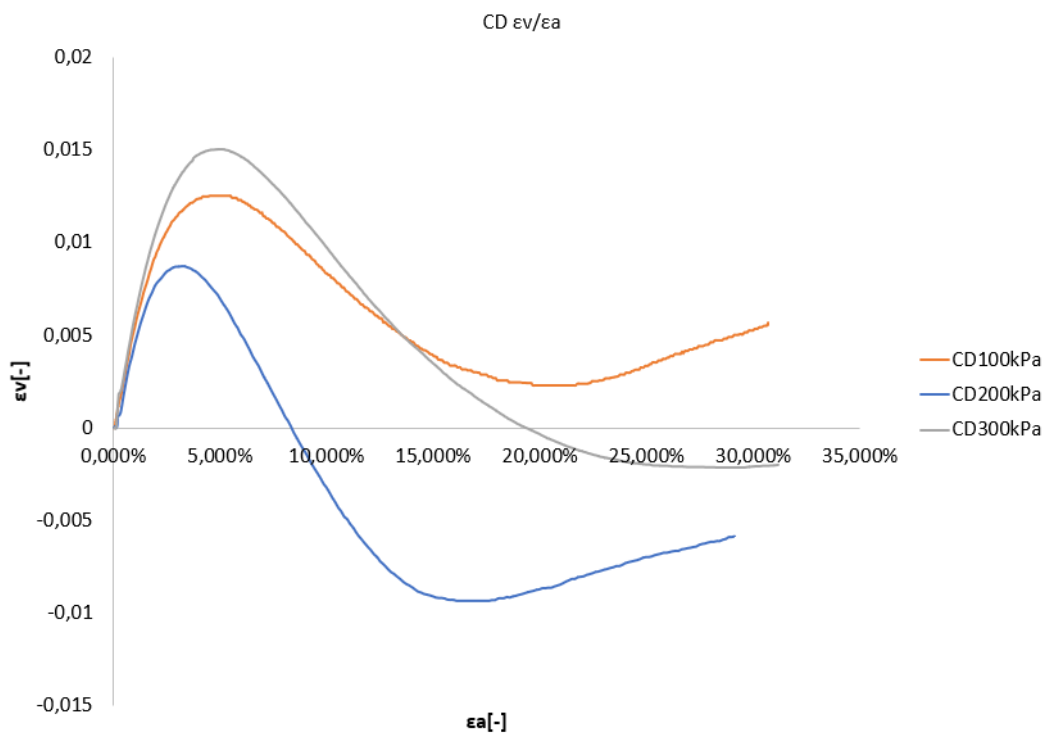
Výsledky prvních tří zkoušek jsou uvedeny na Obr. 52, Obr. 53 a Obr. 54.



Obr. 52: Výsledky drénované zkoušek v prostoru q/p .



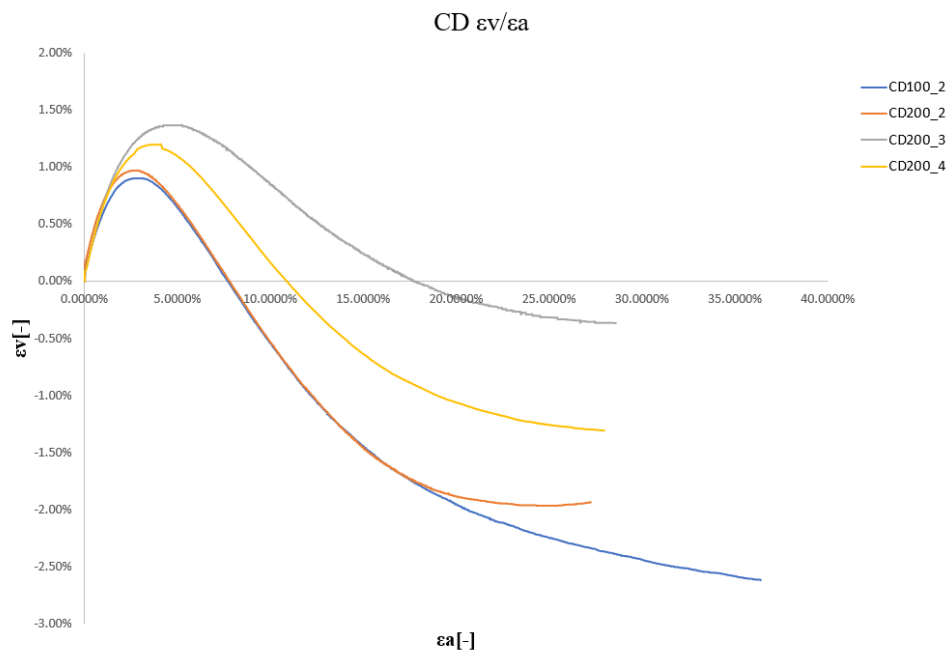
Obr. 53: Výsledky zkoušek v prostoru q/ε .



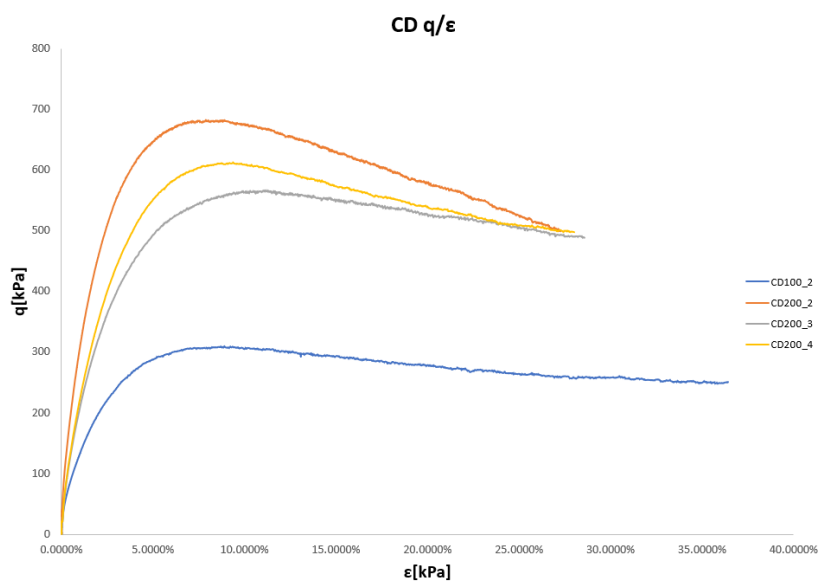
Obr. 54: Výsledky drénovaných zkoušek v prostoru $\varepsilon_v/\varepsilon_a$.

Na Obr. 54 u vzorku CD100 a CD200 dochází od přetvoření zhruba 20% k opětovné kompresi vzorků. Také neodpovídají maximální velikosti objemového přetvoření u těchto vzorků při srovnání s dalšími provedenými zkouškami. Tento problém pravděpodobně vznikl kvůli porušení membrány při výrazném přetvoření nebo kvůli protržení membrány při přípravě vzorku. Kvůli těmto problémům byly zkoušky s efektivním napětím 100, 200 kPa zopakovány. U ostatních naměřených hodnot se tento problém neprojevil a hodnoty na Obr. 52 Obr. 53 jsou ve shodě s prací Wichtmanna (2016).

Výsledky další sady zkoušek jsou uvedeny na Obr. 55 a Obr. 56.



Obr. 55: Výsledky dalších drénovaných zkoušek v prostoru $\varepsilon_v/\varepsilon_a$

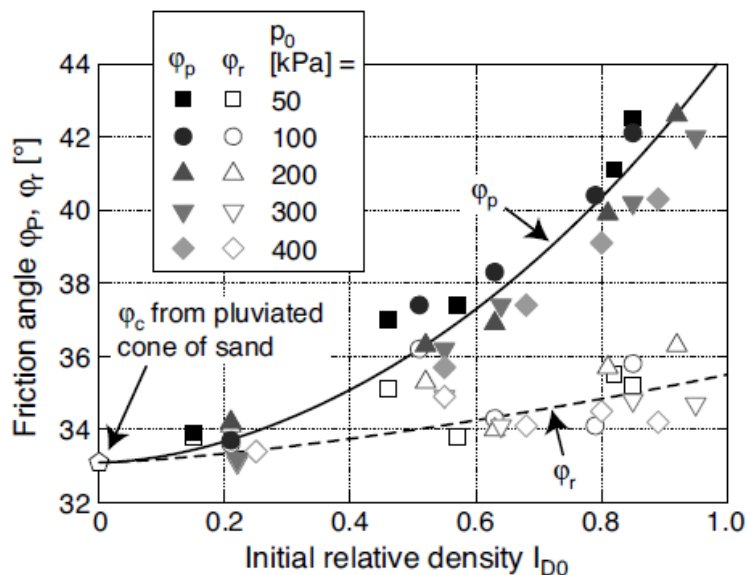


Obr. 56: Výsledky dalších drénovaných zkoušek v prostoru q/ε_a

U této sady zkoušek se nevyskytly problémy s protržením membrány během testu i přípravy vzorku. I přes maximální snahu vyloučit protržení membrány během instalace vzorku bylo několik zkoušek výrazně znehodnoceny vytékáním vody z membrány.

5.4.5 Závislost vrcholového úhlu vnitřního tření na relativní ulehlosti

U všech triaxiálních smykových zkoušek byla vypočítaná hodnota vrcholového úhlu vnitřního tření. Závislost vrcholového úhlu vnitřního na relativní ulehlosti podle Wichtmanna a Triantafyllidis (2016) je uvedena na Obr. 57.

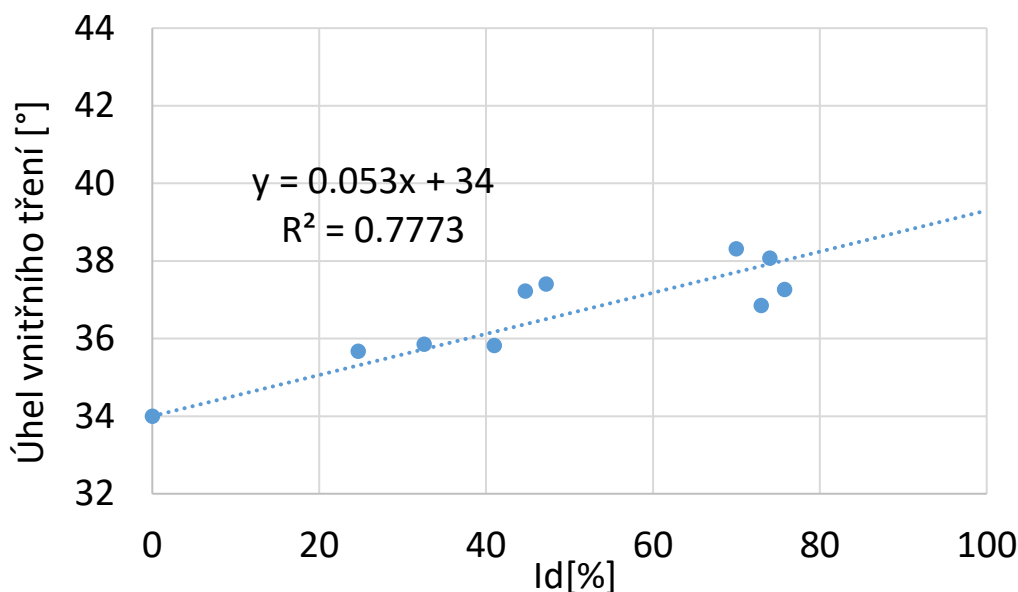


Obr. 57: Závislost úhlu vnitřního tření na relativní ulehlosti (Wichtmann a Triantafyllidis, 2016).

Mnou naměřené hodnoty a jejich grafická prezentace je uvedena na Obr. 58 a v Tab. 11.

Tab. 11: Hodnoty vrcholového úhlu vnitřního tření triaxiálních zkoušek.

Test	p0 [kPa]	Dr [%]	e [-]	φ [°]
UMT1	100	70	0.632	38.31
UMT2	200	74	0.617	38.07
UMT3	300	75.8	0.610	37.26
UMT4	400	73	0.621	36.85
UMT5	200	24.7	0.801	35.67
UMT6	200	41	0.740	35.82
DMT1	100	32.6	0.771	35.85
DMT2	200	47.2	0.717	37.4
DMT3	300	44.7	0.726	37.22
trychtýř	0	0	0.894	34



Obr. 58: Grafické znázornění růstu ϕ_p v závislosti na I_d .

Zvyšující se hodnota ϕ_p v závislosti na relativní ulehlosti odpovídá práci Wichtmanna a Triantafyllidise (2016).

5.4.6 Diskuse nad výsledky zkoušek

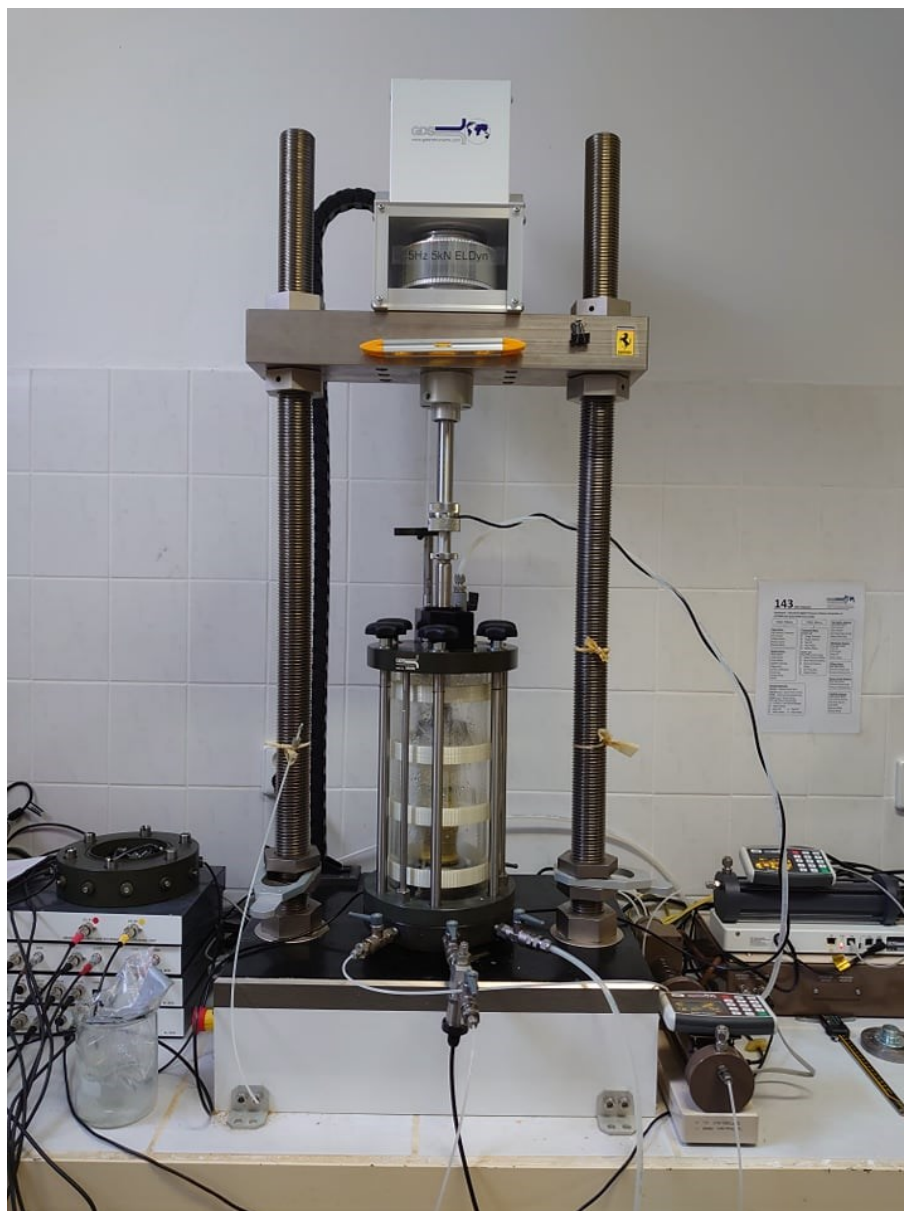
Při dodržování maximální pečlivosti při přípravě vzorků písku s určitou počáteční pórovitostí byl rozptýl jejich hodnot při zkouškách v triaxiálním přístroji relativně velký. Jako velmi problematická se ukázala instalace porézní destičky a horní drenáže na vzorek. I když byl v této fázi vzorek jištěn formičkou, docházelo ke krabacení membrány a deformaci vzorku. Dalším problémem, který nebyl vzat v potaz, byla konsolidace vzorku před začátkem zkoušky. Relativní ulehlost se při konsolidaci snižovala o 5 až 15 procent. Kvůli rozdílnému výrobci triaxiálních přístrojů v laboratoři zemin Univerzity Karlovy a výrobci vakuové formy bylo nutné formu podkládat. To také přispělo k problémům s odstraněním formy po přípravě vzorku.

Největším problémem během zkoušek se ukázalo protrhávání membrán během instalace vzorku. Kvůli nemožnosti přímé kontroly po přípravě vzorku bylo nutné provést celou zkoušku a až po jejím provedení a vyhodnocení danou zkoušku vyřadit. Tento problém nebyl způsobený pouze vakuovou formičkou s ostrými hranami, ale také defektními membránami. Membrány od firmy GDS měly často přímo z výroby drobné defekty, jako malé perforace a různé tloušťky membrány v její délce. I přes důkladnou kontrolu je možné, že byly využity takto poškozené membrány, které mohly do malé míry zkreslit výsledky zkoušek.

Během laboratorních zkoušek provedených autorem této práce probíhal v laboratoři mechaniky zemin výzkum na písku, při kterém byly provedeny cyklické zkoušky na stejném materiálu. Rozdíl mezi nimi a mými testy byl takový, že v případě cyklických zkoušek se využíval průměr vzorku 50 mm. Podle Roháče (2021) se při přípravách vzorků s průměrem 50 mm výše zmíněné problémy neobjevovaly a počáteční čísla pórovitosti byla stabilnější.

5.5 Příklad výsledků cyklických zkoušek

Souběžně s monotónními triaxiálními zkouškami probíhaly v laboratoři mechaniky zemin Přírodovědecké fakulty Univerzity Karlovy také cyklické triaxiální zkoušky. Jejich výsledky jsou v krátkosti uvedeny v této kapitole pro demonstraci zaměření projektu, sám jsem se na jejich provádění nepodílel. Všechny výsledky zkoušek uvedené v této kapitole jsou přebrány z práce Duqueho et al. (2021). Pro účely zkoumání vlastností zemin při cyklickém zatížení byl do univerzitní laboratoře pořízen nový dynamický triaxiální přístroj s maximální frekvencí dynamického zatížení 5 Herzů a maximálního dynamického zatížení 5 kN. Dynamický triaxiální přístroj je zobrazen na Obr. 59.



Obr. 59: Cyklický triaxiální přístroj GDS. Laboratoř mechaniky zemin PřF UK.

5.5.1 Nedrénované cyklické triaxiální testy

V této práci budou popsány čtyři cyklické triaxiální zkoušky s rozdílnými hodnotami dynamického deviátorového napětí. Toto napětí označované jako q^{amp} je definované jako,

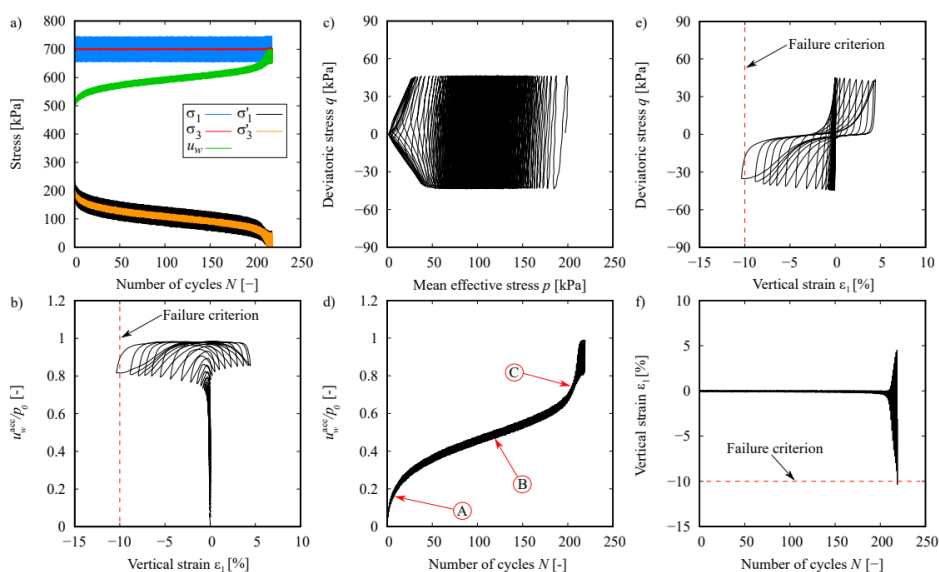
$$q^{amp} = \frac{(q^{max} - q^{min})}{2} \quad (35)$$

kde q^{max} je maximální deviátorové napětí během zatěžovacího cyklu a q^{min} nejmenší deviátorové napětí během cyklu. Označení vzorků, jejich relativní ulehlost D_r , dynamické deviátorové napětí a počáteční střední efektivní napětí p_0 jsou uvedeny v Tab. 12.

Tab. 12: Seznam a popis neodvodněných cyklických triaxiálních zkoušek (Duque et al., 2021).

Test name	e_{0bp} [-]	$D_{r_{bp}}$ [%]	e_0 [-]	D_r [%]	p_0 [kPa]	q^{amp} [kPa]	CSR [-]	P_{LC} [-]	$q_{preloading}^{amp}$ [kPa]	N_f [-]
UCT1	-	-	0.625	71.95	200	45	0.1125	-	-	220
UCT2	-	-	0.634	69.48	200	50	0.125	-	-	143
UCT3	-	-	0.650	65.18	200	60	0.150	-	-	21
UCT4	-	-	0.640	67.83	200	70	0.175	-	-	11
UCT5	0.631	70.42	0.628	71.11	200	60	0.15	$r_u = 0.25$	60	55
UCT6	0.641	67.66	0.634	69.39	200	60	0.15	$r_u = 0.50$	60	143
UCT7	xxx	xxx	xxx	xxx	200	60	0.15	$r_u = 0.75$	60	xxx
UCT8	0.643	67.16	0.640	67.87	200	50	0.125	$r_u = 0.25$	50	345

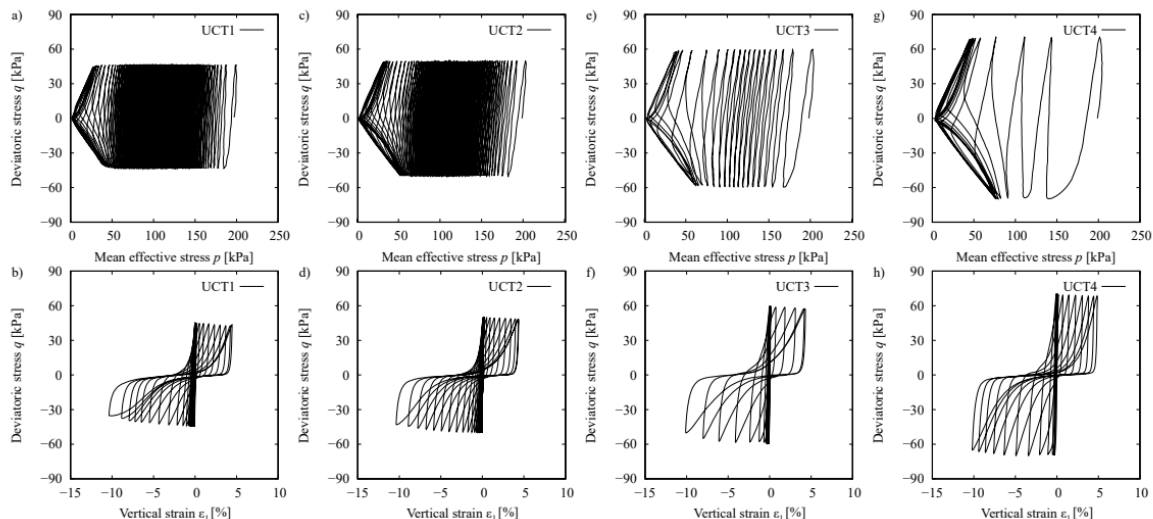
Frekvence zatěžování byla u těchto zkoušek 0,1 Herzů, což je typická hodnota zatěžování v pobřežních vodách (Andersen, 2015). Typický průběh (UCT1) nedrénované cyklické triaxiální zkoušky je popsán na Obr. 60.



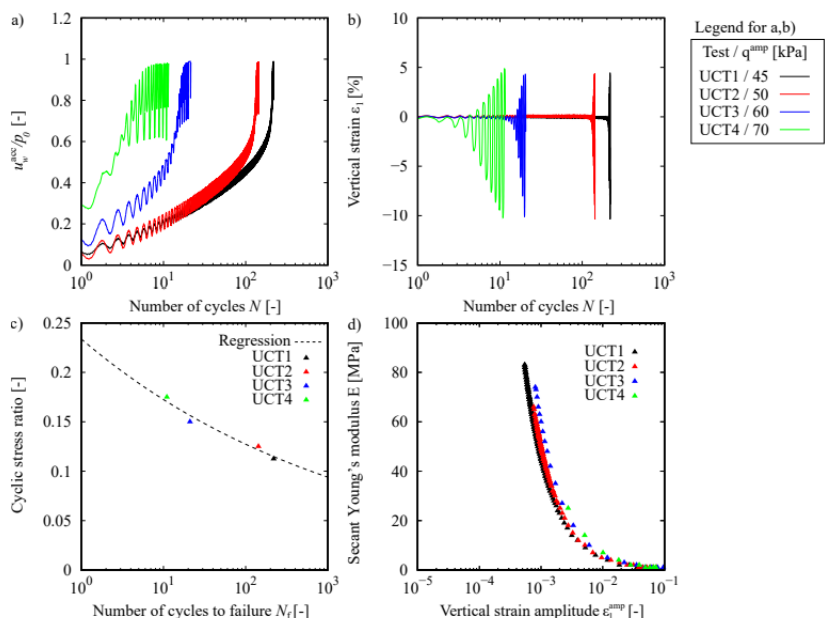
Obr. 60: Průběh nedrénované cyklické triaxiální zkoušky (Duque et al., 2021)

Kritérium porušení je definované jako 10 % vertikální přetvoření. Z grafu Obr. 60d je možné rozdělit zkoušky na tři části. Při první části označované jako A dochází k rychlé akumulaci pórových tlaků. Ve střední části, označované jako B, dochází k zpomalení akumulace pórových tlaků. Při poslední části, označované jako C, dochází k rychlému zvýšení akumulace pórových tlaků až do úplného porušení vzorku. U hrubozrnných zemin jako je zde studovaný písek dojde při dostatečně dlouhém cyklickém zatěžování k ztekucení písku, což způsobuje typický tvar „motýlek“, který je vidět na Obr. 60c. Na grafu f) ze stejného obrázku je patrné, že dochází k velmi malé akumulaci vertikálního přetvoření, než se vzorek dostane do fáze C, která je definovaná na Obr. 60d.

Na Obr. 61a Obr. 62 je uveden souhrn provedených nedrénovaných cyklických triaxiálních zkoušek.



Obr. 61: Výsledky cyklických triaxiálních zkoušek (Duque et al., 2021).

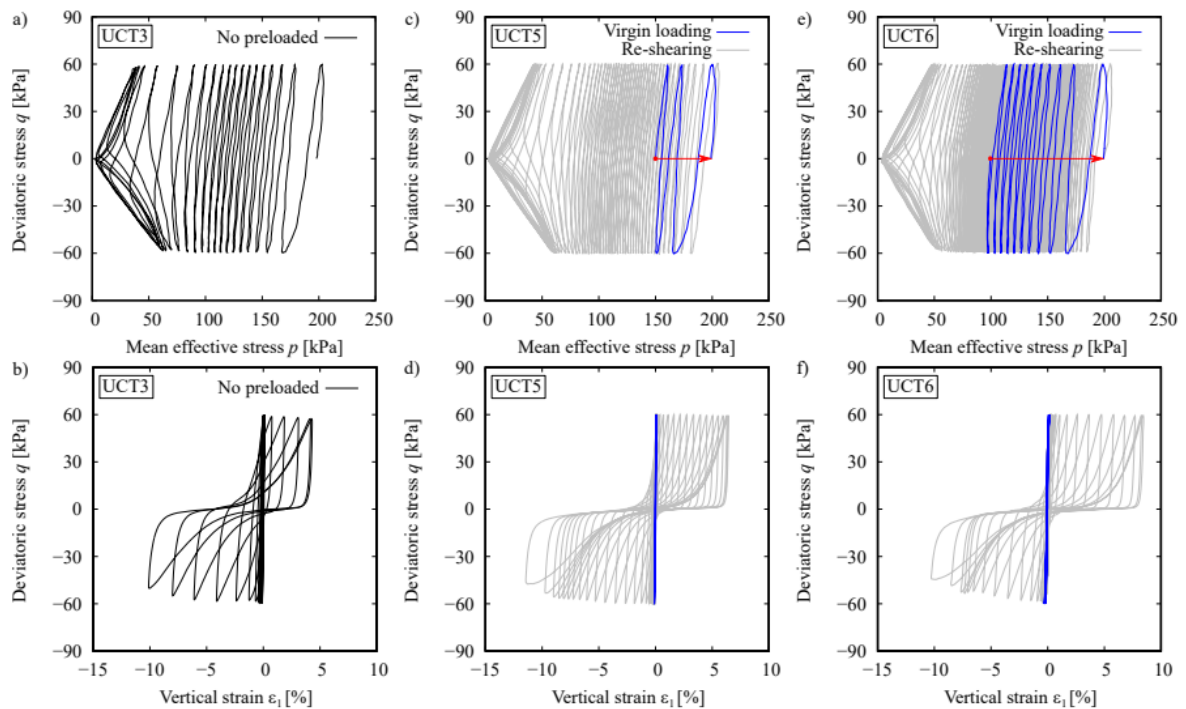


Obr. 62: Souhrnné výsledky cyklických triaxiálních zkoušek (Duque et al., 2021)

Z obou obrázků je patrné, že počet cyklů potřebných k porušení vzorku závisí na q^{amp} . Z Obr. 62b je vidět, že rozdíl v počtu cyklů u vzorků UCT2 a UCT3 je až sedminásobný, i když je rozdíl v q^{amp} pouze 10 kPa. Ze všech grafů je patrné, že dochází k vyšší akumulaci přetvoření v extenzní části zatížení.

5.5.2 Nedrénované cyklické triaxiální testy s cyklickým předtížením

Při zkouškách s nedrénovaným cyklickým předtížením byl vzorek ze začátku cyklicky zatěžován do určité hodnoty parametru r_u , poté znovu konsolidován na počáteční p_0 a poté opět cyklicky zatěžován až do porušení. Označení vzorků a jejich počáteční parametry jsou popsány v Tab. 12. Parametr r_u je definován jako poměr mezi akumulovaným pórovým tlakem a počátečním středním napětím. Výsledky zkoušek jsou uvedeny na Obr. 63.



Obr. 63: Výsledky zkoušek s nedrénovaným cyklickým předtížením (Duque et al., 2021).

Během dokončování této práce byly provedeny dvě zkoušky s hodnotami parametru $r_u = 0,25$ a $0,5$. I když došlo k malé změně relativní ulehlosti po předtížení, došlo k výraznému zvýšení počtu cyklů nutných k porušení vzorku. V případě vzorku s hodnotou parametru $r_u = 0,25$ se zvýšil počet cyklů nutných k porušení (N_f) zhruba dvaapůlkrát. U vzorku s hodnotou $r_u = 0,5$ byla změna N_f ještě markantnější, počet cyklů se zvýšil zhruba sedmkrát. Rozdílné vlastnosti by se daly vysvětlit tím, do jaké fáze zkoušky se předtížení dostalo, jak je ukázané na Obr. 60d. Vzorek s $r_u = 0,5$ se dostal do střední části B, kde dochází k zpomalení akumulace pórového tlaku a deformace. Zatížením se tak vytvořila indukovaná anizotropie, která přispěla k zvýšení pevnosti vzorku (Duque et al., 2021).

5.6 Diskuse nad laboratorními pracemi

Veškeré zkoušky v kapitolách 5.2, 5.3 a 5.4 byly provedeny pro definování referenčního materiálu s jasně stanovenými vlastnostmi. Takto přesně mechanicko-fyzikálně popsaný materiál se bude dále využívat při výzkumech v laboratoři mechaniky zemin na Univerzitě Karlově.

Jako nejnáročnější část laboratorních prací se ukázala příprava vzorků s určitou relativní ulehlostí. Byla nutná velká opatrnost a preciznost při jejich přípravě, aby nedošlo k velké deformaci vzorku nebo protržení membrány.

6 Kalibrace hypoplastického modelu

V této kapitole bude popsán způsob kalibrování von Wolffersdorffova hypoplastického modelu (1996) a parametrů *intergranular strain* (Niemunis a Herle, 1997) rozšíření. Výsledky kalibrace budou použity pro definování referenčního materiálu.

6.1 Parametry hypoplastického modelu a jejich kalibrace

Pro plnou kalibraci konstitučního modelu je potřeba provést minimálně jednu edometrickou zkoušku v maximálně možném kyprém stavu a minimálně jednu odvozenou triaxiální smykovou zkoušku na vzorku s vyšší relativní ulehlostí než v případě edometrické zkoušky.

Pokud má materiál objem jílovité a prachovité zkoušky nižší než 10%, je podle Mašina (2017b) přesnější určení kritického úhlu vnitřního tření φ_c sypnou zkouškou. Kritický úhel vnitřního tření je první parametr modelu a jeho určení je popsáno v kapitole 5.2.3

Čísla pórovitosti e_{i0} , e_{d0} a e_{c0} jsou parametry modelu popisující počáteční hodnoty čísla pórovitosti limitních křivek čísel pórovitosti popsané na Obr. 2. Hodnota parametru e_{c0} je podle Herleho a Gudehuse (1999) rovna e_{max} získané z indexových testů. Z edometrické zkoušky na kyprém vzorku s číslem pórovitosti e_0 nejbližší e_{max} se určí průběh křivky kritického stavu. Parametry e_{i0} a e_{d0} jsou hodnoty maximálního a minimálního čísla pórovitosti při nulovém napětí. Protože je obtížné určit jejich hodnoty experimentálně, vypočítávají se empiricky. Rovnice pro výpočet e_{i0} podle Herleho a Gudehuse (1999) je:

$$e_{i0} = 1,2 * e_{c0} \quad (36)$$

A rovnice navržená pro e_{d0} podle Mašina (2017b) je:

$$e_{d0} = 0,5 * e_{c0} \quad (37)$$

Pro definici sklonu a zakřivení limitních křivek čísel pórovitosti jsou zavedeny parametry h_s a n . Parametr h_s kontroluje sklon limitních křivek čísel pórovitosti a jako jediný parametr má rozměr napětí. Rovnice pro výpočet h_s ze sklonu křivky stlačitelnosti C_c je následující:

$$h_s = 3p \left(\frac{ne}{C_c} \right)^{1/n} \quad (38)$$

Pro výpočet parametru n je rovnice ve znění:

$$n = \frac{\ln \left(\frac{e_1 C_{c2}}{e_2 C_{c1}} \right)}{\ln \left(\frac{p_2}{p_1} \right)} \quad (39)$$

Veličiny e , p a C_c jsou průměrné hodnoty čísla pórovitosti, středního napětí a směrnice NCL při edometrické zkoušce. Veličiny s indexem 1 jsou získané z počáteční fáze edometrické zkoušky s nejpozvolnější směrnici NCL. Naopak veličiny s indexem 2 se získávají z fáze edometrické zkoušky s nejvyšším napětím a nejprudší NCL.

Kvůli tomu, že se nejvyšším sklonem v rovnici pro výpočet parametru h_s objevuje parametr n , je nutné upravit hodnotu h_s ručně, aby lépe odpovídala průběhu zkoušky.

Parametry α a β jsou parametry ovlivňující pevnost a tuhost zeminy při porušení. Určují se experimentálně nařítováním na průběh triaxiální zkoušky (Herle a Gudehus, 1999). Parametr α ovlivňuje vrcholovou pevnost a parametr β kontroluje objemovou a smykovou tuhost a tím i tvar čáry napětí v zobrazení q ku p .

6.2 Parametry IS modelu a jejich kalibrace

Intergranlar strain model má pět parametrů. Určování jeho parametrů je náročnější než u nemodifikovaného hypoplastického modelu a vyžaduje buď speciální zkoušky nebo využití metody „pokus omyl“.

Parametr m_R řídí smykový modul zeminy při velmi malých přetvořeních. Kalibrace parametru probíhá pomocí simulace smykových zkoušek s určitou hodnotou čísla pórovitosti, v ideálním případě na základě měření tuhosti při malých přetvořeních metodou *bender element*. Parametr m_T je velmi náročné určit, protože řídí smykovou tuhost při změně směru zatížení o 90 stupňů. Protože se zkoušky, které by to umožňovaly změřit běžně neprovádějí, je vhodné využít referenční hodnotu parametru $m_{rat} = 0,7$, kde $m_{rat} = m_T/m_R$ (Mašín, 2019).

Parametry R , β_r a χ dohromady řídí pokles smykové tuhosti zeminy. Parametr R řídí velikost elastického regionu s konstantní hodnotou smykového modulu G_0 . Parametry β_r a χ řídí tvar křivky snižující se smykové tuhosti. Pro jejich určení je vhodné provést triaxiální zkoušky s využitím LVDT.

6.3 Kalibrační software

Pro kalibraci hypoplastického modelu byl využit automatický kalibrační software ExCalibre, do kterého se vkládají data pomocí excelovské tabulky. Samotný program je webová aplikace umístěná na stránce <https://soilmodels.com>. Po prvotním vypočtení parametrů lze měnit hodnoty parametrů a srovnávat je s experimentálními daty. Samotný kalibrační software kalibruje všechny parametry, nicméně několik parametrů je vhodné nastavit ručně. Těmito parametry jsou všechna čísla pórovitosti definující limitní křivky pórovitosti. Hodnota minimální čísla pórovitosti e_d byla zvolena ze zkoušky maximální ulehlosti. Podle Mašína (2019) lze hodnotu kritického čísla pórovitosti e_c uvažovat jako počáteční hodnotu čísla pórovitosti při edometrické zkoušce na kyprém písku. Hodnota čísla pórovitosti při nulovém napětí a gravitaci e_i je poté určena jako $e_i = 1,2e_c$.

Další proměnnou, kterou bylo potřeba ručně nastavit byl úhel vnitřního tření v kritickém stavu, který byl určen sypnou zkouškou popsanou v kapitole 5.2.3. Takto určený úhel vnitřního tření u písků je přesnější než z triaxiální zkoušky (Mašín, 2019).

Automatická kalibrace byla na začátku provedena pouze s jednou odvodněnou triaxiální zkouškou a edometrickou zkouškou a postupně byly do vstupního souboru přidávány další zkoušky. Nakonec byly využity tři triaxiální zkoušky z nové sady experimentů, specificky testy CD100_2, CD200_2 a CD200_4 z Tab. 10 a dvě edometrické zkoušky Loose 2 a Loose 3 z Tab. 6. Byly využity také tři odvodněné monotónní triaxiální zkoušky, které byly provedeny v dynamickém triaxiálním přístroji s průměrem vzorku 50 mm se stejným materiálem, které jsem ale sám neprováděl.

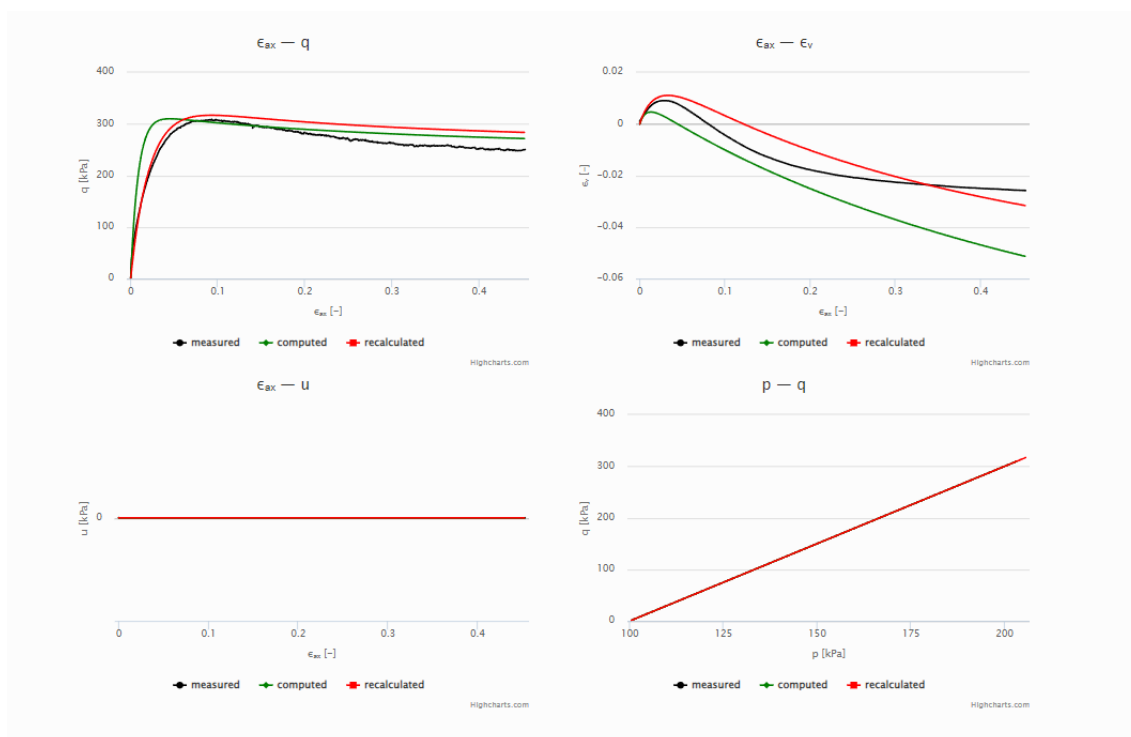
6.4 Shrnutí výsledků a diskuse

Na Obr. 64. jsou uvedeny hodnoty parametrů, které byly získány přímo z automatické kalibrace a jejichž úprava byla popsána v kapitole 6.3. Prvotní určené hodnoty parametrů jsou uvedeny na pravé straně Obr. 64, upravené hodnoty jsou uvedeny na druhé straně.

Calibrated model parameters		Parameters for recalculation	
Material model	Hypoplastic Sand	Material model	Hypoplastic Sand
Critical friction angle	$\varphi_c = 33.5$ [°]	Critical friction angle	$\varphi_c = 34.6$ [°]
Parameter h_s	$h_s = 49706460$ [kPa]	Parameter h_s	$h_s = 417064$ [kPa]
Parameter n	$n = 0.28$ [-]	Parameter n	$n = 0.25$ [-]
Critical state void ratio	$e_{c0} = 0.812$ [-]	Critical state void ratio	$e_{c0} = 0.853$ [-]
Minimum void ratio	$e_{d0} = 0.406$ [-]	Minimum void ratio	$e_{d0} = 0.426$ [-]
Maximum void ratio	$e_{i0} = 0.974$ [-]	Maximum void ratio	$e_{i0} = 1.023$ [-]
Parameter α	$\alpha = 0.11$ [-]	Parameter α	$\alpha = 0.145$ [-]
Parameter β	$\beta = 0.1$ [-]	Parameter β	$\beta = 1.6$ [-]

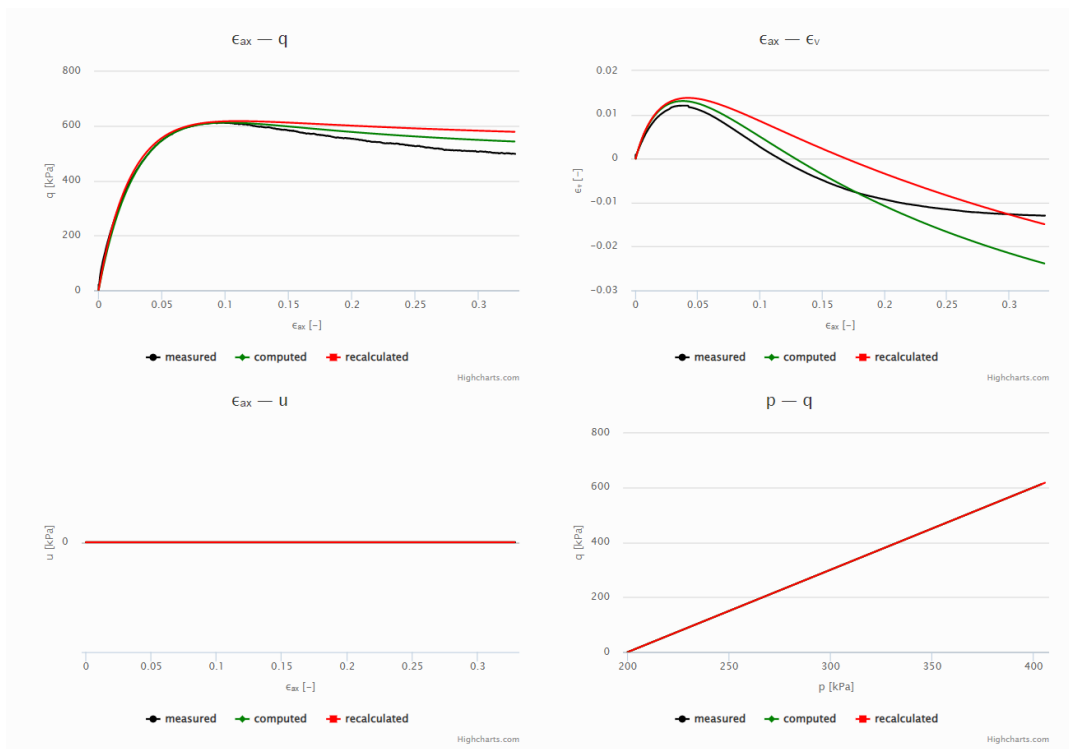
Obr. 64 Výsledky automatické kalibrace.

Kalibrační software při upravení parametrů ručně také vytvoří grafy průběhu zkoušek. Díky tomu lze parametry velmi jednoduše upravovat a výrazně zpřesnit automatickou kalibraci. Příklad srovnání průběhu zkoušky s prvotními nakalibrovanými parametry a parametry upravenými zkoušky CD100_2 je uveden na Obr. 65.

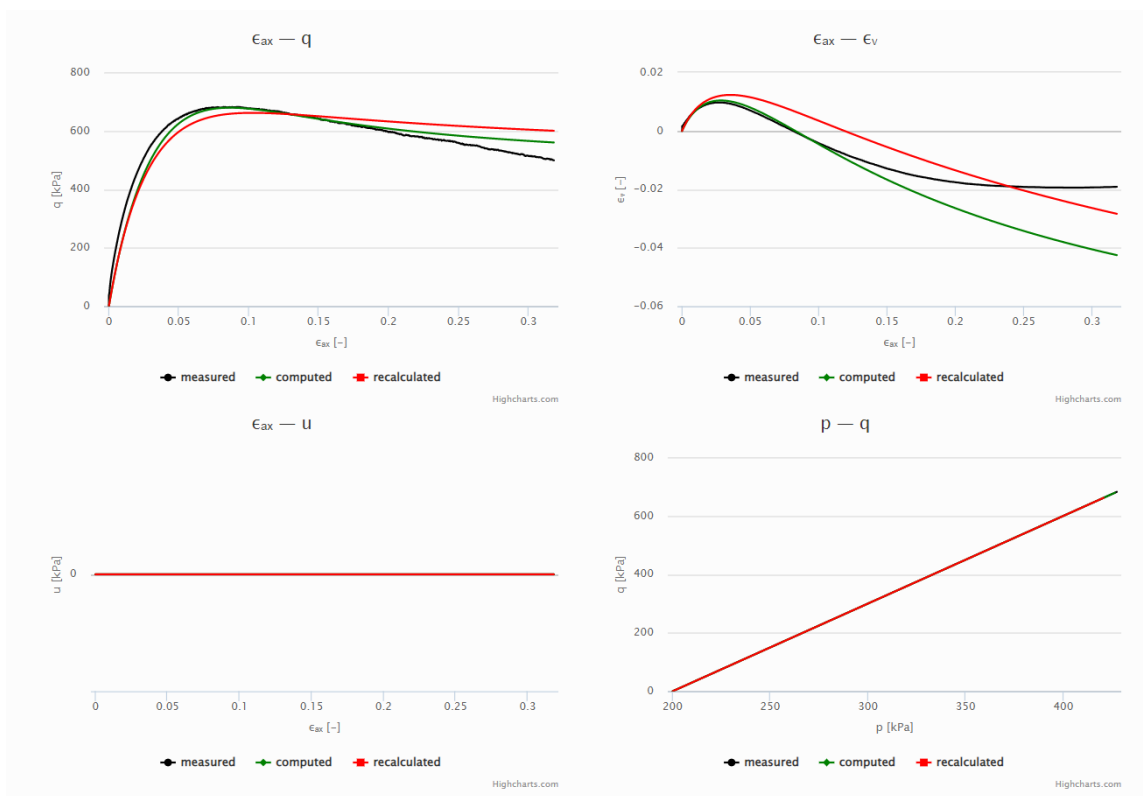


Obr. 65: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky CD100_2

Výsledky kalibrace se srovnáním na zkoušce CD200_4 jsou uvedené na Obr. 66. Posledním mým vlastním testem, který byl využitý pro kalibraci byl CD200_2. Srovnání zkoušek a kalibrace této zkoušky je uvedeno na Obr. 67.

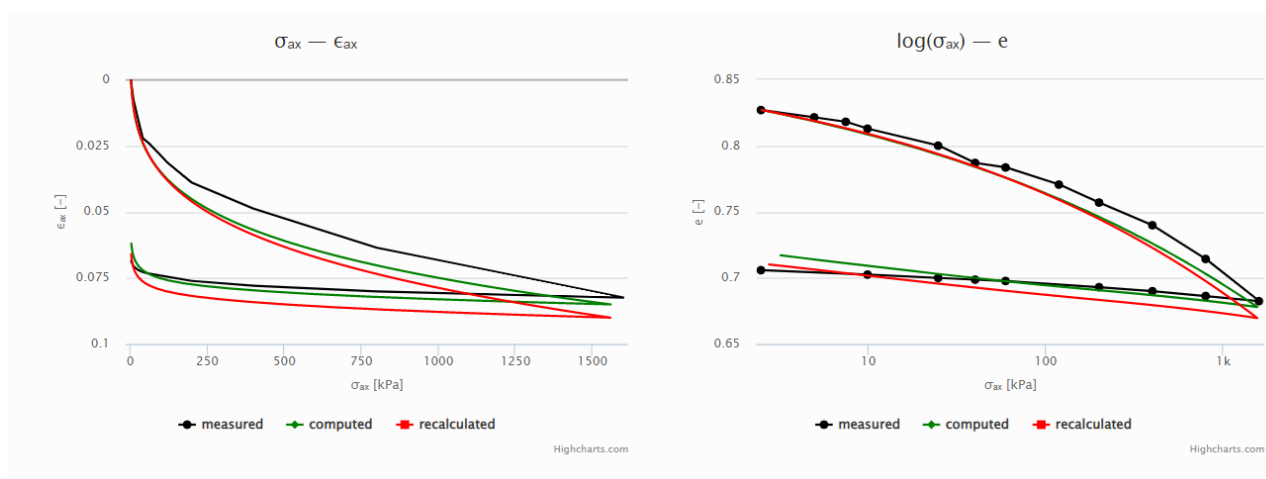


Obr. 66: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravených parametrů (červená barva) zkoušky CD200_4

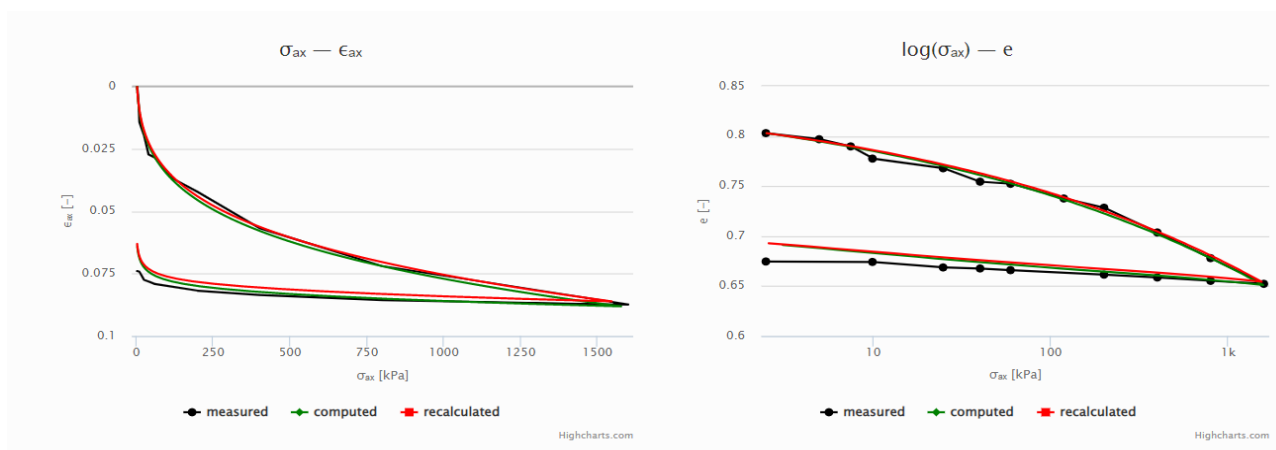


Obr. 67: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky CD200_2

Výsledky srovnání průběhu edometrické zkoušky a simulace s nakalibrovanými hodnotami parametrů je uveden na Obr. 68 a Obr. 69.



Obr. 68: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky Loose 2.



Obr. 69: Průběh zkoušek s prvotními nakalibrovanými hodnotami (zelená barva) a ručně upravenými parametry (červená barva) zkoušky Loose 3.

Výsledné parametry hypoplastického modelu zbraslavského písku jsou uvedeny v Tab. 13. Ty byly získány postupným upravováním jednotlivých parametrů při sledování průběhu všech simulací. Takto získané parametry jsou dostatečně přesné pro definování referenčního materiálu.

Tab. 13: Výsledné hodnoty parametrů hypoplastického modelu zbraslavského písku

Φ_c	h_s [kPa]	n	e_{c0}	e_{d0}	e_{i0}	α	β
34,6	417064	0,25	0,853	0,426	1,023	0,145	1,6

7 Simulace cyklického zatěžování piloty pomocí metody konečných prvků

Součástí této práce je simulace odezvy piloty na cyklické zatížení. Pro tyto účely byla využita práce University of Western Australia (Wang et al., 2020), při které bylo několik pilot s různým průměrem a hloubkou založení zatěžováno několika zatěžovacími cykly horizontálního zatížení. Parametry hypoplastického modelu písku využitého při těchto simulacích jsou taktéž převzaty z této práce.

Simulace pomocí metody konečných prvků proběhla ve třech krocích. Prvním krokem byl pokus o simulaci ve 2D, která ale neproběhla úspěšně, kvůli vysokému zjednodušení studovaného problému, při kterém se musela váha piloty a napětí působící na pilotu přepočítat pro nekonečnou stěnu. V druhém a třetím kroku proběhla simulace studovaného problému ve 3D. Tyto výsledky jsou podrobněji popsány v této kapitole.

7.1 Popis simulovaného problému

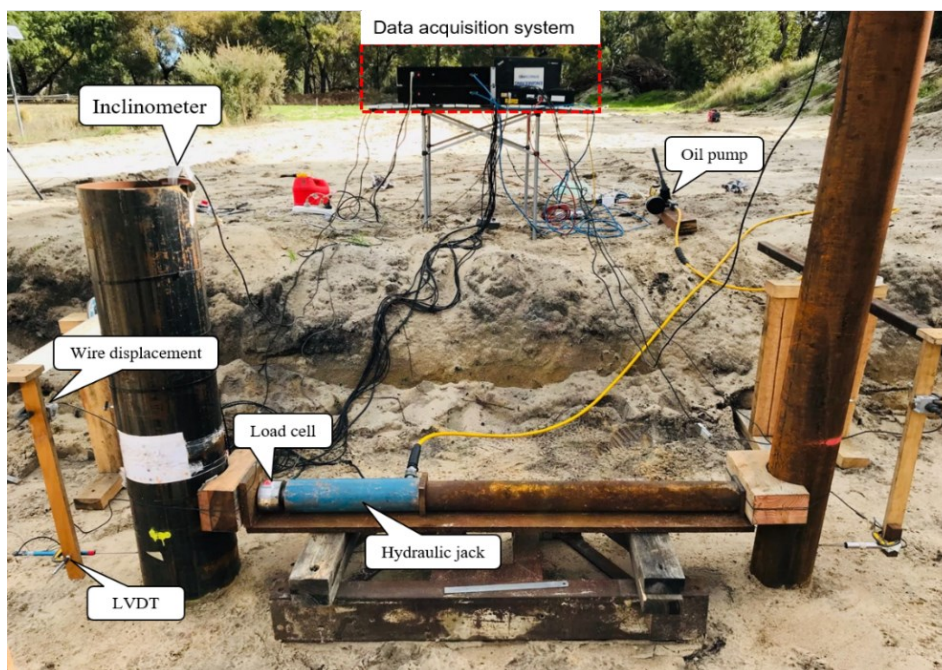
Zatěžovací zkoušky pilot proběhly v Shenton parku na předměstí Perthu v Austrálii. Zemina je písčitého charakteru a je označovaná jako *Shenton park sand*. Je to křemitý písek eolického původu s drobným obsahem karbonátů do pěti procent. Střední velikost částic D_{50} je 0,42 mm a číslo nestejnzrnitosti je 2,2. Písek by se tak dal podle ČSN 73 1005 zařadit jako S2 (SP). Hladina podzemní vody byla na místě až v předkvartérních horninách tvořenými vápenci. Relativní ulehlost písku byla empiricky určena z výsledků statické penetrační zkoušky na hodnotu 64%. Před samotným experimentem byla odstraněna půl metru mocná humózní vrstva, který by mohla následně do měření zanášet chyby.

Piloty tvořené ocelovými trubkami o různých průměrech byly následně zatlačeny do zeminy s využitím pneumatického kladiva. Průměry, šířka stěny, hloubky založení a výška měření deformací jsou uvedeny v Tab. 14.

Tab. 14: Popis experimentálních pilot (Wang et al., 2020).

číslo testu	průměr [m]	hloubka založení [m]	šířka stěny [m]	výška snímání přetvoření [m]
1	0,127	1,5	0,019	0,501
2	0,169	1	0,045	0,597
3	0,169	1,5	0,045	0,594
4	0,169	2,5	0,045	0,442
5	0,273	0,75	0,0064	0,607
6	0,273	1	0,0064	0,615
7	0,457	1	0,0064	0,650

V práci Wanga et al. (2020) bylo instalováno více pilot, ale ne všechny byly cyklicky zatěžovány. V této práci se zaměříme pouze na cyklické zatěžování piloty a ostatní testy nejsou v Tab. 14 uvedené. Napětí bylo aplikováno vždy na dvojici pilot ve výšce okolo 0,34 m hydraulickým lisem, který dokázal vyvozovat maximální napětí 50 kN. Znárodnění experimentu je uvedeno na obr. Obr. 70. Během experimentů byl měřen posun piloty a napětí působící na pilotu. Tyto křivky byly poté využity pro simulaci tohoto problému.



Obr. 70: Rozvržení experimentu (Wang et al., 2020).

7.2 2D simulace

Před 3D simulacemi pilot proběhla analýza zatěžování pilot popsané v práci Wang et al. (2020) v 2D geometrii. Kvůli zjednodušení studovaného problému na 2D byly piloty modelované jako nekonečně dlouhé zdi. Během prvních simulací bylo zjištěno, že omezení dané 2D geometrií je příliš velké a výsledky nemají odpovídající hodnotu.

7.3 3D simulace

Všechny simulace byly prováděny v standardním komerčním FEM programu Plaxis 3D Ultimate využívaném na Univerzitě Karlově. Simulace proběhly s využitím dvou konstitučních modelů.

Prvním využitým modelem byl Mohr–Coulombův (MC) model. Tento model je jednoduchý elastoplastický model s čtyřmi parametry a je hojně využíván v komerční sféře. Pro kalibraci parametrů MC modelu byla zpracována zpětná analýza popsaná v kapitole 7.3.1.

Druhým modelem byl Von Wolfersdorffův hypoplastický model (Von Wolfersdorff, 1996) s nakalibrovanými hodnotami parametrů převzatých z práce Wang et al. (2020). Model o hodnotách těchto parametrů nevede k přesným výsledkům a stejně jako s MC modelem proběhla zpětná analýza s využitím hypoplastického modelu. Tento model byl rozšířen o *intergranular strain* (Niemunis a Herle, 1997). Jako hodnoty parametrů IS rozšíření byly zvoleny referenční hodnoty v práci Ochmanski et al. (2021).

7.3.1 Zpětná analýza s použitím Mohr–Coulombova modelu

V této části diplomové práce byla provedena zpětná analýza studovaného modelu s použitím jednoduchého elastoplastického modelu. Základní princip zpětné analýzy je kalibrace parametrů modelu s využitím naměřených dat. V tomto případě to byly naměřené hodnoty horizontální síly působící na pilotu a hodnota horizontálního posunu. Při simulaci nemohla být dodržena přesná poloha sledování posunu kvůli nutnosti vložit měřicí bod do specifického bodu sítě. Rozdíly polohy byly pouze v řádu jednotek centimetrů, což by nemělo způsobit velké rozdíly.

V Tab. 15 jsou uvedené parametry MC modelu získané zpětnou analýzou, kdy pro každý test proběhla zpětná analýza zvlášť. Vyšší hodnoty parametrů u piloty s průměrem 0,127 m a hloubkou založení 1,5 m a také piloty s průměrem 0,169 m s hloubkou založení 2,5 m (číslo testu 1 a 4) lze vysvětlit vyšším

poměrem mezi průměrem piloty a její hloubkou založení. Průměrné parametry byly vypočítány ze všech pokusů a také bez pokusu 1 a 4.

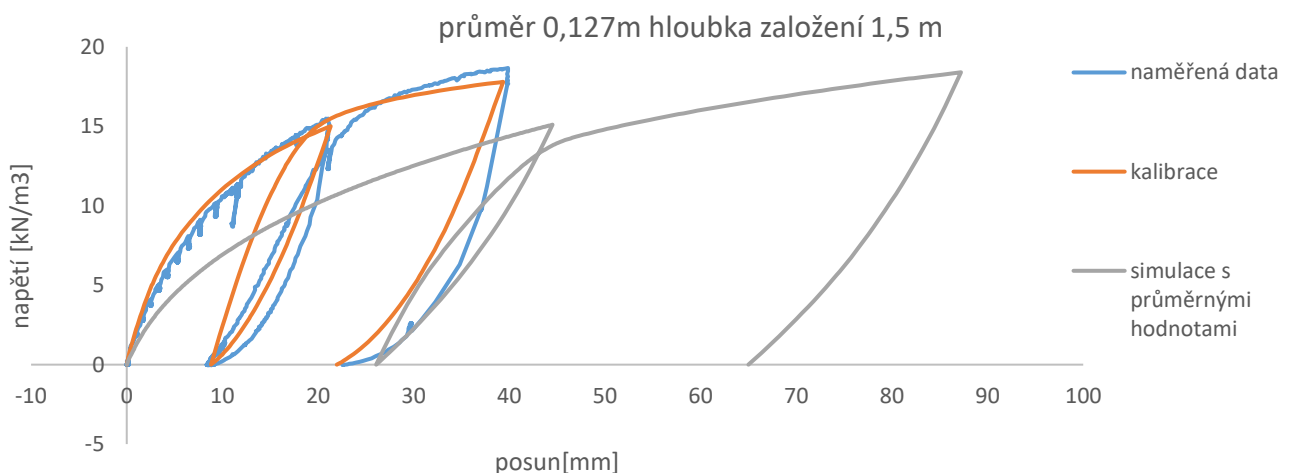
Tab. 15: Parametry MC modelu získané zpětnou analýzou

číslo testu	průměr piloty [m]	hloubka založení [m]	E [kN/m ³]	ν [-]	c [kN/m ³]	φ [°]	ψ [°]
1	0.127	1.5	17000	0.3	7	34	4
2	0.169	1	10500.00	0.2	3	35	4
3		1.5	11200.00	0.3	3	33	4
4		2.5	15000	0.2	8	34	4
5	0.273	0.75	10000.00	0.3	2.75	33	4
6		1	12500.00	0.3	3.5	34	4
7	0.457	1	11000.00	0.23	3.2	34	4
	průměr		12457.14	0.255	4.35	33.8571	4
	směrodatná odchylka		2410.605818	0.046098	2.021138	0.638877	0
bez 1 a 4	průměr		11040.00	0.26	3.09	33.80	4.00
	směrodatná odchylka		840.4760556	0.043804	0.2498	0.748331	0

Na následujících obrázcích bude prezentovány výsledky zpětné analýzy společně s simulacemi se sadou parametrů s pokusem a bez 1 a 4.

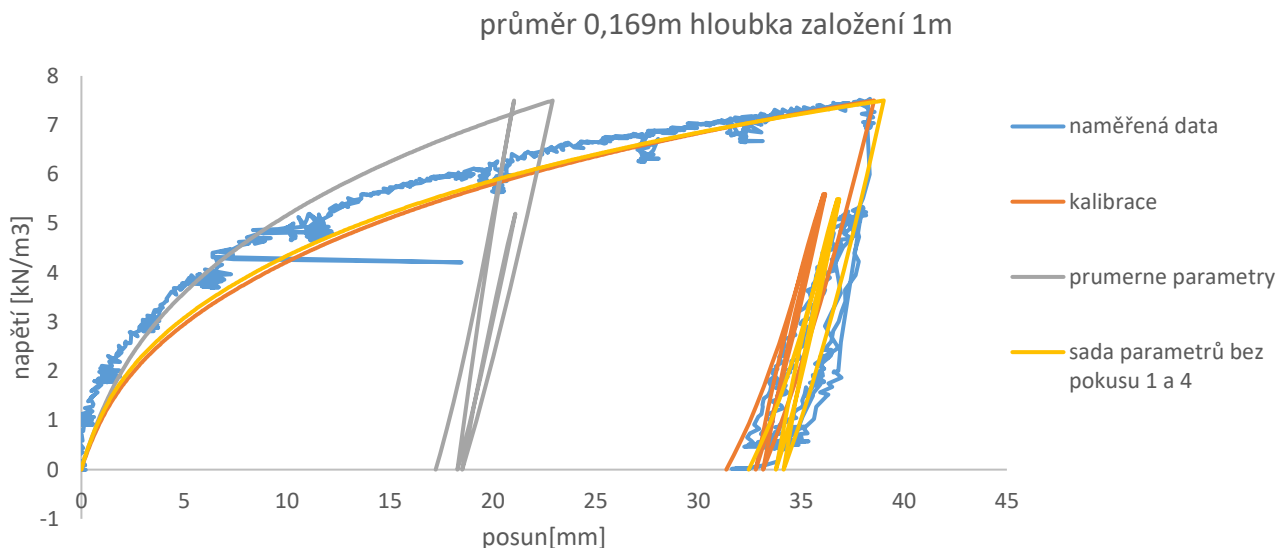
Výsledky 3D simulací s MC modelem

Na Obr. 71 jsou grafy se srovnáním experimentu a zpětné analýzy v případě testu č. 1. Jak je vidět z výsledků, průměrné hodnoty parametrů nevystihují experimentální data. Je to pravděpodobně způsobené výrazně odlišným štíhlostním poměrem vůči ostatním pilotám. Jiný štíhlostní poměr vede k jinému stavu v zemině (napětí, přetvoření) a Mohr–Coulombův model nedokáže pro různé stavy dobře extrapolovat chování.



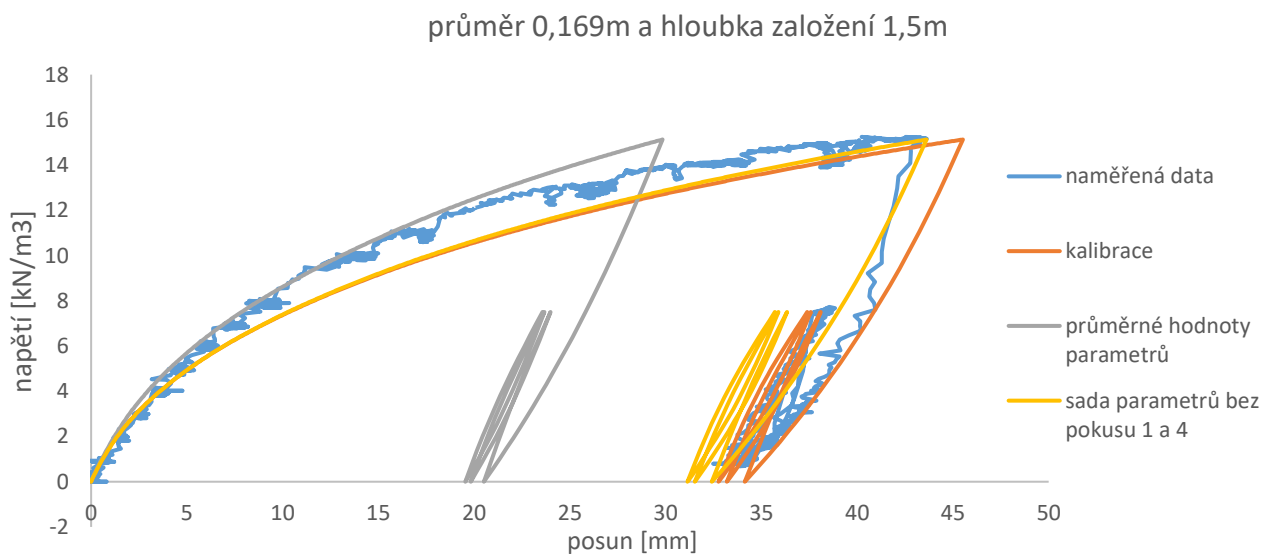
Obr. 71: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,127m a hloubky založení 1,5m.

V případě piloty o průměru 0,169 m a hloubky založení 1 m je srovnání nakalibrovaných parametrů a průměrných hodnot parametrů bez pokusů 1 a 4 výrazně lepší než v případě piloty s průměrem 0,127 m a hloubkou založení 1,5 m. Výsledky simulací jsou popsány na Obr. 72.



Obr. 72: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,169 m a hloubky založení 1 m.

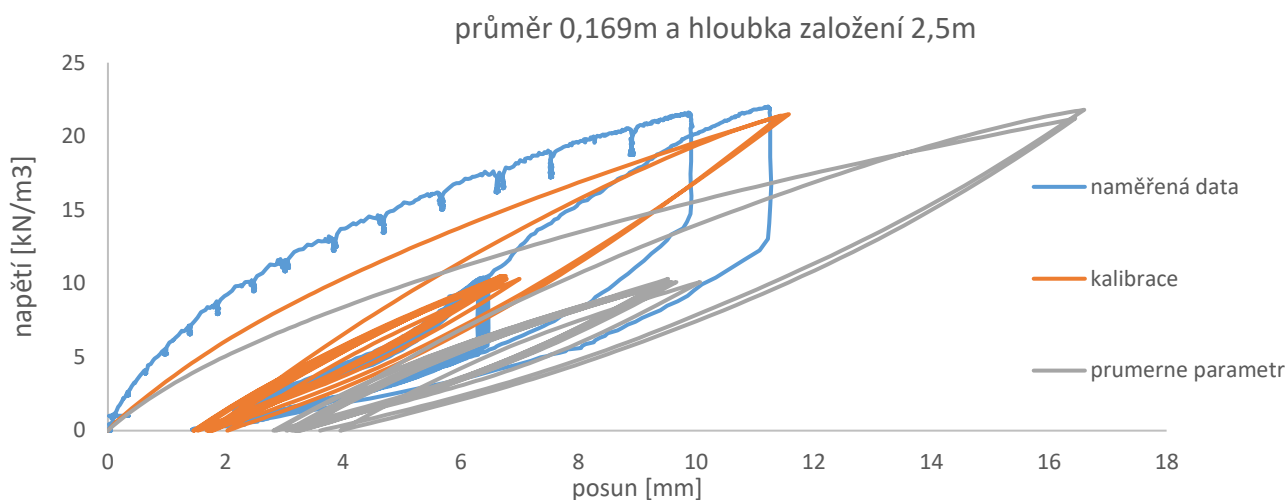
Stejně jako v předchozím případě odpovídá simulace s využitím průměrných hodnot parametrů bez pokusu 1 a 4 velmi dobře naměřeným datům piloty s průměrem 0,169 m a hloubkou založení 1,5 m popsaných na Obr. 73.



Obr. 73: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,169 m a hloubky založení 1,5 m.

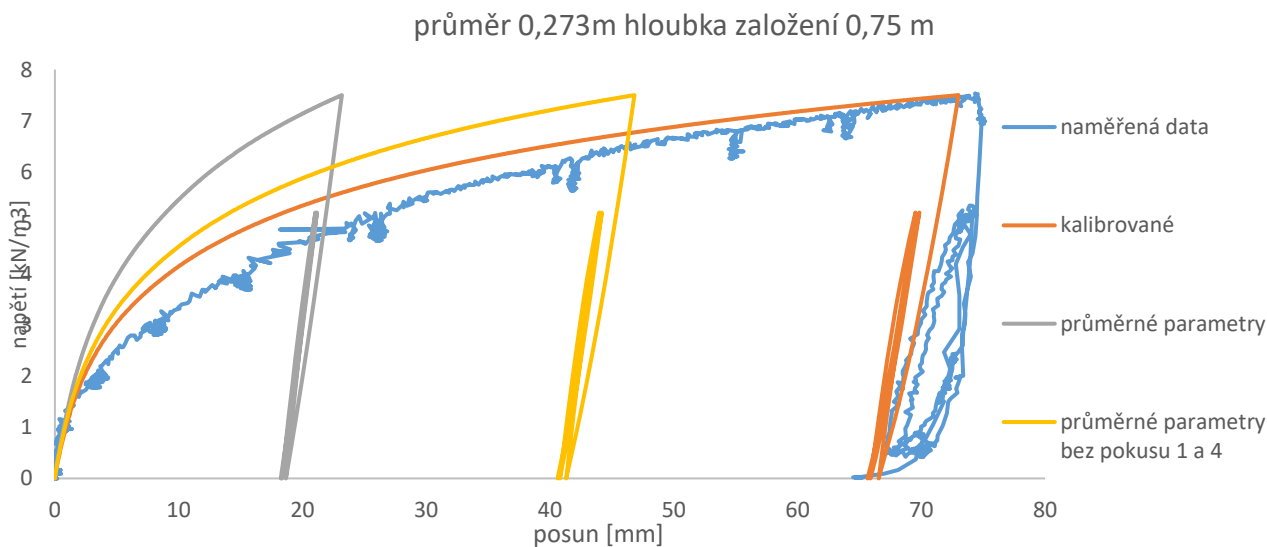
V případě piloty s průměrem 0,169 m a hloubkou založení 2,5 m neodpovídá simulace s průměrnými hodnotami parametrů naměřeným datům během experimentu. Je to stejný případ jako pokus 1, rozdílné

chování piloty je způsobeno vyšším štíhlostním poměrem. Srovnání naměřených experimentálních dat a kalibrace je uveden na Obr. 74.



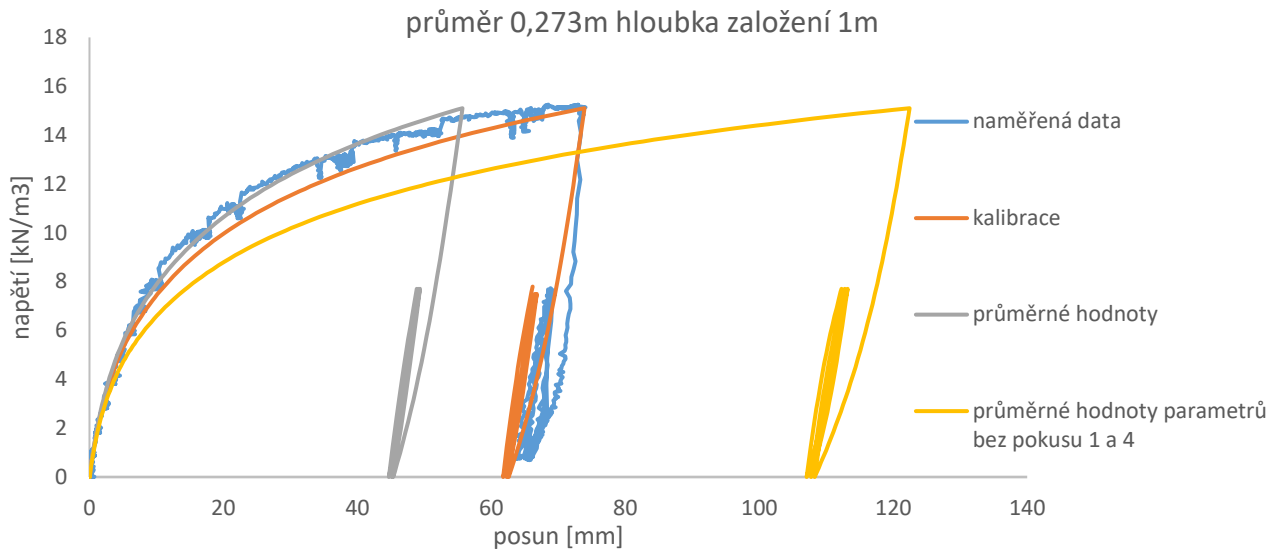
Obr. 74: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,169m a hloubky založení 2,5m

U piloty s průměrem 0,273 m a hloubkou založení 0,75 m jsou výsledky simulací s průměrnými parametry a průměrnými parametry bez pokusu 1 a 4 odlišné vůči naměřeným experimentálním datům, jak je pozorovatelné na Obr. 75.



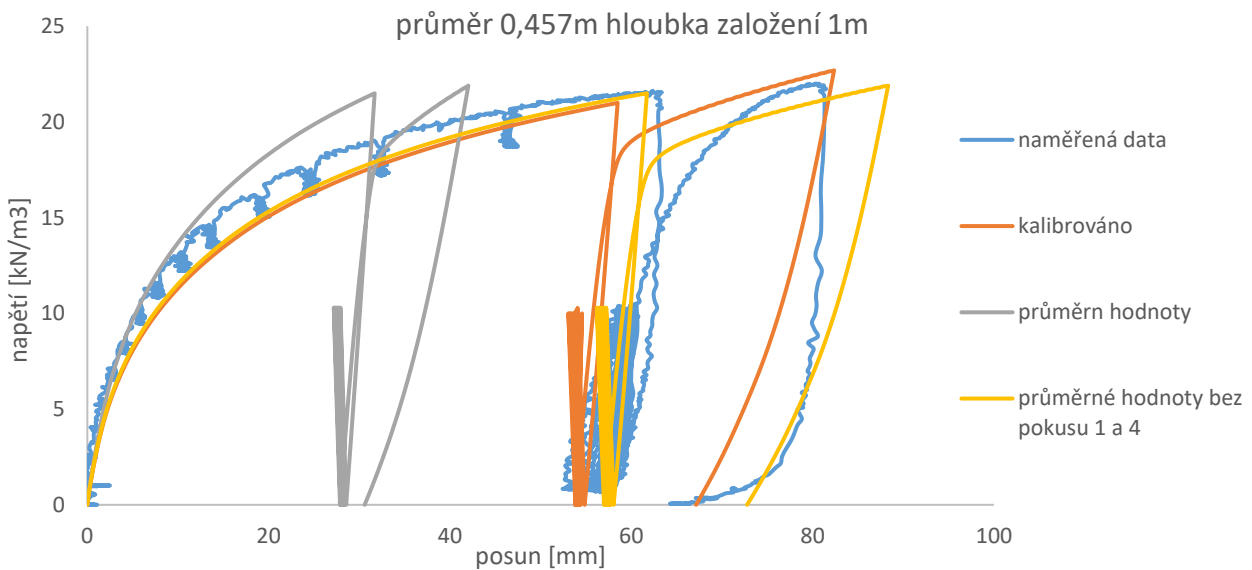
Obr. 75: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,273 m a hloubky založení 0,75 m.

Podobně jako v předchozím případě, tak i u piloty s průměrem 0,273 m a hloubkou založení 1 m neodpovídají simulace s průměrnými hodnotami parametrů a průměrnými parametry bez pokusu 1 a 4, jak je vidět na Obr. 76.



Obr. 76: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,273m a hloubky založení 1m

Poslední simulace zatěžování piloty byla provedena na případě piloty s průměrem 0,457m a hloubkou založení 1 m. Na Obr. 77 je graf se srovnáním naměřených dat, kalibrace a simulace s průměrnými hodnotami parametrů. Průměrné hodnoty parametrů bez pokusu 1 a 4 dobře odpovídají naměřeným datům. Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,273m a hloubky založení 0,75m



Obr. 77: Srovnání experimentu a zpětné analýzy u piloty průměru 0,457 m a hloubky založení 1 m.

Diskuse k výsledkům 3D simulace s MC modelem

V předchozí kapitole byly prezentovány výsledky zpětné analýzy cyklického zatěžování piloty s využitím jednoduchého elastoplastického Mohr–Coulombova modelu. Jak je z jejich srovnání patrné, neexistuje jedna sada parametrů Mohr–Coulombova modelu, který by dokázal kvalitně popsat všechny studované případy. Rozdílné stíhlostní poměry způsobují jiné napěťodeformační stavy v zemině, které MC model nedokáže extrapolovat.

7.3.2 Modelování hypoplastickým modelem s IS

Po zpětné analýze zadaného problému s využitím Mohr–Coulombova modelu byla další část simulace studovaného problému popsáno v práci Wanga et al. (2020) s využitím hypoplastického modelu Von Wolffersdorffa (1996) s rozšířením intergranular strain (Niemunis a Herle 1997). Pro rozšíření IS byly zvoleny referenční hodnoty parametrů uvedené v práci Ochmanského et al. (2021). Při simulaci jednotlivých případů byla použita stejná geometrie a síť, jako v případě simulace s použitím MC modelu.

Parametry modelu byly převzaty z práce Wanga et al. (2020). Po prvních simulacích pomocí hypoplastického modelu bylo zjištěno, že nakalibrované hodnoty parametrů nevedou k správným předpovědím. Po zjištění tohoto problému byl úkol upraven na zpětnou analýzu.

Tato část práce se ukázala jako velmi problematická. Výpočetní čas pro každou úlohu s rozdílnými parametry hypoplastického modelu se pohyboval od 12 hodin až po dny. Dalším problémem, který je způsoben fyzikálně složitější definicí hypoplastického modelu, je nutnost měnit několik parametrů naráz pro ovlivnění výsledků simulace. Během prací bylo také zjištěno, že se úlohy s řadou parametrů nedopočítaly a simulace se během výpočtu zhroutily.

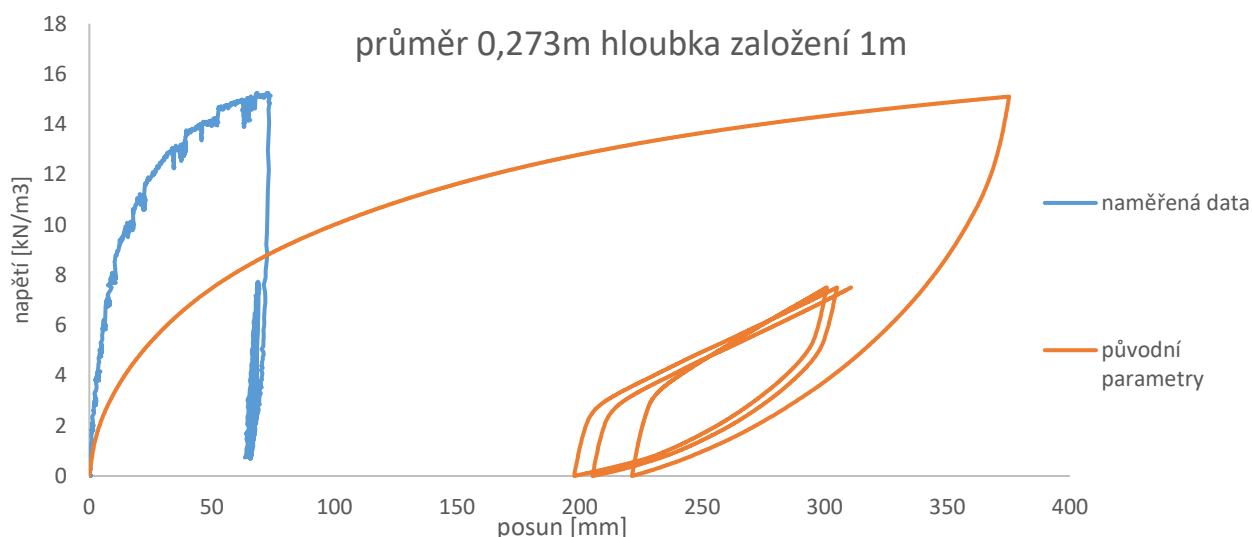
Na počátku byla provedena simulace všech testů v Tab. 14. Po zhodnocení výsledků simulací, které neodpovídaly naměřeným experimentálním datům, byl zvolen jeden případ, na kterém byl proveden pokus o zpětnou kalibraci. Nakonec bylo provedeno 12 simulací s rozdílnými hodnotami parametrů. Tyto parametry jsou ukázány na Tab. 17.

Výsledky 3D simulací s hypoplastickým modelem

Parametry pro Shenton park písek jsou uvedeny v Tab. 16. Výsledky první simulace testu č. 5 jsou popsány na Obr. 78.

Tab. 16: Parametry hypoplastického modelu pro Shenton park sand (Wang et al. 2020).

	Description	Parameter	Values
Basic hypoplastic model (von Wolffersdorff, 1996)	Effective angle of shearing resistance at critical state	φ'_c	32
	Hardness of granulates (kPa)	h_s	3.0×10^6
	Exponent in the power law for proportional compression	n	0.27
	Minimum void ratio at zero pressure	e_{d0}	0.45
	Maximum void ratio at zero pressure	e_{i0}	0.972
	Critical void ratio at zero pressure	e_{c0}	0.81
	Exponent	α	0.2
	Exponent	β	4.5



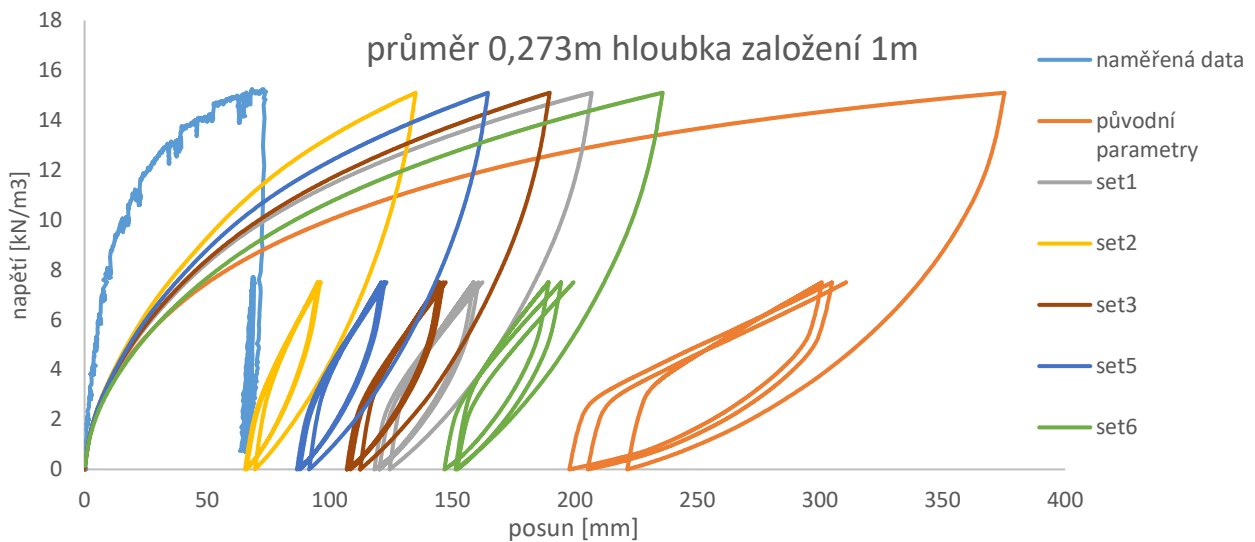
Obr. 78: Srovnání výsledků experimentu a simulace u piloty průměru 0,273 m a hloubky založení 1 m.

Simulace se zadanými parametry je výrazně odlišná od naměřených experimentálních dat. Bohužel nebylo možné získat originální laboratorní data pro vlastní kalibraci, a proto bylo rozhodnuto provést simulaci s několika sadami parametrů původního hypoplastického modelu. Sady parametrů jsou uvedeny v Tab. 17.

Tab. 17: Hodnoty parametrů hypoplastického modelu jednotlivých sad.

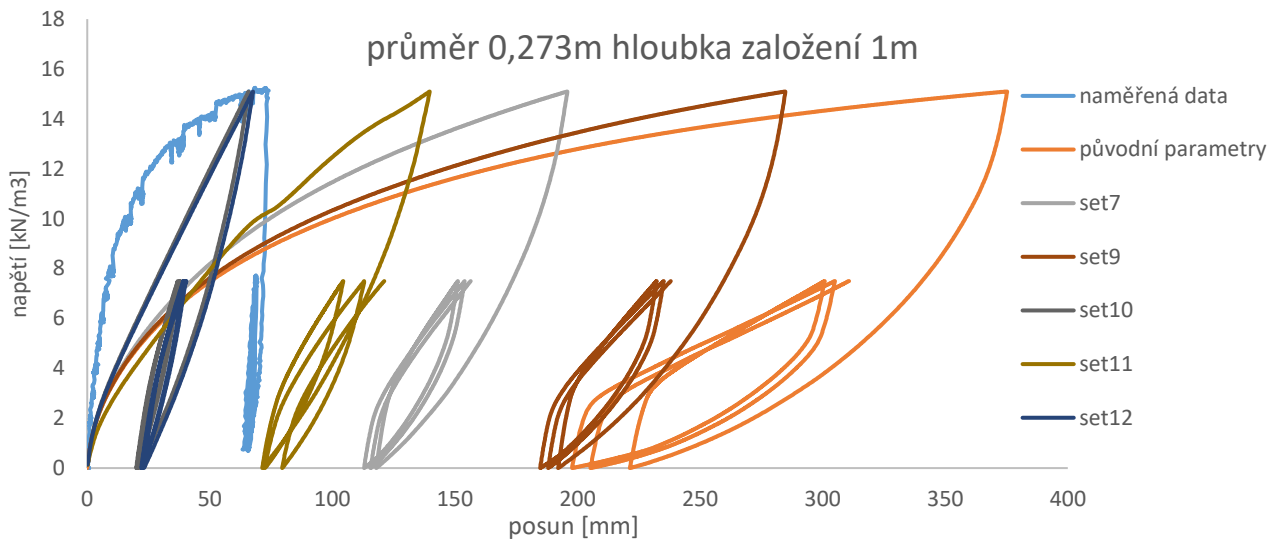
Číslo sady	$\varphi'_c [^\circ]$	$h_s [kPa]$	n	e_{d0}	e_{i0}	e_{c0}	α	β
1	34	3500000	0,27	0,45	0,972	0,81	0,25	4,5
2	35	3500000	0,3	0,45	0,972	0,85	0,2	4,5
3	36	4000000	0,3	0,45	0,972	0,81	0,1	4
4(nedopočítal se)	35	5000000	0,35	0,45	0,972	0,75	1	5
5	34	2500000	0,22	0,45	0,972	0,87	0,2	3,9
6	34	2500000	0,3	0,45	0,972	0,89	0,15	3
7	35	4000000	0,27	0,45	0,972	0,85	0,17	4
8(nedopočítal se)	30	2500000	0,2	0,45	0,972	0,81	0,3	4
9	35	4000000	0,28	0,45	0,972	0,85	0,05	4
10	35	2000000	0,2	0,45	0,972	0,85	1,5	4,5
11	35	2000000	0,15	0,45	0,972	0,87	1,5	3
12	35	2000000	0,2	0,5	0,972	0,85	1,5	4

Na Obr. 79 jsou ukázány numerické simulace s první částí sad parametrů. V případě sady č. 4 nedošlo k výpočtu úlohy z důvodu nedostatku zatěžovacích stupňů programu Plaxis. Všechny tyto sady parametrů nedokážou kvalitně popsat studovaný problém. Výrazně přehodnocovaly horizontální deformaci piloty.



Obr. 79: Výsledky simulací prvních pěti setů parametrů

Na Obr. 80 jsou ukázány výsledky simulací s druhou částí sad parametrů. I v tomto případě simulace neodpovídá naměřeným experimentálním datům. Zajímavé jsou výsledky sady č. 10 a 12. Při simulaci prvního zatěžování je hodnota deformace piloty vcelku podobná experimentu, i když je její tvar velmi odlišný. Po odlehčení ovšem opět jako v případě dalších setů parametrů dojde k výrazné deformaci piloty proti směru zatěžování.



Obr. 80: Výsledky simulací druhých pěti setů parametrů.

7.4 Zhodnocení výsledků a diskuse

V této kapitole byla provedena numerická simulace cyklického zatěžování piloty v písčité zemině s využitím Mohr–Coulombova modelu a hypoplastického modelu pro písky (Von Wolffersdorff). V obou případech byla simulace koncipovaná jako zpětná analýza na experimentálních datech provedená Wangem et al. (2020).

V případě zpětné analýzy s využitím Mohr–Coulombova modelu byly pozorované rozdíly v hodnotách parametrů u všech pokusů, nejvíce u pokusů č. 1 a 4. Tyto rozdíly mohly být způsobené instalací pilot pro ostatní pokusy nebo heterogenitou zeminy v jejich okolí. Dalším důvodem odlišného chování je pravděpodobně štihlostní poměr u těchto dvou případů, které model neumí extrapolovat.

Numerická simulace s využitím pokročilého konstitučního modelu byla výrazně náročnější, jak pro výpočetní čas nutný pro provedení výpočtu, tak také počtem parametrů. Zadané parametry Wangem et al. (2020) nevedly k přesným výsledkům. Z výše zmíněného důvodu nebylo možné provést plnou zpětnou analýzu všech případů. Při snaze o zpětnou analýzu v kapitole 7.3.2 nebyl výstup simulace nikdy podobný experimentálním datům. Bylo vyzkoušeno mnoho sad parametrů. Mnoho z nich bylo téměř fyzikálně nemožných a mnoho z nich nevedlo k dopočítání celé simulace. Nakonec se alespoň trochu přiblížily experimentu sety parametrů 10 a 12 z Tab. 17. Vzhledem ke komplikované struktuře modelu a počtu parametrů nelze vyloučit, že existuje sada parametrů, která by vedla k přesnějším výsledkům. Taková sada ale z důvodu namáhavé a časově náročné optimalizace nalezena nebyla.

8 Závěr

Tato práce byla rozdělena na čtyři části. V první části jsem provedl rešerši pokročilých konstitučních modelů vhodných pro cyklické zatěžování zemin, pobřežních větrných elektráren a numerických analýz cyklického zatěžování založení větrných elektráren. Z rešerše je patrné, že studium OWT je velmi náročné téma a čeká ho ještě dlouhý vývoj. Jedním z problémů je, že se v aktuálních výzkumech nejčastěji pracuje pouze s jednosměrným horizontálním zatěžováním, což neodpovídá skutečnému zatěžování, kterému jsou větrné elektrárny vystaveny.

V další části byly provedené laboratorní zkoušky na mnou nově odebraném Zbraslavském písku, jehož nový zdroj jsem v rámci řešení práce našel. Po provedení zrnitostních zkoušek byly potvrzeny minimální rozdíly mezi novým a starým Zbraslavským pískem a tím byl získán zdroj referenčního materiálu pro další výzkum. Dále byla provedena řada laboratorních zkoušek pro definování nově odebraného písku jako referenčního materiálu. Nejdůležitější laboratorní zkoušky byly drénované a nedrénované triaxiální zkoušky s určitou relativní ulehlostí. Ty se ukázaly jako velmi problematické z důvodu nutnosti použití vakuové formy pro přípravu vzorku, která způsobovala protržení membrán vzorků a znehodnocení výsledků zkoušek. I přes tyto problémy bylo nakonec provedeno dostatečné množství zkoušek pro vytvoření dostatečně velké sady dat pro definování referenčního materiálu.

Po provedení laboratorních zkoušek následovala kalibrace hypoplastického modelu pro písky s využitím naměřených dat v laboratorní části. Pro kalibraci byl využitý online kalibrační software ExCalibre. Prvotní získané parametry z průběhů triaxiálních zkoušek byly upraveny jak s využitím naměřených dat z laboratorních prací, tak ruční kalibrací, při které byly jejich hodnoty měněny, aby simulace průběhů zkoušek co nejlépe odpovídaly experimentálním datům.

Poslední část práce se věnovala numerické analýze několika případů cyklického zatěžování piloty. V této části byla provedena zpětná analýza s využitím převzatých experimentálních dat cyklického zatěžování reálných pilot. Jako první byla provedená analýza studovaného problému v 2D. Výsledky simulace v 2D byly nerealistické a bylo od ní upuštěno. Simulace v 3D proběhla s využitím Mohr-Coloumbova modelu a hypoplastického modelu pro písky. Při zpětné analýze s využitím MC modelu byl pozorován velký rozptyl hodnot parametrů, specificky u dvou pilot s výrazně odlišnými štihlými poměry. Tento rozdíl se dá vysvětlit neschopností MC modelu extrapolovat rozdílné napěťodeformační stavy v zemině způsobené právě štihlými poměry.

Na počátku práce se simulacemi cyklického zatěžování piloty s využitím hypoplastického modelu byl plán pouze potvrzení schopnosti hypoplastického modelu kvalitně reprodukovat průběh zatěžování. Po provedení prvních simulací se zadanými parametry modelu byly pozorovány nerealistické výsledky simulací. Protože nebyly dohledatelné podklady ke kalibraci, bylo přistoupeno také ke zpětné analýze. Zde se projevil nevýhody pokročilého konstitučního modelu. Kvůli jeho složité matematické definici, počtu parametrů a velké výpočetní náročnosti nebylo možné provést zpětnou analýzu pro všechny možné kombinace parametrů. I přes řadu testovaných kombinací nebyla nakonec nalezena sada parametrů, která by dokázala věrohodně replikovat experimentální naměřená data.

9 Literatura

ANDERSEN, Knut H. Cyclic soil parameters for offshore foundation design. *Frontiers in offshore geotechnics III*, 2015, 5.

API. 2014a. API RP 2A-WSD: Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design. 22nd ed. American Petroleum Institute.

ARSHAD, Muhammad; O'KELLY, Brendan C. Analysis and design of monopile foundations for offshore wind-turbine structures. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2016, 34.6: 503-525.

ATKINSON, J. The mechanics of soils and foundations. CRC press, 2017.

BAUER, E. Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and foundations*, 1996, 36.1: 13-26.

Blanco, M. I. 2009. The economics of wind energy. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 13(6-7): 1372-82.

BOHÁČ, J.; FEDA, Jaroslav. Membrane penetration in triaxial tests. *Geotechnical Testing Journal*, 1992, 15.3: 288-294.

BOHÁČ, J.. *Ústní sdělení* (Přf UK, Albertov 6, Praha) 2019

ČSN EN ISO 17892-4: *Geotechnický průzkum a zkoušení - Laboratorní zkoušky zemín - Část 4: Stanovení zrnitosti*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017, třídící znak 72 1007

ČSN 72 1018: *Laboratorní stanovení relativní ulehlosti nesoudržných zemín*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1971, třídící znak 72 1018

ČSN P 73 1005: *Inženýrskogeologický průzkum*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1971, třídící znak 72 1005

DAFALIAS, Yannis F.; TAIEBAT, Mahdi. SANISAND-Z: zero elastic range sand plasticity model. *Géotechnique*, 2016, 66.12: 999-1013.

DNV-GL-AS. 2016. DNVGL-ST-0126: *Support Structures for Wind Turbines*. Det Norske Veritas group.

DUQUE, J., et al. On the behavior of monopiles subjected to multiple episodes of cyclic loading and reconsolidation in cohesive soils. *Computers and Geotechnics*, 2021, 134: 104049.

DUQUE, J.; MAŠÍN, D.; FUENTES, W. Improvement to the intergranular strain model for larger numbers of repetitive cycles. *Acta Geotechnica*, 2020, 15.12: 3593-3604.

FEDA, J. Stress-path dependent shear strength of sand. *Journal of geotechnical engineering*, 1994, 120.6: 958-974.

FEDA, J. K_o-Coefficient of Sand in Triaxial Apparatus. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1984, 110.4: 519-524.

FEDA, J.. Notes on the effect of grain crushing on the granular soil behaviour. *Engineering geology*, 2002, 63.1-2: 93-98.

FEDA, J; BOHAC, J.; HERLE, I.. K₀-compression of reconstituted loess and sand with stress perturbations. *Soils and foundations*, 1995, 35.3: 97-104.

FUENTES, W.; TRIANTAFYLIDIS, Th. *ISA model: a constitutive model for soils with yield surface in the intergranular strain space*. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2015, 39.11: 1235-1254.

FUENTES, William; MAŠÍN, David; DUQUE, Jose. Constitutive model for monotonic and cyclic loading on anisotropic clays. *Géotechnique*, 2021, 1-17.

GAJO, A.; WOOD, Muir. Severn–Trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the q–p formulation. *Géotechnique*, 1999a, 49.5: 595-614.

GUDEHUS, G. A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and foundations*, 1996, 36.1: 1-12.

HEAD, K. H., et al. *Manual of soil laboratory testing. Volume 2: Permeability, shear strength and compressibility test*. John Wiley & Sons, 1994.

HEAD, K. H., et al. *Manual of soil laboratory testing. Volume 3: effective stress tests*. John Wiley & Sons, 1998.

HEARN, E. N.; EDGERS, L. Finite element analysis of an offshore wind turbine monopile. In: *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design*. 2010. p. 1857-1865.

HERLE, I. a GUDEHUS G. Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. *Mechanics of cohesive-frictional materials*. 1999, 4, 461-486.

HERLE, I.. *Základy matematického modelování v geomechanice*. Praha: Karolinum, 2003. Učební texty Univerzity Karlovy v Praze. ISBN 802460745x.

HERLE, I.; GUDEHUS, G.. *Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies*. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 1999, 4.5: 461-486.

Hong, Y., et al. "Cyclic lateral response and failure mechanisms of semi-rigid pile in soft clay: centrifuge tests and numerical modelling." *Canadian Geotechnical Journal* 54.6 (2017): 806-824.

IEA. 2019a. "Offshore Wind Outlook 2019." World energy Outlook Special Report. International Energy Agency. www.iea.org.

IRENA. 2019. "Future of Wind employment, Investment, Technology, Grid Integration and Socio-economic Aspects (Global Energy transformation Paper)." Abu Dhabi International Renewable Energy Agency. www.irena.org.

IRENA. 2020. "Global Renewables Outlook nergy ransformation 2050." Abu habi International Renewable Energy Agency. www.irena.org/publications.

ISHIHARA, K.; OKADA, S. *Effects of stress history on cyclic behavior of sand*. Soils and Foundations, 1978, 18.4: 31-45.

JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. *J. of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 1944, 355-358.

JENCK, O., et al. Effect of Horizontal Multidirectional Cyclic Loading on Piles in Sand: A Numerical Analysis. *Journal of Marine Science and Engineering*, 2021, 9.2: 235.

JEONG, Yeong-Hoon, et al. Studies on cyclic behavior of tripod suction bucket foundation system supporting offshore wind turbine using centrifuge model test. *Wind Energy*, 2021, 24.5: 515-529.

JOSTAD, H. P., et al. A FE procedure for foundation design of offshore structures—applied to study a potential OWT monopile foundation in the Korean Western Sea. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 2014, 45.4: 63-72.

KHALILI, N.; HABTE, M. A.; VALLIAPPAN, S. A bounding surface plasticity model for cyclic loading of granular soils. *International journal for numerical methods in engineering*, 2005, 63.14: 1939-1960.

KOVANDA, Jiří, et al. *Neživá příroda Prahy*. Academia, Český geologický ústav, 2001.

LAI, Y., et al. Centrifuge modeling of the cyclic lateral behavior of large-diameter monopiles in soft clay: Effects of episodic cycling and reconsolidation. *Ocean Engineering*, 2020, 200: 107048.

Mašín, D. "Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy." *Géotechnique* 64.3 (2014): 232-238.

MAŠÍN, D. *Hypoplasticity for practical applications: Course*. Vídeň: Technische Universität Wien, 2017b.

MAŠÍN, D.. Modelling of soil behaviour with hypoplasticity. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, Springer Nature Switzerland AG, <https://doi.org/10.1007/978-3-03-054100-1>, 2019, 1007: 978-3.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. Ko- OCR Relationships in Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1982, 108.6: 851-872.

NAJSER, Jan. *Ústní sdělení* (Přf UK, Albertov 6, Praha) dne 19.7.2021

NIEMUNIS, A.; HERLE, I. *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 1997, 2.4: 279-299.

NIEMUNIS, Andrzej; WICHTMANN, Torsten; TRIANTAFYLLIDIS, Th. *A high-cycle accumulation model for sand*. Computers and geotechnics, 2005, 32.4: 245-263.

OCHMAŃSKI, M., et al. Performance of tripod foundations for offshore wind turbines: a numerical study. *Géotechnique Letters*, 2021, 11.3: 230-238.

RAGHUNANDAN, M.; JUNEJA, A.; HSIUNG, B. *Preparation of reconstituted sand samples in the laboratory*. International Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 6.1: 125-131.

ROHÁČ, J. *Ústní sdělení* (Přf UK, Albertov 6, Praha) dne 18.7.2021

SKEMPTON, A. W. *The pore-pressure coefficients A and B*. Geotechnique, 1954, 4.4: 143-147.

SØRENSEN, P. H.. Soil-structure interaction for non-slender, large-diameter offshore monopiles. 2012.

STURM, H.; SOLF, O.; KUDELLA, P. Self-healing effects of shallow foundations for offshore wind turbine structures. In: *11th Baltic Sea Geotechnical Conference: "Geotechnics in Maritime Engineering"*, Gdansk, Poland, 15-18 September 2008. 2008.

WICHTMANN, T. Soil behaviour under cyclic loading: Experimental observations, constitutive description and applications. Habilitation, Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 2016.

TAIEBAT, M.; DAFALIAS, Y. F. SANISAND: *Simple anisotropic sand plasticity model*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2008, 32.8: 915- 948.

VON WOLFFERSDORFF, P.-A. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 1996, 1.3: 251-271.

WANG, H., et al. A simple approach for predicting the ultimate lateral capacity of a rigid pile in sand. *Géotechnique Letters*, 2020, 10.3: 429-435.

WANG, H., et al. Centrifuge testing on monotonic and cyclic lateral behavior of large-diameter slender piles in sand. *Ocean Engineering*, 2021, 226: 108299.

WANG, L. Z., et al. Comparison of monotonic and cyclic lateral response between monopod and tripod bucket foundations in medium dense sand. *Ocean Engineering*, 2018, 155: 88-105.

WEGENER, Dirk; HERLE, Ivo. Prediction of permanent soil deformations due to cyclic shearing with a hypoplastic constitutive model. *geotechnik*, 2014, 37.2: 113-122.

WEIGLOVÁ, K. *Mechanika zemin. Studijní opora, modul BF02-M01 až M*, 2005, 4: 153s.

WICHTMANN, T., et al. *Prediction of permanent deformations in pavements using a high-cycle accumulation model*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136.5: 728-740.

WICHTMANN, T.; NIEMUNIS, A.; TRIANTAFYLLIDIS, Th. Validation and calibration of a high-cycle accumulation model based on cyclic triaxial tests on eight sands. *Soils and Foundations*, 2009, 49.5: 711-728.

WICHTMANN, T; TRIANTAFYLLIDIS, T. An experimental database for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading: part I—tests with monotonic loading and stress cycles. *Acta Geotechnica*, 2016, 11.4: 739-761.

WindEurope. 2020. “Offshore Wind in Europe Key Trends and Statistics 2019.” WindEurope. windeurope.org.