

Univerzita Karlova
Přírodovědecká fakulta

Studijní program: Geologie
Studijní obor: Geotechnologie



Jakub Opršal

**Mechanické chování zemin při cyklickém zatěžování a jeho význam pro
simulace geotechnických úloh**

Mechanical behaviour of soils in cyclic loading and its effect on simulations of geotechnical
problems

Bakalářská práce

Vedoucí práce: Doc. RNDr. David Mašín, Ph.D. MPhil.

Praha, 2019

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, 20.05.2019

Jakub Opršal

Poděkování

Chtěl bych poděkovat vedoucímu své bakalářské práce Doc. RNDr. Davidu Mašínovi, Ph.D, MPhil. za odborné vedení, trpělivost a ochotu, kterou mi v průběhu zpracování bakalářské práce věnoval.

Obsah

1	Úvod	2
2	Pokročilé nelineární konstituční modely	3
2.1	Hypoplastický model pro písky s intergranulárním přetvořením	4
2.1.1	Popis modelu	4
2.1.2	Parametry	6
2.1.3	Srovnání experimentálních dat a simulací	7
2.2	Bounding surface plasticity model for cyclic loading of granular soils	8
2.2.1	Popis modelu	8
2.2.2	Parametry	13
2.2.3	Srovnání experimentálních dat a simulací	13
2.3	SANISAND	16
2.3.1	Popis modelu	16
2.3.2	Parametry	19
2.3.3	Srovnání experimentálních dat a simulací	20
2.4	Severn-Trent	22
2.4.1	Popis modelu	22
2.4.2	Parametry	25
2.4.3	Srovnání experimentálních dat a simulací	26
3	Metody simulace pomocí cyklické akumulace	29
3.1	Load parcels	29
3.1.1	Cyklické konturové diagramy	29
3.1.2	Konturové diagramy	30
3.1.3	Load parcels	31
3.1.4	Výpočetní fáze	32
3.2	A high-cycle accumulation model for sand	34
3.2.1	Popis modelu	35
3.2.2	Význam polarizace a In-phase a Out-of-phase cyklů	38
4	Případové studie využívající UDCAM a HCA modely	40
4.1	OWT japonské moře	40
4.2	Zdymadlo Ulzen 1	44
4.2.1	Popis zdymadla, vlastností zeminy a sedání	44
4.2.2	Simulace pomocí metody konečných prvků	46
5	Závěr	50
6	Literatura	51

1 Úvod

Cílem bakalářské práce je zpracování rešerše z publikovaných materiálů, které se týkají modelů pro cyklické zatěžování a využití těchto modelů.

V první kapitole práce se budu zabývat čtyřmi pokročilými nelineárními konstitučními modely vhodných pro cyklické zatěžování. Tyto modely využívají implicitní strategii výpočtu, při které se simuluje každý zatěžovací cyklus pomocí velkého počtu přírůstků přetvoření.

V další kapitole se nachází popis dvou modelů pro simulaci velkého počtu cyklů zatěžování s explicitní strategií výpočtu. Explicitní strategií výpočtu je myšleno přímé získání akumulovaného přetvoření aplikováním určitého počtu cyklů s konkrétní amplitudou přetvoření.

V poslední kapitole budu popisovat využití modelů pro simulaci velkého počtu cyklů v případových studiích převzatých z literatury.

Uvedené konstituční modely a modely pro velký počet cyklů mají široké využití v praxi. Jedním z aktuálně nejvýznamnějších problémů využívajících těchto modelů je simulace zatěžování větrných elektráren instalovaných na mořském dnu. Dalšími aplikacemi jsou simulace zatěžování liniových staveb dopravou nebo simulace chování zemin při zemětřesení.

2 Pokročilé nelineární konstituční modely

Nelineární konstituční modely představují matematické vyjádření závislosti mezi deformací a stavem zeminy (Herle 2003). Jde o modely, které byly vytvořeny a zpracovány řadou odborníků. Jejich uplatnění umožňuje vyjádřit podstatně lépe nelineární chování zemin při jejich zatěžování.

Pro modelování cyklického zatěžování zemin je nutné použít dostatečně pokročilé konstituční modely, které jsou schopné popsat nelineární chování zemin při různém zatěžování.

V této části práce bude popsáno několik modelů, které byly publikovány v literatuře a které simulují hysteretní chování zemin při jejich cyklickém zatěžování.

Pro popis jsou zvoleny čtyři modely, které jsou v dalších částech práce podrobně rozebrány. Rozbor je zaměřen na tři hlediska:

- Vyjádření jejich matematické formulace
- Popis parametrů
- Srovnání předpovědí modelu s experimentálními daty převzaté z literatury.

2.1 Hypoplastický model pro písky s intergranulárním přetvořením

Hypoplasticita je poměrně moderní přístup pro konstituční modelování. Na rozdíl od elasto-plastických modelů nedělí přetvoření na plastické a elastické. Další výhodou je také potřeba pouze jedné rovnice pro zápis zatěžování a odlehčení. Stejně jako většina moderních konstitučních modelů v geomechanice, tak i hypoplastický model bere do úvahy teorii kritického stavu.

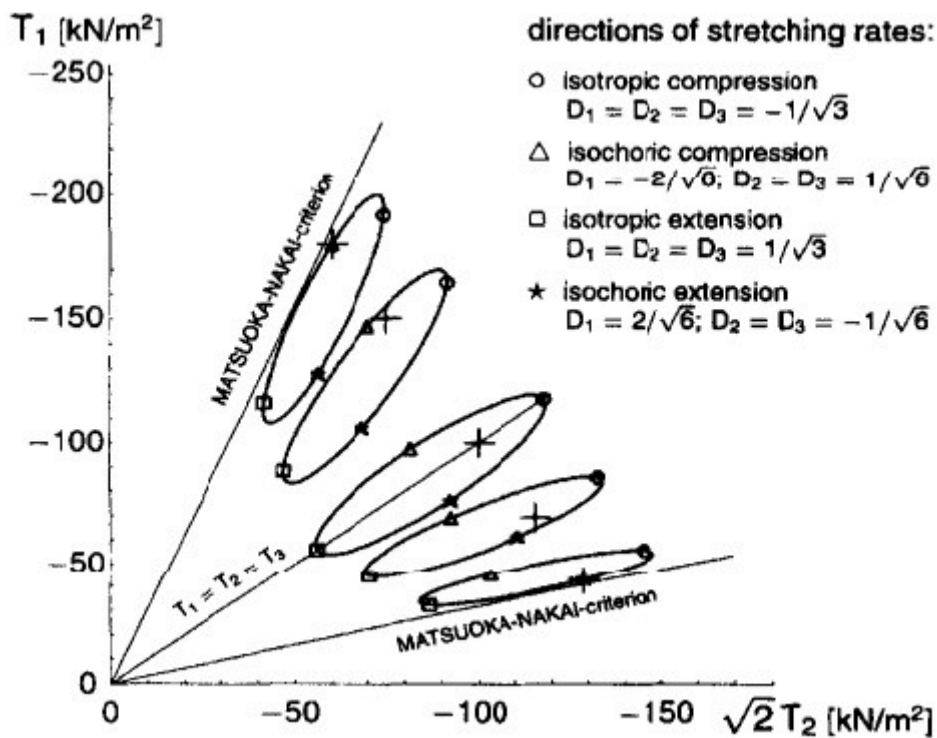
2.1.1 Popis modelu

Jedna z prvních verzí hypoplastických konstitučních rovnic byla vytvořena Kolymbasem (1985). Na začátku výzkumu byl jedinou stavovou proměnnou cauchyho tenzor napětí \mathbf{T} , posléze bylo přidáno i číslo pórovitosti e . Zde popisovaný model od von Wolffersdorfa (1996) je považován za referenční hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy, tj. písky. Základní rovnice popisující hypoplastické závislosti je ve tvaru (Niemunis a Herle 1997):

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathcal{L}:D + N\|D\| \quad (1)$$

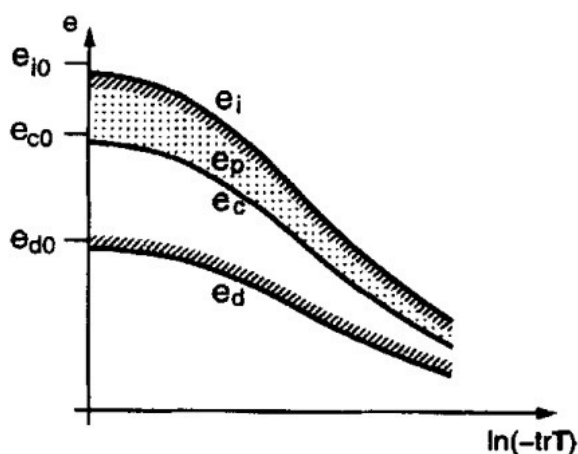
V níž \mathbf{T} je Jaumannova rychlost napětí, D je tenzor rychlosti deformace a \mathcal{L} a N jsou konstituční tenzory čtvrtého a druhého řádu závislé na napětí a čísle pórovitosti. Tyto dvě závislosti jsou popsány třemi skalárními funkcemi. Pro závislost na napětí je funkce f_b a pro závislost na čísle pórovitosti, také označované jako pyknotropie, jsou funkce f_e a f_d (von Wolffersdorf 1996). Různé vlastnosti konstitučních vztahů lze u hypoplastických modelů výhodně shrnout do takzvané *response envelope* (von Wolffersdorf 1996). Ty reprezentují tuhost modelu pro různé směry přetvoření. Jejich tvar je u hypoplastických modelů elipsovitého tvaru na rozdíl od elastoplastických modelů, které mají složený tvar s hranami. Příklad *response envelope* pro modifikovaný hypoplastický model je ukázán na Obr. 1.

Na rozdíl od elasto-plastických modelů nepotřebuje hypoplastický model brát v úvahu teorii plasticity, do které patří plocha plasticity, pravidlo tečení, pravidlo zpevnění a konzistenční meze (von Wolffersdorf 1996).



Obr. 1: Response envelope modifikovaného hypoplastického modelu (von Wolffersdorf 1996).

Pro výslednou rovnici modifikovaného modelu je potřeba zavést charakteristická čísla pórovitosti, která jsou závislá na středním napětí. Jejich grafické znázornění je popsáno na Obr. 2. Na ta čísla pórovitosti poté navazují takzvané asymptotické stavy, do kterých se dostane partikulární látka při dostatečně dlouhém zatěžování nezávisle na počátečním stavu (Mašín 2012).



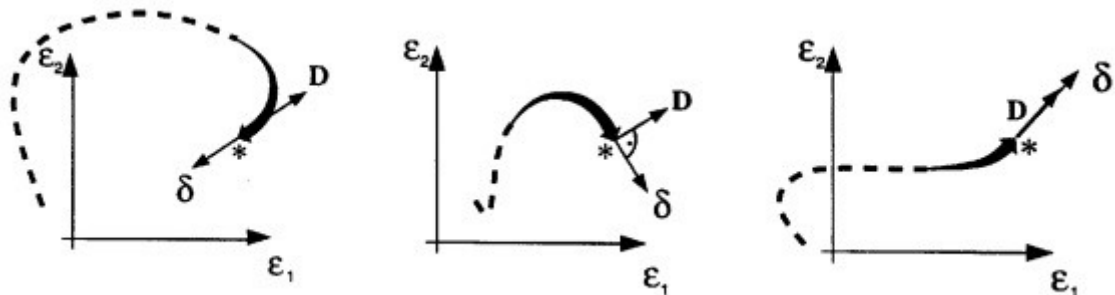
Obr. 2: Vývoj čísel pórovitosti v závislosti na napětí (von Wolffersdorf 1996).

Podle Gudehuse (1995) existují tři takovéto stavy. Prvním stavem je SOM (swept out of memory) a tento stav je definován číslem pórovitosti e_p . V tomto stavu jsou funkce pro popis pyknotropie konstantní

(von Wolffersdorf 1996). Další asymptotický stav se nazývá kritický, který je definován nulovou Jaumannovou rychlostí napětí a nulovým přírůstkem čísla pórovitosti. Funkce pro popis pyknotropie jsou rovné jedné. Tento asymptotický stav je, stejně jako stav při maximální pórovitosti e_i , specifickým případem SOM stavů definovaných e_p . Při tomto stavu je aktuální číslo pórovitosti rovné kritickému číslu pórovitosti e_c . Třetí a poslední stav pojmenoval Gudehus (1995) Cryptoplastic state. Popisuje stav, do kterého se dostane partikulární látka při aplikování cyklického přetvoření s amplitudou, přičemž její velikost se limitně blíží k nule a číslo pórovitosti se při tomto stavu rovná e_d , jak je popsáno na Obr. 2. Rovnice modifikovaného hypoplastického modelu popsaná von Wolffersdorfem (1996) využívá jak charakteristická čísla pórovitosti, barotropii a pyknotropii, tak i podmínku plasticity Matsuoka/Nakai a její plný tvar je:

$$\mathbf{T} = f_b f_e - \frac{1}{\text{tr}(\widehat{\mathbf{T}}^2)} \{ F^2 \mathbf{D} + a^2 \text{tr}(\widehat{\mathbf{T}} \mathbf{D}) \widehat{\mathbf{T}} + f_d a F [\widehat{\mathbf{T}} + \widehat{\mathbf{T}}^*] \|\mathbf{D}\| \} \quad (2)$$

Takto definovaný hypoplastický model má ale jednu zásadní nevýhodu, kterou je simulace cyklického zatěžování, protože při odlehčení je pevnost moc nízká (von Wolffersdorf 1996). Tento problém byl řešen Niemunisem a Herlem (1997), kteří tento model upravili přidáním nové stavové proměnné označované jako intergranular strain δ . Vliv na tuto proměnnou má pouze nedávné přetvoření, jak je popsáno pro 2D situaci na Obr. 3. Pro určení této modifikované verze modelu je potřeba dalších pět parametrů.



Obr. 3: Intergranular strain pro různé historie deformace (Niemunis a Herle 1997).

2.1.2 Parametry

Von Wolffersdorfův (1996) hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy má 8 materiálových parametrů. Parametry jsou definovány následujícím způsobem: efektivní úhel vnitřního tření φ_c , granular hardness h_s , parametr n , kritické číslo pórovitosti při nulovém napětí e_{c0} , maximální číslo pórovitosti při nulovém napětí e_{i0} , minimální číslo pórovitosti při nulovém napětí e_{d0} , parametry α a β (von Wolffersdorf 1996).

Úhel vnitřního tření φ_c – Stanovuje se dvěma způsoby. Buď z úhlu přirozené sklonitosti suché zeminy nebo triaxiální smykovou zkouškou. Při určování pomocí úhlu přirozené sklonitosti není nasypáný kužel úplně kónický a bývá ovlivněn způsobem přípravy, hodnoty φ_c vcelku dobře odpovídají hodnotám naměřeným ze smykové zkoušky, jak je popsáno Herlem a Gudehusem (1999)

Granular hardness h_s – Je to jediný parametr s rozměrem napětí. Společně s parametrem n ovlivňuje tvar oedometrické křivky. Je stanoven přímo z oedometrické zkoušky v zobrazení $e \sim \ln p'$.

Parametr n – Podobně jako h_s se určuje z oedometrické křivky. Popisuje stlačitelnost zeminy a ovlivňuje tvar oedometrické křivky.

Kritické číslo pórovitosti při nulovém napětí e_{c0} – Podle Herleho a Gudehuse (1999) je hodnota e_{c0} přesně rovna e_{max} z indexových testů, při kterých se sype písek z co nejmenší výšky.

Maximální číslo pórovitosti při nulovém napětí e_{i0} – Je téměř nemožné ho určit experimentálně, jinak ho lze vypočítat z idealizovaných případů identických koulí nebo krychlí. Pro jeho určení se v praxi používá vztah 1,2 pro koule a 1,3 pro krychle.

Minimální číslo pórovitosti při nulovém napětí e_{d0} – Zjišťuje se z indexových zkoušek, jako zhutňování cyklickým vibrováním s konstantním napětím. Je hlavně závislý na tvaru zrn a číslu nestejnzrnatosti.

Parametr α – Tento parametr kontroluje vrcholovou pevnost při triaxiální zkoušce.

Parametr β – Parametr ovlivňuje smykovou pevnost při triaxiální zkoušce

Pro popis a simulaci cyklického zatěžování a chování písků při malých přetvořeních je nutné zavést další parametry popsané v modifikovaném modelu od Niemunise a Herleho (1997). Doplňující parametry jsou popsány níže.

Parametr R – Tento parametr řídí velikost oblasti elastického přetvoření při malých přetvořeních a je kalibrován z triaxiální zkoušky

Parametry χ, β_R – Oba parametry řídí rychlost snižování tuhosti a jsou kalibrovány z triaxiální zkoušky.

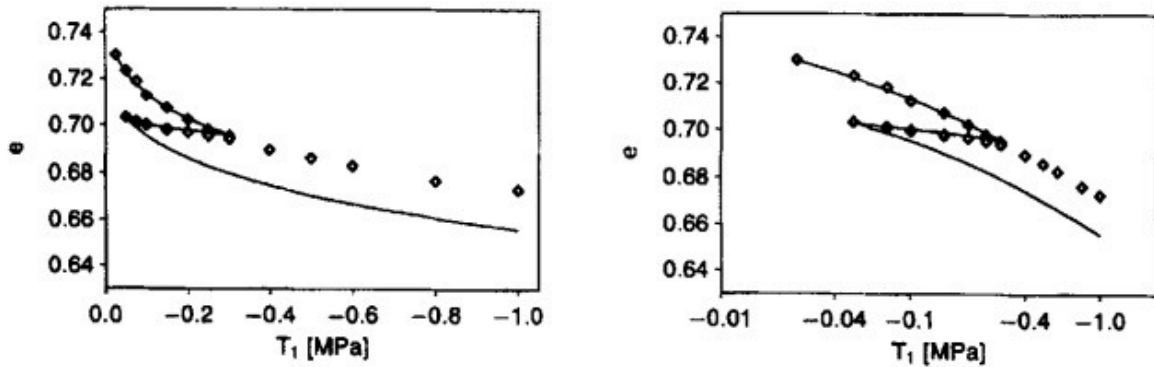
Parametr m_R – Počáteční smyková tuhost zeminy při prvotním zatěžování a odlehčení je závislá na velikosti tohoto parametru.

Parametr m_T – Tento parametr řídí smykovou tuhost při přírůstku přetvoření „kolmém“ na předchozí směr přetvoření.

Pro určení hodnoty parametrů m_R a m_T je doporučováno Niemunise a Herlem (1997) provést srovnání testů se stejnými hodnotami napětí, čísla pórovitosti a tenzory rychlosti deformace, ale s různou zatěžovací historií.

2.1.3 Srovnání experimentálních dat a simulací

V literatuře jsem nenalezl přímé srovnání experimentálních dat a hypoplastického modelu s *intergranular strain* popsaného Niemunise a Herlem (1997) pro cyklické zatěžování o mnoha cyklech. Jediný nalezený případ je srovnání modifikovaného hypoplastického modelu popsaného von Wolffersdorffem (1996), který právě ukazuje nevýhodu modelu bez *intergranular strain*. Obr. 4 popisuje srovnání oedometrické zkoušky a simulace. Zde lze vidět už výše zmíněný problém neschopnosti modelu popsaného von Wolffersdorffem (1996) realisticky předpovědět velikost tuhosti při dalším zatížení.



Obr. 4: Srovnání oedometrické zkoušky a simulace na Hochstetten písku. Tečky reprezentují simulaci (von Wolffersdorf 1996).

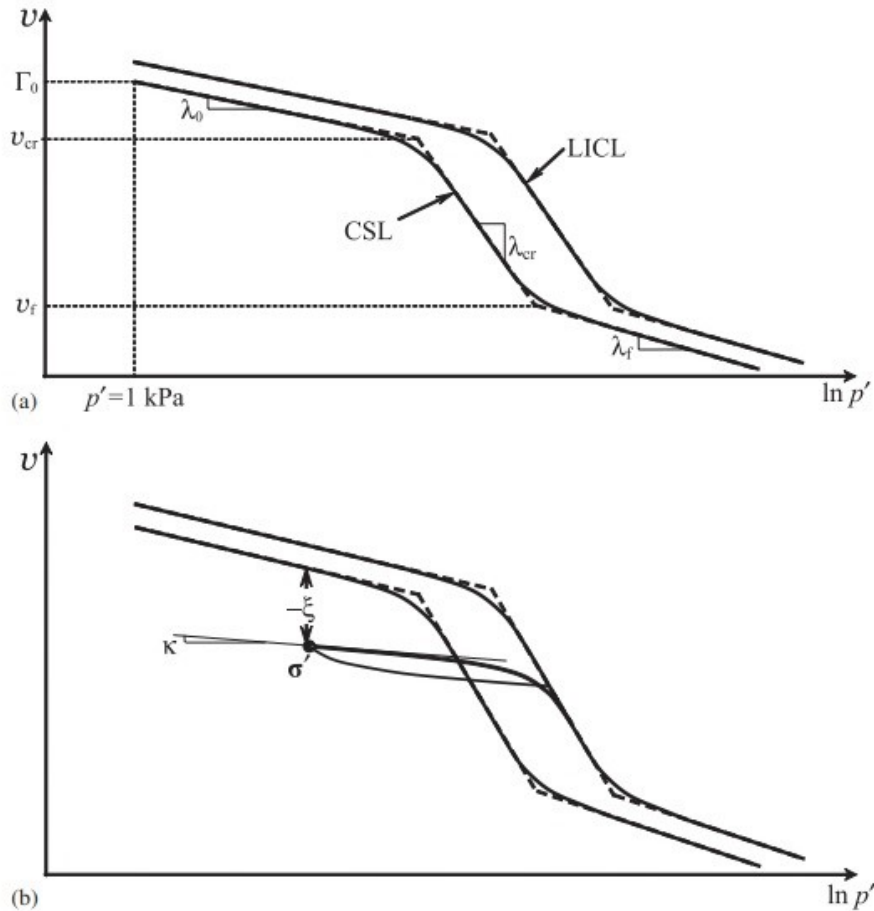
2.2 Bounding surface plasticity model for cyclic loading of granular soils

Modely s mezní plochou plasticity (*Bounding surface plasticity*) jsou specifický typ elasticko-plastických modelů. Při namáhání dochází k plastickému přetvoření nejen na ploše plasticity, ale i uvnitř samotné plochy plasticity.

V této části práce je popsán model s mezní plochou plasticity *bounding surface* od Khaliliho et al. (2005). Tento model je založen na teorii plasticity s mezní plochou. Model je založen na tom, že v prostoru existuje bounding surface (mezní plocha plasticity), která rozděluje stavy na přípustné a nepřípustné podobně jako plocha plasticity, ale na rozdíl od ní může docházet k plastickým deformacím uvnitř této plochy (Tamaglini a Viggiani 2002). Velikost plastického přetvoření je funkce vzdálenosti projekce bodu napětí na mezní ploše a aktuálním bodem napětí, kde se pro samotný výpočet plastických přetvoření využívá *mapping rule* (mapovací pravidlo) (Herle 2003).

2.2.1 Popis modelu

Do kritického stavu se zemina dostane při dostatečně dlouhém zatěžování. Při tomto stavu už dále nedochází k objemovým změnám kvůli dokonalému zplastizování zeminy.



Obr. 5: Znáznornění křivky LICL a CSL (Khalili et al. 2005).

Na Obr. 5 je znázorněno rozdělení CSL (*critical state line*) a LICL (*limiting isotropic compression line*) v prostoru $v \sim \ln p'$. Znáznornění ukazuje rozdělení na tři lineární segmenty, které umožňují zohlednit drcení zrn při zatěžování (Khalili et al. 2005). Pro popis kritického stavu je pro tento model potřeba šest parametrů, z toho dva pro každý segment. Pro počáteční část jsou to parametry λ_0 , což je sklon CSL na počátku, a Γ_0 jako specifický objem na začátku. Pro střední segment jsou parametry λ_{cs} , který nám udává sklon CSL během drcení zrn a v_{cs} , který nám udává specifický objem na začátku drcení. Pro poslední segment jsou obdobně definované parametry λ_f a v_f , které nám udávají sklon CSL během vysokých zatěžování a specifický objem na konci drcení. V tomto modelu se používá parametr ζ , který je definován jako vertikální vzdálenost aktuálního stavu zeminy a CSL.

$$\zeta = v - v_{cs} \quad (3)$$

V této rovnici v je specifický objem při aktuálním napětí a v_{cs} je specifický objem v kritickém stavu. Znaménko tohoto parametru je závislé na tom, jestli zemina leží na suché nebo na vlhké straně CSL. Pro popis CSL v prostoru $q \sim p'$ používáme parametr M_{cs} , který je závislý na efektivním úhlu vnitřního tření.

$$M_{CS} = \frac{6 \sin \phi'_{CS}}{3t - \sin \phi'_{CS}} \quad (4)$$

Parametr t zde v rovnici nabývá hodnot -1 a $+1$, přičemž hodnota při kompresním zatěžování je $+1$ a při extenzním zatěžování -1 .

Pro konstituční modelování je také potřeba zavést a definovat křivku LICL, pomocí které formulujeme tzv. *hardening rule* pro plochu plasticity a mezní plochu plasticity. Stejně jako CSL je to přímka v prostoru $v \sim \ln p'$. LICL není přesně jasná při malém zatěžování, může mít při něm nekonečně mnoho podob. Až při dostatečně velkém zatěžování se získá jasná křivka LICL (Khalili et al. 2005).

Závislost napětí na přetvoření

Pro definování přírůstku elastického přetvoření je potřeba znát přírůstek napětí a elastickou matici tuhosti D^e , v které figurují smykový modul G a objemový modul K . Parametry potřebné pro jejich výpočet jsou: parametr κ , který je znázorněn na Obr. 5., specifický objem a Poissonova konstanta. Podle Bellottiho (1989) končí elastické přetvoření v pískách v řádu 0,000001.

Přírůstek plastického přetvoření je závislý na směru plastického přetvoření m , modulu plasticity h a vektoru představující normálu na *loading surface* (plochu plasticity). Pokud zohledníme elastické a plastické přetvoření v jedné rovnici, dostaneme

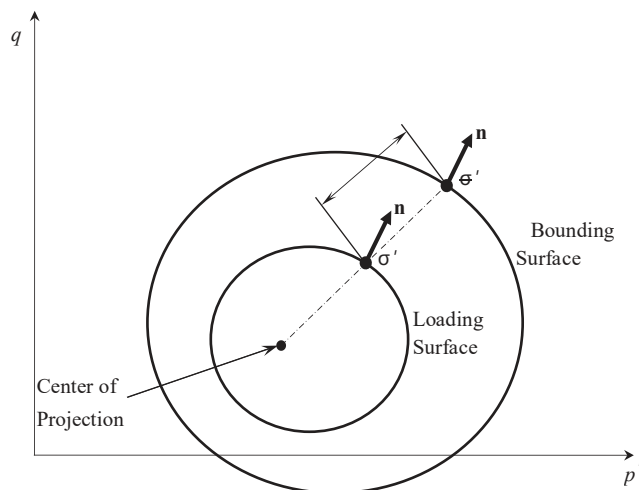
$$\dot{\sigma}' = \left(D^e - \frac{D^e m n^T D^e}{h + n^T D^e m} \right) \dot{\epsilon} \quad (5)$$

Plastické chování tohoto modelu je popsáno pomocí teorie mezní plochy. Tím se lze vyvarovat problémů klasických elasto-plastických modelů, jako je náhlá změna chování z elastického na elasto-plastické a Bauschingerova efektu (Khalili et al. 2005).

Základní prvky teorie mezní plochy plasticity jsou následující:

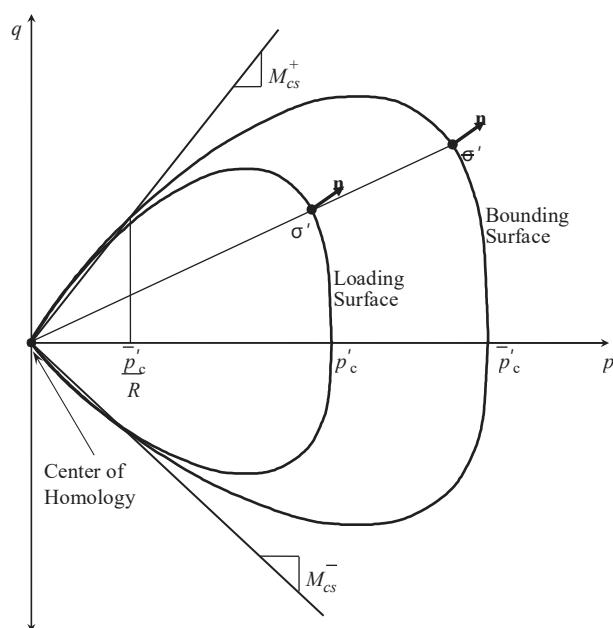
- mezní plocha (dělí přípustné a nepřípustné stavy)
- plocha plasticity, plastický potenciál popisující režim
- velikost plastické deformace
- pravidlo zpevnění, které řídí pohyb aktuálního stavu napětí do místa projekce tohoto bodu na mezní plochu
- velikost a polohu mezní plochy a *loading surface*. (Dafalias 1980)

Plastické přetvoření popisované bounding surface modelem nastane tehdy, když stav napětí σ' leží na nebo uvnitř mezní plochy. Pro plastické přetvoření je potřeba definovat modul plasticity h , který je zmenšující se funkcí vzdálenosti mezi σ' a $\bar{\sigma}'$, což je projekce bodu na mezní plochu. Na Obr. 6 je znázorněn princip plasticity s mezní plochou. Bod projekce na mezní plochu se volí pomocí mapovacího pravidla (*mapping rule*) tak, aby normálové vektory na *bounding* a *loading surface* v bodech σ' a $\bar{\sigma}'$ byly shodné (Khalili et al. 2005).



Obr. 6: Zjednodušený princip plasticity s mezní plochou s příkladem mapovacího pravidla (Khalili et al. 2005).

Podle Khaliliho et al. (2005) je nejvhodnější způsob určování tvaru mezní plochy experimentálně na zemině v nejkypřejším možném stavu. Vývoj tvaru mezní plochy prošel dlouhým vývojem, od přímek, elips až po kombinace různých částí elips a hyperbol. Pokud by byl zvolen nepřesný tvar mezní plochy, docházelo by ke komplikacím při simulaci napětí-o-deformačních vztahů zejména při nedrénovaných zkouškách (Khalili et al. 2005).



Obr. 7: Bounding a loading surface a mapovací pravidlo (Khalili et al. 2005).

Na Obr. 7 je jasně patrný kapkovitý tvar mezní plochy, kde přímá část mezní plochy na suché straně CSL nám realisticky předpovídá vrcholovou pevnost, která bývá jinak nadhodnocena při použití eliptické plochy plasticity (Khalili et al. 2005). Při prvním cyklu zatěžování bude mít loading a bounding surface stejný tvar a počátek. Stejně jako bounding surface se loading surface skládá ze dvou segmentů

podle toho, jestli se jedná o kompresní nebo extenzní zatěžování, jak je vidět na Obr. 7. Její rovnice má tvar,

$$f = q - M_{cs} p' \left[\frac{\ln\left(\frac{p_c}{p'}\right)}{\ln R} \right]^{1/N} = 0 \quad (6)$$

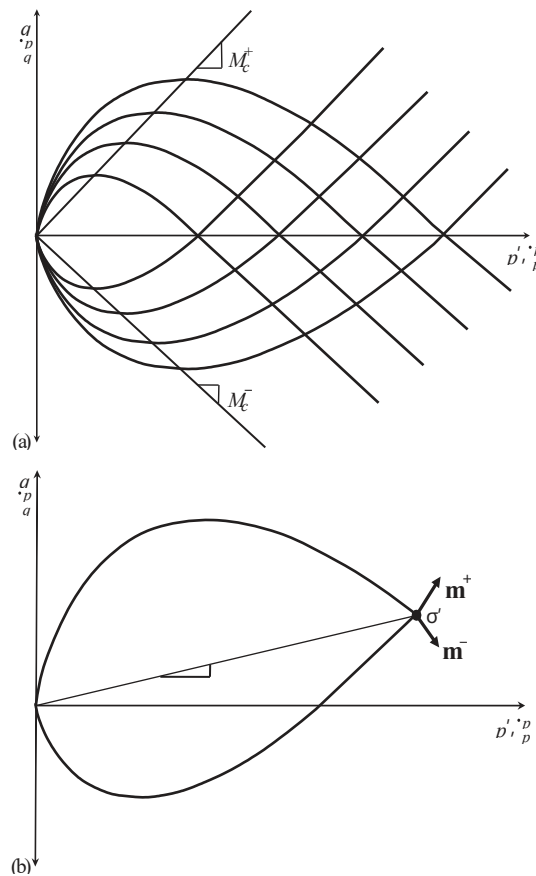
kde parametr p_c řídí její velikost, jak je vidět na Obr. 7 (Khalili et al. 2005).

Plastický potenciál

Plastický potenciál je definován jako podíl přírůstku plastického objemového přetvoření a přírůstku plastického smykového přetvoření. V tomto popisovaném modelu je rovnice plastického potenciálu ve tvaru,

$$g(p', q, p_0) = q + (1 + k_d \xi) M_{cs} p' \ln \frac{p'}{p_0} \quad (7)$$

kde k_d je materiálová konstanta (Khalili et al. 2005).



Obr. 8:(a) křivky plastických potenciálů a (b) zákon tečení pro kompresní nebo extenzní zatěžování (Khalili et al. 2005).

Na Obr. 8 (a) lze vidět dvě možné větve plastických potenciálů, kde záleží na tom, zda je zatěžování kompresní (M_{cs}^+) nebo extenzní (M_{cs}^-). Komponenty zákona tečení \mathbf{m} jsou v tomto případě plastický potenciál a aktuální napětí σ' . Opět v jejich rovnicích vystupuje parametr t nabývající hodnot $+1$ a -1 podle zatěžování. Vzhledem k tomu, že směr vektoru zákona tečení je získáván ze směru zatěžování, můžeme správně předpovídat průběžnou změnu objemu v kyprých pískách a zvětšování a snižování objemu v ulehlých pískách během cyklického zatěžování (Khalili et al. 2005).

Pro definování modelu je potřeba ještě popsat modul zpevnění, který je rozdělen na 2 části,

$$h = h_b + h_f \quad (8)$$

kde h_b je plastický modul v bodě $\bar{\sigma}'$ na mezní ploše a h_f je libovolný modul v bodě σ' , který je funkcí vzdálenosti mezi body $\bar{\sigma}'$ a σ' (Khalili et al. 2005).

2.2.2 Parametry

Pro popis tohoto modelu je potřeba definovat 14 parametrů. Parametry popisující elastické chování jsou κ , který je definován jako úhel přímky zatěžování-odlehčení v prostoru $v \sim \ln p'$, a Poissonova konstanta ν . Při popisu CSL bude potřeba M_{cs} , λ_0 , λ_{cr} , λ_f , Γ_0 , v_{cr} a v_f , které se získávají ze standardního triaxiálního testu. Parametry λ_0 , λ_{cr} , λ_f nám popisují úhel CSL pro počáteční napětí, pro střední segment, kde probíhá drcení zrn, a poslední segment. Γ_0 je specifický objem zeminy během kritického stavu při jednotkovém tlaku, v_{cr} a v_f jsou specifické objemy během drcení zrn a na konci drcení. Při nízkých napětích jsou potřeba k definici CSL pouze Γ_0 a λ_0 (Khalili et al. 2005).

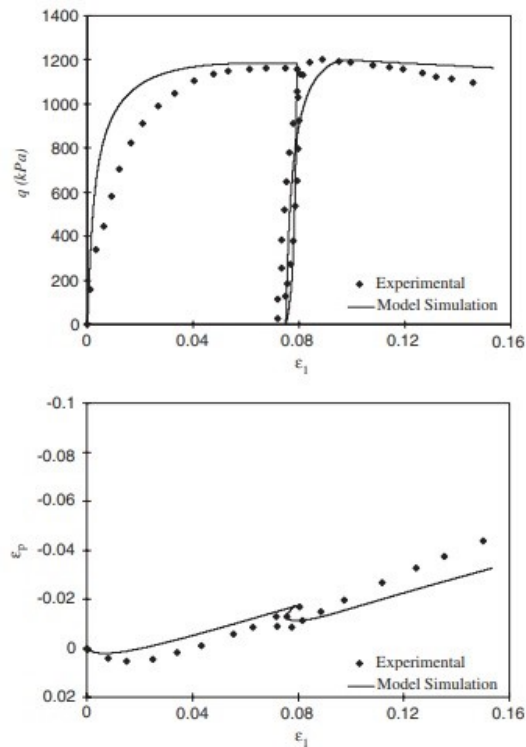
K definování tvaru bounding surface jsou potřebné dva parametry N a R , které získáme aplikováním dráhy napětí nedrénované triaxiální zkoušky na velmi kyprých vzorcích do rovnice bounding surface. Dalším parametrem je k , který definuje křivku vrcholové pevnosti a je zjišťován z grafu $\frac{\eta_p}{M_{cs}} \sim \xi$.

Pro kalibraci modulu plasticity je potřeba zavést parametr k_m . Ten je velmi závislý na počáteční hodnotě ζ_0 a směru zatěžování. Je určován pomocí sklonu deviátorové odezvy během drénovaného zatěžování a odlehčení v prostoru $q \sim \varepsilon_q$. Posledním parametrem je k_d , který definuje napětí-o-dilatační závislost. Určuje se z grafu poměru maximálního a minimálního napětí a naměřené totální dilatance získané ze standardní drénované triaxiální zkoušky.

2.2.3 Srovnání experimentálních dat a simulací

Ze srovnání naměřených dat a simulací pomocí modelu popsaného Khalilim et al. (2005) lze pozorovat vcelku dobrou shodu simulací a naměřených dat. Model dokáže popsat zpevnění materiálu při cyklickém zatížení a následném odlehčení, kontrakce při odlehčení a také dilataci zeminy při novém zatížení (Khalili et al. 2005). Testy provedené na vzorcích písků byly jak klasické triaxiální testy, tak i pravé triaxiální testy na krychlových vzorcích v drénovaném i nedrénovaném režimu.

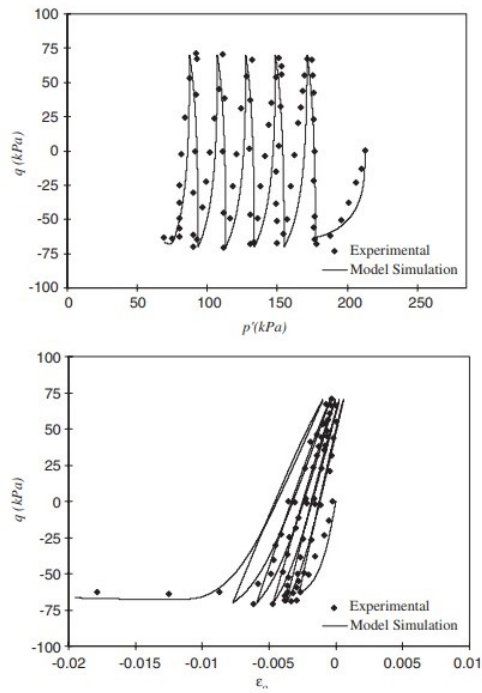
První příklad srovnání simulace a experimentálních dat byl proveden na Hostun písku. Při tomto testu a simulaci převzaté od Khaliliho et al. (2005) byl test proveden v drénovaném režimu na krychli písku o délce hrany 100 mm v pravém triaxiálním přístroji. Průběh zkoušky je popsán na Obr. 9.



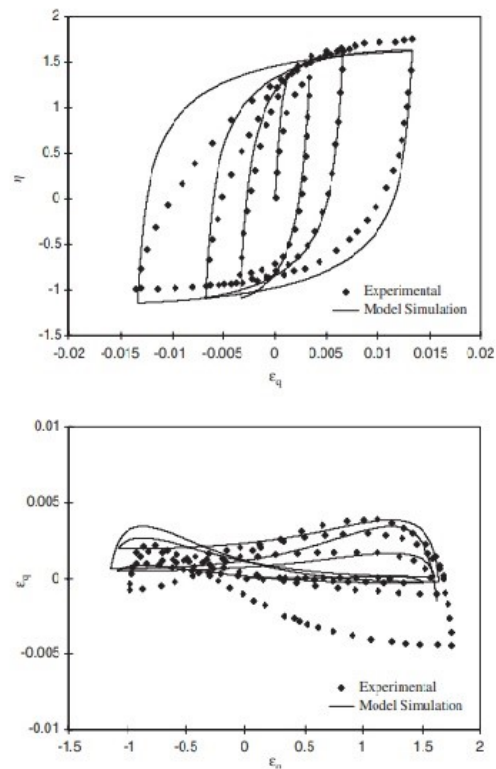
Obr. 9: Drénovaný triaxiální test na Hustonském písku (Khalili et al. 2005).

Ze srovnání simulace a triaxiální zkoušky lze vyčíst schopnost modelu počítat s objemovými změnami při drénované zkoušce, které jsou zase důležité pro nedrénované testy kvůli změnám pórového tlaku (Khalili et al. 2005).

Na Obr. 10 je popsán nedrénovaný cyklický triaxiální test na Niigata písku. Je zde vidět ztekucení vzorku kvůli snižování efektivního normálového napětí do bodu, ve kterém se zemina dostane do kritického stavu (Khalili et al. 2005).



Obr. 10: Simulace cyklické triaxiální zkoušky na kyprém Niigata písku (Khalili et al. 2005).



Obr. 11: Simulace drénované zkoušky na hutném Toyoura písku (Khalili et al. 2005).

Na Obr. 11 je popsána simulace drénované cyklické zkoušky na hutném Toyoura písku. Během tohoto testu bylo efektivní střední napětí konstantní. Model dokáže s dostatečnou přesností předpovídat snižování nebo zvyšování pevnosti při cyklickém zatěžování (Khalili et al. 2005).

Ze všech třech srovnání lze zjistit dobrou schopnost modelu simulovat cyklické zatěžování malým počtem cyklů.

2.3 SANISAND

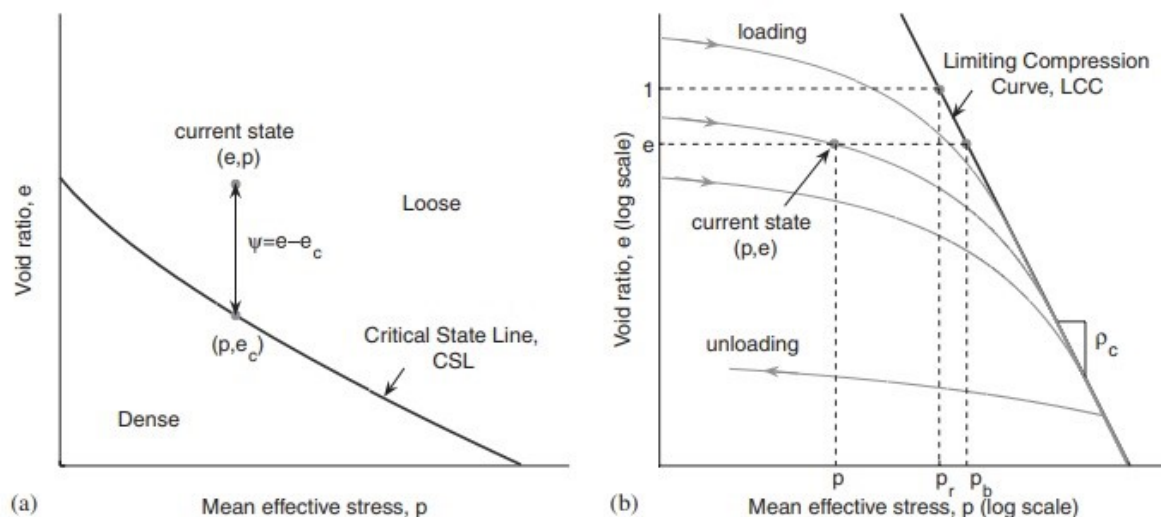
SANISAND je pokročilý elasto-plastický model založený na plasticitě s mezní plochou. Pro popis modelu byla zvolena verze publikovaná Taiebatem a Dafaliasem (2008). Tato verze modelu SANISAND využívá ve své formulaci jak plasticity s mezní plochou, tak i teorii kritického stavu. Plocha plasticity modelu SANISAND má klínový tvar, který je uzavřen. Pro srovnání byl zvolen lehce modifikovaný model SANISAND-Z (Dafalias a Taiebat 2016), který zanedbává samostatné elastické přetvoření.

2.3.1 Popis modelu

Jako většina moderních konstitučních modelů, i SANISAND model do své formulace zahrnuje teorii kritického stavu. Rovnice pro získání čáry kritického stavu v prostoru e-p je:

$$e_c = e_0 - \lambda(p_c/p_{at})^\xi \quad (9)$$

e_0 , λ a ξ jsou konstanty, p_{at} je atmosférický tlak, který se využívá pro normalizaci. Parametr e_c je kritické číslo pórovitosti a p_c je střední napětí na čáře kritického stavu. Stejně jako v modelu Severn-trent se i zde využívá stavový parametr ψ , který byl definován Beenem a Jefferiesem (1985) a popisuje vzdálenost aktuálního stavu od stavu kritického.



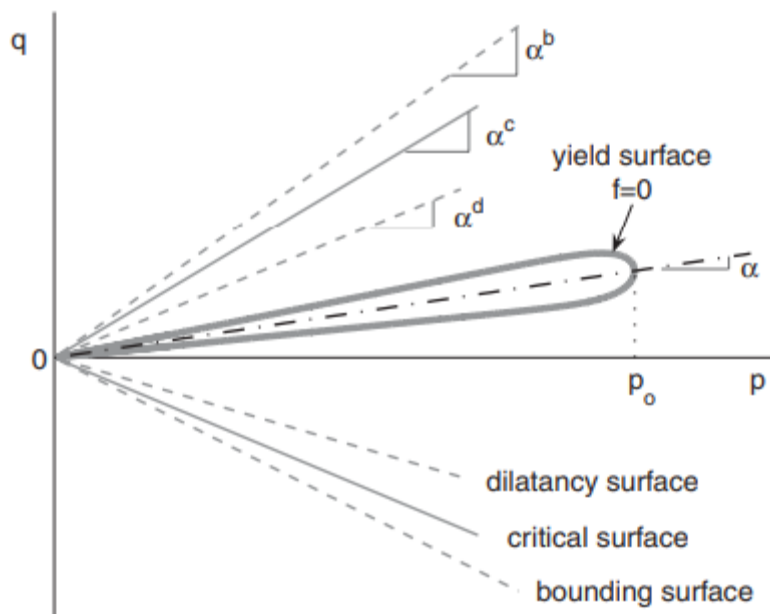
Obr. 12:(a) Ilustrovaná čára CSL a parametr ψ (b) čára LCC (Taiebat a Dafalis 2008).

Obr. 12 popisuje čáru CSL (a) a LCC (b) a také stavový parametr ψ . Pro popis elastického chování je v modelu využita anizotropní hypo-elastická popsaná rovnicemi:

$$\varepsilon_q^e = \frac{\dot{q}}{3G}, \quad \varepsilon_v^e = \frac{\dot{p}}{K} \quad (10)$$

G je smykový modul, který je závislý na středním napětí a aktuálním čísle pórovitosti. V jeho rovnici vystupuje parametr G_0 (Taiebat a Dafalias 2008). K je objemový modul a je také závislý na středním napětí a čísle pórovitosti, ale do jeho rovnice vstupuje parametr K_0 . Pro získání objemového modulu se může také využít jeho závislosti na smykovém modulu a Poissonově konstantě.

Plocha plasticity má klínový tvar s vrcholem v počátku prostoru q - p . Na rozdíl od modelu Severn-Trent popsaný Gajem a Woodem (1999a), je ale plocha plasticity zakončená. Kvůli tomu lze indukovat plastické přetvoření i při nulovém přírůstku napětí (Taiebat a Dafalias 2008).

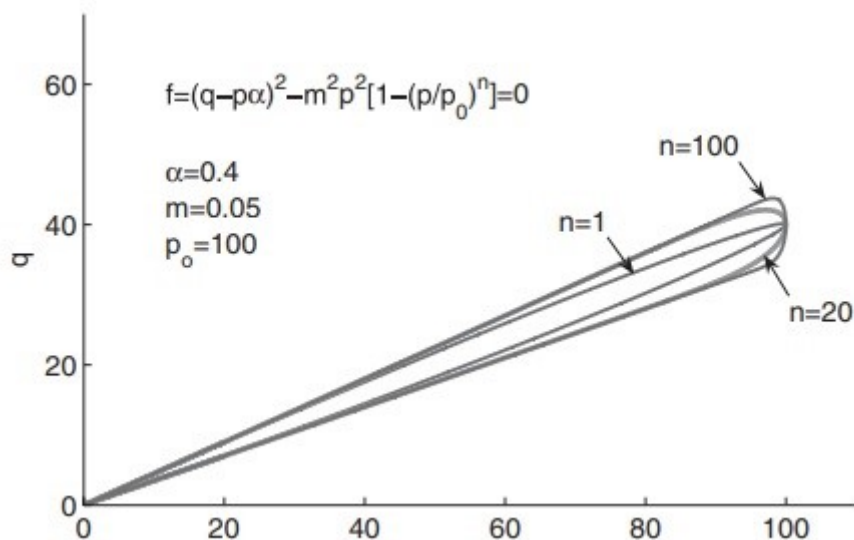


Obr. 13: Příklad plochy plasticity, mezní plochy, plochy kritického stavu a plochy dilatance (Taiebat a Dafalis 2008).

Na Obr. 13 je ukázka plochy plasticity se zakončením popsáným modifikovanou rovnicí vytvořenou Lawrenceem (1972). Rovnice plochy plasticity modelu SANISAND je.

$$f = (q - p\alpha)^2 - m^2 p^2 \left[1 - \left(\frac{p}{p_0} \right)^n \right] = 0 \quad (11)$$

Proměnná α je Taiebetem a Dafaliasem (2008) označovaná jako *back-stress ratio* a je definovaná jako úhel, který svírá plocha plasticity s osou středního napětí p . Tato proměnná také řídí rotační zpevnování plochy plasticity. Proměnná p_0 řídí zvětšování nebo zmenšování plochy plasticity (Taiebet a Dafalias 2008). Zde vystupující exponent n ovlivňuje tvar zakončení plochy plasticity a může nabývat různých hodnot. Obr. 14 popisuje vývoj tvaru zakončení plochy plasticity v závislosti na exponentu n . Jak je znázorněné na Obr. 13, model využívá další plochy, které nemají žádné ohraničení jako plocha plasticity. Hlavní úhel, který se dále využívá pro zjišťování ostatních dvou úhlů je úhel čáry CSL v kompresním režimu zatěžování a také se využívá stavový parametr ψ (Taiebat a Dafalias 2008). Důležitá je hlavně mezní plocha kvůli výpočtu plastického přetvoření uvnitř plochy plasticity.



Obr. 14: Závislost tvaru zakončení plochy plasticity na hodnotě exponentu n (Taiebat a Dafalias 2008).

Přírůstek plastického přetvoření je podle Taiebeta a Dafaliase (2008) způsoben dvěma mechanismy. První mechanismus popisuje přírůstek plastického přetvoření způsobený klouzáním a rotací zrn písku během smyku. Druhý mechanismus se nejvíce projevuje při konstantním přírůstku napětí a je způsoben drcením zrn (Taiebat a Dafalias 2008).

2.3.2 Parametry

Materiálové parametry modelu SANISAND se dělí na pět skupin:

- Elastické parametry: G_0 a K_0
- Parametry kritického stavu: $\alpha_{c,e}^c$, c , e_0 , λ , ξ
- Dilatance: n^d , A_d
- Kinematické zpevnění: n^b , h_0 , c_h
- Parametry potřebné ke kalibraci LCC: p_r , ρ_c , θ , X

Kalibrace materiálových parametrů se dělí na dvě části. Při té první se určují parametry z odvođených nebo neodvođených triaxiálních zkoušek v kompresním nebo extenzním režimu.

Aby byla kalibrace dostatečně přesná, je potřeba provést kalibraci na velkém počtu vzorků s různými hodnotami čísla pórovitosti a s různými komorovými tlaky (Taiebat a Dafalias 2008). Druhá část kalibrace se zaměřuje na kompresní parametry LCC.

Elastické parametry – Do tohoto oddílu patří smykový modul G_0 a objemový modul K_0 . Oba tyto parametry se určují z odvođeného triaxiálního testu (Taiebat a Dafalias 2008).

Parametry CSL – Mezi tyto parametry patří $\alpha_{c,e}^c$, c , e_0 , λ a ξ . Pro kalibraci těchto parametrů je potřeba monotónní triaxiální test, který se blíží kritickému stavu (Taiebat a Dafalias 2008). Hodnoty $\alpha_{c,e}^c$ a c lze jednoduše získat vykreslením výsledků triaxiálního testu v prostoru p - q . Obdobně se dají ostatní parametry získat z vykreslených dat triaxiální zkoušky v prostoru e - p_{at} .

Dilatanční parametry – Pro tento model jsou potřeba dva dilatanční parametry (Taiebat a Dafalias 2008). Parametr n^d se určuje interpolací dat z různých testů stavu fázové transformace. Ten koresponduje s vrcholem objemového přetvoření při drénovaném testu a také vrcholem pórového tlaku $u-u_0$ při nedrénovaném testu. Pro kalibraci parametru A^d jsou potřeba přesná napěťová a dilatanční data.

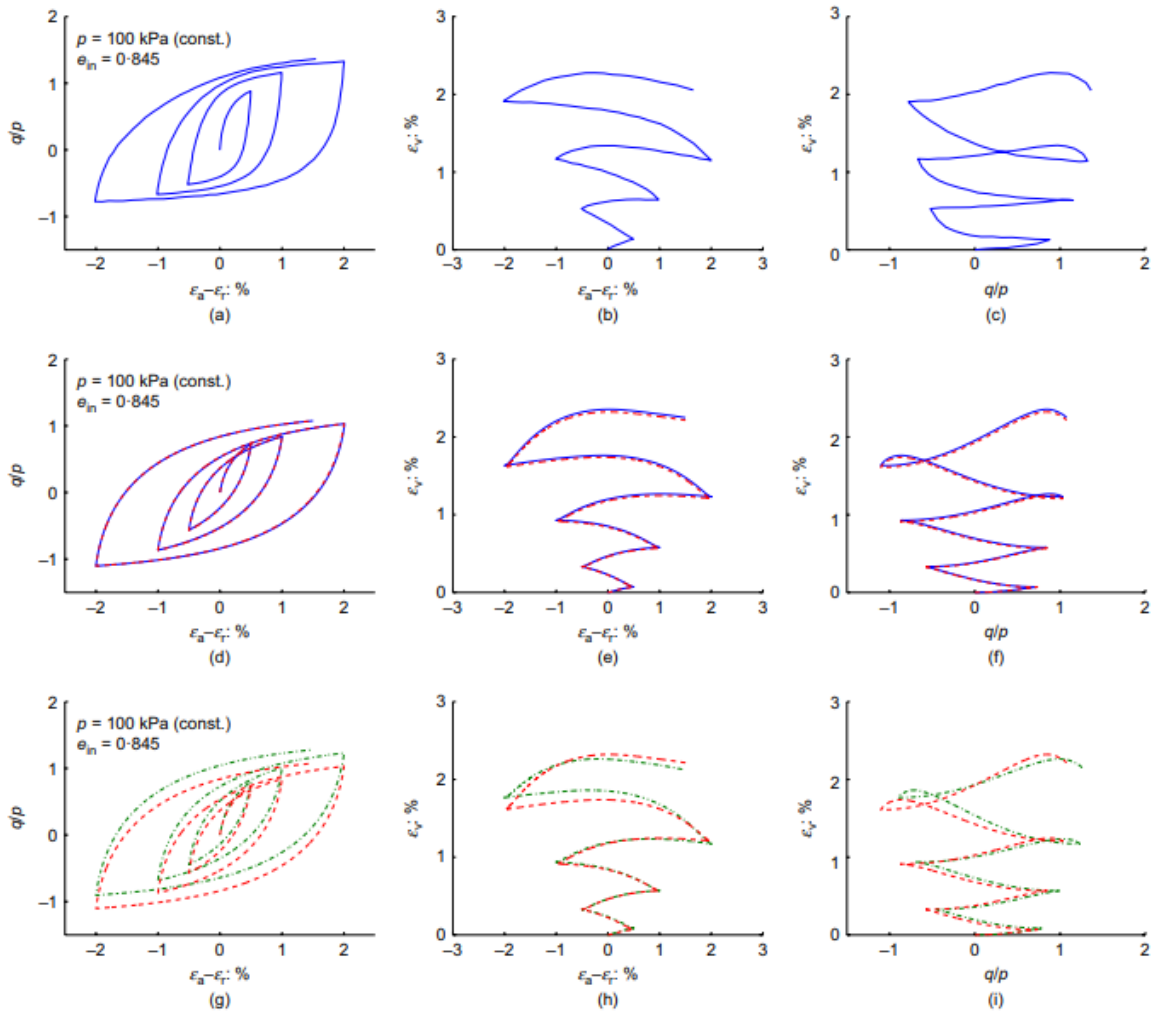
Parametry pro kinematické zpevnění – Parametr n^b je určován z drénovaných nebo nedrénovaných testů, v rovnicích pro jeho určení jsou potřeba hodnoty při dosažení vrcholového stavu. Ostatní parametry jsou určovány pomocí metody pokus-omyl (Taiebat a Dafalias 2008).

Kompresní parametry – Pro kalibraci těchto parametrů jsou potřeba data ze zkoušek izotropního stlačení, ve kterých byly vzorky zatíženy vysokým tlakem, který odpovídá LCC režimu. Parametr θ řídí přechod režimu z malých napětí do režimu LCC a je závislý na tvaru zrn (Taiebat a Dafalias 2008).

2.3.3 Srovnání experimentálních dat a simulací

Pro srovnání experimentálních dat byl zvolen upravený model SANISAND-Z, který využívá teorii čistě nulového elastického přetvoření (Dafalias a Taiebat 2016). To je umožněno zmenšením plochy plasticity limitně k nule. Taková plocha plasticity se poté stane aktuálním bodem napětí v prostoru hlavních napětí. Všechny simulace jsou převzaté od Dafaliasa a Taiebata (2016).

Na Obr. 15 je ukázané srovnání simulací a naměřených dat na Toyoura pískách. Zde provedený test byl triaxiální drénovaný test s konstantním středním napětím na vzorcích kyprých písků, které byly izotropně konsolidovány (Dafalias a Taiebat 2016). Během testů byla zvyšována amplituda smykového přetvoření. Samotná simulace modelu SANISAND-Z je ukázána na obrázcích (d), (e), (f) a je popsána plnou čarou. Na obrázcích (g), (h) a (i) je ukázána simulace tohoto testu pomocí modelu s dvěma plochami plasticity popsaného Dafaliasem a Manzarim (2004) s dvěma rozdílnými rovnicemi pro přírůstek kritického napětí. Model SANISAND-Z velmi dobře kopíruje experimentální data a popisuje zvyšování a snižování pevnosti a objemové změny během cyklického zatěžování. Velká výhoda modelu s čistě nulovým elastickým přetvořením je i jeho velká schopnost popisovat cyklické zatěžování s malou amplitudou (Dafalias a Taiebat 2016).



Obr. 15: Srovnání simulace a experimentálních dat na Toyoura písku (a), (b), (c) jsou naměřená experimentální data. (d), (e), (f), (g), (h), (i) jsou simulace (Dafalias a Taiebat 2016).

2.4 Severn-Trent

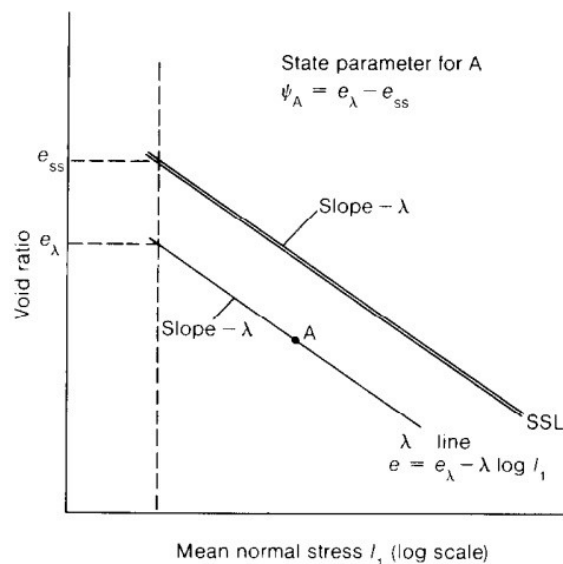
Model pojmenovaný Severn-trent je konstituční model založený na principu kinematického zpevnování a plasticity s mezní plochou. Základní idea tohoto principu je taková, že plocha plasticity může měnit svoji polohu v závislosti na namáhání. Změna polohy může být pohybem translačním a rotačním (Herle 2003).

2.4.1 Popis modelu

Tento model využívá stavový parametr ψ , který byl poprvé popsán Beenem a Jefferiesem (1985) a je definován jako rozdíl čísla pórovitosti písku v počátečním stavu a čísla pórovitosti v konečném stavu, do kterého se písek dostane při zatěžování konstantním středním efektivním napětím (Been a Jefferies 1985). Jeho vzorec je následující,

$$\psi = v - v_\lambda + \lambda \ln p \quad (12)$$

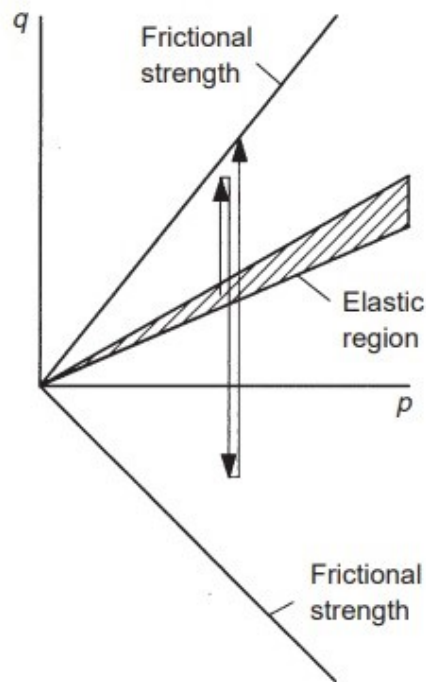
kde v_λ a λ jsou konstituční parametry popisující polohu čáry kritického stavu pro specifický objem v a střední efektivní napětí p (Gajo a Wood 1999a). Pro získání parametru ψ je nejprve potřeba znát *Steady state line*, což je ekvivalent čáry kritického stavu. K určení pozice a sklonu křivky je potřeba provést několik izotropně konsolidovaných nedrénovaných triaxiálních testů o různých číslech pórovitosti a napětí, přitom z každé této zkoušky získáme jeden bod *Steady state* (Been a Jefferies 1985). Po vynesení těchto bodů do grafu s osami čísla pórovitosti a prvního invariantu napětí vznikne steady state line a lze tak získat stavový parametr ψ z grafu, jak je popsáno na Obr. 16.



Obr. 16: Definice stavového parametru ψ na grafu s osami čísla pórovitosti a prvního invariantu napětí (Been a Jefferies 1985).

Důvodem, proč definujeme tento parametr, je snaha popsat mechanické chování partikulární látky, které je závislé jak na hustotě (pyknotropie) tak i na tlaku (barotropie). Pokud se využije tento výše zmíněný parametr, není potřeba využít mnoha konstitučních parametrů pro popis písků o různých hustotách a efektivních napětí (Gajo a Wood 1999a).

Plocha plasticity a obálka pevnosti, která se v tomto případě nazývá *strength surface*, mají tvar klínu se začátkem v počátku, jak je znázorněno na Obr. 17, který názorně obě plochy popisuje.



Obr. 17: Znárodnění mezní plochy (shodné s obálkou pevnosti) a plochy plasticity (Gajo a Wood 1999a).

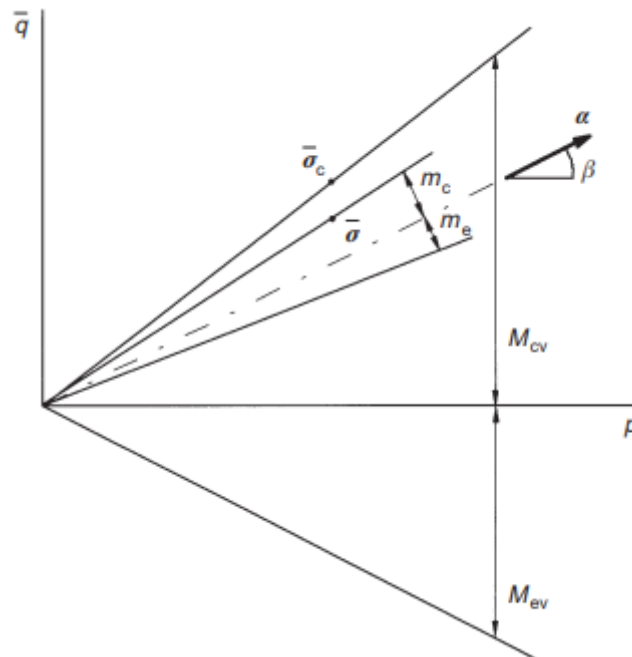
Úhel rozevření obálky pevnosti a čáry kritického stavu je definován poměrem r . Na této rovnici, v níž člen k je konstituční parametr,

$$r = 1 - k\psi \quad (13)$$

je vidět závislost velikosti obálky pevnosti a plochy plasticity na tlaku působící na písek a jeho hustotě (Gajo a Wood 1999a). Pokud se písek nachází v kritickém stavu, hodnota r se rovná jedné a obálka pevnosti a plocha kritického stavu jsou téměř totožné.

Kvůli závislosti plochy plasticity a obálky pevnosti na parametru ψ , který způsobuje lehké zakřivení stran plochy plasticity a obálky pevnosti, je výhodné místo jejich popisu v prostoru deviatorového napětí vůči střednímu napětí zvolit normalizovaný prostor, ve kterém je deviatorové napětí děleno výrazem $1 - k\psi$ (Gajo a Wood 1999a). Plocha plasticity a obálka pevnosti jsou kvůli této normalizaci klíny s konstantní velikostí a jejich strany jsou rovné. Pokud by se tato normalizace nevyužila, při konstantním přírůstku napětí by došlo k dostatečnému zmenšení plochy plasticity až by protнула čáru napětí a došlo by k plastické deformaci. Manzari a Dafalias (1997) řešili tento problém ve svém modelu a museli

definovat určitá omezení pro dilatanci. Na Obr. 18 jsou popsány plocha plasticity a obálka pevnosti v normalizovaném prostoru.



Obr. 18: Normalizovaná plocha plasticity a obálka pevnosti (Gajo a Wood 1999a).

Z Obr. 18 se dá také zjistit další výhoda normalizovaného prostoru. Tou výhodou je určení polohy plochy plasticity pomocí vektoru její osy α , která se vypočítává pomocí úhlu mezi osou plochy plasticity a osou středního efektivního napětí (Gajo a Wood 1999a). Protože je tento konstituční model definován v normalizovaném prostoru, je potřeba všechny konstituční elasto-plastické vztahy upravit do požadovaného tvaru. Toto normalizování by se dalo jednoduše popsat jako zavádění členu $1-k\psi$ do rovnic nebo jako využití normalizovaného deviatorového napětí a normalizovaného přírůstku napětí.

V tomto modelu se dají použít dvě různé rovnice pro pravidlo tečení. První rovnice je závislá na parametru ψ . Využití tohoto parametru bylo dříve použito v modelu popsaném Manzarim a Dafaliasem (1997). Tvar rovnice je následující:

$$d = A[M_{cv}(1 + k_d\psi) - \eta] \quad (14)$$

Pokud nabývají parametry $A = 1$ a $k_d = 0$, tak je tato formulace pravidla tečení totožná s pravidlem tečení v původním modelu Cam jílu publikovaném Roscoem a Schofieldem (1963).

Druhá rovnice parametr ψ nevyužívá a byla popsána Woodem (1994) a její znění je:

$$d = A(M_{cv} - \eta)^Y \quad (15)$$

Podobně jako v první rovnici pravidla tečení bude i tato rovnice shodná s pravidlem tečením v originálním modelu Cam jílu, pokud budou parametry A a γ rovné 1. Jejich srovnání se věnují Gajo a Wood (1999a) a při srovnání experimentálních dat a simulací došli k pozorování, že pravidlo tečení, které má ve své definici zakomponovaný stavový parametr ψ , lépe odpovídá naměřeným údajům. Směr přírůstku plastického přetvoření je popsán rovnicí:

$$\mathbf{m} = \{m_q, m_p\}^T \quad (16)$$

První člen je definován následovně:

$$m_q = \frac{1}{\sqrt{1+d^2}} \quad (17)$$

Druhý člen je definován jako:

$$m_p = \frac{d}{\sqrt{1+d^2}} \quad (18)$$

Pro definování translačního pravidla a pravidla zpevnění je potřeba definovat *conjugate* napětí σ_c , které leží na obálce pevnosti, jak je názorně ukázáno na Obr. 18 (Gajo a Wood 1999a), a napětí σ ležící na ploše plasticity. Obě napětí mají stejné střední napětí p . Protože je celý model definován v normalizovaném prostoru, musí se i tady použít normalizované znění. Gajo a Wood (1999a) uvádějí, že osa plochy plasticity se může pohybovat pouze ve směru mezi *conjugate* napětím σ_c a napětím na ploše plasticity σ v normalizovaném prostoru s podmínkou, že plocha plasticity se nikdy nemůže dotknout obálky pevnosti. Rozdíl vzdáleností $\bar{\sigma}_c$ a $\bar{\sigma}$ se značí jako b a jeho vzorec je:

$$b = n_q(\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}) \quad (19)$$

Tento rozdíl nabývá nejvyšší hodnoty, když je plocha plasticity co nejbližší obálce pevnosti (Gajo a Wood 1999a). Tento rozdíl a maximální hodnota rozdílu označovaná jako b_{\max} poté vstupují do hyperbolické rovnice popisující přírůstek plastického přetvoření. Kvůli tomu lze popsat vyšší pevnost zemin po jejich odlehčení (Gajo a Wood 1999a).

2.4.2 Parametry

Konstituční parametry tohoto modelu se dělí na dvě skupiny. První skupina jsou parametry popisující elastické chování, kterými jsou Youngův modul E a Poissonova konstanta ν (Gajo a Wood 1999a). Druhá skupina konstitučních parametrů slouží k popisu plastického chování. Mezi ně patří 8 následujících parametrů: pro popis lokální čáry kritického stavu se využívají parametry λ a ν_k ; kritický úhel vnitřního tření; parametry R a k , které řídí velikost obálky pevnosti a plochy plasticity; parametry

A a k_d pro zákon tečení; parametr B pro popis hyperbolických plastických vztahů (Gajo a Wood 1999a). Gajo a Wood (1999a) uvádí, že tyto parametry jsou dostačující pro popis chování písků pro jakékoliv hustoty a napětí, ale nesmí docházet k drčení zrn písku.

Parametry modelu se získávají z více méně standardních testů. Pro elastické parametry se používají dynamické testy a pro parametry kritického stavu se využívají neodvodněné triaxiální testy (Gajo a Wood 1999a).

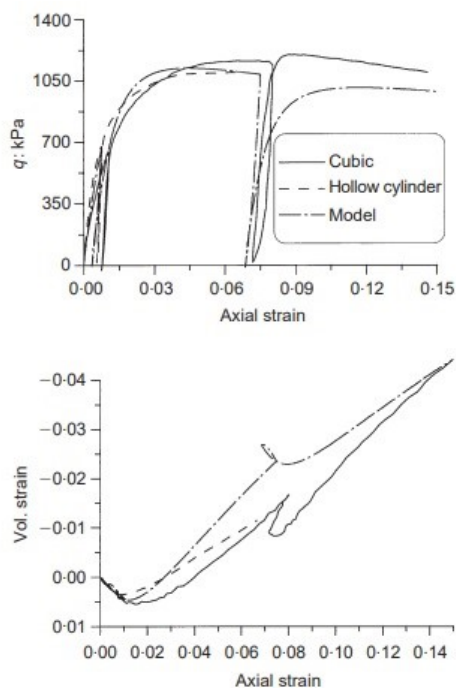
Efekt a význam jednotlivých parametrů se liší podle toho, jaký typ triaxiálního testu se simuluje. Hlavní rozdíly jsou způsobeny hustotou písků a režimem zkoušky. Gajo a Wood (1999a) komentují potřebu získání parametrů A, B, k a k_d pomocí metody pokus-omyl. Tyto 4 parametry mají největší význam pro simulace triaxiálních testů.

Pro drénované triaxiální testy na hutných pískách je nejdůležitější parametr k , který zvyšuje vrcholovou pevnost písků a má významnou roli v simulaci napěťo-deformačního chování zeminy. Zvyšováním hodnoty parametru A dochází k rychlejšímu a méně tuhému chování zeminy (Gajo a Wood 1999a). Tento parametr A je také důležitý pro získání hodnoty dilatance. Význam parametru B je v tomto případě nižší oproti ostatním čtyřem parametrům a jeho význam je takový, že s jeho růstem dochází k snižování pevnosti písků. Parametr k_d má význam pro počáteční hodnotu kompresního objemového přetvoření. Simulace drénovaného triaxiálního testu na kyprých pískách je méně choulostivá na výše zmíněné parametry až na jednu výjimku, kterou je parametr A (Gajo a Wood 1999a). S jeho zvyšováním dochází k zvyšování objemové stlačitelnosti písků.

U nedrénované zkoušky jsou významy parametrů trochu odlišné. Simulace nedrénované zkoušky na hutných pískách je citlivá na parametry A a B kvůli jejich významu na přírůstek počátečního kladného pórového tlaku. Parametr k_d má na rozdíl od parametrů A a B opačný efekt na pórový tlak a je důležitý pro počáteční část čáry napětí. Reakce na parametr B je rozdílná oproti ostatním parametrům v tom, že jeho zvyšování vede k méně tuhému chování materiálu na rozdíl od ostatních parametrů, které zvyšují tuhost materiálu při zvyšování jejich hodnoty (Gajo a Wood 1999a). Simulace nedrénované zkoušky na kyprých pískách je velmi citlivá na hodnotu vrcholové pevnosti a tím je dána důležitost parametrů A a B, které vedou k indukování velkých kladných pórových tlaků a tím snižují vrcholovou pevnost (Gajo a Wood 1999a). Ostatní parametry mají zanedbatelný efekt.

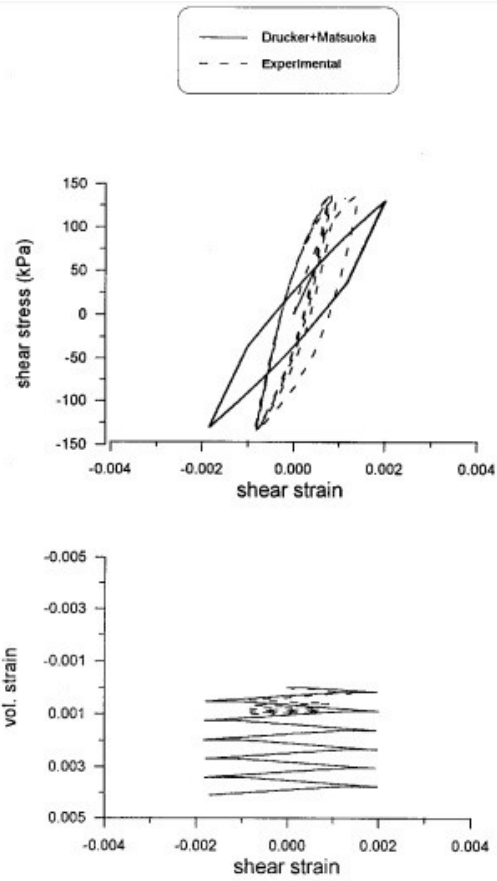
2.4.3 Srovnání experimentálních dat a simulací

V literatuře byly popsány dva případy simulování cyklického triaxiálního testu. Gajo a Wood (1999a) komentují problémy modelu spojené s cyklickým zatěžováním zeminy. Možnost úpravy a zlepšení schopnosti modelu poskytnout relevantní odezvu by bylo zavedení anizotropní elasticity do modelu (Gajo a Wood 1999b). Obr. 19 popisuje problém modelu, kterým je objemové přetvoření při odlehčení během cyklického zatěžování.



Obr. 19: Simulace cyklické drénované zkoušky na hutném písku (Gajo a Wood 1999a).

Obr. 20 popisuje cyklickou rotační zkoušku s dutým vzorkem (*hollow cylinder*) prováděnou na Hostun písku. Zde použitý model je Severn-Trent pro multiaxiální prostor (Gajo a Wood 1999b). Zde se objevuje problém s malou počáteční elasticou tuhostí a potřebou modelu mít nerealisticky malou hodnotu Poissonovy konstanty pro získání konzistentních simulací nedrénovaných triaxiálních zkoušek (Gajo a Wood 1999b).



Obr. 20: Simulace cyklické rotační zkoušky na dutém vzorku (Gajo a Wood 1999b).

3 Metody simulace pomocí cyklické akumulace

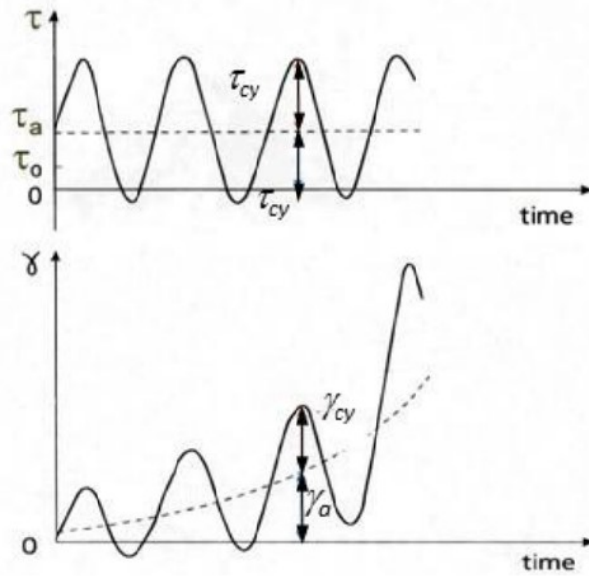
V této části budou probrány dva způsoby simulování cyklického zatěžování. Prvním popsáním bude model UDCAM (Jostad et al. 2014), který využívá *load parcels* na popis cyklického zatěžování. Druhým popisovaným modelem je high-cycle accumulation (HCA) model vytvořen Niemunisem et al. (2005), který využívá explicitní strategii výpočtu akumulace přetvoření. V kapitole 4 budou prezentovány případové studie převzaté z literatury, které využívají pro svůj výpočet tyto dva modely.

3.1 Load parcels

V této kapitole se budeme zabývat metodou simulace cyklického zatěžování pomocí modelu UDCAM a jeho následném použití v modelování pomocí metody konečných prvků. Model UDCAM (Undrained Cyclic Accumulation Model) místo analýzy celkového cyklického zatěžování v čase využívá tzv. *load parcels*. To jsou hypotetické balíky zatížení s konstantní průměrnou a cyklickou zatěžovací amplitudou (Jostad et al. 2014). Díky tomu nedochází k akumulaci velkých výpočetních chyb. Pro výpočet pomocí této metody se bere v úvahu to, že zemina je vystavena nedrénovanému statickému a cyklickému zatěžování. Vstupními parametry metody jsou idealizované cyklické zatěžování a 3D konturové diagramy (contour diagrams) (Jostad et al. 2014).

3.1.1 Cyklické konturové diagramy

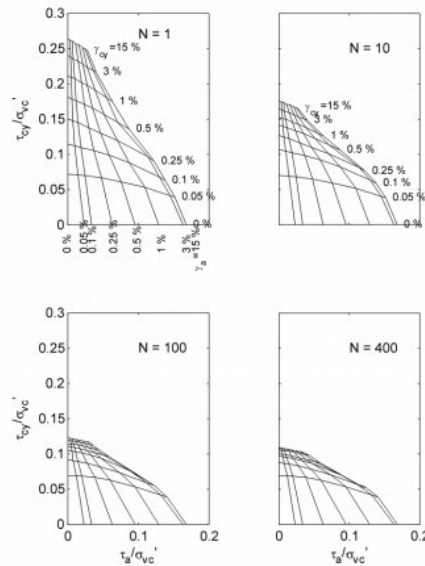
Kvůli výrazné závislosti zeminy na úrovni průměrného smykového napětí je během testů cyklického zatěžování aplikovaná amplituda cyklického smykového napětí τ_{cy} společně s konstantním smykovým napětím τ_a (Jostad et al. 2014). Z naměřených hodnot lze poté zjistit vývoj průměrného smykového přetvoření γ_a a amplitudy cyklického smykového přetvoření γ_{cy} , která je funkcí počtu cyklů N v čase (Jostad et al. 2014). To názorně uvádí Obr. 21.



Obr. 21 : Vývoj průměrného a cyklického smykového přetvoření v závislosti na počtu cyklů při zatěžování průměrným a cyklickým smykovým namáháním (Jostad et al. 2014).

3.1.2 Konturové diagramy

Zachycené nelineární vztahy mezi průměrným smykovým napětím τ_a , cyklickým smykovým napětím τ_{cy} , průměrným smykovým přetvořením γ_a , cyklickým smykovým přetvořením γ_{cy} a počtem cyklů je následně vyneseno do konturového diagramu (Jostad et al. 2014). To se provádí místo aplikování naměřených hodnot do pokročilých konstitučních modelů pro cyklické zatěžování z důvodu vysoké nepřesnosti (Jostad et al. 2014).



Obr. 22: Příklad konturového diagramu pro jednoduchý smykový test převzatého od Jostada et al. (2014). V obrázcích jsou vidět řezy grafu pro počet cyklů 1, 10, 100 a 400.

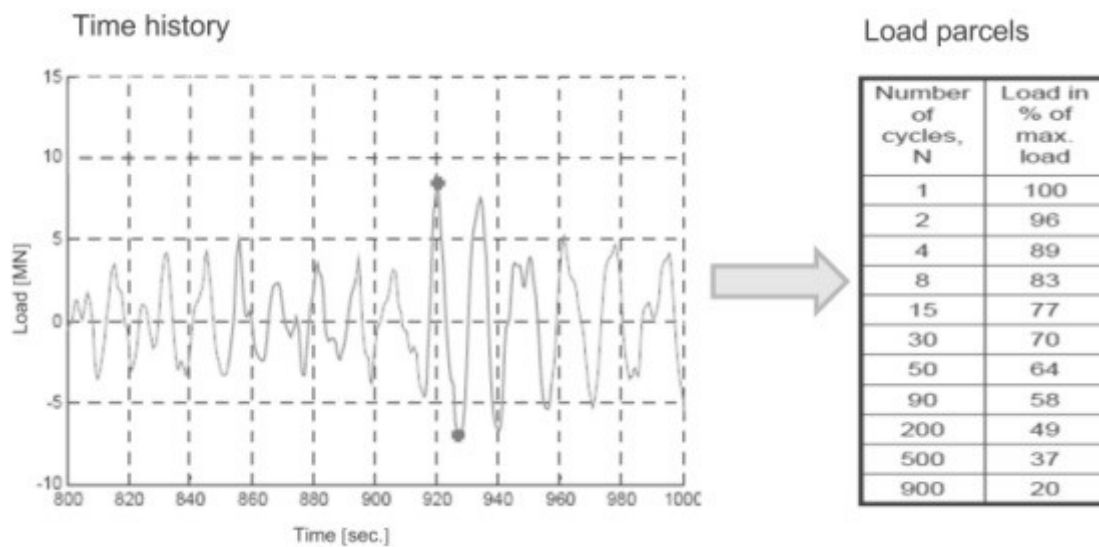
Meze těchto grafů tvoří cyklická smyková pevnost. To je kombinace průměrného a cyklického smykového napětí při velkých průměrných nebo cyklických smykových přetvoření jako funkce počtu cyklů (Jostad et al. 2014). Podle Jostada et al. (2014) je porušení definováno jako 15 % smykového přetvoření. Na Obr. 22 je použita normalizace pomocí efektivního konsolidačního napětí σ'_{vc} před nedrénovaným testem. Lze ovšem použít i jiné normalizační napětí, např. s_u^c . Následnou denormalizací se získá platný diagram pro určitou vrstvu zeminy (Jostad et al. 2014). Výhodou tvorby těchto konturových grafů je to, že výsledky malého počtu testů jsou interpolovány a extrapolovány v prostoru hlavních napětí kontrolovatelnou dou za pomoci zkušeností z testů na podobných zeminách (Jostad et al. 2014). Konturové diagramy jsou digitalizovány z tabulek vzorových bodů proměnných $(\tau_a, \tau_{cys}, \gamma_a, \gamma_{cys}, N)_k$ a následně se pro získání hodnot používá jednoduchá interpolace. Pro získání jedné proměnné potřebujeme znát tři další, přičemž alespoň jedna z proměnných je hodnota přetvoření nebo napětí (Jostad et al. 2014). Pro získání 3D stavu napětí se používá jednoduchá interpolace mezi triaxiálním testem a jednoduchým smykovým stavem napětí. Pokud chybí pokročilejší testy jako triaxiální smyková zkouška, předpokládá se, že jednoduchý smykový test je dostatečně reprezentativní pro všechny zbylé stavy napětí nepokryté triaxiální zkouškou (Jostad et al. 2014).

3.1.3 Load parcels

Místo vkládání celé historie zatěžování do modelu konečných prvků je vhodnější vkládání tzv. load parcels. Ty se tvoří rozdělením celé historie zatěžování na určitý počet idealizovaných balíků s konstantní amplitudou cyklického zatížení okolo konstantního průměrného zatížení, jak lze vidět na Obr. 23 (Jostad et al. 2014).

Existují různé metody pro získání load parcels a neustále probíhá další výzkum (Jostad et al. 2014). Jedna z metod je rain flow method (Matsuishi and Endo, 1968), která byla vyvinuta pro získávání fatigue limit state ocelových komponentů namáhaným cyklickým zatěžováním. Další metoda označovaná jako counting method vyvinutá Norským geotechnickým institutem funguje na principu počítání cyklů

zatěžování s různou úrovní cyklického zatížení okolo plynule se měnícího průměrného zatížení (Khoa et al. 2017).



Obr. 23: Transformace historie zatěžování na load parcels s konstantním cyklickým zatěžováním a nulovou hodnotou průměrného zatěžování (Jostad et al. 2014).

Historie cyklického zatěžování je interpretovaná jako ekvivalentní počet cyklů N_{eq} na aktuální úrovni cyklického smykového napětí. Tento ekvivalentní počet cyklů, který odpovídá maximálnímu počtu cyklů, které způsobí stejné cyklické smykové přetvoření jako reálné cyklické zatížení (Khoa et al. 2017). N_{eq} se získává z konturového diagramu s využitím cyklického smykového přetvoření γ_{cy} jako stavového parametru (Andersen 1976).

3.1.4 Výpočetní fáze

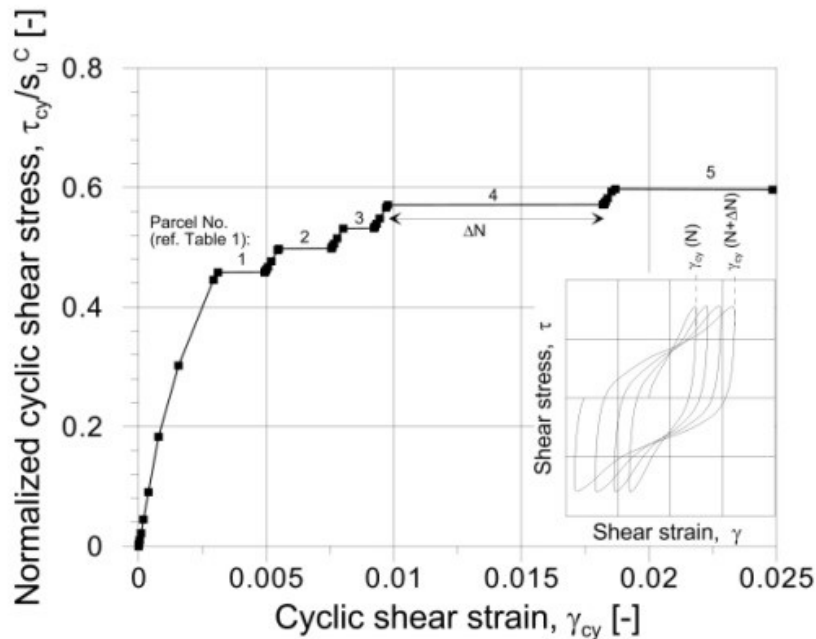
Analýza určité *load parcel* probíhá ve třech fázích a procedura musí být tzv. *semi coupled*, kvůli spojení průměrných a cyklických smykových napětí o-deformačních vztahů. Fáze analýzy jsou následující tři kroky. Během první fáze dochází k aplikaci průměrného zatížení F_a , při druhé fázi se aplikuje cyklické zatížení F_{cy} a na třetí fázi se vkládá počet cyklů ΔN (Jostad et al. 2014). Průměrné a cyklické materiálové parametry jsou aktualizovány mezi každou fází (Jostad et al. 2014). Z první fáze je výstup τ_a a γ_a , které jsou funkce N_{eq} , γ_{cy} a F_a . Druhá fáze, též cyklická, má výstupy γ_{cy} , τ_{cy} a N_{eq} , které jsou funkcí γ_a , F_{cy} a ΔN . Třetí fáze pouze určuje nový počet ΔN (Jostad et al. 2014).

Jednoduchá ukázka výpočetní fáze bude popsána na převzatém výpočtu jednoduchého cyklického smykového testu od Jostada et al. (2014). Materiálové vlastnosti zeminy jsou definovány konturovým diagramem na Obr. 22. Bylo aplikováno pět *load parcels* s nulovým průměrným horizontálním napětím, které jsou popsány v Tab. 1.

Parcel	1	2	3	4	5
τ_{cy}/s_u^C	0.458	0.498	0.531	0.571	0.598
ΔN	15	8	4	2	1
Calculated N_{eq}	15	15	13	10	8

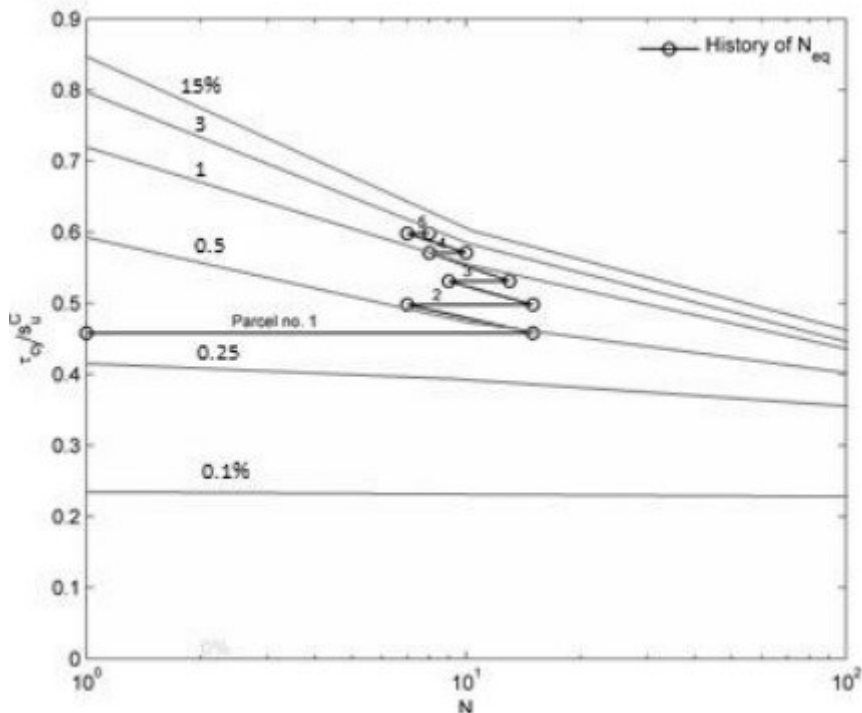
Tab. 1: Hodnoty počtu cyklů, N_{eq} a cyklického napětí použité pro ukázkový výpočet (Jostad et al. 2014).

Na Obr. 24 je popsán napěťo-deformační vztah při cyklickém zatěžování. Rovné části křivky na stejném obrázku ukazují přírůstek cyklického smykového přetvoření závislého na počtu cyklů s konstantní amplitudou smykového napětí.



Obr. 24 : Napěťo-deformační křivka cyklického smykového testu získaného ze simulace (Jostad et al. 2014).

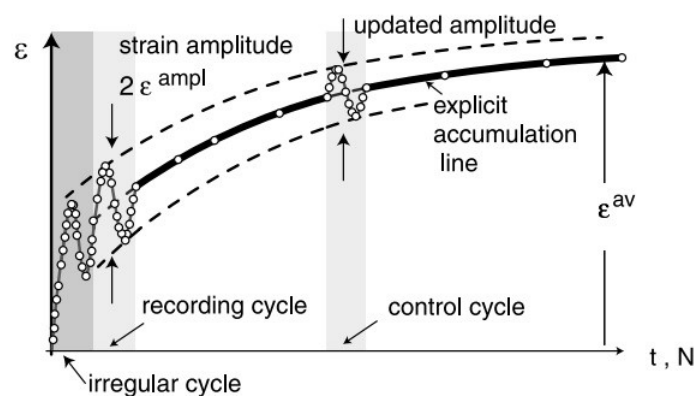
Na Obr. 25 je popsán vývoj ekvivalentního počtu cyklů a cyklického smykového přetvoření při zatěžování *load parcels*. Graf zachycuje v prostoru cyklické smykové přetvoření a počet cyklů. Body na křivce ukazují průběh změny N_{eq} a udávají hodnotu cyklického smykového přetvoření na začátku a na konci load parcel (Jostad et al. 2014).



Obr. 25: Vývoj N_{eq} a smykového cyklického přetvoření v čase během simulované cyklické smykové zkoušky (Jostad et al. 2014).

3.2 A high-cycle accumulation model for sand

High-cycle accumulation model je moderní nástroj pro výpočet přetvoření při cyklickém zatěžování. Model je založen na explicitní metodě popisu cyklů, podobně jako model od Jostada et al. (2014). Díky tomu se podobá vazkoplastickým modelům, ale na místo proměnné času t využívá jako proměnnou počet cyklů N (Niemunis et al. 2005). Model je dále implementován do konvenčních programů využívající pro simulaci metodu konečných prvků. Princip získávání kumulovaného přetvoření pomocí metody konečných prvků je ukázán na Obr. 26.



Obr. 26: Ukázka explicitního způsobu určení kumulovaného přetvoření metodou konečných prvků (Niemuis et al. 2005).

3.2.1 Popis modelu

Základní a nejdůležitější část modelu je rovnice pro získání přírůstku akumulovaného přetvoření \mathbf{D}^{acc} . Tento přírůstek je popsán rovnicí,

$$\mathbf{D}^{acc} = \mathbf{m} f_{ampl} \dot{f}_N f_p f_Y f_e f_\pi \quad (20)$$

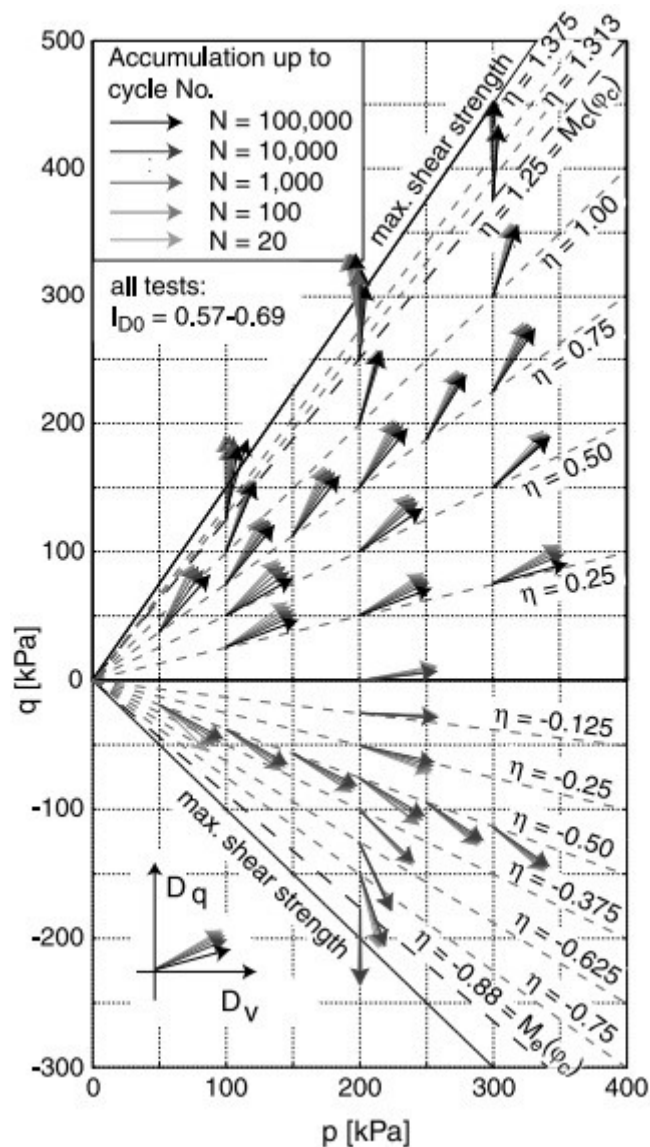
v níž f_{ampl} popisuje význam amplitudy přetvoření ϵ^{ampl} , funkce \dot{f}_N udává hodnotu počtu cyklů zatěžování, funkce f_p udává význam průměrného středního napětí p^{av} , funkce f_Y popisuje význam průměrného přírůstku napětí, funkce f_e udává význam čísla pórovitosti, a funkce f_π popisuje změny polarizace deformační smyčky (Niemunis et al. 2005). Tab. 2 shrnuje funkce a jejich parametry pro výpočet. Do rovnice také vstupuje parametr \mathbf{m} , který popisuje směr akumulace v prostoru přetvoření (Niemunis et al. 2005). Tento parametr je určován z provedení mnoha triaxiálních zkoušek a trochu se mění v závislosti na počtu cyklů N , jak je ukázáno na Obr. 27. Pomocí pozorování Niemunise et al. (2005) a zkoušek byla objevena možnost přibližného výpočtu \mathbf{m} pomocí rovnice pro výpočet pravidla tečení pro modifikovaný model Cam jílů ve znění

$$\mathbf{m} \sim \frac{1}{3} \left(p - \frac{q^2}{M^2 p} \right) \mathbf{1} + \frac{3}{M^2} \mathbf{T}^* \quad (21)$$

I když byl zmíněno to, že se \mathbf{m} mění v závislosti na počtu cyklů, je v tomto modelu tato situace ignorována (Niemunis et al. 2005).

Function	Parameter
$f_{ampl} = \min \left\{ \left(\frac{\epsilon^{ampl}}{10^{-4}} \right)^{C_{ampl}} ; 10^{C_{ampl}} \right\}$	C_{ampl}
$\dot{f}_N = \frac{C_{N1} C_{N2}}{1 + C_{N2} N} + C_{N1} C_{N3}$	C_{N1}, C_{N2}, C_{N3}
$f_p = \exp[-C_p (p^{av} / (100 \text{ kPa}) - 1)]$	C_p
$f_Y = \exp(C_Y \bar{\gamma}^{av})$	C_Y
$f_e = \frac{(C_e - e)^2}{1 + e} \cdot \frac{1 + e_{max}}{(C_e - e_{max})^2}$	C_e

Tab. 2: Shrnutí definic a parametrů jednotlivých funkcí (Macháček et al. 2018).



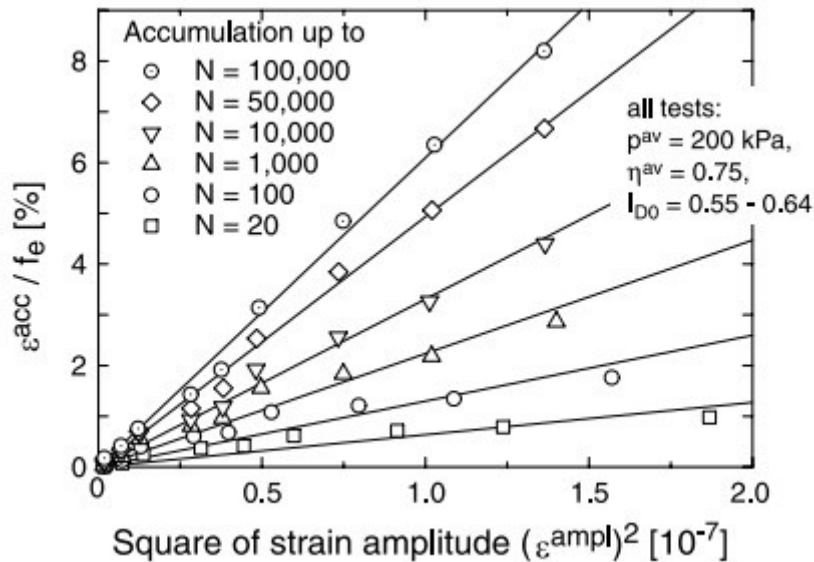
Obr. 27: Směry přírůstku akumulovaného přetvoření určeného z triaxiálních zkoušek (Niemunis et al. 2005)

Jak už bylo zmíněno výše, model využívá explicitní strategii výpočtu přetvoření. Kvůli tomu se musí na rozdíl od implicitních metod oddělit přírůstek nevratného přetvoření na akumulované \mathbf{D}^{acc} a plastické \mathbf{D}^{pl} (Niemunis et al. 2005). Pokud by rozdělení neproběhlo, docházelo by při výpočtech pomocí metody konečných prvků k tenzi nebo k nadměrnému přírůstku napětí.

Nejdůležitější proměnou pro výpočet přírůstku akumulace je funkce f_{ampl} , která pronáší do výpočtu vliv velikosti amplitudy ϵ^{ampl} , která je rozdílná pro *In-phase* cyklus a *Out-of-phase* cyklus (Niemunis et al. 2005). Pro výpočet f_{ampl} se volí dvě rovnice, přičemž první se využívá, když je hodnota ϵ^{ampl} výrazně menší jak 10^{-3} a její znění je

$$f_{ampl} = \left(\frac{\epsilon^{ampl}}{\epsilon_{ref}} \right)^2 \quad (22)$$

kde ϵ_{ref}^{ampl} je referenční hodnota, která je Niemunisem et al. (2005) zvolena jako 10^{-4} . Druhá rovnice je zvolena, pokud není hodnota ϵ^{ampl} výrazně menší jak 10^{-3} a nabývá hodnoty $f_{ampl} = 100$.

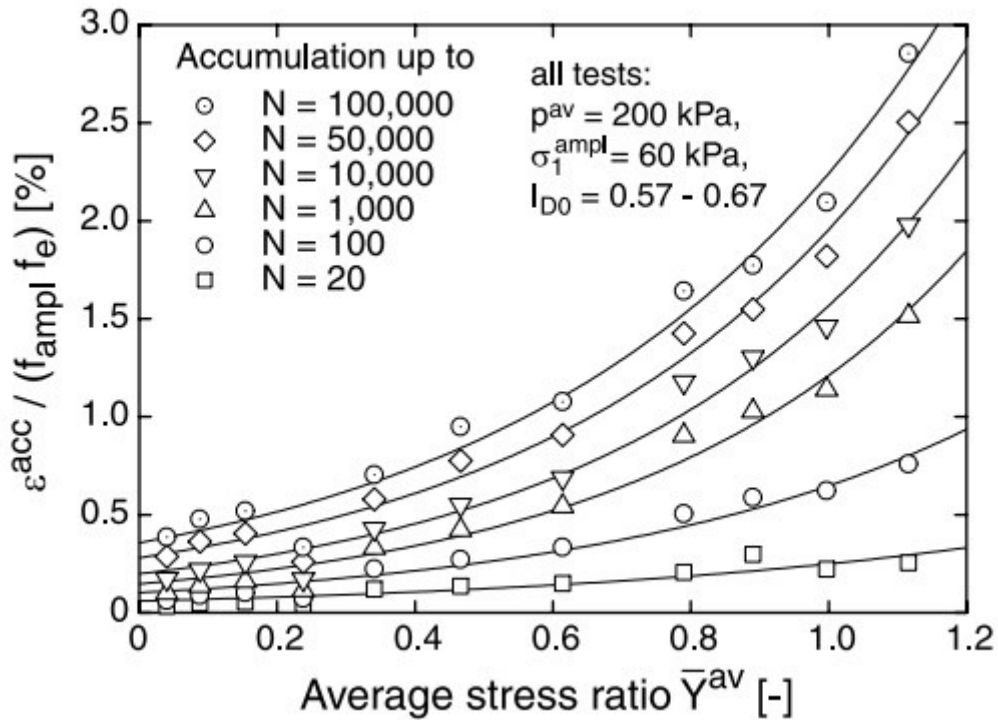


Obr. 28: Ilustrovaný příklad úměrnosti přírůstku akumulace na druhou mocninu amplitudy přetvoření (Niemunis et al. 2005).

Obr. 28 názorně ukazuje závislost přírůstku akumulace na druhé mocnině amplitudy přetvoření. Tato závislost platí do hodnoty ϵ^{ampl} rovné 10^{-3} (Niemunis et al. 2005). Velikost amplitudy přetvoření také závisí na pravidelnosti nebo nepravidelnosti zatěžovacích cyklů a na tom, jestli je velikost amplitud přetvoření dostatečně malá, protože high-cycle accumulation model je omezen na malé zatěžování (Niemunis et al. 2005).

Z důvodu toho, že cyklická akumulace není závislá jenom na čísle pórovitosti a napětí, je potřeba do modelu zavést parametry, které by popisovaly historii zatěžování. Tato historie zatěžování je Niemunisem et al. (2005) označována jako *cycle preloading* a je popsána dvěma parametry. Prvním parametrem je skalární hodnota g^A , která popisuje význam počtu cyklů N a velikost ϵ^{ampl} . Druhým parametrem je π , který popisuje dřívější polarizaci smyčky přetvoření (Niemunis et al. 2005). U obou parametrů je problém v určování jejich hodnoty. Niemunis et al. (2005) komentují získání parametru g^A in situ pomocí jeho podobnosti s potenciálem ztekucení popsaného Ishiharem (1993).

Jak už bylo zmíněno u rovnice pro D^{acc} , je přírůstek akumulace závislý na průměrném přírůstku napětí, průměrném středním napětí a čísle pórovitosti. Význam přírůstku průměrného napětí je popsán funkcí f_V , přičemž s jejím zvyšováním také dochází k zvyšování akumulace přetvoření, jak je popsáno na Obr. 29. U průměrného středního napětí je závislost opačná. S jeho zvyšováním dochází k snižování hodnoty přírůstku akumulace přetvoření (Niemunis et al. 2005). Význam čísla pórovitosti popsán rovnicí f_e říká, že se zvyšující hodnotou čísla pórovitosti roste i akumulované přetvoření (Niemunis et al. 2005).

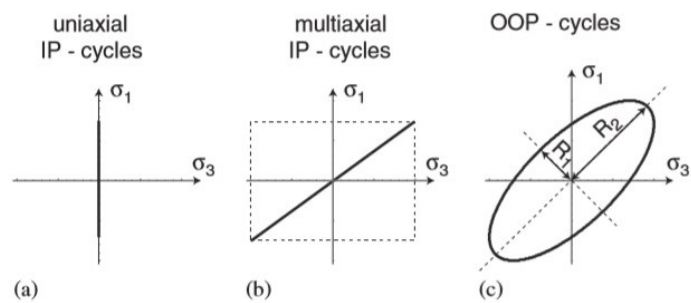


Obr. 29: Ukázka závislosti akumulovaného přetvoření na průměrném přírůstku napětí. Osa y je normalizovaná pro odstranění vlivu amplitudy přetvoření a čísla pórovitosti (Niemunis et al. 2005).

3.2.2 Význam polarizace a In-phase a Out-of-phase cyklů

Wichtmann et al. (2007) popisují *In-phase* (IP) cykly jako jednodimenzionální smyčky s konstantní amplitudou přetvoření. *Out-of-phase* (OOP) cykly na rozdíl od *In-phase* cyklů oscilují s fázovým posunem θ a tím se mění jejich tvar a způsobují větší akumulaci přetvoření než IP cykly se stejnou hodnotou ϵ^{ampl} (Niemunis et al. 2005). Rozdíl mezi IP a OOP cykly je popsán na Obr. 30.

Polarizace popisovaná parametrem, který je tenzor čtvrtého řádu, \vec{A}_ϵ má význam na akumulaci přetvoření takový, že při rychlé změně polarizace může dojít k zvýšení přírůstku akumulace až do hodnoty 0,5 % na konci testu (Wichtmann et al. 2004a). Jak bylo zmíněno u rovnice pro \mathbf{D}^{acc} , je potřeba zavést ještě tenzor čtvrtého řádu $\boldsymbol{\pi}$, což je paměťový parametr pro zaznamenávání minulých polarizací zatěžovacích cyklů (Wichtmann et al. 2004b).



Obr. 30: Rozdíl mezi IP a OOP cykly (Wichtmann et al. 2007).

V praxi se ale tyto dva parametry \vec{A}_ϵ a π někdy ignorují, jak je tomu třeba u Macháčka et al. (2018).

4 Případové studie využívající UDCAM a HCA modely

V této kapitole budou popsány 2 případové studie převzaté z literatury využívající UDCAM a HCA model.

4.1 OWT japonské moře

Celá případová studie je publikovaná Jostadem et al. (2014).

V této části bude zmíněna případová studie popisující srovnání modelu UDCAM (Jostad et al. 2014) a pružinové metody p-y, která popsána v API (2011). Studie se zabývá monopilotním zakládáním větrných elektráren v korejském moři. Monopilotní založení větrných turbín mělo hloubku založení 45 metrů a průměr piloty byl 5,2 metru. Podloží je tvořeno normálně konsolidovanými prachovitými jíly až kyprými prachovitými pískovci. Na vzorcích byly provedeny indexové zkoušky a jejich shrnutí je uvedené v Tab. 3.

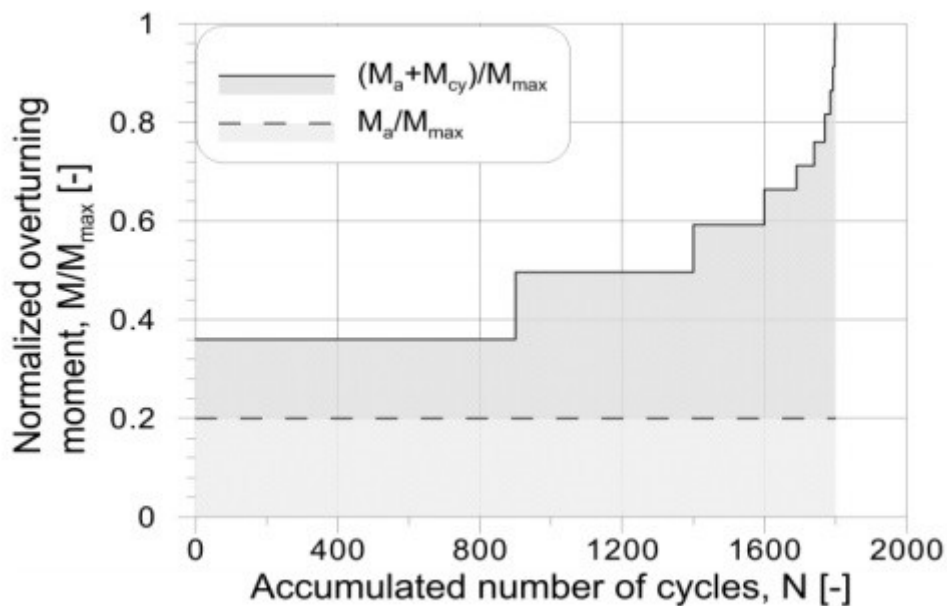
Initial water content, w	30 %
Total unit weight, γ	18 kN/m ³
Plasticity Index, I _p	13 %
Clay content	12 %
Fines content (grain size < 0.06 mm)	70-80 %

Tab. 3: Indexové vlastnosti prachovců a prachovitých jílovců (Jostad et al. 2014).

Na neporušených vzorcích byly provedeny oedometrické zkoušky, monotónní a cyklické smykové krabicové zkoušky pro zjištění normalizovaných neodvodněných pevností. Parametry potřebné pro získání prvního mezního stavu jsou shrnuty v Tab. 4 a zatěžovací historie pro bouři je na Obr. 31.

Overturning moment, M	159 175	kNm
Horizontal load component, H	4 231	kN
Vertical load component, V	9 104	kN

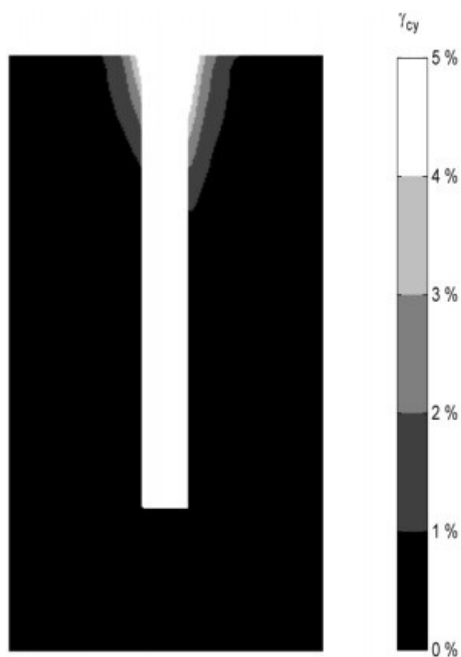
Tab. 4: Parametry potřebné k určení prvního mezního stavu (Jostad et al. 2014)



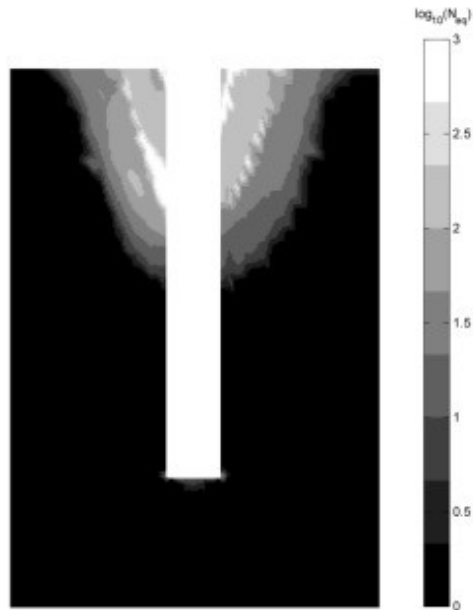
Obr. 31: Historie zatěžování pro bouři (Jostad et al. 2014)

Konturové diagramy pro tento případ byly vytvořeny pomocí statických nedrénovaných smykových zkoušek a hodnota normalizované statické nedrénované smykové pevnosti byla určena okolo 0,35. Ostatní pevnosti a jejich podíly byly určeny z testů na podobných zeminách.

Následný výpočet byl proveden v programu PLAXIS s implementovaným modelem UDCAM. Výsledky zkoušek jsou popsány na Obr. 32 a Obr. 33.

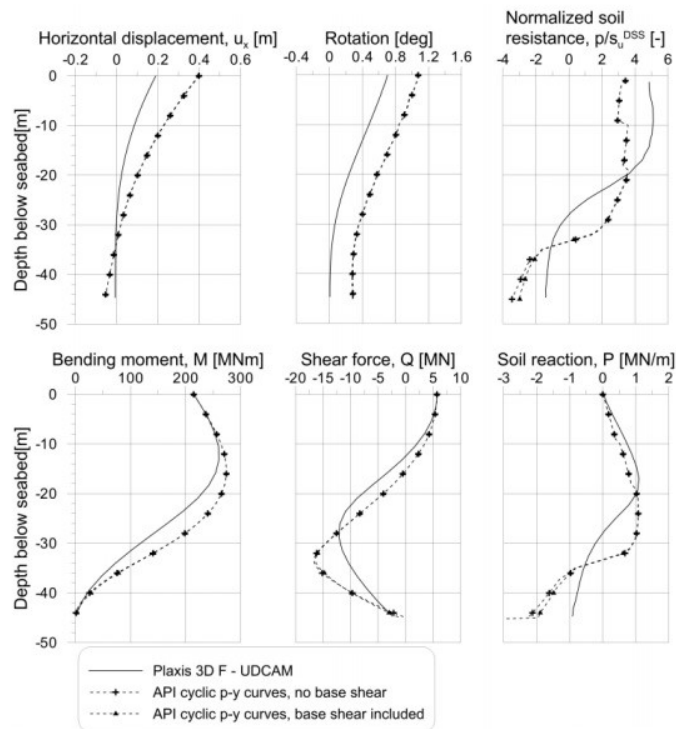


Obr. 32: Výpočet cyklického smykového přetvoření pro první mezní stav (Jostad et al. 2014).

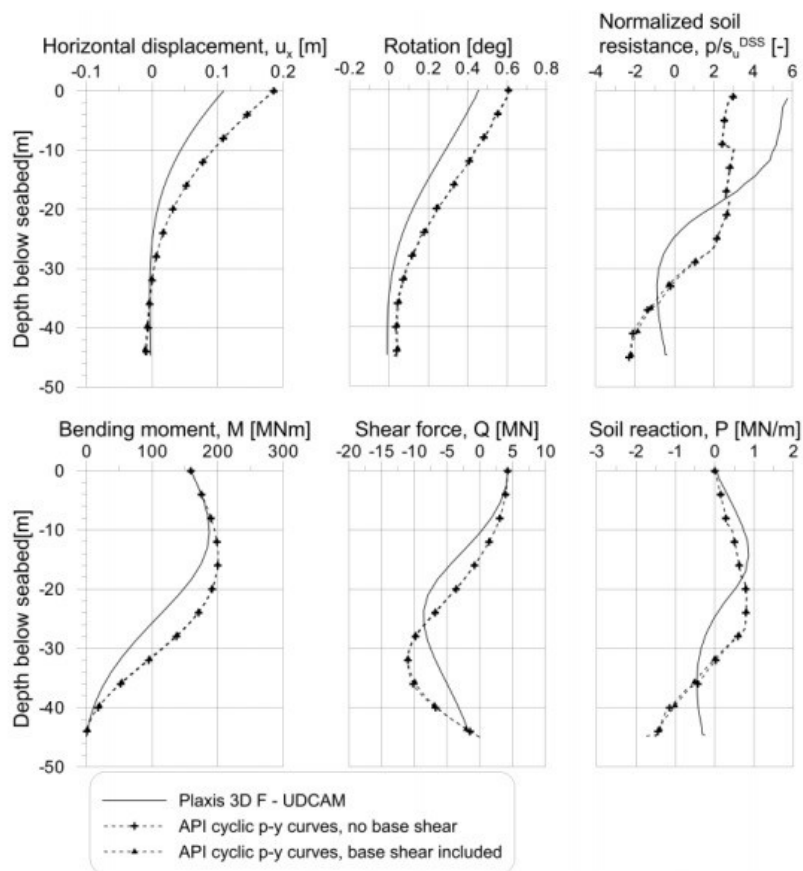


Obr. 33: Výpočtené hodnoty N_{eq} pro první mezní stav (Jostad et al. 2014).

Na Obr. 34 a Obr. 35 je ukázáno srovnání modelu UDCAM a pružinové p-y metody API pro první (ULS) a druhý (SLS) mezní stav. Jostad et al. (2014) komentuje, že rozdíly mezi metodami jsou způsobeny zjednodušením pružinové metody v určitých ohledech. Jedním z těchto ohledů může být zvyšování hodnoty parametru P_u , který je označován jako *ultimate soil resistance* způsobené jeho vysokou závislostí na poměru hloubky a průměru piloty. Ze srovnání lze zjistit, že pružinová metoda API je více konzervativní pro piloty s velkým průměrem a pro málo propustné zeminy. Z toho plyne ekonomická výhoda při simulování pomocí modelu UDCAM.



Obr. 34 Srovnání pružinové metody a UDCAM modelu pro první mezní stav (Jostad et al. 2014).



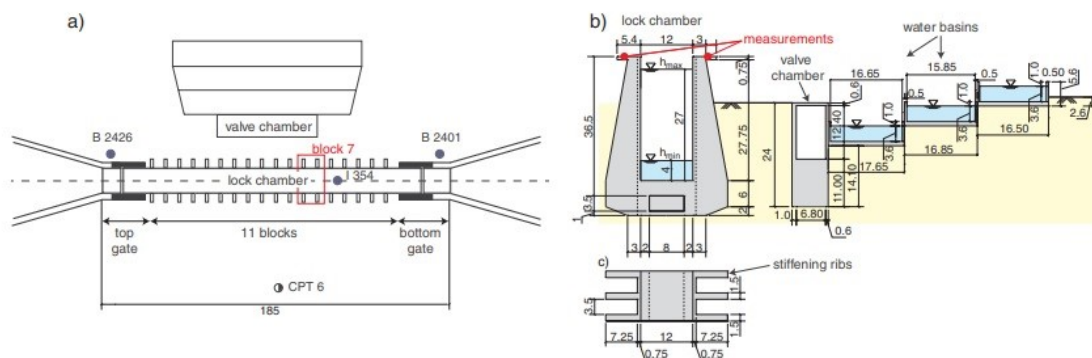
Obr. 35: Srovnání pružinové metody a UDCAM modelu pro druhý mezní stav (Jostad et al. 2014).

4.2 Zdymadlo Ulzen 1

Praktická aplikace high-cycle accumulation (HCA) modelu bude v této kapitole popsána na případu výpočtu sedání zdymadla Ulzen 1, které spojuje Labe a kanál Mittellandkanal v Německu. Tato případová studie je převzatá od Macháčka et al. (2018). Výpočet je proveden metodou konečných prvků za pomoci výše zmíněného HCA v kapitole 3.2 a hypoplastického modelu pro písky od von Wolffersdorfa (1996), do kterého byla zavedena tenzorová stavová proměnná označovaná jako *intergranular strain* h , která popisuje historii přetvoření (Niemunis a Herle 1997) a umožňuje na rozdíl od nemodifikovaného modelu simulovat cyklické zatěžování, který byl popsán v kapitole 2.1. Oba tyto modely jsou naimplementovány jako uživatelský model, ve kterém se pomocí hypoplastického modelu hledá počáteční stav, simuluje se první zatěžování a simulují se kontrolní cykly (Wichtmann et al. 2009).

4.2.1 Popis zdymadla, vlastností zeminy a sedání

Zdymadlo bylo uvedeno do provozu v roce 1974. Jeho délka je 185 m a šířka je 12 m. Na Obr. 36 je ilustrovaný náčrt zdymadla rozděleného na třináct částí. Jedenáct částí jsou bloky a zbylé dvě části jsou horní a dolní brána. Součástí celého zařízení jsou i tři vodní nádrže využívané pro napouštění a vypouštění zdymadla. Červenou čarou jsou označena místa, kde probíhalo měření sedání. Samotné cyklické zatěžování je způsobeno provozem zdymadla, kde se různí výška vody v napuštěném a vypuštěném stavu. Minimální výška vody jsou 4 metry a maximální výška je 27 metrů, z čehož lze zjistit, že na dno nádrže působí pórový tlak od 40 kPa do 270 kPa.

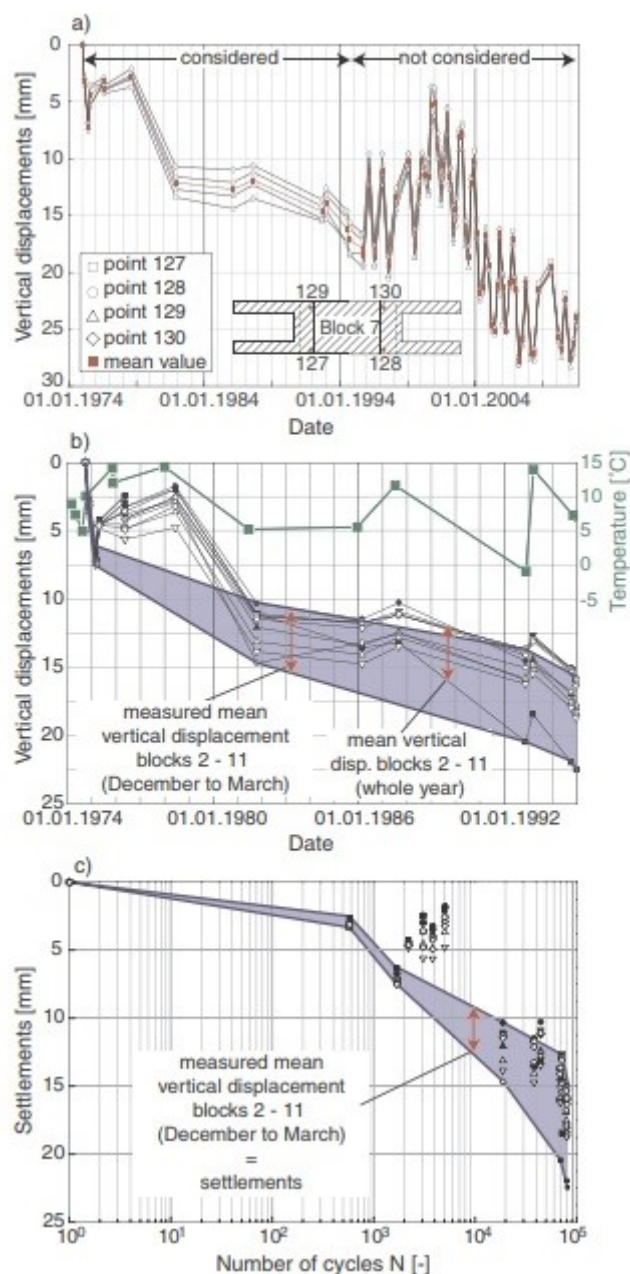


Obr. 36: Náčrt zdymadla (a) z ptačí perspektivy a (b) jeho řez. Kóty jsou uvedeny v metrech (Macháček et al. 2018).

Horizontální sedání bylo měřeno během 20 let na každém bloku zdymadla. Bylo také vzato v potaz teplotní roztahování konstrukce. Vývoj sedání konstrukce je shrnut na Obr. 37. Pro zjištění parametrů zeminy pod zdymadlem byl proveden vrt I 354, jeho umístění je označeno na Obr. 36. Z jeho popisu bylo vytvořeno rozdělení profilu na pět vrstev s různými parametry, které jsou popsány v Tab. 5.

Tab. 5: Parametry písků v podloží zdymadla (Macháček et al. 2018).

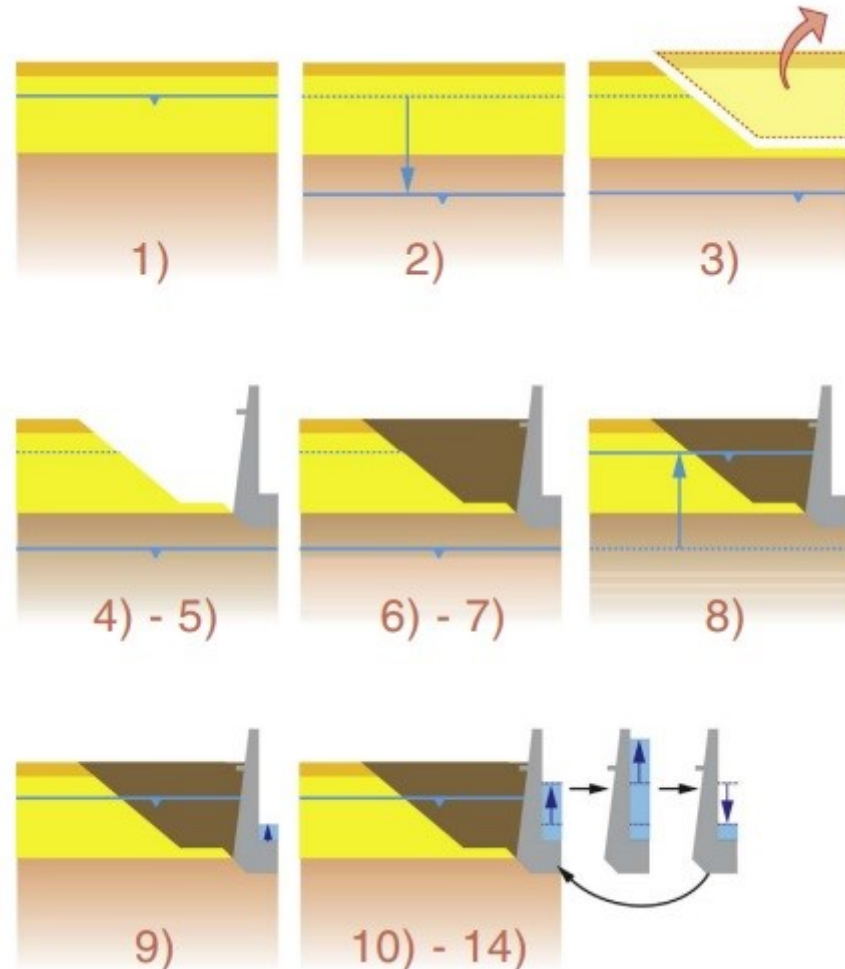
Layer No.	Depth [m]	Representative alternative sand	C_u	d_{50} [mm]
1	> -15	Berlin sand	1.7	0.11
2	-15 to -30	Niederfinow 1	2.3	0.20
3	-30 to -58	Niederfinow 2	2.4	0.30
4	-58 to -68	Replicated sand	8.4	0.93
5	< -68	Cuxhaven	1.7	0.11



Obr. 37: Vývoj sedání zdymadla. (a) sedání zdymadla na bloku 7 (b) průměrný vývoj sedání na blocích 2-11 se zelenou linií popisující význam teploty na sedání a (c) vývoj sedání v závislosti na počtu cyklů (Macháček et al. 2018).

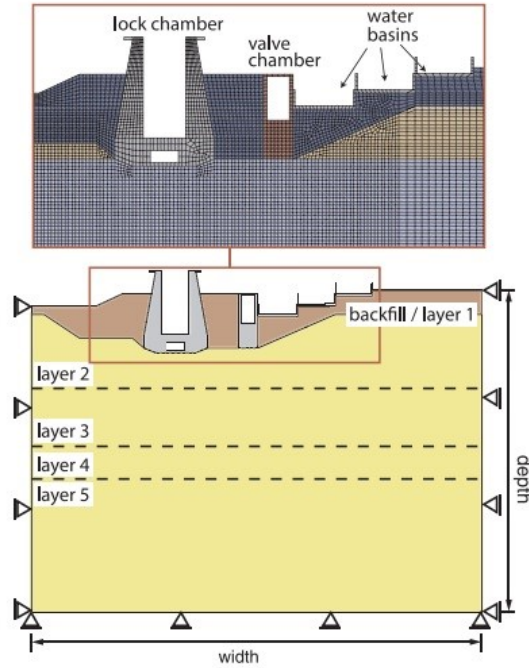
4.2.2 Simulace pomocí metody konečných prvků

Pro simulaci byly vytvořeny 2D a 3D modely se stejnými fázemi zatěžování a výstavbou modelu popsaného na Obr. 38.



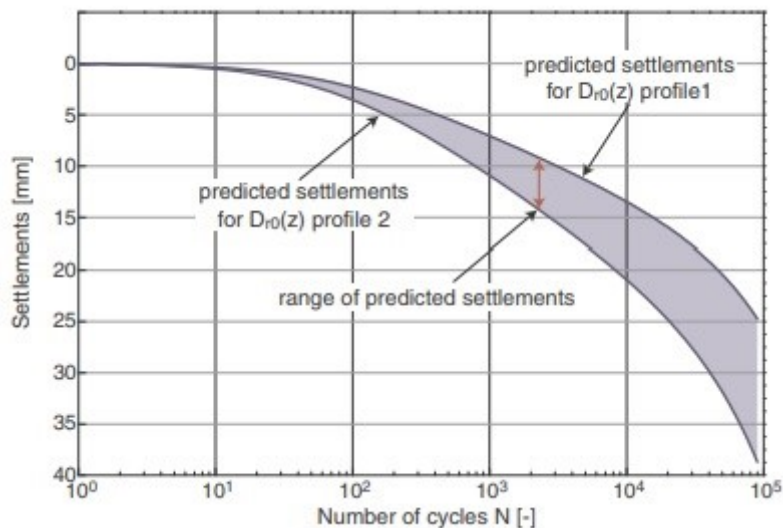
Obr. 38: Ilustrace postupu výstavby simulace. (1) původní stav (2) snížení HPV, (3) vznik výkopu, (4-5) výstavba zdymadla, (6-7) navedení navážky a výstavba vodních nádrží, (8) zvýšení hladiny podzemní vody, (9) otevření bran, (10-14) cyklické zatěžování (Macháček et al. 2018).

2D FE model je složen z devíti částí a je popsán na Obr. 39. Většina modelu má mřížku tvořenou uzly s čtyřmi vrcholy, avšak v části modelu se mohou nacházet místa s uzly se třemi vrcholy. Bylo vytvořeno několik modelů s různou délkou a hloubkou modelu, kde jako nejlepší se ukázal model s hloubkou 226 m a šířkou 300 m.



Obr. 39: 2D model zdymadla (Macháček et al. 2018).

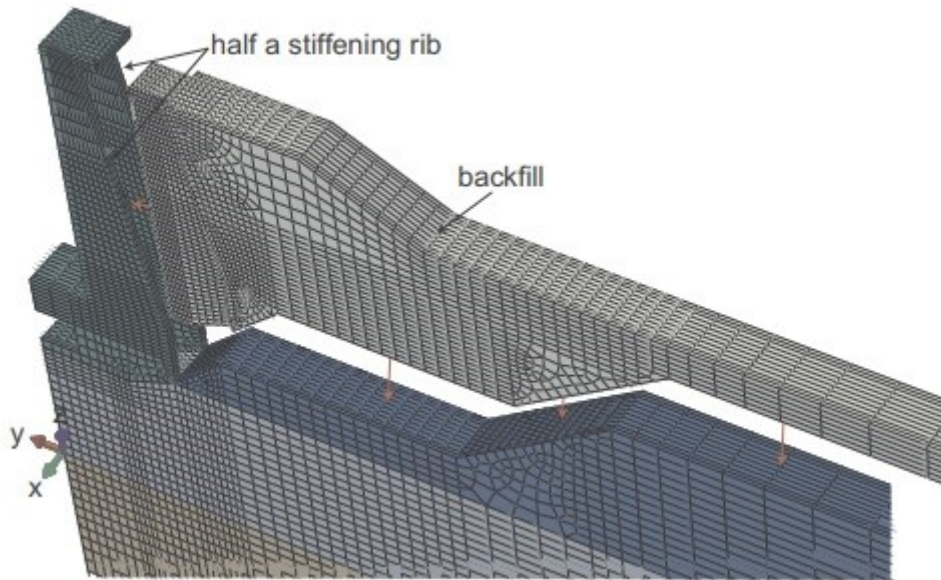
Kvůli určení počátečního čísla pórovitosti a relativní hustotě pomocí penetračního testu byly zvoleny dva různé profily pro simulaci. Jejich srovnání a samostatná simulace sedání zdymadla je na Obr. 40, kde vybarvená část indikuje rozsah možného sedání. I když jsou oba profily zeminy shodné v přípovrchové zóně, kde by mělo docházet k největší deformaci, je jejich rozdíl způsoben významným rozdílem relativní hustoty písku od hloubky -47 m.



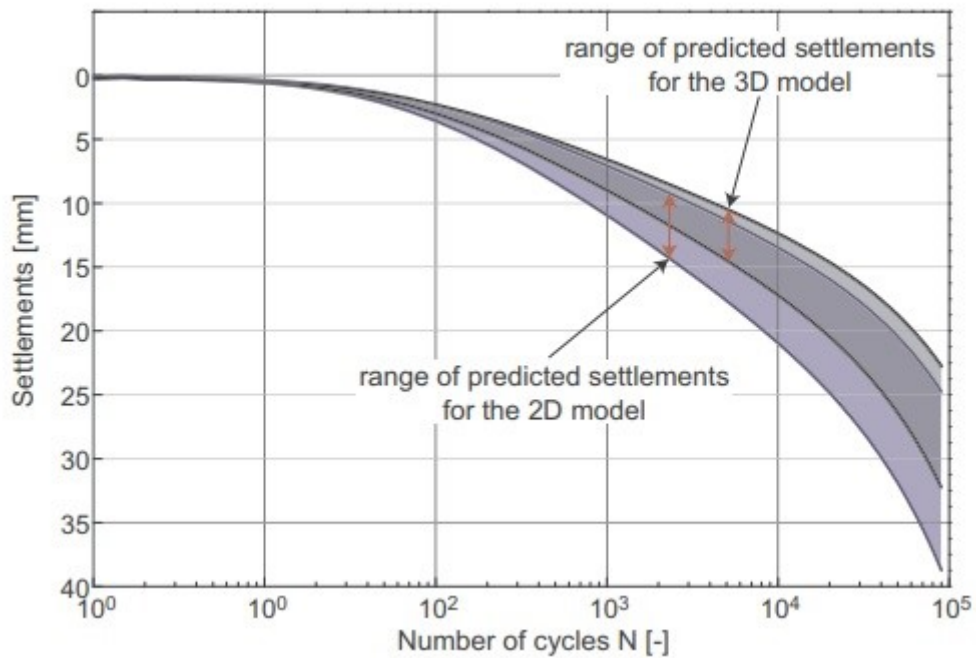
Obr. 40: Srovnání simulace sedání pro dva různé profily zeminy (Macháček et al. 2018).

3D model pro simulaci má stejné rozměry jako 2D model s šířkou pět metrů, na Obr. 41 je tento model ukázán. Model je tvořen 70000 elementy krychlových bloků C3D8R. Simulace probíhá stejně jako u

2D modelu, tedy procedurou popsanou na Obr. 38. Rozdíl mezi 2D a 3D simulací je způsoben zpevňovacími žebry, která způsobí nižší predikci sedání u 3D modelu, jak je ukázáno na Obr. 42. Macháček et al. (2018) také komentují tření působící na zpevňovací žebra. Pokud se dosadí hodnota koeficientu tření rovná 0,6, tak je distribuce amplitudy přetvoření více rozšířená do vodorovného směru, ale zasahuje do nižší hloubky.

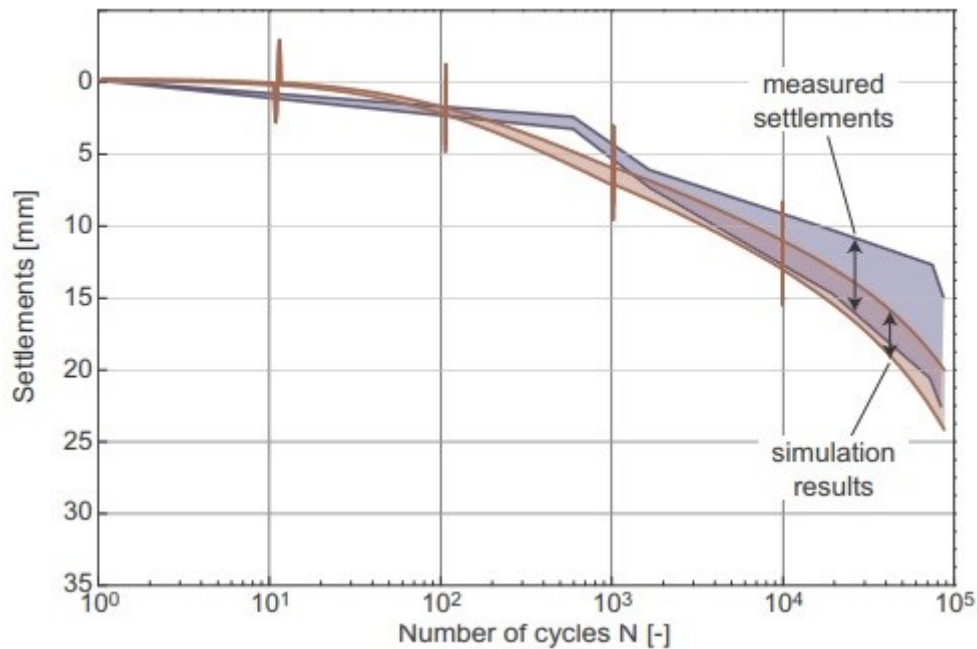


Obr. 41: 3D FE model zdymadla (Macháček et al. 2018).



Obr. 42: Srovnání 2D a 3D simulace (Macháček et al. 2018).

Naměřené sedání a simulace vykazují vcelku dobrou shodu, i přes problém s nepřesnými parametry zeminy v podloží zdymadla. Jejich srovnání je popsáno na Obr. 43. Největším problémem pro simulaci dlouhodobého sedání je podle Macháčka et al. (2018) vysoká citlivost na změny relativní hustoty v podloží a tření na kontaktu zeminy a konstrukce.



Obr. 43: Srovnání 3D simulace a naměřených dat. (Macháček et al. 2018).

Během simulace byly provedeny tři kontrolní cykly při počtu cyklů $N=10, 1000$ a 10000 . Ty byly provedeny z důvodu zpřesnění simulace a aktualizací prostoru amplitudy přetvoření (Macháček et al. 2018).

5 Závěr

V této práci jsem se zabýval různými způsoby pro simulaci cyklického zatěžování. Byly probrány čtyři pokročilé nelineární konstituční modely využívající implicitní strategii výpočtu a také i dva modely pro simulaci cyklického zatěžování o mnoha cyklech s explicitní strategií výpočtu. Práce měla čistě rešeršní charakter a z mé strany nedošlo k žádnému vlastnímu měření nebo simulaci odezvy modelů. Problematika cyklického zatěžování je velmi aktuální téma a probíhá neustálý vývoj nových postupů a modelů pro její simulaci.

Z popisu konstitučních modelů vyplývá jejich problém pro simulaci zatěžování s velkým počtem cyklů. Tento problém je způsoben implicitní strategií výpočtu cyklů, při kterém se simuluje každý cyklus zatěžování zvlášť. Oba popsané modely pro cyklické zatěžování s explicitní strategií tento problém pro velký počet cyklů nevykazují. V poslední kapitole jsou popsány případové studie využívající právě tyto modely, které dávají velmi dobrou shodu odezvy modelu a experimentálních dat pro velký počet cyklů. Tento počet může být až 100 000 cyklů.

6 Literatura

- KHALILI, N., M. A. HABTE a S. VALLIAPPAN. A bounding surface plasticity model for cyclic loading of granular soils. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* [online]. 2005, 63(14), 1939-1960 [cit. 2018-07-04]. DOI: 10.1002/nme.1351. ISSN 0029-5981. Dostupné z: <http://doi.wiley.com/10.1002/nme.1351>
- HERLE, Ivo. *Základy matematického modelování v geomechanice*. Praha: Karolinum, 2003. Učební texty Univerzity Karlovy v Praze. ISBN 802460745x.
- BELLOTTI, R., et al. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand. *Géotechnique*, 1989, 39.2: 269-292.
- DAFALIAS, Yannis F. A bounding surface soil plasticity model. In: *Proc. Int. Symp. Soils under Cyclic Trans. Load*. 1980. p. 335-345.
- 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.
- HERLE, Ivo; GUDEHUS, Gerd. 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.
- MATSUISHI, Masanori; ENDO, Tatsuo. Fatigue of metals subjected to varying stress. *Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan*, 1968, 68.2: 37-40.
- ANDERSEN, Knut H. *Publication: behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*. Norwegian Geotechnical Institute, 1976.
- 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.
- KHOA, Huynh Dat Vu; JOSTAD, Hans Petter. Application of a Cyclic Accumulation Model UDCAM to FE Analyses of Offshore Foundations. In: *Congrès International de Géotechnique—Ouvrages—Structures*. Springer, Singapore, 2017. p. 656-667.
- TAMAGNINI, Claudio; VIGGIANI, Gioacchino. Constitutive modelling for rate-independent soils: a review. *Revue française de génie civil*, 2002, 6.6: 933-974.
- BEEN, Ken; JEFFERIES, Mike G. A state parameter for sands. *Géotechnique*, 1985, 35.2: 99-112.
- GAJO, A.; WOOD, Muir. Severn–Trent sand: a kinematic-hardening constitutive model: the q–p formulation. *Géotechnique*, 1999a, 49.5: 595-614.
- WOOD, D. Muir; BELKHEIR, K. Strain softening and state parameter for sand modelling. *Geotechnique*, 1994, 44.2: 335-339.
- MANZARI, Majid T.; DAFALIAS, Yannis F. A critical state two-surface plasticity model for sands. *Geotechnique*, 1997, 47.2: 255-272.
- ROSCOE, K. H. & SCHOFIELD, A. N. (1963). Mechanical behaviour of an idealised 'wet' clay. Proceedings of the European conference on soil mechanics and foundation engineering, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 47±54.

- TAIEBAT, Mahdi; DAFALIAS, Yannis F. SANISAND: Simple anisotropic sand plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2008, 32.8: 915-948.
- DAFALIAS, Yannis F.; TAIEBAT, Mahdi. SANISAND-Z: zero elastic range sand plasticity model. *Géotechnique*, 2016, 66.12: 999-1013.
- LAWRENCE, J. Dennis. *A Catalog of Special Plane Curves*. New York: Dover Publications, 1972. ISBN 0-486-60288-5.
- NIEMUNIS, Andrzej; WICHTMANN, Torsten; TRIANTAFYLLIDIS, Th. A high-cycle accumulation model for sand. *Computers and geotechnics*, 2005, 32.4: 245-263.
- ISHIHARA, Kenji. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 1993, 43.3: 351-451.
- WICHTMANN, T.; NIEMUNIS, A.; TRIANTAFYLLIDIS, Th. On the influence of the polarization and the shape of the strain loop on strain accumulation in sand under high-cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2007, 27.1: 14-28.
- WICHTMANN, T.; NIEMUNIS, A.; TRIANTAFYLLIDIS, Th. Strain accumulation in sand due to drained uniaxial cyclic loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, 2004a, 233-246.
- WICHTMANN, T.; NIEMUNIS, A.; TRIANTAFYLLIDIS, Th. The effect of volumetric and out-of-phase cyclic loading on strain accumulation. *Cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena*, 2004b, 247-256.
- 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.
- MACHAČEK, J., et al. Long-term settlements of a ship lock: Measurements vs. FE-prediction using a high cycle accumulation model. *Computers and Geotechnics*, 2018, 97: 222-232.
- NIEMUNIS, Andrzej; HERLE, Ivo. 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.
- MAŠÍN, David. Asymptotic behaviour of granular materials. *Granular Matter*, 2012, 14.6: 759-774.
- GUDEHUS, G. Attractors for granular storage and flow. In: *3rd European Symposium—Storage and Flow of Particulate Solids, Paper for the conf. 'Partec'*. 1995. p. 333-345.
- KOLYMBAS, D. A generalized hypoplastic constitutive law. In: *Proceed. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* 1985. p. 2626.
- DAFALIAS, Yannis F.; MANZARI, Majid T. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering mechanics*, 2004, 130.6: 622-634.
- API, American Petroleum Institute, Geotechnical and Foundation Design Considerations. ANSI/API RP 2GEO, 1st Edition, Washington, April 2011.
- GAJO, A.; MUIR WOOD, D. A kinematic hardening constitutive model for sands: the multiaxial formulation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1999b, 23.9: 925-965.