

Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky
Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta



MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ HLUBOKÉ STAVEBNÍ JÁMY V PÍSCÍCH

diplomová práce

Martina Tichovská

Vedoucí diplomové práce: RNDr. David Mašín, PhD, MPhil.

Praha, Srpen, 2012

Abstrakt

Matematické modelování je v současné době v geotechnice velmi diskutovaným tématem a v geotechnických aplikacích je mu věnováno stále více pozornosti. Cílem této práce je ukázat vhodnost použití konstitučních modelů pro predikci chování stěny hluboké stavební jámy v prostředí písků. Stavební jáma je součástí hloubeného tunelu stavby 513 na vnějším silničním okruhu kolem hlavního města Prahy a její hloubka dosahuje místy až 30 m. Pro tuto aplikaci byl vybrán Mohr-Coulombův konstituční model a pokrokový hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy s konceptem intergranulárních přetvoření. Výpočty ukázaly, že každý model předpovídá jiné chování zeminy. Při srovnání s experimentálními výsledky z monitoringu stavební jámy bylo zjištěno, že mnohem realističtější předpověď podává hypoplastický model.

Abstract

Nowadays, mathematical modeling is a very discussed in geotechnics and used in many geotechnical applications. And it became more popular. The main aim of this work is to show suitability of constitutive modeling for prediction of deep ground excavation behavior in sandy soil. The temporary excavation is part of a tunnel portal 513 on an outer road bypass in Prague. In places the pit reaches almost 30 m depth. Mohr-Coulomb constitutive model and advanced hypoplastic model for coarse grain soils supplemented by intergranular strain concept were chosen for this application. Calculations demonstrated different results in soil behavior predicted by each model. Calculated results were compared with measured data from excavations monitoring. These show hypoplastic model as more realistic for deformation prediction.

Obsah

1	Úvod.....	1
2	Popis studovaného problému	2
2.1	Geologická pozice	3
2.2	Stavební jáma	7
3	Vlastní laboratorní a polní experimenty.....	13
3.1	Odběr vzorků a polní zkoušky	13
3.2	Laboratorní zkoušky.....	16
3.2.1	Měření úhlu přirozené sklonitosti	16
3.2.2	Stanovení zrnitosti.....	16
3.2.3	Oedometrické zkoušky	17
3.2.4	Triaxiální zkoušky.....	22
3.2.5	Měření pomocí bender elementů.....	28
4	Konstituční model	31
4.1	Mohr-Coulombův model.....	31
4.2	Hypoplastický model.....	33
4.3	Kalibrace konstitučních modelů.....	34
4.3.1	Kalibrace Mohr-Coulombova modelu	34
4.3.2	Kalibrace hypoplastického modelu	41
4.4	Vyhodnocení předpovědi konstitučních modelů.....	50
5	Numerický model.....	53
5.1	Výstavba numerického modelu	53
5.1.1	Výstavba Mohr-Coulombova modelu.....	55
5.1.2	Výstavba Hypoplastického modelu.....	57
5.2	Výsledky modelů.....	58
6	Porovnání výsledků s daty z monitoringu.....	67
7	Závěr.....	70
8	Seznam použité literatury	73

Poděkování

Mé poděkování patří v první řadě vedoucímu diplomové práce RNDr. Davidu Mašínovi, PhD, MPhil. za cenné rady a trpělivost při mém vedení a že nepřestal věřit ve zdárné dokončení této práce. Dále Dr. Janu Boháčovi za pomoc v laboratoři. Práce vznikla za podpory projektu číslo 103/09/1262 Grantové agentury České republiky. Současně děkuji své rodině a domácím mazlíčkům, že mě podporovali během celé doby mých studií.

1 Úvod

Tato diplomová práce byla zadána na téma matematické modelování hluboké stavební jámy v písčích. Matematické modelování je v současné době v geotechnice velmi diskutovaným tématem a je stále více používáno v geotechnické praxi. Cílem této diplomové práce je posoudit možnost použití matematického modelu k predikci chování zeminy při stavbě hluboké pažené jámy. K tomuto účelu byla použita stavební jáma Komořany na vnějším silničním okruhu kolem hlavního města Prahy, která byla dočasně vybudována v portálové části silničních tunelů 513 Vestec- Komořany. Tato jáma je významná hlavně tím, že v nejhlubší části dosahuje výšky až 30m. K tomu, aby mohl být v této lokalitě aplikován matematický model, musely být odebrány vzorky materiálu, ve kterém stavba spočívala. Jednalo se o mohutnou vrstvu písčítých kvartérních teras řeky Vltavy. Na tomto materiálu byla následně provedena celá řada terénních a laboratorních zkoušek, které jsou nutné pro kalibraci matematických modelů. V této diplomové práci byly použity dva matematické modely - běžně používaný Mohr-Coulombův model a vyspělejší hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy podle Wolffendorffa (Niemunis a Herle, 1997). Kalibrace jednotlivých modelů spočívala ve vyhodnocování oedometrických a triaxiálních zkoušek doplněných o lokální snímače deformací, zjištění úhlu přirozené sklonitosti a měření počáteční tuhosti pomocí seismického prozařování a dalších doplňujících měření, z čehož byly následně odvozeny parametry modelů. Tyto parametry musely být ještě postupně upravovány tak, aby odpovídaly výsledkům laboratorních zkoušek. Výpočet modelů byl proveden v programu Plaxis 2D, který umožňuje kvalitní postprocessing pro zobrazení výsledných hodnot. Nakonec byly výsledky vypočtené modelem porovnány s experimentálními daty z monitoringu, prováděného v terénu během samotné výstavby Komořanské jámy.

2 Popis studovaného problému

Zájmová lokalita se nachází na vnějším silničním okruhu kolem hlavního města Prahy. Ten musel být vybudován kvůli dlouhodobě neudržitelné dopravní situaci v hlavním městě. Jedná se o stavební jámu v příportálové části tunelu Vestec-Komořany, stavba 513 (obr. 2.1), který je situován v jižní části silničního okruhu a sousedí se zatím asi největší stavbou na okruhu, mostovým komplexem přes údolí řeky Vltavy. Samotný tunel je tvořen dvěma tunelovými troubami. Severní, která ústí do Vltavského údolí je projektovaná jako dvoupruhá, jižní dovrchní obsahuje pruhy tři. Celková délka tunelů je přibližně 1950 m z čehož 1675 m je raženo Novou rakouskou tunelovací metodou, menší části jsou hloubeny z povrchu -170m v Komořanech a 80m u Cholupického portálu (Zemánek et al., 2008)

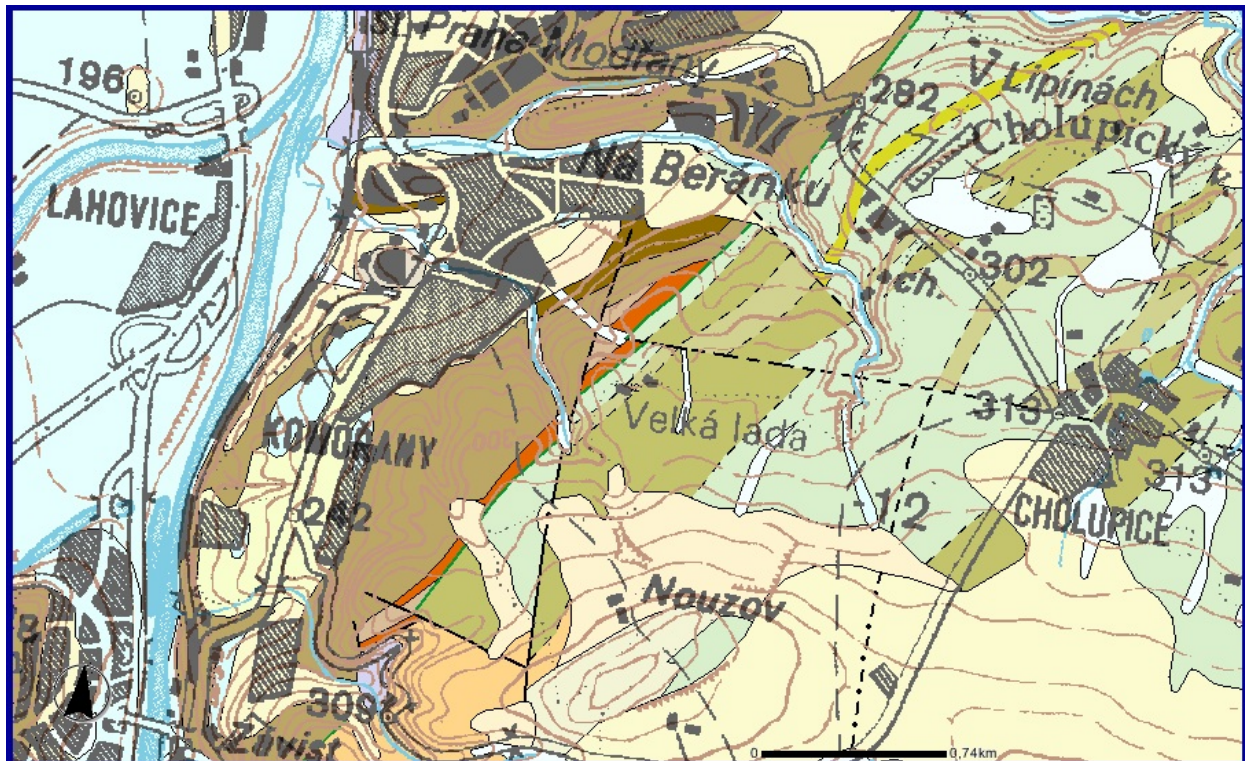












Obr. 2.1 Situační mapa tunelu 513 Vestec-Komořany na vnějším silničním okruhu Prahy (Skanska, 2012).

Dočasná stavební jáma v předpolí tunelů musela být vytěžena z důvodu lepšího přístupu a stavby z povrchu hloubených částí tunelů. Svými rozměry se řadí mezi relativně velké stavby, proto jí během realizace byla věnována i přiměřeně velká pozornost.

2.1 Geologická pozice

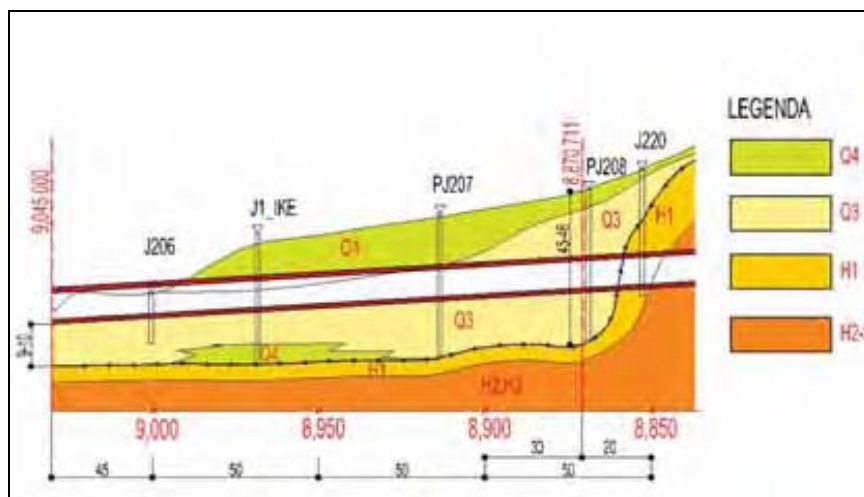
Z geologického hlediska se lokalita nachází v Barrandienu ve střední části Českého masivu. Jak lze vyčíst z geologické mapy zájmové území leží v oblasti budovaném letenským souvrstvím ordovického stáří, stupeň beroun (obr. 2.2).



	Kvartér, nivní sediment - hlína, písek, štěrk		Ordovik, dobrotivské, libeňské souvrství, křemenné pískovce
	Kvartér, hlinito-kamenitý, balvanitý až blokový sediment		Proterozoikum, slepence (konglomeráty)
	Ordovik, vinické souvrství, černošedé jílovité břidlice		Proterozoikum, droby
	Ordovik, letenské souvrství, střídání drob, pískovců, prachovců a jíln. břidlic		Proterozoikum, břidlice, prachovce
	Ordovik, libeňské souvrství, černé jílovité břidlice		Proterozoikum, tufy ryolitů a dacitů

Obr. 2.2 Výřez ze základní geologické mapy (1: 50 000 s legendou a topografickým podkladem. (mapový portál České geologické služby, 2012)

Letenské souvrství zde představují droby a břidlice, které mají v místě stavby flyšový ráz (Kuráň, 2010). Ten je charakteristický střídáním tvrdých drob s měkkými břidlicemi. Předkvartérní podklad však byl zasažen pouze v jednom z vrtů a to v hloubce 22,5m. Usuzuje se, že povrch ordovických hornin upadá v lokalitě strmě směrem k západu. Na horninovém podkladu pak leží mocné vrstvy písčitých teras řeky Vltavy. Jelikož horninové podloží bylo zastiženo pouze v jedné vrtané sondě v hloubce zhruba 22m jedná se o velmi mocný kvartérní pokryv, který je charakteristický pro tuto lokalitu. Kvartérní pokryv dosahuje celkové mocnosti 15,0 – 31,0 m a je tvořen převážně fluviálními písčitými sedimenty s občasným výskytem deluvialně fluviálních, deluviálních, eolických či antropogenních uloženin. Z geotechnického hlediska lze vymezit dvě souvrství (obr. 2.3).



Obr. 2.3 Geologický podélný řez v ose tunelů, zelená barva znázorňuje zeminu geotechnické třídy Q4, světle žlutá usazeniny s geotechnickými vlastnostmi Q3 a sytě žlutá až oranžová barva znázorňuje skalní podloží tvořené zvětralými až zdravými ordovickými břidlicemi. Červená linie znázorňuje průchod tunelu. (Kuráň, 2010)

Podle geotechnického průzkumu firmy Geotec-GS (Horák a Smola, 2002) je svrchní souvrství 3 až 9m mocné a tvořené z větší míry písčitohlinitými až písčitojílovitými soudržnými zeminami (S5/SC, S4/SM, F3/MS, F4/CS). Z geotechnického hlediska se jedná o typ Q4, pevné až tvrdé konzistence. Místy se však mohou vyskytovat svahové zeminy (typ Q4) s vložkami jílovitého štěrku (G5/GC – typ Q2) až štěrkovitého jílu (F2/CG - typ Q5). Spodní souvrství o mocnosti 15 až 25m je tvořené nesoudržnými zeminami. Převážně se zde vyskytují středně ulehlé až ulehlé

písčité uloženiny geotechnického typu Q3 (S1/SW, S2/SP, S3/S-F a S4/SM). Na jednom místě při povrchu terénu byly dokonce zastiženy štěrky s příměsí jemnozrnné zeminy (Q1, G3/G-F). Bližší geotechnická charakteristika těchto zemin je zobrazena v tabulkách 2.1 a 2.2.

Podzemní voda nebyla zastižena ani v jednom průzkumném vrtu. Z historických vrtných prací je však známo, že až v hloubce 23,1m pod terénem bylo vrtné jádro mokré. I tak se ale nejspíše jednalo pouze o prosáklou srážkovou vodu.

Tab. 2.1 Přehled vyskytujících se geotechnických kategorií zemin na lokalitě (Horák a Smola, 2002).

Q4	– fluviální a deluviální písčitohlinité až písčitojílovité soudržné zeminy (S5/SC, S4/SM, F3/MS, F4/CS) převážně pevné a pevné až tvrdé konzistence, kvartérního stáří
Q3	– terasové sedimenty, zastoupené nesoudržnými písčitymi zeminami (S1/SW až S3/S-F), popř. nesoudržným hlinitým pískem s příměsí štěrku (S4/SM), zeminy jsou středně ulehlé až ulehlé, kvartérního stáří
H1 (Qr2-Or5)	– souvrství mírně zvětralých, slabě zpevněných břidlic, s proměnlivým obsahem vloček tvrdých křemitých drob, cca 10 – 30% (R5-R4, vločky R2), ordovického stáří
H2-H3	– břidlice zdravá, s velmi velkou hustotou diskontinuit, s podružnými vložkami tvrdých křemitých břidlic (R3 - R2), ordovického stáří

Tab. 2.2 Charakteristiky jednotlivých typů zemin na lokalitě převzaté z předešlých prací (Horák a Smola, 2002) .

GEOTECHNICKÝ TYP	Q3	Q4	H1 (Or2-Or5,p-r)	H2-H3
TŘÍDA PODLE ČSN 73 1001	S1/SW až S3/S-F, S4/SM	F3/MS F4/CS S5/SC, S4/SM	R5-R4 (vložky R2)	R3 - R2
γ (kN.m ⁻³)	17,5 – 18,0	18,5	24,5	24,5
I_C * / I_D ** (1)	0,6 - 0,7**	1,4 - 1,8*	-	-
E_{def} (MPa)	19	10	40	350
ν (1)	0,25	0,35	0,25	0,15-0,10
ϕ_u (°)	-	8	-	-
c_u (kPa)	-	70	-	-
ϕ_{ef} (°)	33	26	(32)	(38)
c_{ef} (kPa)	0	20	(20)	(40)
R_{dt} (kPa)	250 – 400	250	250-400	500 - 800
$U_{v,tab}$ (kN)	350 – 480	630-1000	1 250	2 500
Těžitelnost ČSN 73 3050 / TKP 4	2 – 3 / I.	3 – 4 / I.	5 / II.	5 – 6 / II. – III.
Tř. dle VC 800 - 2 (vrtatelnost pro piloty)	I. – II.	I. – II.	II. – III.	III. – IV.

γ - objemová tíha zeminy	ϕ_u - totální úhel vnitřního tření	R_{dt} - základní hodnoty bez uvážení vlivů podle pozn. 1 až 3., str. 51, ČSN 73 1001
I_C - stupeň konzistence (*)	c_u - totální soudržnost	$U_{v,tab}$ - orientační základní hodnoty pro vrtané piloty o průměru 1,0 m, při hloubce vetknutí 1-1,5 m
I_D - relativní hutnost (**)	ϕ_{ef} - efektivní úhel vnitřního tření	
E_{def} - modul přetvárnosti	c_{ef} - efektivní soudržnost	
ν - Poissonovo číslo	R_{dt} - tabulková výpočtová únosnost	

Geotechnický průzkum zprvu počítal s předkvartérním podložím již 2 m pod dnem stavební jámy, při zhotovování jámy však nebylo předpokládané podloží zastiženo a musel být proveden doplňující průzkum 15 m pod dno stavební jámy. Ani takto hlubokými vrty však nebylo skalní podloží dosaženo (Zedník, 2010).

2.2 Stavební jáma

Podle Zemánka et al. (2008) byla dočasná stavební jáma portálu tunelu v Komořanech vyprojektovaná na délku 170 m. Šířka jámy byla 33 m, v některých místech však až 38 m. Okolí jámy není zastavěné, avšak kvůli soukromým pozemkům nebylo možné stavbu příliš rozšiřovat. Proto byla jáma hloubena pomocí částečného svahování do hloubky 6 metrů a následně proveden výkop se sklonem 45°. Výška stěn jámy u portálů dosahovala až 30 metrů.

Pro stabilizaci stěny stavební jámy bylo použito dvojího typu pažení (Masopust, 2008). V portálové části byla použita vrtaná pilotová stěna, která byla v místě budoucích tunelů nahrazena záporovým pažením. Dále byly pilotové stěny použity na bocích jámy do vzdálenosti přibližně 20 m od portálové stěny. Na stabilizaci stěn zbytku stavební jámy bylo použito záporové pažení, jelikož při průzkumu nebyla prokázána přítomnost podzemní vody. Kvůli větší statické bezpečnosti byly piloty i záporny navíc v několika hloubkových úrovních opatřeny převázkami a předpjatými kotvami (obr. 2.4).

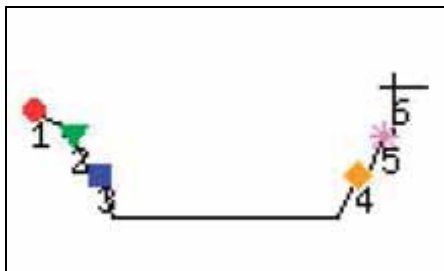


Obr. 2.4 Záporové pažení s převázkami aplikované na stěně jámy, v pozadí pilotová stěna s několika kotevními úrovněmi (Skanska).

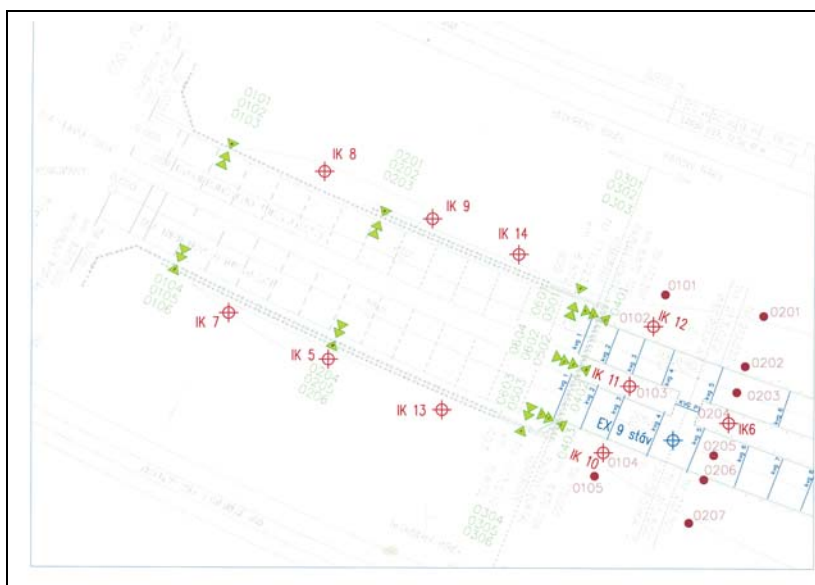
Pilotovou stěnu tvoří vrtané piloty o průměru 1180 mm s osovou vzdáleností 2,2 m. Maximální volná výška pilotové stěny byla 29 m. Prostor mezi nimi vyplňuje stříkaný beton o tloušťce 150 mm s výstužnou sítí. Piloty jsou kotveny pěti úrovněmi pramencových kotev zakončenými převázkami. Boky stavební jámy zajišťuje dočasné záporové pažení od hloubky 6 m od

původního terénu ve dvou úrovních. Horní úroveň zápor má volnou délku 0 až 12 m a je kotvena ve třech výškách přes ocelové převázky ve vzdálenosti 1,8 m. Spojení horní a dolní záporové stěny zajišťuje 1,5 m široká lavice, která zároveň obě stěny rozpírá. Spodní část záporové stěny je vysoká 10 m a je také kotvena ve třech úrovních po 1,8 m. Všechny záporové stěny při délce 14 m byly do písku beraněny.

Kvůli velkému rozměru stavební jámy a extrémní výšce portálové stěny byl navržen geotechnický monitoring během stavby. Ten už v dnešní době patří k běžným opatřením při realizaci rozsáhlejších staveb. Cílem monitoringu je sledování deformací podpůrných konstrukcí vlivem postupu stavby a na základě předem stanovených limitních stavů přijímání nových bezpečnostních opatření či úprav na konstrukci. Podle Zemánka et al. (2008) měla hlavní podíl na monitoringu stavební jámy trigonometrická měření. Trigonometrická měření jsou relativní a spočívají v opakovaném geodetickém zaměřování tří bodů, z čehož jeden bod je mimo deformovanou oblast, tzn. bez pohybu. Výsledkem měření je pak vektor směru pohybu bodu a rychlost. Měření byla prováděna jednak v pravidelných časových intervalech, a navíc i vždy po odtěžení jedné etáže a napnutí kotev. Data se zaznamenávala v několika hloubkových úrovních (obr. 2.5) v rovinách kolmých na osu tunelu. V šesti profilech umístěných na záporových stěnách hloubené jámy a ve třech profilech na pilotové portálové stěně (obr. 2.6). Dále bylo v okolí jámy instalováno deset inklinometrických vrtů (obr. 2.6). V těchto vrtech se data zaznamenávala ve stejných intervalech jako geodetická měření. Inklinometrické měření umožňuje měřit horizontální pohyb zeminy ve vrtu. Vrt je opatřen pažnicí s dvěma kolmými drážkami, do kterých je následně nasunuta sonda s kolečky. Ta je zapuštěna až na dno vrtu a následně pomalu vytahována zpět. Po určitých krocích se zaznamenává poloha pažnice v současné době, která se následně porovnává s polohou předešlou. Druhá sada měření probíhá zapuštěním do druhé drážky, ve směru kolmém na první měření. Možné nepřesnosti způsobené sedáním pažnice jsou odstraněny použitím cementové zálivky v okolí kořene pažnice.

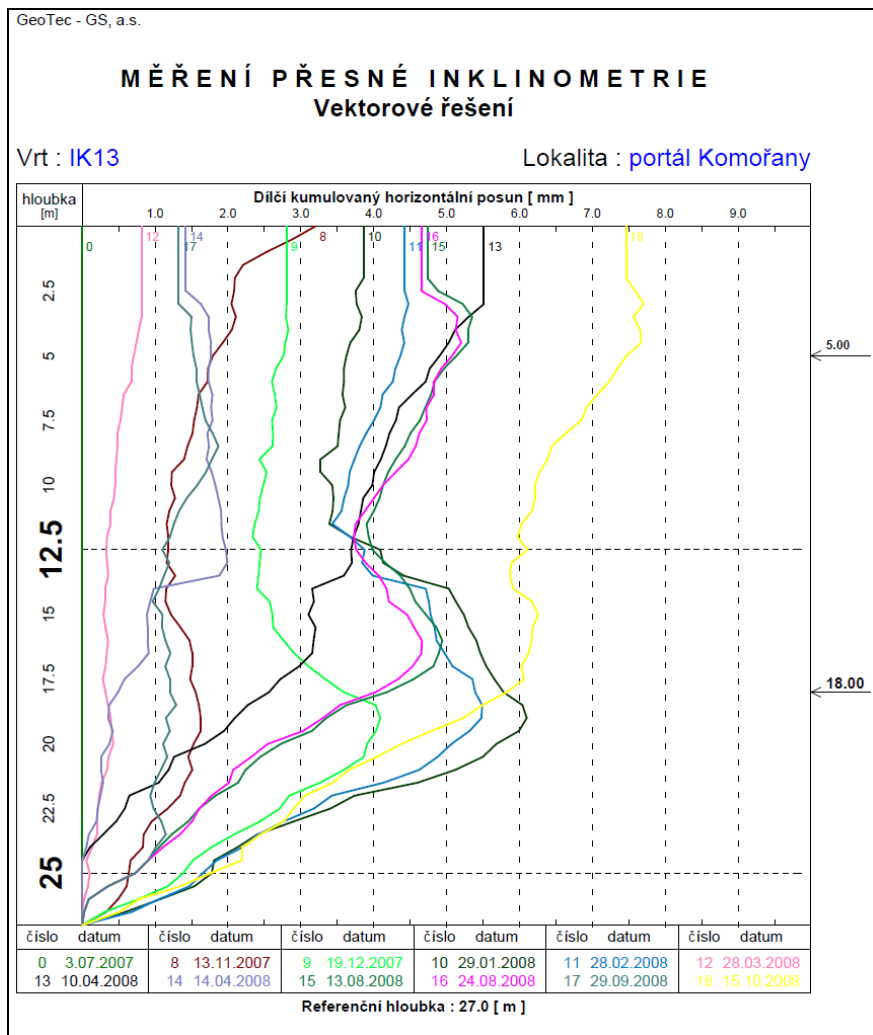


Obr. 2.5 Úrovně trigonometrických měření na bocích stavební jámy (Zemánek et al., 2008)



Obr. 2.6 Situace portálové jámy před ústí tunelů s červeně vyznačenými inklinometrickými vrty a zeleně vyznačenými trigonometrickými profily (Zemánek et al., 2008).

Data z monitoringu byla poskytnuta firmou GeoTec-GS, a.s. ve formě grafů z jednotlivých profilů. Proto bylo nutné data pro další použití digitalizovat, za účelem získání číselných hodnot. Pro potřeby této diplomové práce byla použita data pouze z jednoho inklinometrického vrtu číslo 13 umístěného na boku stavební jámy 5 m za záporovým pažením. Dosahuje hloubky 27 m. Tento vrt byl vybrán již pro předchozí výzkumné práce (Zedník, 2010). Výsledky inklinometrického měření jsou na obrázku 2.7.

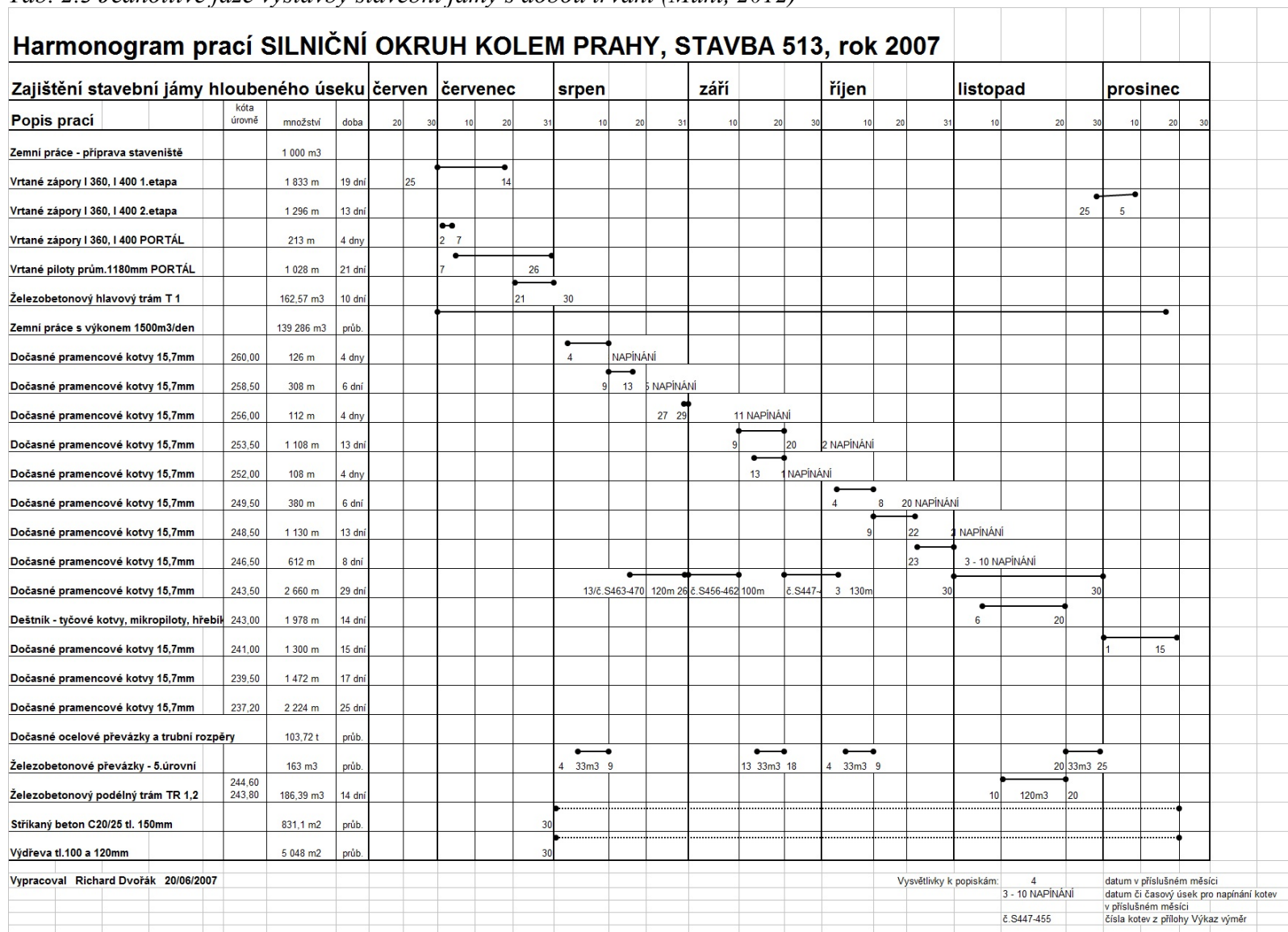


Obr. 2.7 Výsledky inklinometrického měření ve vrtu číslo 13 během zaznamenané ve dvanácti měřeních (Miča, 2012)

Dalším problémem byla synchronizace jednotlivých stavebních fází během těžení jámy s jednotlivými měřeními monitoringu. Přesný záznam o stavu stavby v okamžicích měření nebyl k dispozici, proto bylo nutné spokojit se předběžným návrhem průběhu stavby, poskytnutým Ing. Mühlem ze společnosti zakládání staveb. Nemáme však informace o tom, jestli se aktuální postup těžby oproti plánům nezměnil (Mühl, 2012). Z tabulky 2.3 je patrné, že zemní práce na jámě trvaly přibližně od konce června do poloviny prosince roku 2007. Dále lze z tabulky vyčíst fáze kotvení stavební jámy a napínání kotev, které však podle data nesouhlasí s poskytnutými výsledky z monitoringu. Proto bylo rozhodnuto, že se v této práci budeme řídit především

podle výsledků monitoringu a termíny stavebních prací zanedbáme. Na obrázku 2.7. je znázorněno 12 inklinometrických měření horizontálních deformací ve vrtu. Po hlubším rozboru bylo usouzeno, že měření zachycují postupně fáze výkopu na jednotlivé kotevní úrovně. První křivka nejspíše odpovídá měření před zahájením těžby. Křivka číslo 8 značí relativně malé deformace po vytvoření svahu o sklonu 45° v horní části výkopu. Další křivky číslo 9, 10 a 11 nejspíše reprezentují měření po dosažení prvních tří kotevních úrovní. Křivka číslo 12 zachycuje oproti původním měřením menší deformace. Podle toho lze usoudit, že odpovídá tvorbě horizontální lavice, která je v půlce stěny stavební jámy. Křivky číslo 13, 15 a 16 by podle předpokladů měly zachycovat těžbu na posledních tři kotevní úrovně, číslo 17 pak dotěžení dna stavební jámy. Jediná nejistota zůstává u křivek číslo 14 a 18, kde se nepodařilo objasnit, jaké události mají reprezentovat. Pro následné porovnání dat monitoringu s modelovými daty byla tedy vybrána křivka číslo 16 z 24. 8. 2008, kdy došlo k vytěžení poslední úrovně a měla by tedy odpovídat nejkritičtější fázi výstavby.

Tab. 2.3 Jednotlivé fáze výstavby stavební jámy s dobou trvání (Mühl, 2012)



3 Vlastní laboratorní a polní experimenty

3.1 Odběr vzorků a polní zkoušky

Odběr vzorků proběhl na podzim roku 2009 na lokalitě portálu tunelu Komořany, v místech přibližně 80 m západně od portálu tunelu, který byl v té době už vytvořen. Přesné místo odběru bylo na bázi záporové stěny zkonstruované v předpolí portálu tunelu (obr. 3.1)



Obr. 3.1 Místo odběru vzorků u portálu Komořany, na obrázku vyznačeno červenou šipkou (Zakládání staveb, 2008)

Materiálu bylo nutné odebrat dostatečné množství, aby vystačil na všechny laboratorní zkoušky a na provedení geotechnické klasifikace. Z napůl odtěženého svahu říční terasy se odebralo přibližně 10 kilogramů zájmového materiálu, který byl následně převezen do laboratoře.

Současně s odběrem materiálu na laboratorní zkoušky proběhl i odběr dvanácti vzorků na různých místech výkopu pro určení hustoty uložení písku. Objem odebraného materiálu každého vzorku byl změřen *in situ* pomocí membránového objemoměru (obr. 3.2). Ten byl přiložen na místo odebraného vzorku, tak, aby otvor přesně zakryl jamku vzniklou po odběru materiálu. Následně se pomocí pístu působilo na vodu v komoře objemoměru až k úplnému vychlípění pružné membrány na bázi komory a zaplnění celého objemu vytěžené jamky. Pomocí stupnice na pístu objemoměru se následně zapsala odečtená výchylka. Na každém místě byla provedena vždy dvě měření. První měření před odebráním vzorku a druhé po odebrání vzorku.



Obr. 3.2 Membránový objemoměr - kovový podstavec ohraničuje jamku vzniklou po odebrání zkoumaného materiálu (Consultest s.r.o., 2006)

Odebraný objem byl vypočten podle rovnice (1) :

$$V_{vz} = S \cdot \Delta h \quad (1)$$

kde V_{vz} je výsledný odebraný objem vzorku, S představuje plochu membrány objemometru a Δh je rozdíl naměřených výchylek před a po odtěžení materiálu. Následně byl odebraný materiál v laboratoři vysušen a zvážen a pomocí měrné objemové hmotnosti křemenného písku ($2,65\text{g/m}^3$) byl vypočten objem suchých částic. Ze znalosti objemů již bylo možné vypočíst číslo pórovitosti e a pórovitost písku p v přirozeném uložení pomocí rovnic (2) a (3).

$$e = V_p/V_s \quad (2)$$

$$p = e/(1+e) \quad (3)$$

kde V_s je objem suchého materiálu a V_p je objem pórů

Výsledná kyprost uloženého materiálu *in situ* je zobrazena v tabulce 3.1. Na výsledcích je patrné, že vzorky stav uložení odebíraných vzorků se relativně liší. Tento jev je nejspíš důsledek měnění míst odběru vzorků. Případně nesprávně nalezeného místa, kde písek nebyl opravdu v přirozeném uložení.

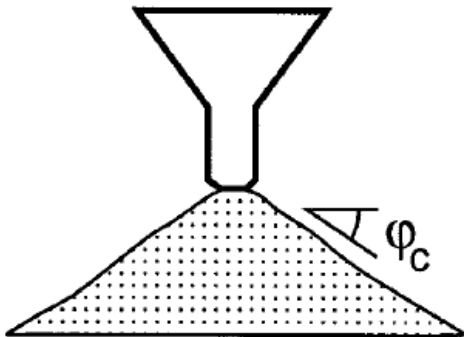
Tab. 3.1 Výsledky měření přirozeného uložení písku *in situ*.

č.měření	e	n
1	0,556	0,357
2	0,517	0,341
3	0,512	0,339
4	0,656	0,396
5	0,613	0,380
6	0,466	0,318
8	0,424	0,298
9	0,481	0,325
10	0,440	0,306

3.2 Laboratorní zkoušky

3.2.1 Měření úhlu přirozené sklonitosti

Ke změření úhlu přirozené sklonitosti bylo třeba nejprve písek vysušit v peci. Následně byl materiál co nejvíce homogenizován, aby při sypaní nedocházelo k oddělování jednotlivých zrnitostních frakcí. Pomocí trychtýře byl nasypán kužel s přirozeným sklonem svahu, přičemž důraz byl kladen na velmi pomalé sypaní, tak, aby písek nepadal příliš velkou rychlostí a nezmenšoval výslednou výšku kužele. Jako podklad pro písek byla zvolena hladká deska běžně používaná pro tuto zkoušku. Sklon svahu byl pak změřen pomocí speciálního měřidla (obr. 3.3). Zkouška se opakovala celkem čtyřikrát, jako výsledný přirozený sklon svahu byl uvažován průměr naměřených hodnot.

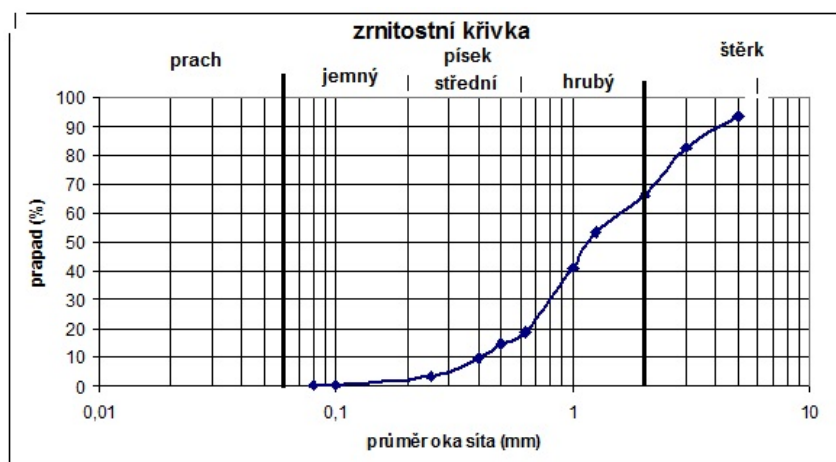


Obr. 3.3 Úhel přirozené sklonitosti na písku (Herle a Gudehus, 1999)

3.2.2 Stanovení zrnitosti

Stanovení zrnitosti studovaného materiálu proběhlo na vzorku o hmotnosti 500g. Materiál byl vysušen v peci a postupně prosíván skrz síta o různých průměrech otvorů. Postupně byla použita síta s průměrem otvorů 5; 3; 2; 1,25; 1; 0,63; 0,50; 0,40; 0,25; 0,1; 0,08 mm. Po každém prosetí písku byla zaznamenána hmotnost propadlého materiálu. Vzhledem k hrubozrnnosti materiálu nebyl dále zkoumán poměr prachovité frakce k jílovité, když nejmenší použitý průměr ok síta byl

0,08 mm. Výsledné hodnoty byly vyneseny do grafu, z čehož vznikla zrnitostní křivka zkoumaného materiálu (obr. 3.4).

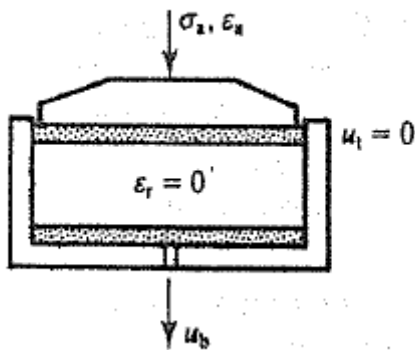


Obr. 3.4 Výsledná zrnitostní křivka zkoumaného materiálu.

Jak lze vidět z výsledného grafu téměř 70% materiálu je zastoupeno písčitou frakcí, přičemž převládá písek střednězrný a hrubozrný. Zbylý objem byl tvořen drobným až střednězrným štěrkem. Jestliže se materiál nazve podle výsledků zrnitostní zkoušky podle bývalé normy ČSN 721001, jedná se o štěrkovitý písek, podle normy ČSN 731001 třída S1-S2.

3.2.3 Oedometrické zkoušky

Oedometrická zkouška spočívá v aplikaci vertikálního napětí na vzorek, který je z omezen v horizontálním směru oedometrickým prstencem tak, aby byla umožněna deformace vzorku pouze ve vertikálním směru (obr. 3.5). Současně při stlačování vzorku dochází k jeho odvodňování.



Obr. 3.5 Schéma oedometru. Aplikováno je vertikální napětí σ_a a měřena deformace ε_a , radiální deformace $\varepsilon_r = 0$ (Atkinson, 2007).

Na podzim roku 2010 v návaznosti na odběr vzorků byly provedeny 4 oedometrické zkoušky v laboratoři mechaniky zemin PŘF UK v Praze za účelem zjištění přetvárných modulů zkoumaného materiálu. Zkoušky proběhly téměř ihned po odebrání vzorků. Pro každou zkouškou byl materiál nejprve vložen do kovového prstence o průměru 112,5mm a rovnoměrně uhlazen, aby byl vzorek souměrný. Důraz byl kladen na co nejkypřejší uložení materiálu. Materiál byl nejdříve vysušen v peci a následně sypán do kovového prstence. Sypání probíhalo pomalu pod vodu za současného kroužení sypacího nástroje tak, aby byl vzorek uložen co nejvíce rovnoměrně. Po nasypání byl celý vzorek znovu zalit vodou a povrch vzorku byl jemně uhlazen špachtlí. Následně bylo provedeno přesné změření výšky a hmotnosti vzorku. Po ukončení zkoušky a vysušení zkoumaného materiálu bylo vypočteno počáteční číslo pórovitosti písku před zkouškou pomocí vzorce (4) podle Atkinsona (2007) :

$$e = V_{\text{pórů}}/V_{\text{skeletu}} \quad (4)$$

kde V_{skeletu} je objem pevných částic vzorku, přičemž hustota pevných částic písku byla použita $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ a $V_{\text{pórů}}$ je vypočtený objem z celkového objemu vzorku a objemu skeletu. Z čísla pórovitosti lze následně odvodit počáteční pórovitost materiálu danou Atkinsonem (2007) jako (5) :

$$n = V_{\text{pórů}} / V_{\text{celk}} \quad (5)$$

kde V_{celk} je celkový objem vzorku.

Po určení počátečních rozměrů byl vzorek umístěn do kovové komory mezi dvě porézní destičky svrchu i zespodu a následně zalit vodou, tak aby došlo k úplné saturaci. Z kovové komory byla vyvedena gumová hadička, aby mohla voda při zatěžování unikat. Následně byl vzorek vložen mezi stlačovací zařízení a po instalaci hodinek se začala aplikovat zátěž. K přitěžování docházelo v jedenácti zatěžovacích krocích (0; 0,5; 1, 2, 4, 8, 16, 37, 58 a 108 kg). Na rameno oedometru se umístila závaží, jejichž hmotnost vyvolala pomocí oedometrického ramene stlačení vzorku určitou silou úměrnou hmotnosti závaží. Po aplikaci napětí na vzorek se vyčkalo až do úplného ustálení deformace, jejíž hodnota se sledovala na hodinkách na oedometru (obr. 3.6). Konečná hodnota změny výšky Δh byla zapsána.



Obr. 3.6 Oedometry v laboratoři mechaniky zemin UK v Praze se zatěžovacím ramenem a hodinkami, na kterých byly prováděny zkoušky.

Z výsledků měření byla sestavena oedometrická zatěžovací křivka závislosti vertikálního přetvoření na osovém napětí, kde přetvoření ve vertikálním směru ε_a bylo vypočteno dle vztahu (6) :

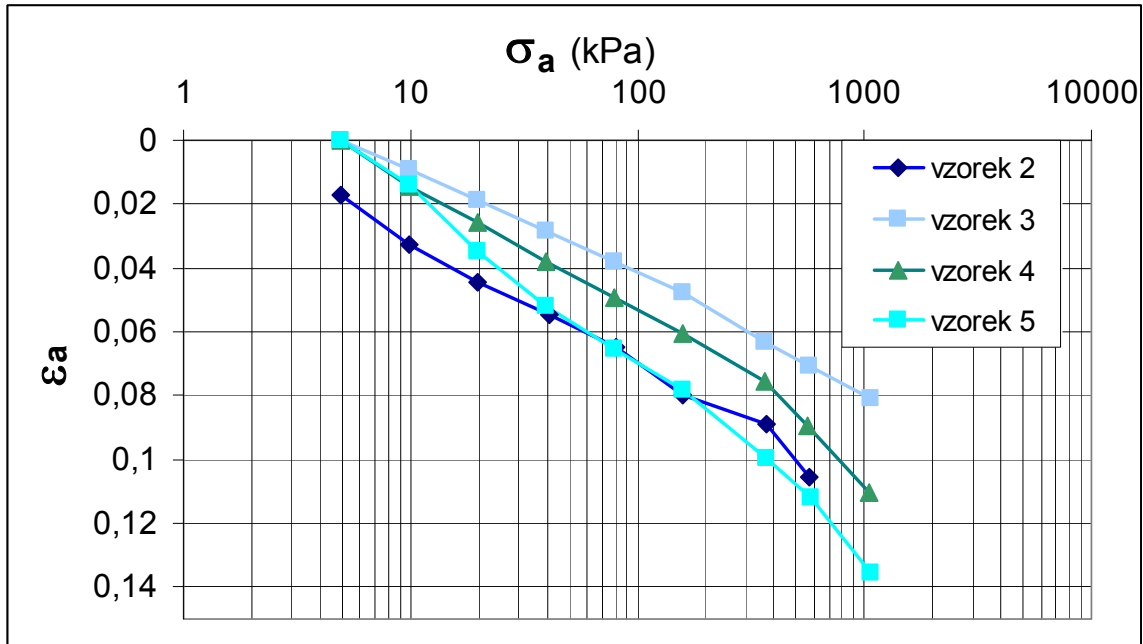
$$\varepsilon_a = 1-h/h_0 \quad (6)$$

kde je h je aktuální výška a h_0 je počáteční výška vzorku. Toto přetvoření je tzv. inženýrské přetvoření.

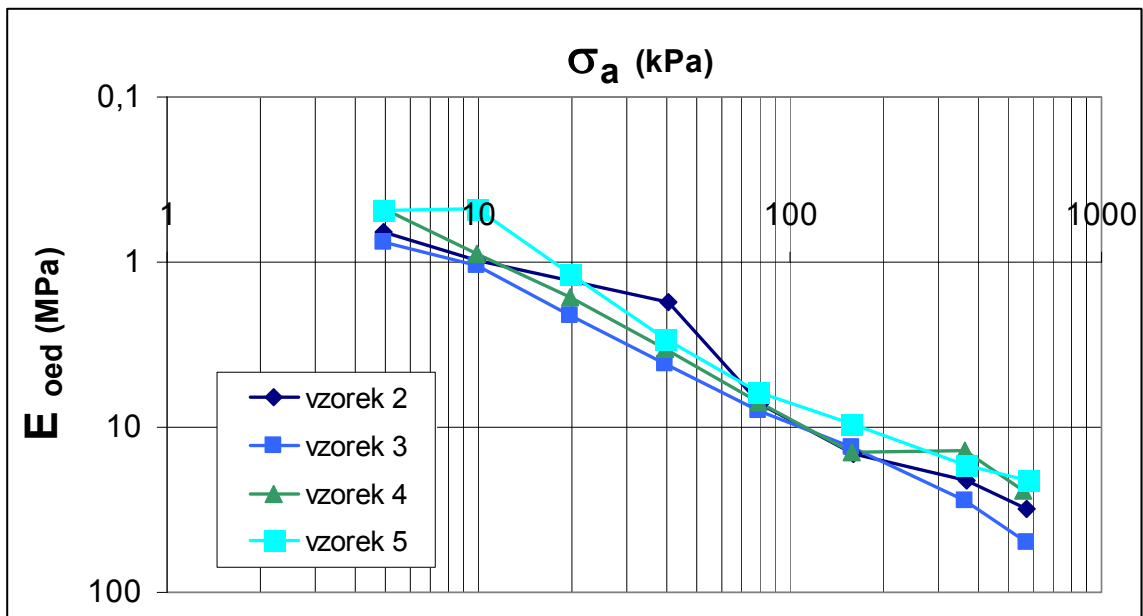
Dále byl z měření určen Oedometrický modul pružnosti podle Atkinsona (2007) ze vztahu (7) :

$$E_{\text{oed}} = (\sigma_{i+1} - \sigma_i)/(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (7)$$

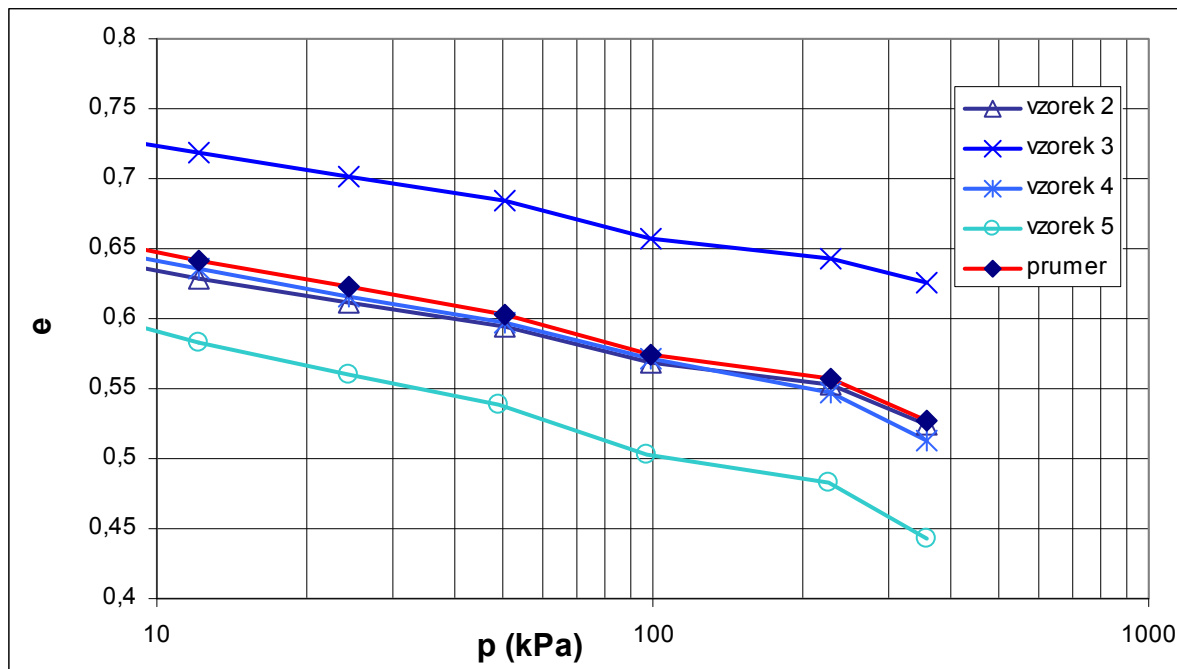
Výsledná závislost axiálního přetvoření ε_a na aplikovaném osovém napětí σ_a je znázorněna v grafu na obrázku 3.7. Všechny zkoušky mají téměř lineární průběh až na menší odchylky. V dalším grafu (obr. 3.8) je vyneseno oedometrický modul E_{oed} v závislosti na axiálním napětí σ_a . U zkoušek lze pozorovat, že se vzrůstajícím osovým napětím roste i oedometrický modul. Poslední graf (obr. 3.9) představuje závislost čísla pórovitosti na středním napětí. Závislost čísla pórovitosti na logaritmu vertikálního napětí je opět téměř lineární. Na výsledných grafech lze pozorovat, že každá oedometrická zkouška vykazovala mírný rozdíl v úrovni axiálního přetvoření nebo čísla pórovitosti. Tento jev byl pravděpodobně způsoben drobnými fluktuacemi v počátečním zhutnění vzorku. Sklon křivek je u všech zkoušek obdobný, proto bylo následně rozhodnuto použít pro další operace průměrné hodnoty čísla pórovitosti ze všech oedometrických zkoušek.



Obr. 3.7 Oedometrické zkoušky zobrazené v grafu závislosti osového přetvoření ϵ_a na osovém napětí σ_a v logaritmickém měřítku.



Obr. 3.8 Oedometrické zkoušky zobrazené v grafu závislosti oedometrického modulu E_{oad} na osovém napětí σ_a v logaritmickém měřítku.



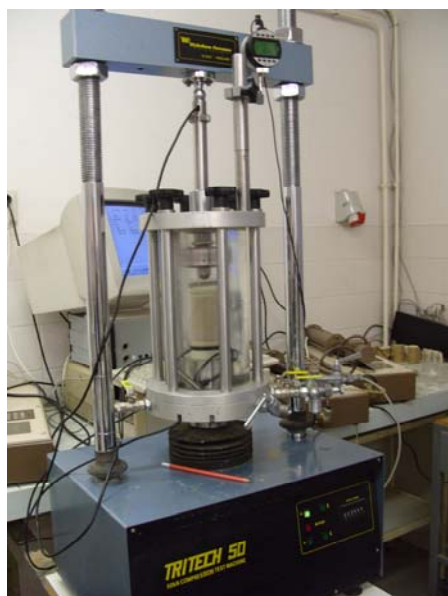
Obr. 3.9 Oedometrické zkoušky zobrazené v grafu závislosti čísla pórovitosti e na středním napětí p v logaritmickém měřítku, červeně je vyznačen průměr všech zkoušek využitý pro kalibraci modelu.

3.2.4 Triaxiální zkoušky

Triaxiální zkoušky byly provedeny v několika fázích. V první fázi došlo pouze k doladění všech potřebných úprav tak, aby bylo možné provést zkoušky bez defektů membrány. Současně byla všechna používaná měřicí zařízení zakalibrována tak, aby bylo dosaženo přesných výsledků měření. Zkoušky probíhaly v laboratoři mechaniky zemin UK na přístrojích Tritech 50 (obr. 3.10). Požíval se klasický trojosý přístroj doplněný o snímače lokálních deformací (lvdt). Písek byl nasypán do formy s vodou ve tvaru válce o průměru podstavy 38 mm a výšce takové, aby byla alespoň dvakrát větší, než je průměr podstavy. Forma byla plněna postupně po malých vrstvách, které byly opatrně hutněny tak, aby bylo dosaženo, co nejbližší hodnoty pórovitosti vzorku jako měl písek v přirozeném uložení. Jednalo se o velmi zdlouhavý proces, který vyžadoval velkou dávku trpělivosti. Vzorek byl opatřen dvěma nepropustnými membránami pro větší ochranu před penetrací ostrohrannými zrny písku. Na stěnu vzorku byly následně

vteřinovým lepidlem umístěny snímače lvd't a to vždy dva proti sobě. U každého snímače lvd't se zaznamenala délka úseku, na kterém byla deformace snímána. Současně byly změřeny počáteční rozměry vzorku před zkouškou. Po osazení vzorku do trojosého přístroje a napuštění komory vodu byl pomocí GDS kontrolerů postupně zvyšován tlak vody v komoře i sytící tlak vzorku až do úrovně cílového pórového tlaku. Ve vzorku byl během všech zkoušek udržován pórový tlak 100 kPa. Rychlost zvyšování tlaku byla nastavena 3 kPa za minutu. Následně se pomocí funkce RAMP zvyšoval pouze komorový tlak až do požadované úrovně. Po dosažení koncového komorového tlaku se pomocí měřiče GDS zaznamenal úbytek objemu vody ze vzorku po konsolidaci. Jelikož se jedná o hrubý materiál, nebylo potřeba dlouhé doby na ustálení objemu vzorku. Konsolidace proběhla okamžitě po ukončení tlakování.

Následně se mohlo přistoupit k samotné trojosé zkoušce. Na písku byly provedeny trojosé zkoušky při efektivním napětí 50, 100, 150, 200, 300, 400, 500 kPa. Všechny zkoušky byly drénované.



Obr. 3.10 Trojosý přístroj Trittech 50 v laboratoři mechaniky zemin UK v Praze.

Následně se mohlo přistoupit k stlačování vzorku pomocí pístu ve vertikálním směru. Píst vyvozuující osové napětí byl přiblížen do těsného kontaktu s vrchní podstavou vzorku. Dále byly nastaveny hodinky pro vnější měření posunu pístu a zkouška byla spuštěna. Rychlost posunu

pístu byla u všech provedených zkoušek 0,3 mm/min a měření se zaznamenávala každé 3 sekundy pomocí programu Visual Basic. Zkoušky probíhaly až do konečné deformace vzorku 20% nebo pokud byla pozorována již dostatečná deformace či porušení. Celá zkouška u jednoho vzorku probíhala přibližně 1 hodinu. Výsledky provedených zkoušek byly vyneseny do grafů q/ε_s , $\varepsilon_v/\varepsilon_s$, G/ε_s , kde q je deviátorové napětí vyvozené pístem na vzorek, ε_s je smykové přetvoření, ε_v je relativní objemové přetvoření a smykový modul tuhosti písku. Deviátorové napětí bylo určeno vztahem (8) :

$$q = F/A \quad (8)$$

kde F je síla působící na podstavu vzorku A . Relativní smykové přetvoření bylo vypočteno pomocí vztahu (9), (Atkinson, 2007) :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a - 1/3 \varepsilon_v \quad (9)$$

kde ε_a je relativní osové přetvoření vzorku ve vertikálním směru, $\varepsilon_a = h/h_0$ a ε_v je relativní objemové přetvoření vzorku $\varepsilon_v = V/V_0$.

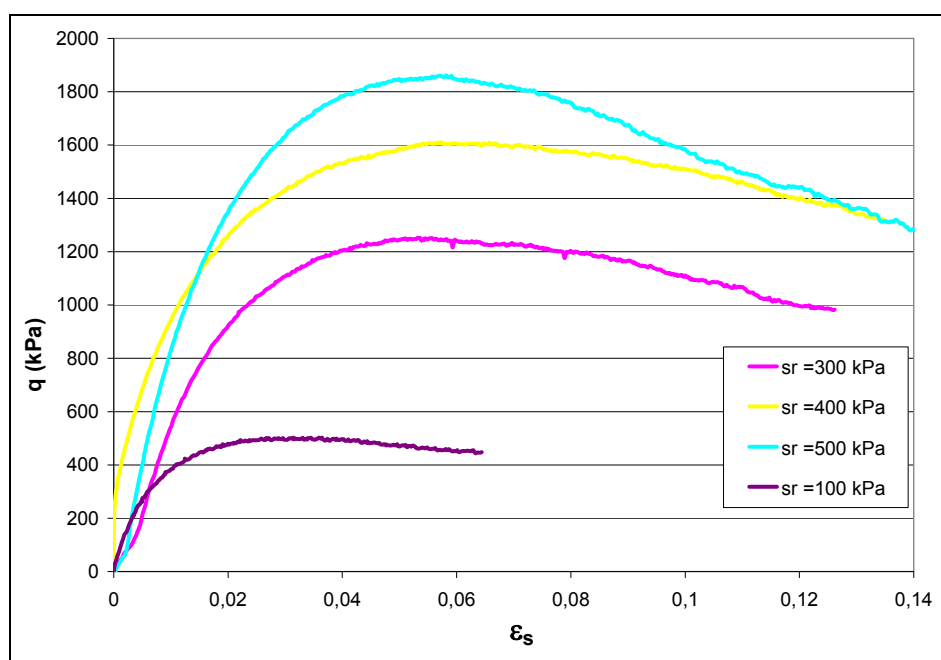
Přibližný tečný smykový modul písku byl vypočten ze vztahu (10) (Atkinson, 2007):

$$G = \Delta q / 3\Delta\varepsilon_s \quad (10)$$

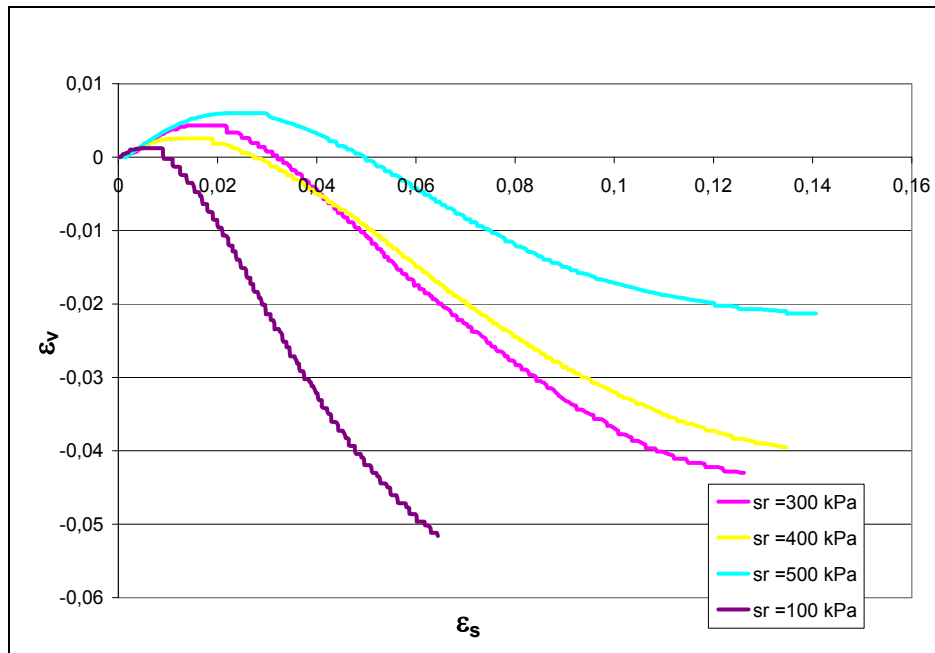
, kde Δq a $\Delta\varepsilon_s$ byly brány jako sečny ve zvoleném intervalu a to pouze z měření pomocí snímačů lvdt.

Graf se zobrazenými výsledky zkoušek při efektivním napětí 100, 200, 300, 400 a 500 kPa je zobrazen na obrázku 3.11. Lze pozorovat, že čím větší komorové napětí bylo aplikováno, tím větší vrcholový úhel vnitřního tření vzorek vykazoval. To odpovídá teorii mechaniky zemin, kde největší vrcholový úhel mají ulehle zemin, zatímco při zkoušení kypře zemin nedostaneme téměř žádný vrchol. Dále je přiložen graf závislosti relativního objemového přetvoření ε_v na relativním smykovém přetvoření ε_s (obr. 3.12) a graf zobrazující průběh čísla e pórovitosti s relativním smykovým přetvořením ε_s (obr. 3.13). Následující graf výsledků trojosých zkoušek

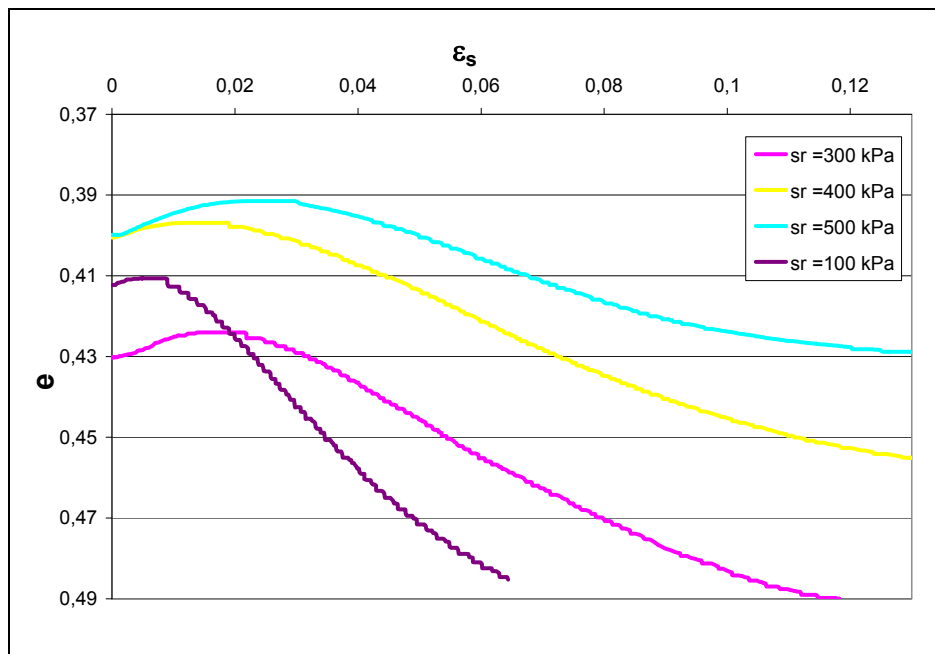
(obr. 3.14) zobrazuje závislost smykové tuhosti G na smykovém přetvoření ϵ_s . Jelikož se tuhost počítala ze sečného deviátorového napětí a tečného smykového přetvoření jsou tyto křivky relativně kostrbaté. Na všech zkouškách je však jasně zřejmý pokles tuhosti se vzrůstajícím přetvořením. Protože sečný interval relativně hodně ovlivní výkyvy v hodnotách tuhosti, bylo pro následnou kalibraci modelu nutné zvážit, který z intervalů je vhodný pro zobrazení poklesu tuhosti. Pro naše účely byly vyzkoušeny tečné intervaly hodnot smykového přetvoření a deviátorového napětí 5, 10 a 15 (obr. 3.15), ze kterých se vybral jeden nejlépe vystihující závislost nebo kombinace více intervalů (obr. 3.16).



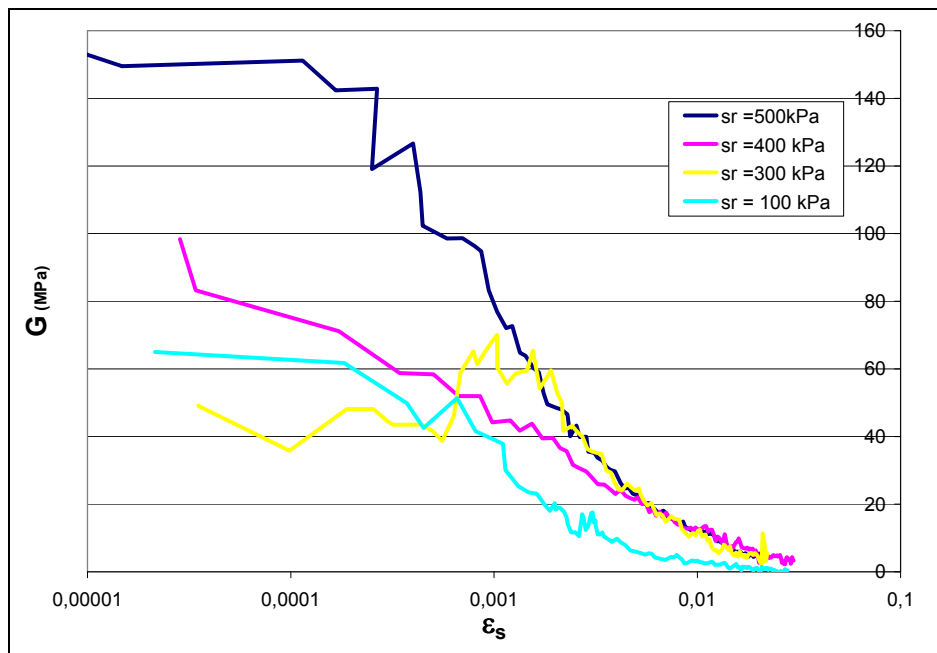
Obr. 3.11 Graf závislosti deviátorového napětí q na relativním smykovém přetvoření ϵ_s , pro zkoušky při různém komorovém napětí.



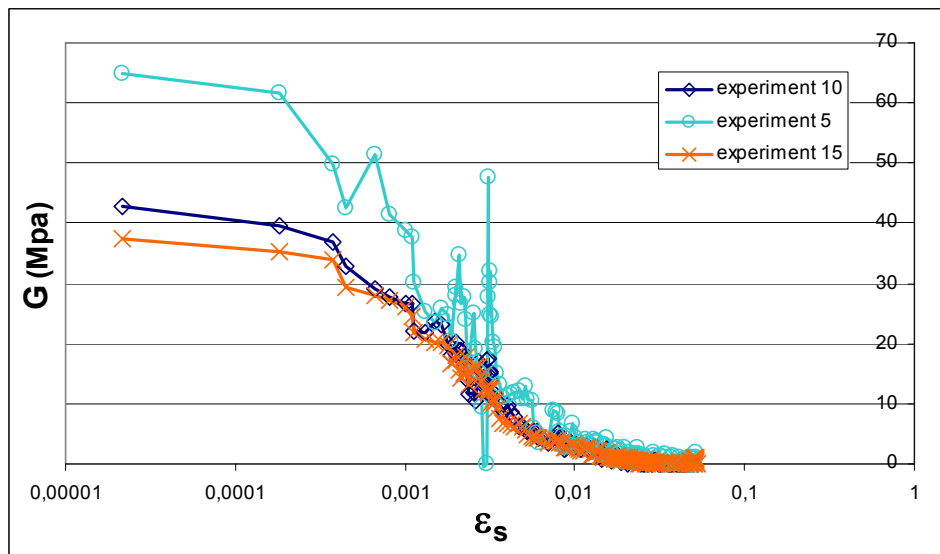
Obr. 3.12 Graf závislosti relativního objemového přetvoření ϵ_v na relativním smykovém přetvoření ϵ_s , pro zkoušky při různém komorovém napětí.



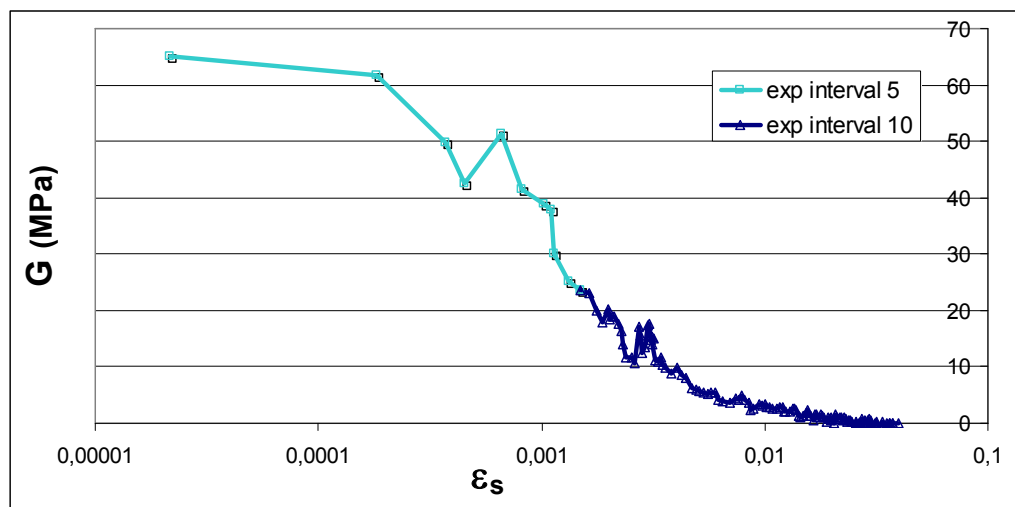
Obr. 3.13 Graf závislosti čísla pórovitosti e na relativním smykovém přetvoření ϵ_s , pro zkoušky při různém komorovém napětí.



Obr. 3.14 Graf závislosti smykové tuhosti G vypočtené z měření deformací pomocí lvdt, na relativním smykovém přetvoření ε_s , v logaritmickém měřítku.



Obr. 3.15 Graf znázorňující rozdílný průběh poklesu tečného smykového modulu použitím tečného intervalu 5, 10 a 15 pro deviatorové napětí q a smykové přetvoření ε_s při komorovém tlaku 100 kPa.



Obr. 3.16 Závislost smykového modulu G na relativním smykovém přetvoření ϵ_s kombinací dvou tečných intervalů pro výpočet G při komorovém tlaku 100 kPa.

3.2.5 Měření pomocí bender elementů

Bender elementy byly použity pro zjištění smykového modulu písku při velmi malých přetvořeních, kde klasická trojosá zkouška s lokálními snímači deformací neposkytuje přesné výsledky. V roce 2011 byly provedeny celkem 3 zkoušky na vzorcích písku. Úspěšná však byla jen jedna. Vzorek byl připraven stejně jako při trojosé zkoušce do tvaru válce o průměru podstavy 38mm a výšce minimálně 70 mm. Aby se zabránilo komunikaci vody v komoře vzorkem byl pokryt nepropustnou membránou. Písek byl vkládán do formy po jednotlivých vrstvách, plně saturován a průběžně hutněn tak, aby bylo dosaženo přibližné stejné pórovitosti jako v přirozeném uložení. Na horní i dolní podstavu vzorku byly přiloženy destičky se seismickým zařízením pro buzení a přijímání seismického signálu. Bylo třeba, aby seismická čidla byla v kontaktu se zkoumaným materiálem. Po osazení čidel byl vzorek umístěn do komory a ta následně zaplněna vodou. Během zkoušky se na vzorek působilo několika úrovněmi komorového tlaku, přičemž uvnitř vzorku byl udržován konstantní pórový tlak 100kPa. Efektivní

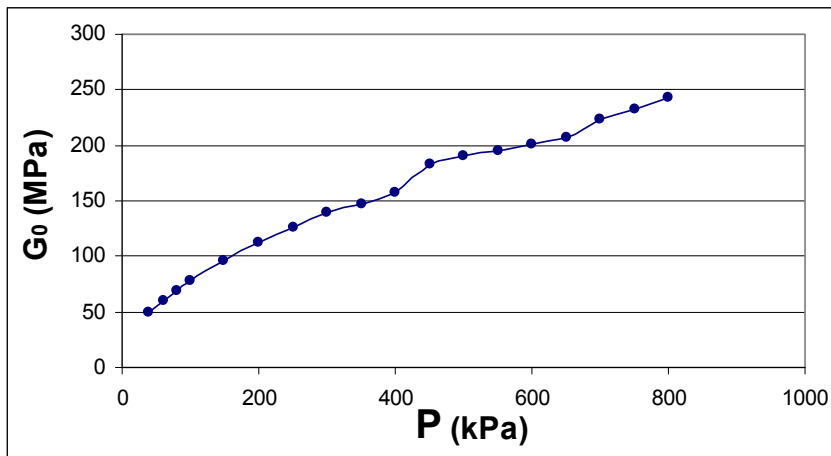
napětí tak bylo zvyšováno od 0kPa do 800kPa z počátku s velikostí kroku 20kPa, při napětích vyšších než 100kPa byl krok 50kPa. Při každém zatěžovacím kroku bylo odečítáno první nasazení seismického signálu příčné vlny, který prošel vzorkem ve vertikálním směru. Z odečteného času byla následně vypočtena rychlost procházející vlny pískem ze vztahu (11):

$$v_s = h/t \quad (11)$$

kde h je aktuální výška vzorku a t je čas prvního nasazení příčné vlny. Současně s tím byla zaznamenávána data o změnách objemu vzorku působením komorového tlaku a tak i změnách v ulehlosti vzorku. Z aktuální objemové hustoty vzorku bylo poté možné vypočíst seismický modul pružnosti písku pomocí vztahu (12):

$$G_{\text{seism.}} = \rho \cdot v^2 \quad (12)$$

kde ρ je aktuální hustota vzorku a v je rychlost šíření smykové vlny. Vynesená závislost zjištěné smykové tuhosti písku pomocí bender elementů na úrovni napětí je v grafu (obr. 3.17).



Obr. 3.17 Graf závislosti modulu tuhosti na středním napětí měřené pomocí bender elementů.

Z grafu je zřejmé, že závislost modulu tuhosti na napětí má téměř lineární průběh. Naměřené hodnoty smykové tuhosti jsou shrnuty v tabulce 3.2.

Tab. 3.2 Naměřené hodnoty smykové tuhosti pomocí bender elementů při různých komorových napětích.

P (kPa)	u (kPa)	G (MPa)
10	100	120,81
20	100	126,40
40	100	116,58
60	100	141,26
80	100	166,41
100	100	195,36
150	100	264,51
200	100	334,99
250	100	404,68
300	100	478,02
350	100	535,26
400	100	601,80
450	100	693,95
500	100	727,12
550	100	767,01
600	100	817,62
650	100	864,50
700	100	966,84
750	100	1042,57
800	100	1113,61

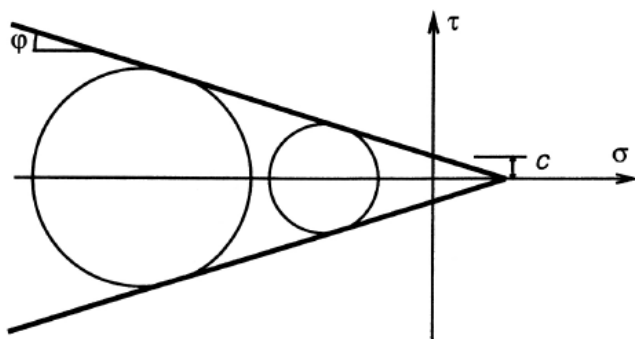
4 Konstituční model

4.1 Mohr-Coulombův model

Jak říká Mašín a Herle (2005) Mohr-Coulombův model je nejčastěji používaným ideálně plastickým konstitučním modelem v geomechanice. Předpokládá porušení zeminy na smykové ploše v důsledku vyčerpání smykové pevnosti a elastické chování uvnitř obálky pevnosti. Mohr-Coulombův model je specifikován pomocí elastické matice tuhosti, podmínky plasticity a plastického potenciálu. Elastická matici tuhosti, která je lineárně isotropní upravuje Youngův modulu pružnosti E a Poissonovo číslo ν . Plochu porušení $f=0$ a podmínku plasticity f , lze vyjádřit jako (13) :

$$f(\sigma) = \tau + \sigma \tan \varphi - c = 0 \quad (13)$$

kde τ je smykové napětí na smykové ploše, σ je normálové napětí na smykové ploše, φ je úhel vnitřního tření a c je soudržnost. Grafické znázornění Mohr-Coulombovy podmínky plasticity v 2D je zobrazeno na obrázku níže (obr. 4.1). Pokud se vzorek pohybuje uvnitř obálky porušení, dochází k elastické deformaci. Jakmile však dojde ke zvýšení napětí a dosažení této obálky pak je deformace plastická.



Obr. 4.1 Mohr-Coulombova podmínky plasticity (Herle, 2003)

Pokud chceme vyjádřit podmínku plasticity pomocí hlavního napětí, pak rovnice získá podobu (14):

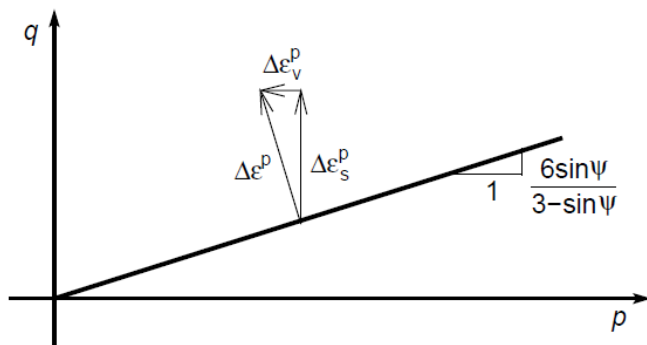
$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \quad (14)$$

kde σ_1 a σ_3 jsou maximální a minimální hlavní napětí (vlastní číslo tenzoru napětí) a φ je úhel vnitřního tření.

Plastický potenciál je definován podobně jako podmínka plasticity rovnicí (15):

$$g(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (15)$$

kde ψ je úhel dilatance. Plocha plastického potenciálu Mohr-Coulombova modelu zobrazená v prostoru daném invarianty středního napětí a deviatorového napětí je zobrazená na obrázku níže (obr. 4.2)



Obr. 4.2 Plocha plastického potenciálu (Mašín, 2012)

Při kalibraci Mohr-Coulombova modelu je tedy nutné stanovit Youngův modul pružnosti E , Poissonovo číslo ν , úhel vnitřního tření φ , efektivní soudržnost c a úhel dilatance ψ , které lze získat vyhodnocením běžné drénované triaxiální zkoušky. Stavovou proměnou pro tento model zůstává pouze napětí $\boldsymbol{\sigma}$.

Závěrem lze říci, že Mohr-Coulombův model je vhodný nástroj na predikci pouze některých aspektů chování zeminy. Mezi ně patří úroveň napětí při porušení nebo přibližná předpověď dilatace materiálu. V oboru malých přetvoření však předpovídá lineární průběh chování při zvyšujícím se napětí, což neodpovídá skutečnému nelineárnímu chování zeminy.

4.2 Hypoplastický model

Hypoplastický model je moderní způsob jak v dnešní době předpovídat chování zemin v geotechnice. Deformace zde na rozdíl od elasto-plastických modelů není rozdělena na elastickou a elasto-plastickou část. Elastické a plastické chování je postihnuto nelineární konstituční rovnicí v podobě přírůstkového zápisu. Základní rovnice hypoplastického modelu je ve tvaru (Mašín, 2010), (16) :

$$\dot{\mathbf{T}} = \mathcal{L} : \mathbf{D} + \mathbf{N} \|\mathbf{D}\|, \quad (16)$$

kde \mathbf{T} , je Jaumanova rychlost napětí, \mathbf{D} je Eulerův tenzor rychlosti deformace $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$ a \mathbf{N} jsou tenzory čtvrtého a druhého řádu. Stav zeminy je v hypoplasticitě popsán pomocí tenzoru napětí a číslem pórovitosti.

Hypoplastický model pro hrubozrnné materiály dle Wolffendorffa (1997) má v jeho základní podobě 8 parametrů - φ_c , h_s , n , e_{d0} , e_{c0} , e_{i0} , α a β . Kritický úhel vnitřního tření φ_c lze získat přímo změřením úhlu přirozené sklonitosti materiálu. Parametry h_s a n lze odvodit z oedometrických zkoušek. Zatímco h_s řídí strmost oedometrické křivky, parametr n řídí její zakřivení. Kritické číslo pórovitosti e_{c0} charakterizuje stav zeminy při dosažení kritického stavu. Parametr e_{d0} vyjadřuje nejulehlejší stav zeminy po opakovaném cyklickém zatěžování. Třetí z čísel pórovitosti e_{i0} charakterizuje stav zeminy při maximálním nakypření. Poslední dva parametry modelu α a β řídí vrcholový úhel vnitřního tření a smykovou tuhost. To znamená, že ovlivňují tvar pracovního diagramu. Tato základní forma hypoplastického modelu relativně dobře vystihuje

chování zeminy při středních a velkých napětích. Pokud však chceme znát chování zeminy i při malých napětí musíme užít tzv. koncept intergranulárních přetvoření (Niemunis a Herle, 1997)

Díky konceptu intergranulárních přetvoření lze modelovat vliv tuhosti při malých přetvořeních. Do základního modelu však koncept přináší dalších pět parametrů. Jsou to R , β_R , χ , m_R , m_T . Parametr R kontroluje rozsah elastické oblasti v oblasti malých přetvoření, parametry β_R , χ určují rychlost poklesu tuhosti. Velikost parametru m_R určuje úroveň počáteční smykové tuhosti, m_T řídí tuhost při 90° změně dráhy přetvoření.

Hypoplastický model doplněný o koncept intergranulárních přetvoření tak umožňuje postihnout téměř všechny aspekty chování zemin. Lze předpovídat, kdy dojde k porušení vzorku v závislosti na napětí a přetvoření. Postihuje dilatační chování zemin a dokáže modelovat chování zemin s různou počáteční pórovitostí. V oboru malých přetvoření předpovídá nelineární pokles tuhosti s přetvořením, který odpovídá reálnému chování zemin a uvažuje tak závislost tuhosti na napětí. Hypoplastickým modelem lze vystihnout chování zeminy v závislosti na předchozí deformační historii a průběh chování při opakovaném přitěžování a odlehčování.

4.3 Kalibrace konstitučních modelů

Kalibrace parametrů modelu je nutná fáze před samotnou výstavbou numerického modelu. Spočívá v nalezení hodnot všech parametrů, které jsou pro daný testovaný materiál charakteristické a potřebné. Většinou lze takovéto parametry získat přímo z laboratorních zkoušek na materiálu, výpočtem nebo postupnými úpravami pomocí grafického zobrazení.

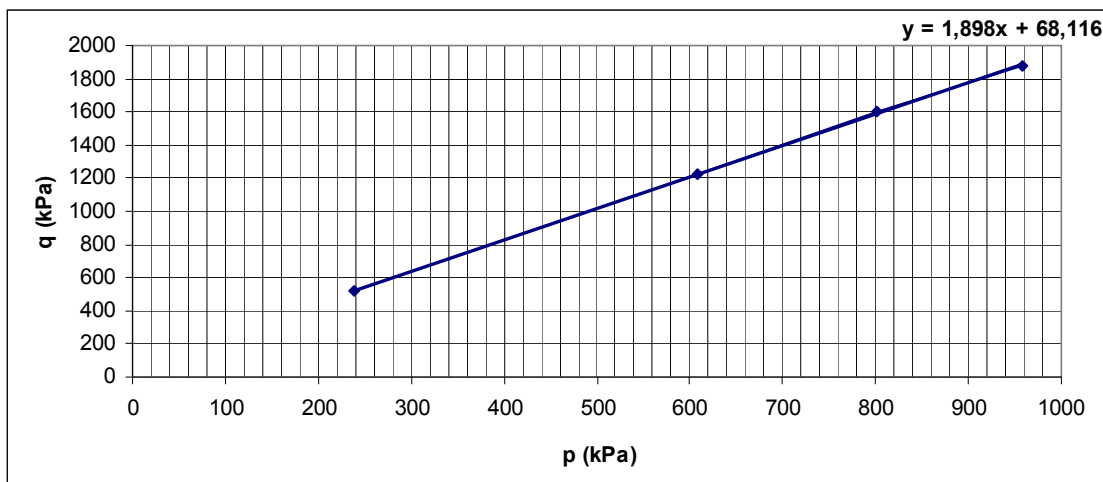
4.3.1 Kalibrace Mohr-Coulombova modelu

Jak již bylo řečeno ke kalibraci Mohr-Coulombova modelu je potřeba znát 5 parametrů. Tyto parametry jsou Youngův modul pružnosti E , Poissonovo číslo ν , úhel vnitřního tření φ , efektivní soudržnost c a úhel dilatance ψ .

Kalibrace parametrů Mohr-Coulombova modelu proběhla na výsledcích drénovaných trojosých zkoušek. Ze sady zkoušek při různých komorových napětích byla sestrojena obálka pevnosti písku a odečtena směrnice M a k (obr. 4.3) jak je znázorněno v grafu závislosti středního napětí na deviátorovém napětí. Po sestrojení obálky byly použity drénované triaxiální zkoušky při komorovém napětí 100, 300, 400 a 500 kPa. Zkoušku při 200 kPa se bohužel nepodařilo úspěšně dokončit. Následně se pomocí vztahů (17) a (18) vyjádřily parametry vrcholový úhel vnitřního tření φ a soudržnost c .

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (17)$$

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (18)$$

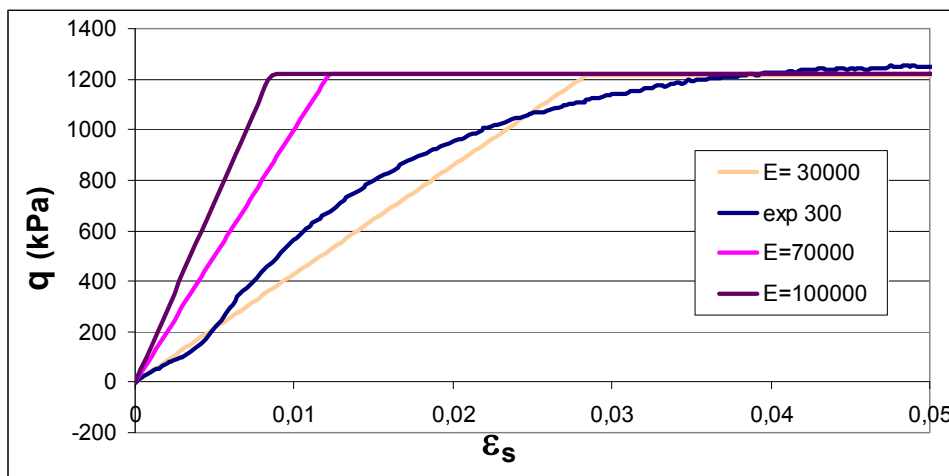


Obr. 4.3 Obálka pevnosti sestrojena z vrcholových pevností triaxiálních zkoušek při komorovém napětí 100, 300, 400 a 500 kPa.

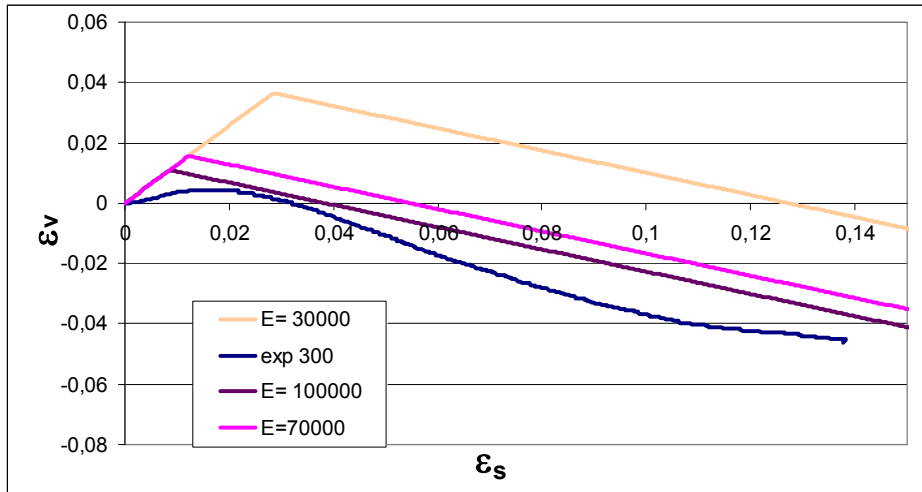
K další kalibraci se použil program Triax se vstupním souborem pro Mohr-Coulombův model. Při dosazení parametrů modelu a definování komorového tlaku pro určitou zkoušku vygeneroval program modelová data triaxiálních zkoušky pro dané podmínky. Tato data se vynesla do grafů závislosti smykového přetvoření na deviátorovém napětí a smykového přetvoření v závislosti na objemovém přetvoření společně s experimentálními daty. Pomocí upravování vstupních

parametrů modelu se postupně dosáhlo vytvarování modelové křivky podle experimentálních dat tak, aby pro jednu sadu parametrů přibližně odpovídala všem experimentálně provedeným triaxiálním zkouškám.

Vliv parametrů modelu na předpověď tvaru triaxiálních křivek popsal ve své práci Mašín (2010). Obecně lze říci, že Youngův modul přetvárnosti ovládá tuhost, neboli rychlost nárůstu smykového přetvoření v závislosti na deviatorovém napětí (Mašín, 2010). Jak je zobrazeno v grafech výsledků zkoušek (obr. 4.4), čím větší Youngův modul použijeme, tím strmější bude křivka. V grafu $\varepsilon_s:\varepsilon_v$ je se zvýšením Youngova modulu snižována úroveň přechodu režimu dilatance do režimu kontrakce (obr. 4.5).

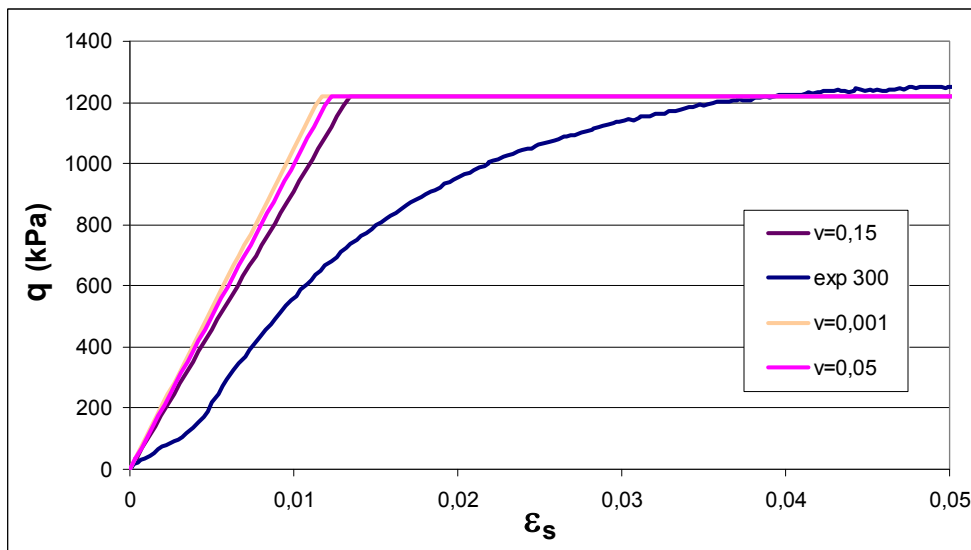


Obr. 4.4 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti Youngova modulu pružnosti pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa.

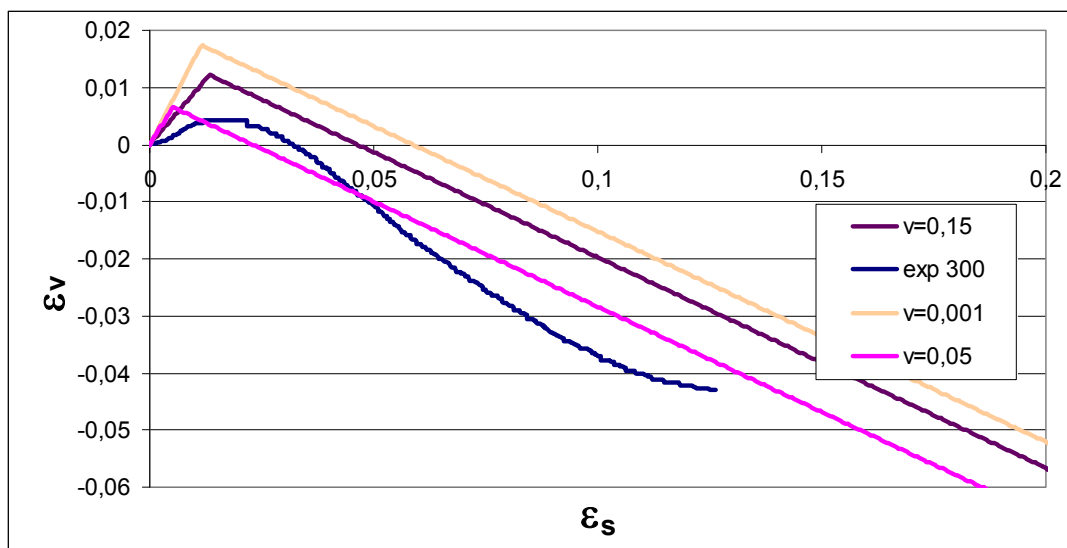


Obr. 4.5 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti Youngova modulu pružnosti pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa v zobrazení ε_s : ε_v .

Poissonovo číslo ovlivňuje Mohr-Coulombův model podobně jakou Youngův modul. Jak lze pozorovat na dalším grafu, čím menší Poissonovo číslo použijeme, tím více se rozevívá křivka dilatace a přechod režimů se posouvá výše (obr. 4.6 a 4.7).

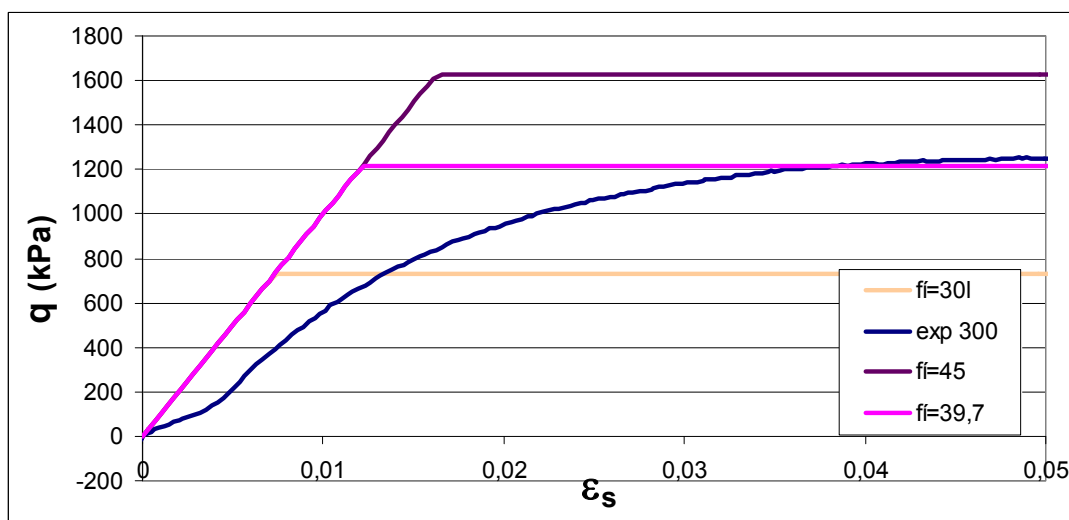


Obr. 4.6 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti Poissonova čísla pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa.

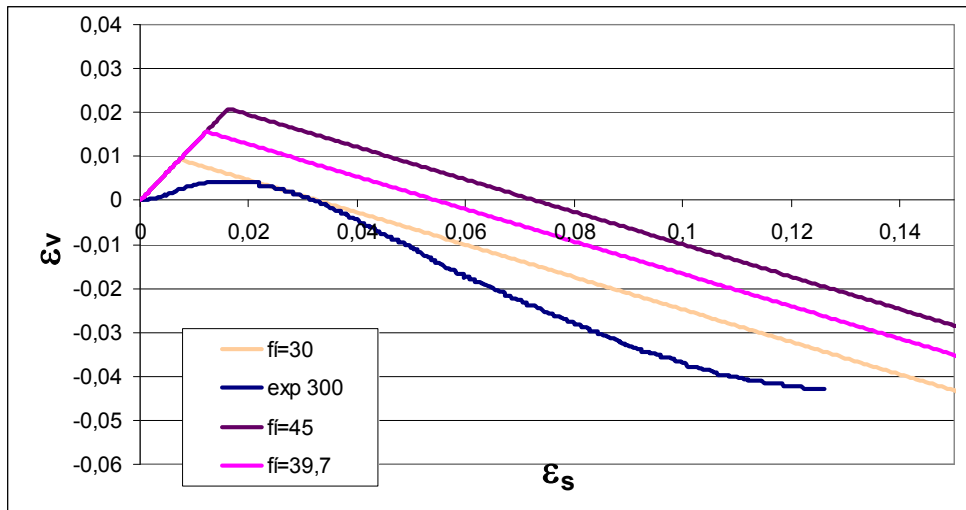


Obr. 4.7 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti Poissonova čísla pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa v zobrazení ϵ_s : ϵ_v .

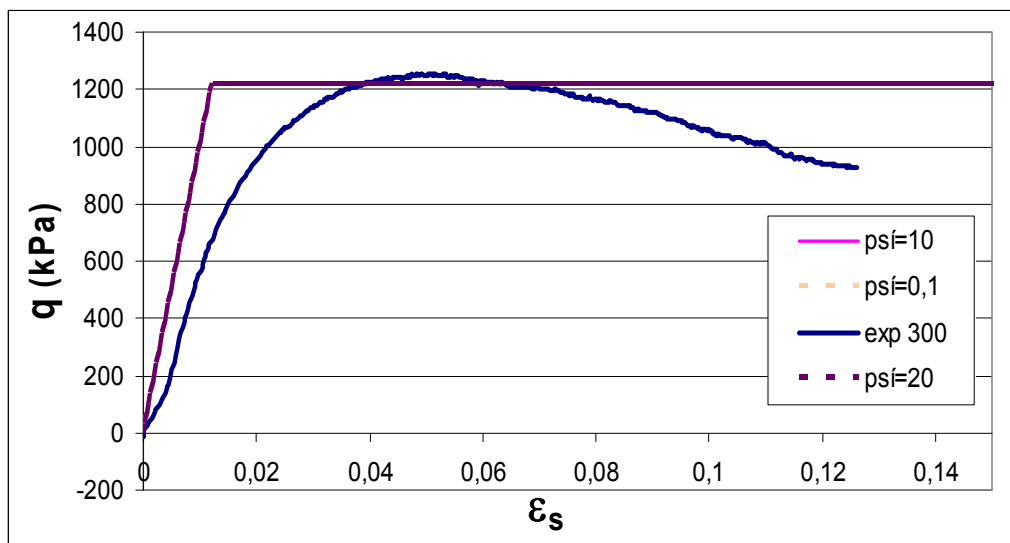
Vliv úhlu vnitřního φ tření je znázorněn na obrázku 4.8 a 4.9. S rostoucím úhlem vnitřního tření se zvyšuje vrcholová pevnost modelu a současně se mírně mění schopnost dilatovat. Dilatanci nejvíce ovládá parametr úhel dilatace, při jehož zvýšení se schopnost zeminy dilatovat snižuje a křivka se více zakřivuje (obr. 4.11), zatímco na vrcholovou pevnost má vliv zanedbatelný (obr. 4.10).



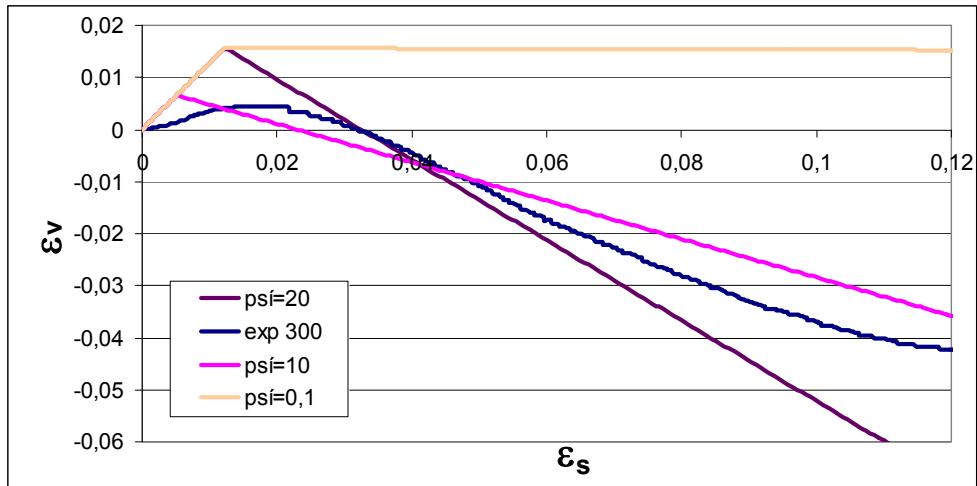
Obr. 4.8 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti úhlu vnitřního tření pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa.



Obr. 4.9 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti úhlu vnitřního tření pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa v zobrazení ε_s : ε_v .



Obr. 4.10 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti úhlu dilatance ψ pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa.



Obr. 4.11 Závislost předpovědi Mohr-Coulombova modulu na velikosti úhlu dilatance ψ pro triaxiální zkoušku při komorovém napětí 300 kPa v zobrazení ϵ_s : ϵ_v .

Všechny parametry byly postupně měněny a výsledné křivky fitovány na všechny výsledky trojosých zkoušek při různých komorových tlacích. Nakonec byla vybrána ta sada parametrů, pro kterou předpověď modelu nejlépe seděla na experimenty (tab. 4.1)

Tab. 4.1 Výsledné parametry Mohr-Coulombova modelu pro testovaný písek.

E (Mpa)	70000
ν	0,05
φ (°)	39,70
c (kPa)	35,54
ψ (°)	10

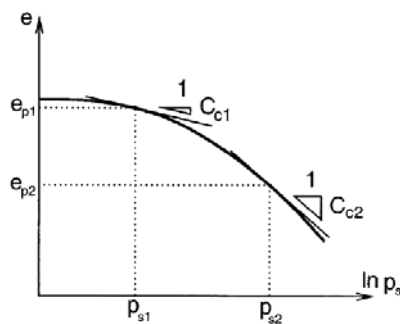
4.3.2 Kalibrace hypoplastického modelu

Hypoplastický model má ve své základní podobě 8 materiálových parametrů - φ_c , h_s , n , e_{d0} , e_{c0} , e_{i0} , α a β . Při jeho kalibraci se postupovalo pomocí postupů popsaných Mašínem (2010) pro modelování pomocí programu Plaxis. Kritický úhel vnitřního tření byl určen přímo z měření úhlu přirozené sklonitosti na kupičce vysušeného písku, jak bylo popsáno v kapitole. Podoba dalších parametrů se hledala pomocí výsledků oedometrických zkoušek zobrazených v grafu závislosti středního napětí na pórovitosti.

Parametr n byl vypočten pomocí vztahu (19) (Mašín a Suchomel, 2009) :

$$n = \frac{\ln(e_{p1}C_{c2}/e_{p2}C_{c1})}{\ln(p_{s2}/p_{s1})} \quad (19)$$

kde střední napětí p_{s1} a p_{s2} lze získat z osových napětí použitím Jákyho rovnice $K_0 = 1 - \sin\varphi_c$ (Jáky, 1948). e_{p1}, e_{p2} jsou čísla pórovitosti při napětích p_{s1} a p_{s2} . C_{c1} a C_{c2} představují směrnice tečen v bodech $[e_{p1}, p_{s1}]$ a $[e_{p2}, p_{s2}]$ respektive (obr. 4.12).



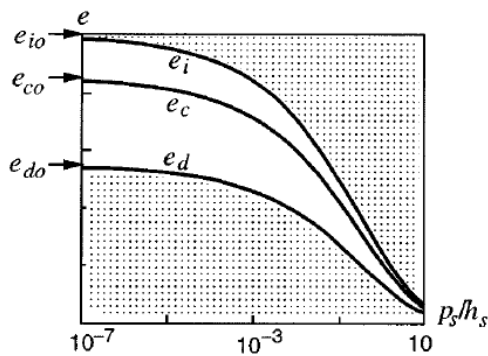
Obr. 4.12 Tečny k oedometrické křivce v bodech $[e_{p1}, p_{s1}]$ a $[e_{p2}, p_{s2}]$. (Herle a Gudehus, 1999)

Parametr h_s byl následně vypočten ze vztahu (20), (Mašín a Suchomel, 2009):

$$h_s = 3p_s \left(\frac{ne_p}{C_c} \right)^{1/n} \quad (20)$$

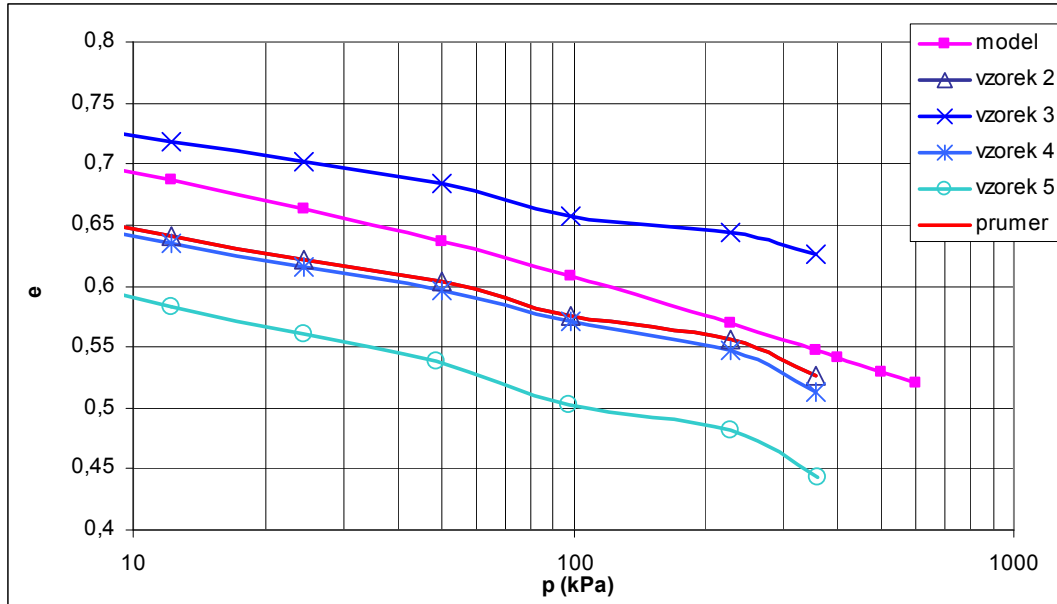
, kde C_c je sečný index vypočtený z rovnice $C_c = (e_{p1} - e_{p2}) / (\ln(p_{s2}) - \ln(p_{s1}))$, p_s a e_p jsou průměrné hodnoty z p_{s1} a p_{s2} , e_{p1} a e_{p2} respektive.

Hodnoty čísel pórovitosti lze odvodit pomocí empiricky odvozených stavů (Herle a Gudehus, 1999), kde $e_{i0} / e_{c0} \approx 1,2$, podobně minimální číslo pórovitosti e_{d0} lze vyjádřit jako $e_{d0} / e_{c0} \approx 0,4$. Význam parametrů e_{i0} , e_{c0} a e_{d0} je zobrazen na obrázku (obr. 4.13).



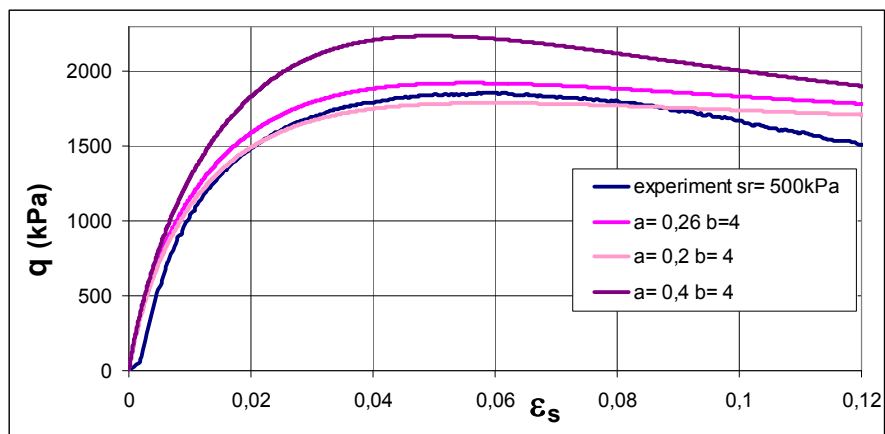
Obr. 4.13 Význam parametrů e_{i0} , e_{c0} a e_{d0} (Gudehus, 1996).

Následně bylo nutné vypočtené parametry ještě upravit pomocí porovnání modelové křivky s experimentálními daty z oedometrických zkoušek. Ze čtyř provedených oedometrických zkoušek byl nejprve udělán aritmetický průměr hodnot a vyneseno do grafu. Parametry modelu se upravovaly tak, aby se modelová křivka co nejvíce podobala průměru. Zároveň se ovšem sledovala i odezva přepovědi triaxiální tuhosti. Výsledná oedometrická křivka je zřejmá z obrázku 4.14.

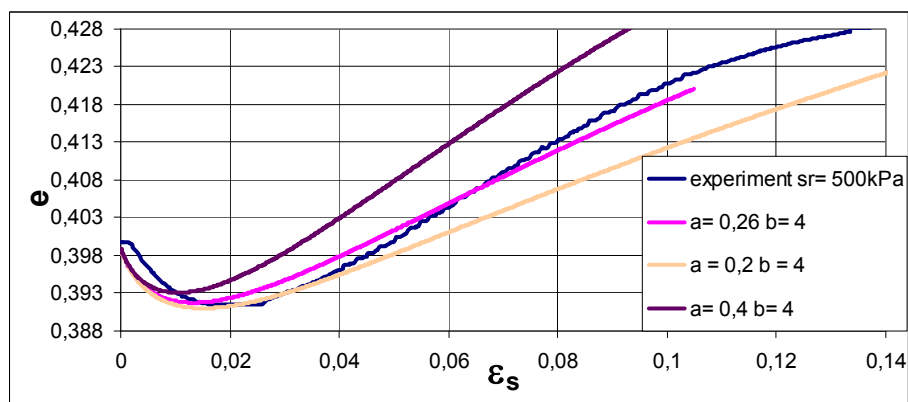


Obr. 4.14 Graf oedometrických křivek a křivka stlačitelnosti předpovězená hypoplastickým modelem.

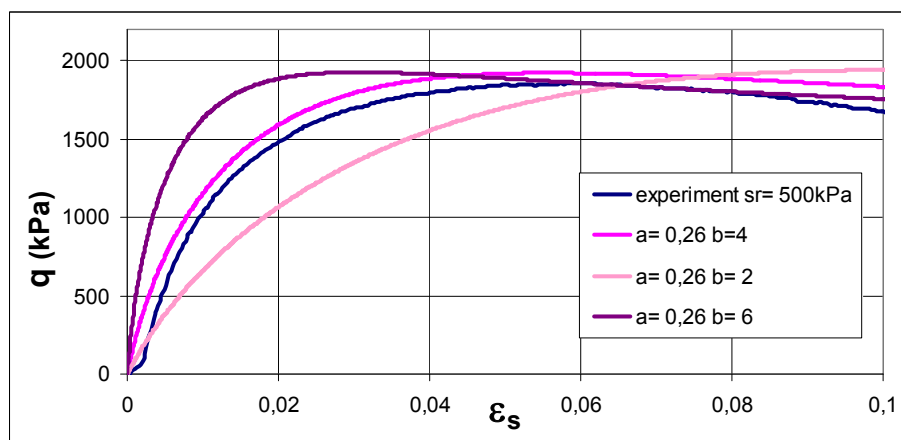
Kalibrace parametrů α a β proběhla pomocí dat z drénovaných triaxiálních zkoušek. Experimentální data byla zobrazena v grafu závislosti smykového přetvoření na deviatorovém napětí a grafu závislosti smykového přetvoření na čísle pórovitosti. Pomocí programu Triax se vstupním souborem pro hypoplastický model se pak pomocí dříve nalezených parametrů (φ_c , h_s , n , e_{d0} , e_{c0} , e_{i0} a definování napětí působících na vzorek vygenerovala modelová křivka. Při kalibraci docházelo k částečné úpravě hodnot h_s a n , aby výpočty co nejlépe vystihovaly průměrný průběh všech provedených triaxiálních zkoušek. Jelikož parametr α řídí vrcholový úhel vnitřního tření a změna parametru β znamená změnu v tuhosti, bylo tak možné pomocí variace α a β co nejvíce vystihnout tvar křivek experimentálních. Vliv změny parametru α na tvar křivky je znázorněn v grafech závislosti deviatorového napětí q na smykovém přetvoření ε_s (obr. 4.15) a čísla pórovitosti e na smykovém přetvoření ε_s (obr. 4.16). Zatímco vliv parametru β na tvar křivky je znázorněn na obrázcích 4.17 a 4.18.



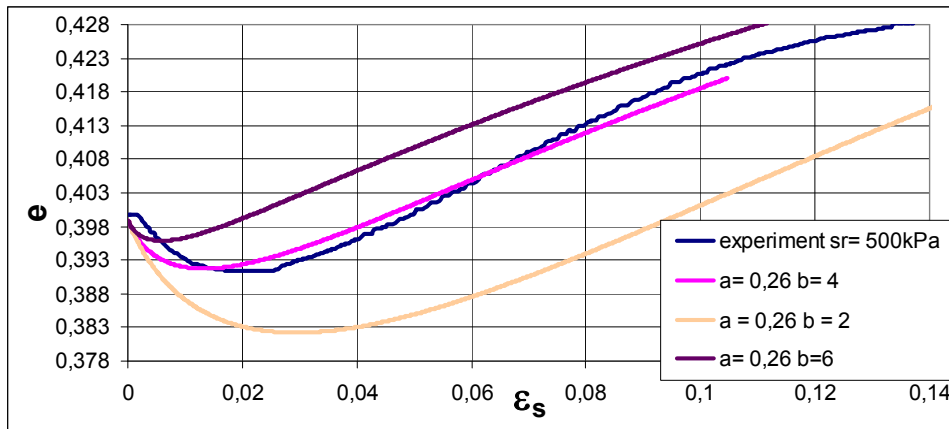
Obr. 4.15 Vliv parametru α na změnu předpovědi modelu pro zkoušku $\sigma_r = 500\text{kPa}$ vobrazení $q: \varepsilon_s$.



Obr. 4.16 Vliv parametru α na změnu předpovědi modelu pro zkoušku $\sigma_r = 500\text{kPa}$ vobrazení $e: \varepsilon_s$.



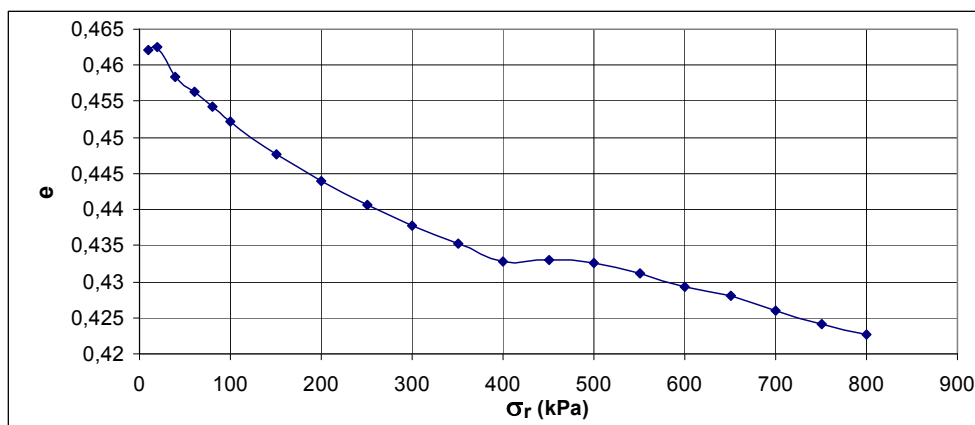
Obr. 4.17 Vliv parametru β na změnu předpovědi modelu pro zkoušku $\sigma_r = 500\text{kPa}$ vobrazení $q: \varepsilon_s$.



Obr. 4.18 Vliv parametru β na změnu předpovědi modelu pro zkoušku $\sigma_r = 500\text{kPa}$ v zobrazení $e: \varepsilon_s$.

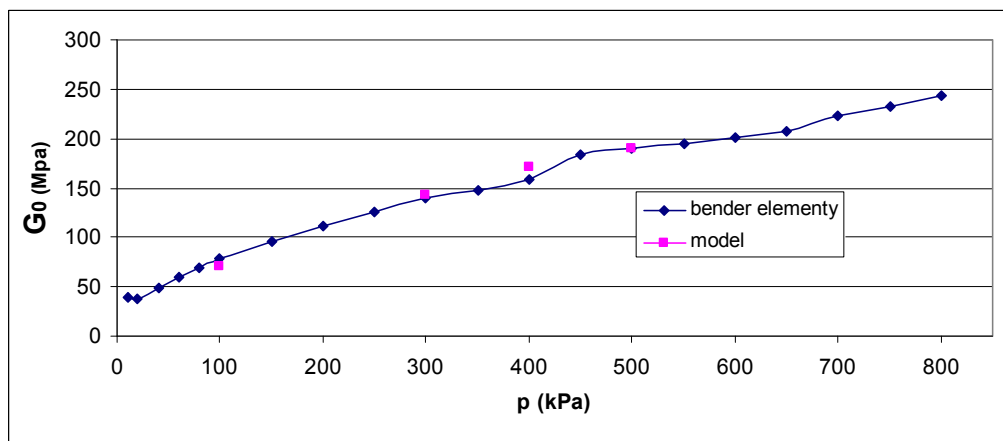
Pro kalibraci konceptu intergranulárních přetvoření bylo nutné najít parametry R , β_R , χ , m_R , m_T . Zatímco R kontroluje rozsah elastické oblasti v oblasti malých přetvoření, parametry β_R , χ určují rychlost poklesu tuhosti. Velikost parametru m_R určuje úroveň počáteční smykové tuhosti pro počáteční zatěžování a odlehčování, parametr m_T kontroluje tuhost za neutrálních podmínek.

Kalibrace těchto parametrů proběhla na výsledcích drénované triaxiální zkoušky doplněné o snímače lvdt a datech získaných z měření pomocí bender elementů. Data z bender elementů byla zobrazena do grafu závislosti smykové tuhosti G a čísla pórovitosti na středním napětí. Z tohoto grafu bylo možné zjistit závislost čísla pórovitosti na středním napětí (obr. 4.19). Pro kalibraci parametru m_R pak byly simulovány triaxiální smykové zkoušky s těmito hodnotami σ_r a e .



Obr. 4.19 Experimentální data změřená bender elementy, zobrazená v grafu $e: \sigma_r$.

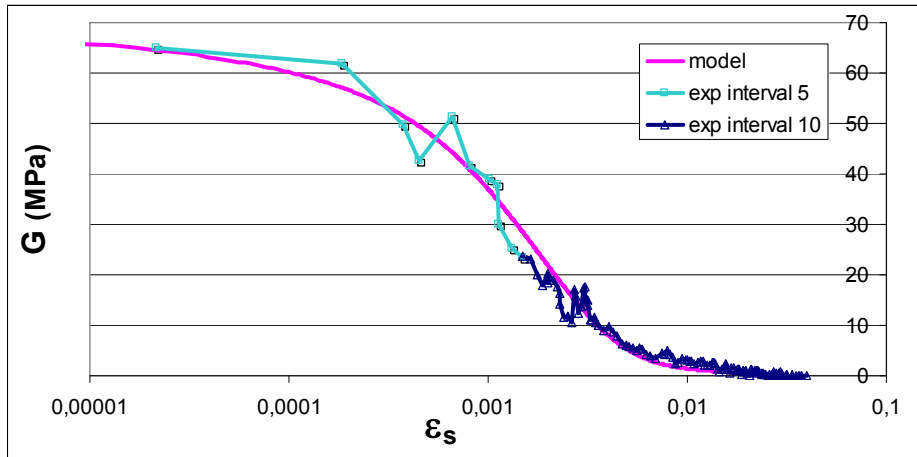
Na tyto počáteční hodnoty čísel pórovitosti se následně pomocí parametru m_R fixovaly počáteční tuhosti modelu pro jednotlivé triaxiální zkoušky. Výpočet počáteční tuhosti proběhl pomocí programu Triax a vstupního souboru pro intergranulární přetvoření. Výsledky modelované počáteční tuhosti zobrazené spolu s experimentálně zjištěnou počáteční tuhostí z bender elementů jsou zobrazené v grafu (obr. 4.20). Parametr m_T byl pouze odvozen ze vztahu vycházející z práce Atkinson, Richardson, Stallebrass (1990) jako $m_T \approx 0,5 m_R$.



Obr. 4.20 Experimentální a modelová data počáteční tuhosti.

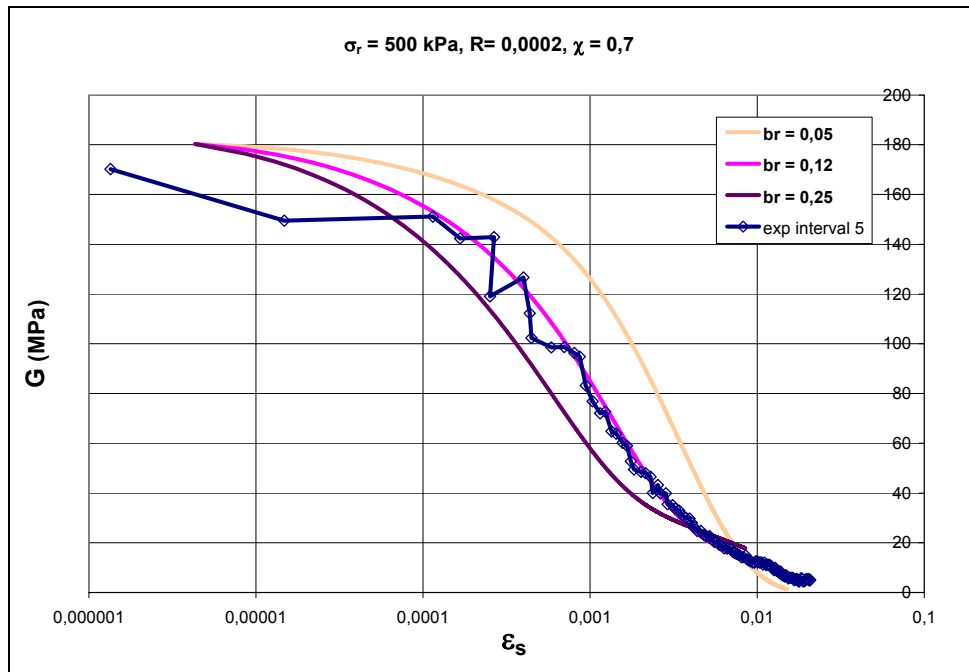
Dále se pracovalo s výsledky z lokálních snímačů triaxiálních drénovaných zkoušek, které měřily malé deformace přímo na stěně vzorku. Tyto deformace jsou určující pro výpočet poklesu tuhosti při malém přetvoření. Experimentální data z lvd't byla zobrazena v grafu závislosti tuhosti

na smykovém přetvoření vzorku písku. Na obrázku (obr.) lze pozorovat, že s různým sečným intervalem dochází k různému vyhlazování a odchylování hodnot tuhosti. Proto bylo nutné nalézt takový interval, který bude nejlépe odpovídat reálné tuhosti, či jejich kombinaci a ne této křivce následně modelovat (obr. 4.21).

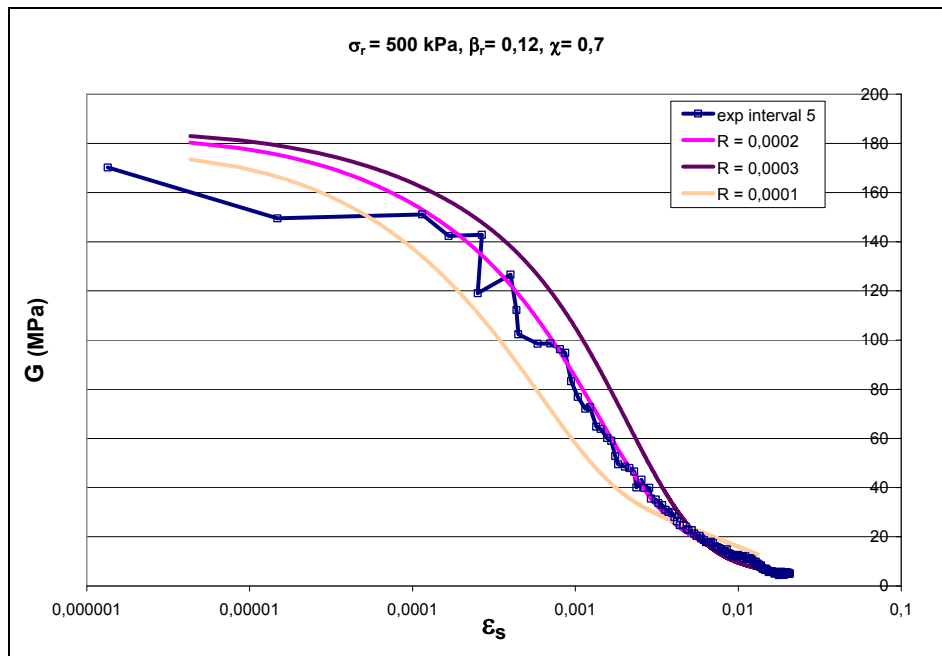


Obr. 4.21 Kombinace dvou různých intervalů pro výpočet poklesu tuhosti s rostoucím smykovým přetvořením ($\sigma_r = 100 \text{ kPa}$) a modelová křivka.

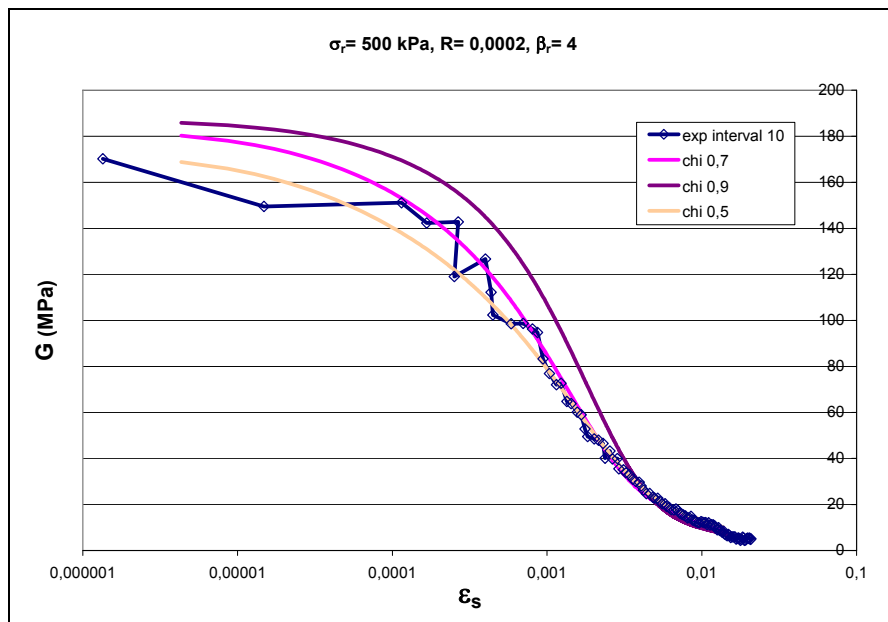
Na takto upravených křivkách následně proběhla kalibrace parametrů R , β_R , χ a to znovu pomocí programu Triax. Vstupními daty byly počáteční číslo pórovitosti, komorový tlak pro určitou zkoušku a doposud nakalibrované parametry hypoplastického modelu a intergranulárního přetvoření φ_c , h_s , n , e_{d0} , e_{c0} , e_{i0} , α , β , m_R a m_T . Jak se měnily hodnoty R , β_R , χ měnil se i tvar modelové křivky. Cílem bylo získat modelovou křivku, která nejlépe sedí na všechny experimentálně provedené triaxiální zkoušky. Vliv parametrů R , β_R , χ na tvar predikované křivky je znázorněn v grafu níže. U prvního grafu je znázorněn vliv parametru β_r na predikci modelu. Je patrné, že čím vyšší je β_r , tím vyšší je sklon křivky (4.22). Parametr R ovlivňuje tvar křivky podobně, působí však inverzně (obr. 4.23). Změna parametru χ ovlivňuje tvar horní části křivky a její vyklenutí jak lze vidět na obrázku 4.24.



Obr. 4.22 Vliv parametru β_R na předpověď tuhosti při malých přetvořeních, $\sigma_r = 100 \text{ kPa}$.



Obr. 4.23 Vliv parametru R na předpověď poklesu tuhosti při malých přetvořeních, $\sigma_r = 100 \text{ kPa}$.



Obr. 4.24 Vliv parametru χ na předpověď poklesu tuhosti při malých přetvořeních, $\sigma_r = 100 \text{ kPa}$.

Výsledná sada parametrů základního hypoplastického modelu po kalibraci je zobrazena v tabulce 4.2 a parametry pro intergranulární přetvoření v tabulce 4.3.

Tab. 4.2 Výsledné parametry základního hypoplastického modelu.

φ_c (°)	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
35,1	50000	0,2	0,87	0,348	1,044	0,26	4

Tab. 4.3 Výsledné parametry intergranulárního přetvoření.

m_R	m_T	R	β_R	χ
3,4	1,7	0,0002	0,12	0,7

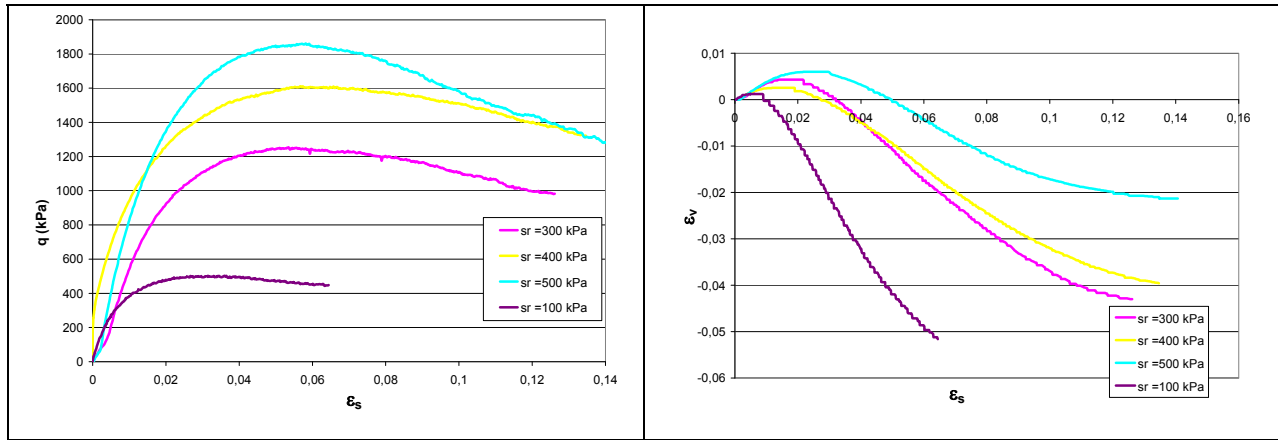
Získané parametry nabývají netypických hodnot v porovnání s jinými zkouškami hrubozrnných materiálů (tab. 4.4). Laboratorní zkoušky a kalibrace však probíhala velmi pečlivě a proto by parametry měly věrně vystihovat chování toho materiálu.

Tab. 4.4 Typické parametry hypoplastického modelu pro hrubozrnné materiály. (Herle a Gudehus, 1999)

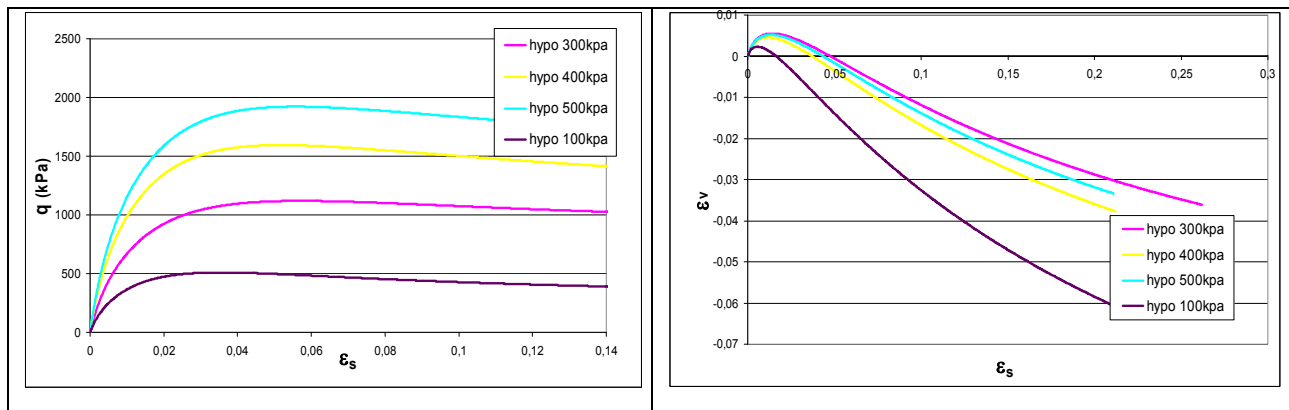
	φ_c	h_s	\underline{n}	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	$\underline{\alpha}$	β
Hochstetten gravel	36°	32×10^6 kPa	0.18	0.26	0.45	0.5	0.1	1.9
Hochstetten sand	33°	1.5×10^6 kPa	0.28	0.55	0.95	1.05	0.25	1.5
Hostun sand	31°	1.0×10^6 kPa	0.29	0.61	0.96	1.09	0.13	2
Karlsruhe sand	30°	5.8×10^6 kPa	0.28	0.53	0.84	1	0.13	1
Lausitz sand	33°	1.6×10^6 kPa	0.19	0.44	0.85	1	0.25	1
Toyoura sand	30°	2.6×10^6 kPa	0.27	0.61	0.98	1.1	0.18	1.1

4.4 Vyhodnocení předpovědi konstitučních modelů

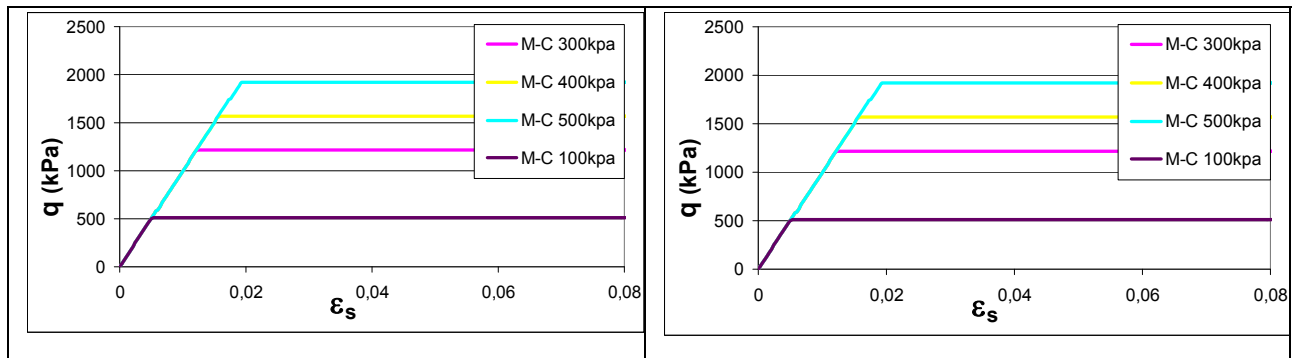
Po kalibraci obou modelů bylo možné porovnat průběhy deviátorového napětí, objemových změn a tuhosti na smykovém přetvoření, které modely předpovídaly pro různé komorové tlaky (obr. 4.26, 4.27, 4.28). Dále jsou zde znovu uvedena experimentálně zjištěná data z triaxiálních drénovaných zkoušek při různých komorových tlacích (4.25). Jak lze vidět na obrázcích hypoplastický model dobře předpovídá vrcholovou pevnost, dilatanci i pokles tuhosti, oproti tomu Mohr- Coulombův model pokles tuhosti s přetvořením předpovídat neumí (4.29). Na obrázku 4.28 a 4.29 lze vidět, že křivky hypoplastického modelu předpovídající pokles tuhosti pro zkoušky při komorovém tlaku 500, 400 a 300 kPa neodpovídají přesně měřením lvdt, nejspíš kvůli nepřesnostem při měření. Jelikož ale kalibrace parametrů při velmi malých přetvoření byla prováděna na výsledcích z bender elementů, neměl by tento jev ovlivňovat výsledky kalibrace.



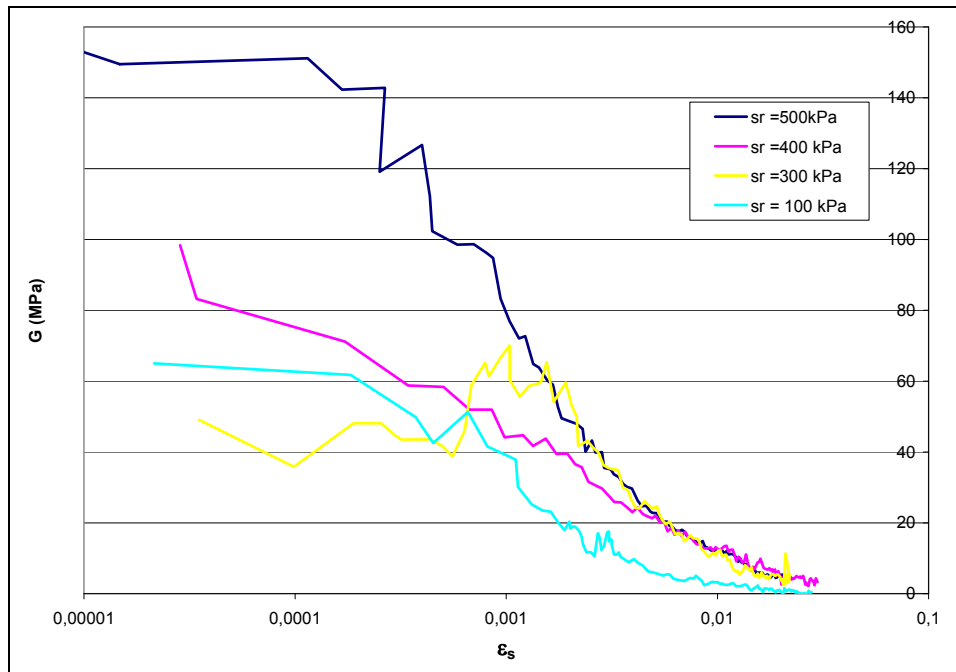
Obr. 4.25 Experimentálně zjištěná data z drénovaných triaxiálních zkoušek při různých komorových tlacích.



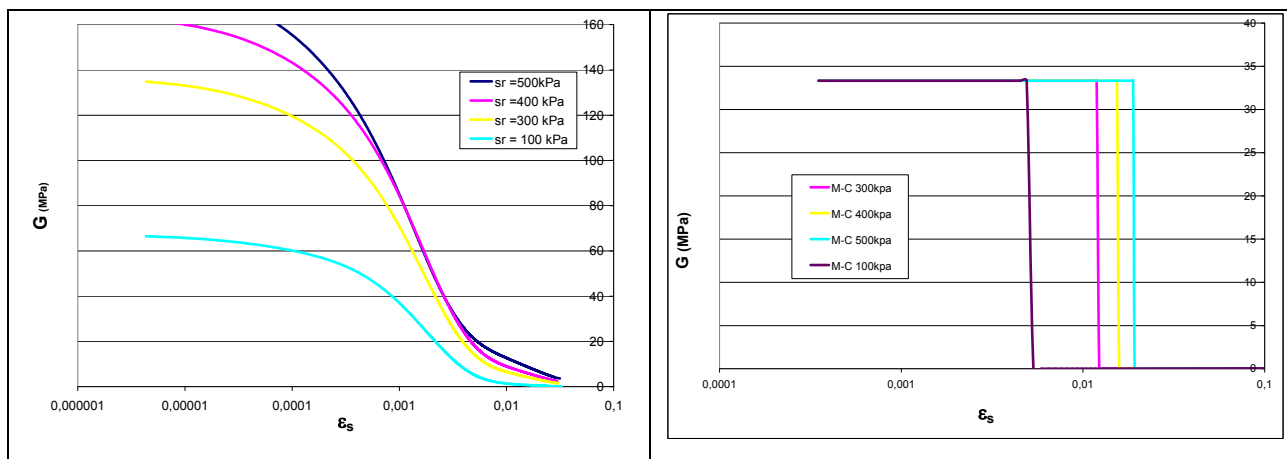
Obr. 4.26 Data vypočtená hypoplastickým modelem při různých komorových tlacích.



Obr. 4.27 Data vypočtená Mohr-Coulombovým modelem při různých komorových tlacích.



Obr. 4.28 Pokles tuhosti z triaxiálních zkoušek při různých komorových napětích.

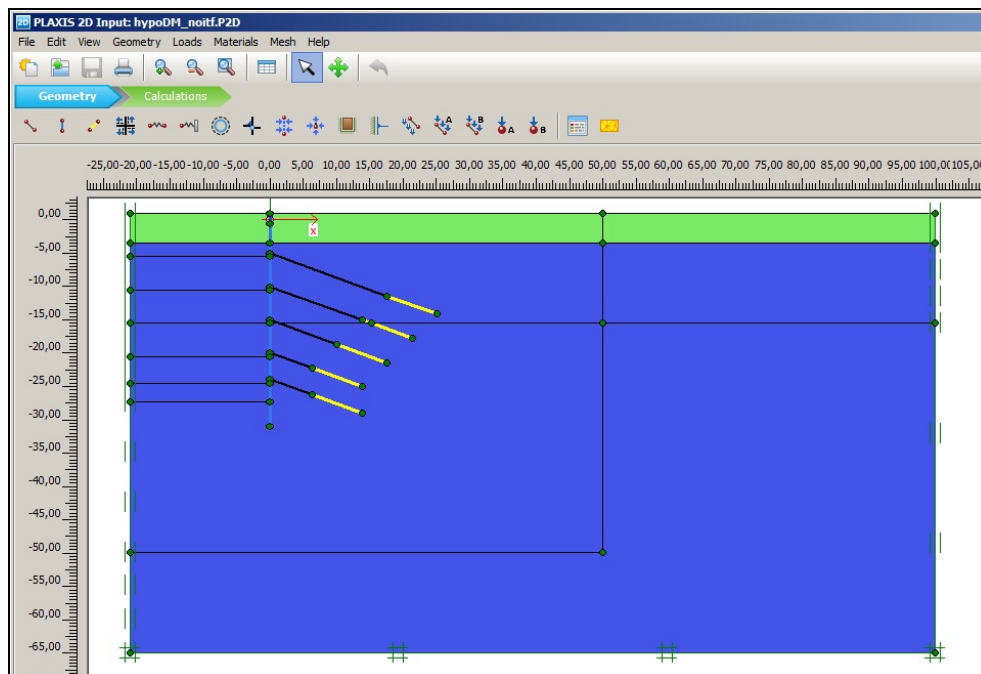


Obr. 4.29 Předpověď tuhosti pomocí hypoplastického a Mohr-Coulombova modelu při různých napětích.

5 Numerický model

5.1 Výstavba numerického modelu

Po kalibraci všech potřebných parametrů zeminy bylo možné přistoupit k samotné výstavbě numerických modelů. Výstavba modelu probíhala v programu Plaxis 2D. Tento program využívá deformační variantu metody konečných prvků. Pro výpočty simulací byla použita rovinná symetrie. To znamená, že podélný rozměr konstrukce výrazně převládá nad rozměrem příčným a ta se tudíž nemůže deformovat v příčném směru. V první řadě bylo nutné definovat geometrii situace do programu Plaxis. Pro náš výpočet byl použit vstupní soubor s geometrií převzatou z experimentů předešlé diplomové práce Vysokého Učení Technického v Brně (Zedník, 2010). Situaci záporové stěny ve stavební jámě lze pozorovat na obrázku 5.1. Jediným vertikálním prvkem na obrázku je pilotová stěna, vyznačená modrou linií. Na pilotovou stěnu v programu Plaxis byl použit konstrukční prvek *plate*, pro který je nutné definovat ohybovou a osovou tuhost. Bylo nutné brát v úvahu, že piloty ve stěně nejsou kontinuální a mají určitou osovou vzdálenost. Proto musela být tuhost upravena po zohlednění osové vzdálenosti jednotlivých pilot. Pilotová stěna byla při realizaci kotvena v pěti úrovních. Do programu Plaxis byly na znázornění kotev použité prvky *node to node anchor* a na jejich kořeny prvky *geogrid*. I v případě kotev bylo nutné definovat ohybovou a osovou tuhost. Ty byly vypočteny z modelů pružnosti ocelových lan a jejich průřezů. Všechny použité parametry konstrukcí byly převzaty z předešlé diplomové práce (Zedník, 2010) a jsou zobrazeny v tabulce 5.1. Dále byly definovány jednotlivé vrstvy zeminy zastižené ve stavební jámě.



Obr. 5.1 Vstupní situace v programu Plaxis, vertikální prvek znázorněn modrou barvou představuje pilotovou stěnu, černé linie jsou jednotlivé kotevní úrovně a žlutě jsou znázorněny kořeny jednotlivých kotev. Zelená, modrá znázorňuje vrstvy zeminy o různých geotechnických vlastnostech. (Zedník, 2010)

Tab. 5.1 Parametry záporového pažení použité v programu Plaxis. (Zedník, 2010)

Zápory	
Profil:	I č.400
I=	0,000292 m ⁴
E=	210000 MPa
L _p =	1,8 m
A=	0,011917 m ²
Tuhost konstrukce použitá v Programu Plaxis	
EI=	34078,33 kNm ² /m
EA=	1390317 kN/m

Současně byla definována vrchní pokryvná vrstva, pro kterou byl ve všech případech výpočtu použit Mohr-Coulombův model. Parametry Mohr-Coulombova modelu pro tuto vrstvu byly převzaty z předešlé práce (Zedník, 2010). Jedná se o pokryv se suchou objemovou tíhou 18,5 kN/m³, oedometrickým modulem 83000 kN/m², úhlem vnitřního tření 26° a soudržností

20kN/m². Úhel dilatance byl použit 0°. Podzemní voda se v jámě nevyskytuje, tudíž nebylo nutné definovat hydrogeologické podmínky. Všechny vrstvy jsou definovány jako propustné. Spodní vrstva písku byla modelována pomocí různých typů modelů. V této práci byl použit hypoplastický model s intergranulárním přetvořením a Mohr-Coulombův model.

5.1.1 Výstavba Mohr-Coulombova modelu

V případě modelování písčité vrstvy pomocí Mohr-Coulombova modelu bylo nutné dosadit do programu Plaxis všech pět již dříve zjištěných parametrů – E, ν , c, ϕ a ψ . Dosazené parametry v programu Plaxis jsou naobrazené v tabulce na obrázku 5.2.

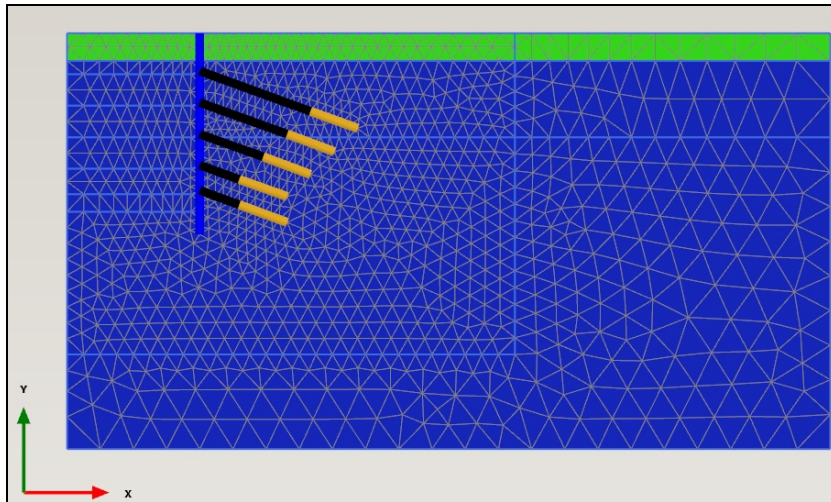
Property	Unit	Value
Stiffness		
E'	kN/m ²	70,00E3
ν' (ν)		0,05000
Alternatives		
G	kN/m ²	33,33E3
E _{oed}	kN/m ²	70,37E3
Strength		
c _{ref}	kN/m ²	35,54
ϕ' (ϕ)	°	39,70
ψ (ψ)	°	10,00

Obr. 5.2 Tabulka parametrů Mohr-Coulombova modelu pro spodní vrstvu písku v programu Plaxis.

Mohr- Coulombův model byl použit ve třech různých variantách. Nejdříve byl použit Mohr-Coulombův model bez použití funkce *interface*. Tato vlastnost umožňuje zemině, aby na kontaktu s konstrukcí mohlo docházet k prokluzu. V dalším výpočtu byla tato funkce použita, přičemž konstrukce byla charakterizována jako úplně tuhá použitím specifikace *rigid strength*. V posledním výpočtu pomocí byla použita funkce *interface* s hodnotou síly 0,7. U hypoplastického modelu při použití funkce *interface* výpočet nekonvergoval a data tak nemohla

být získána. Proto bylo rozhodnuto, ukázat vliv této funkce na Mohr-Coulombův model a vyvrátit tak možný vliv na výsledky modelu hypoplastického.

Po definici všech vstupních parametrů bylo možné nechat vygenerovat síť prvků pro výpočet, která byla jemnější v okolí zájmové oblasti (obr. 5.3).

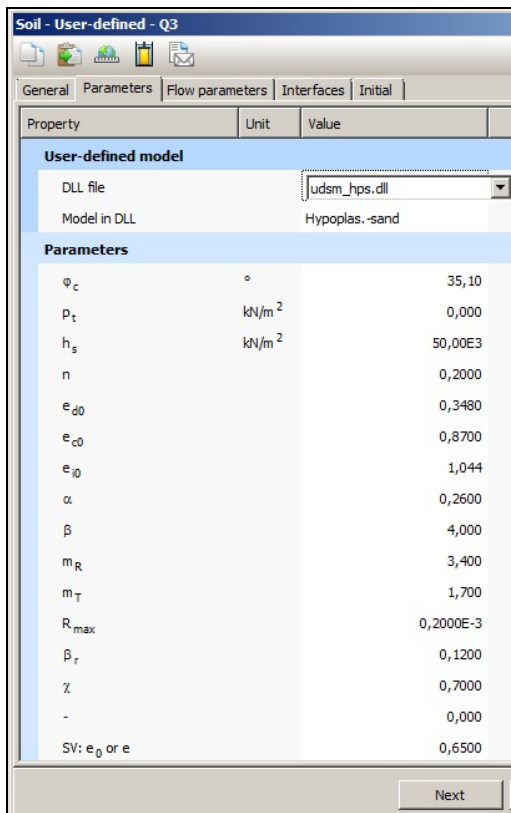


Obr. 5.3 Vygenerovaná síť prvků při použití Mohr-Coulombova modelu pro obě vrstvy písku bez použití funkce interface.

Přepnutím do výpočtového režimu Plaxis Calculation bylo možné nastavit jednotlivé výpočtové fáze. Ty byly stejné pro Mohr-Coulombův i hypoplastický model, převzaté z diplomové práce J. Zedníka (2010). Jak popisuje Zedník (2010) v první fázi došlo k předvýkopu pomocí svahování. Ve druhé fázi byla vybudována první úroveň záporového pažení. Třetí fázi zajišťoval výkop půl metru pod úroveň budoucích prvních kotev. Ve fázi číslo 4 došlo k realizaci prvních kotev a jejich předeptnutí. Následně bylo vytěženo dalších půl metru zeminy pod druhou úrovní budoucích kotev, které byly v 6. fázi realizovány a předeptnuty. Tento postup následoval až do 9. fáze, kdy došlo k výkopu pro druhou úroveň zápor. V 10. fázi byla zhotovena 2. úroveň zápor a betonáž železobetonového věnce mezi úrovněmi zápor. V následujících fázích znovu docházelo k výkopům, zhotovování a předeptávání kotev. Celkem bylo použito 17. fází pro výpočet.

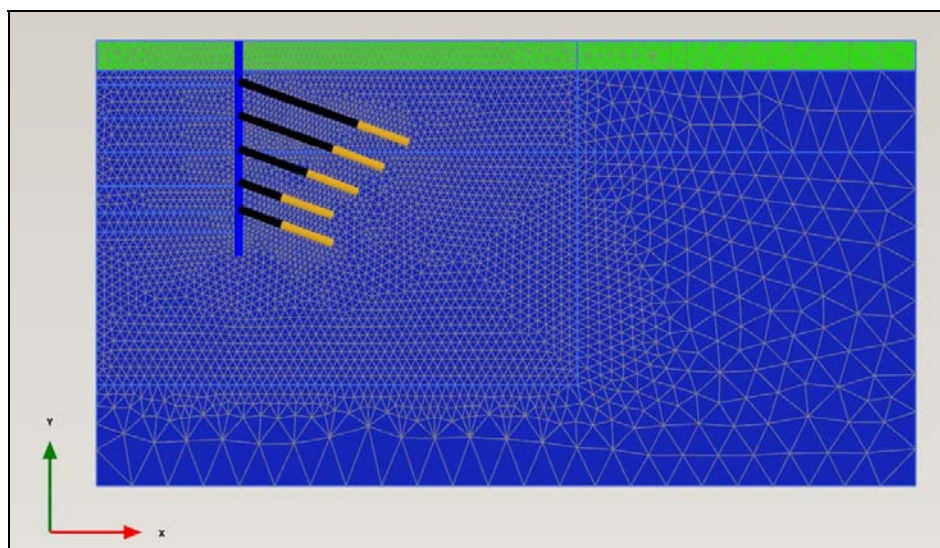
5.1.2 Výstavba Hypoplastického modelu

Pro použití hypoplastického modelu se do vstupního souboru programu Plaxis nadefinovalo 13 parametrů pro hypoplastický model s intergranulárním přetvořením. Dále bylo nutné dosadit hodnotu e_0 , zjištěnou zpětně z oedometrické křivky. Dříve nalezené parametry h_s a n se ponechaly, zatímco hodnota e_{c0} se měnila, tak aby přímka procházela experimentálně stanovenými body. Tabulka výsledných dosazovaných parametrů do programu Plaxis je zobrazena na obrázku 5.4. V tomto případě nebyla použita funkce *interface*. Základní síť konečných prvků byla shodná s analýzami Mohr-Coulombova modelu. Pomocí hypoplastického modelu pro písek byly provedeny dva výpočty. V prvním byla použita stejná hustota sítě jako u Mohr-Coulombova modelu, v druhém případě byla síť v okolí jámy ještě více zjemněna. Zjemněnou síť lze pozorovat na obrázku 5.5.



Property	Unit	Value
User-defined model		
DLL file		udsm_hps.dll
Model in DLL		Hypoplas.-sand
Parameters		
φ_c	°	35,10
p_t	kN/m ²	0,000
h_s	kN/m ²	50,00E3
n		0,2000
e_{d0}		0,3480
e_{c0}		0,8700
e_{d0}		1,044
α		0,2600
β		4,000
m_R		3,400
m_T		1,700
R_{max}		0,2000E-3
β_r		0,1200
χ		0,7000
-		0,000
SV: e_0 or e		0,6500

Obr. 5.4 Tabulka parametrů hypoplastického modelu pro spodní vrstvu písku použité v programu Plaxis.



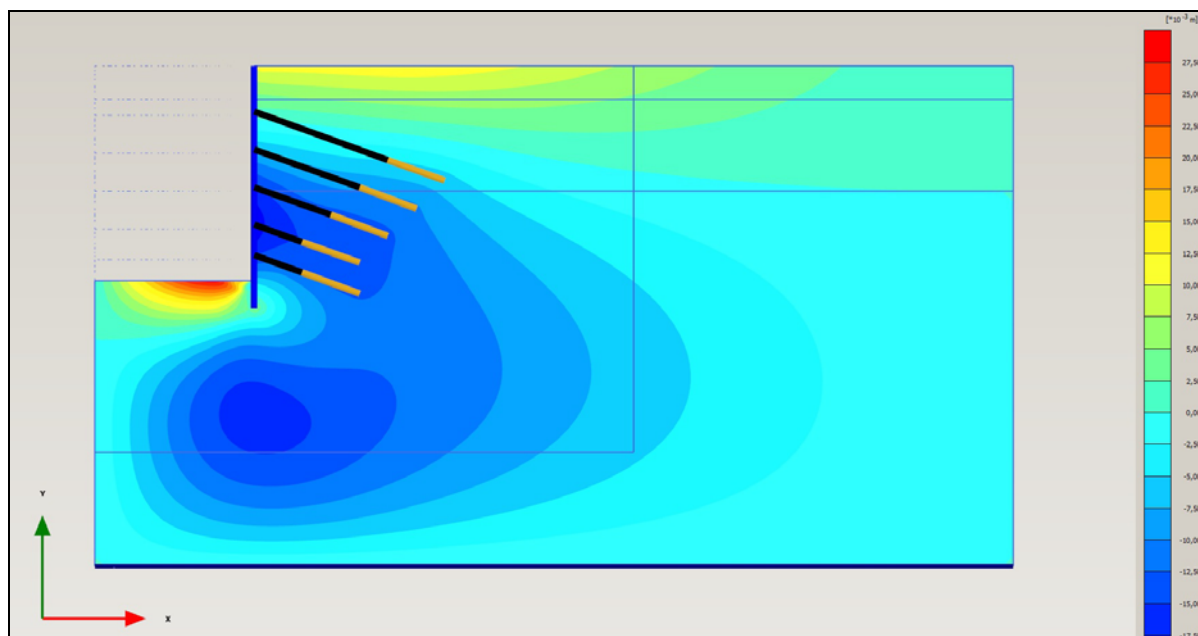
Obr. 5.5 Zjemněná síť v okolí stavební jámy použitá pro kontrolní výpočet pomocí hypoplastického modelu.

Definice výpočtových fází byla použita stejná jako u Mohr-Coulombova modelu, tj. 17 fází. Proto mohlo být přistoupeno k samotnému výpočtu v programu Plaxis 2D Calculation.

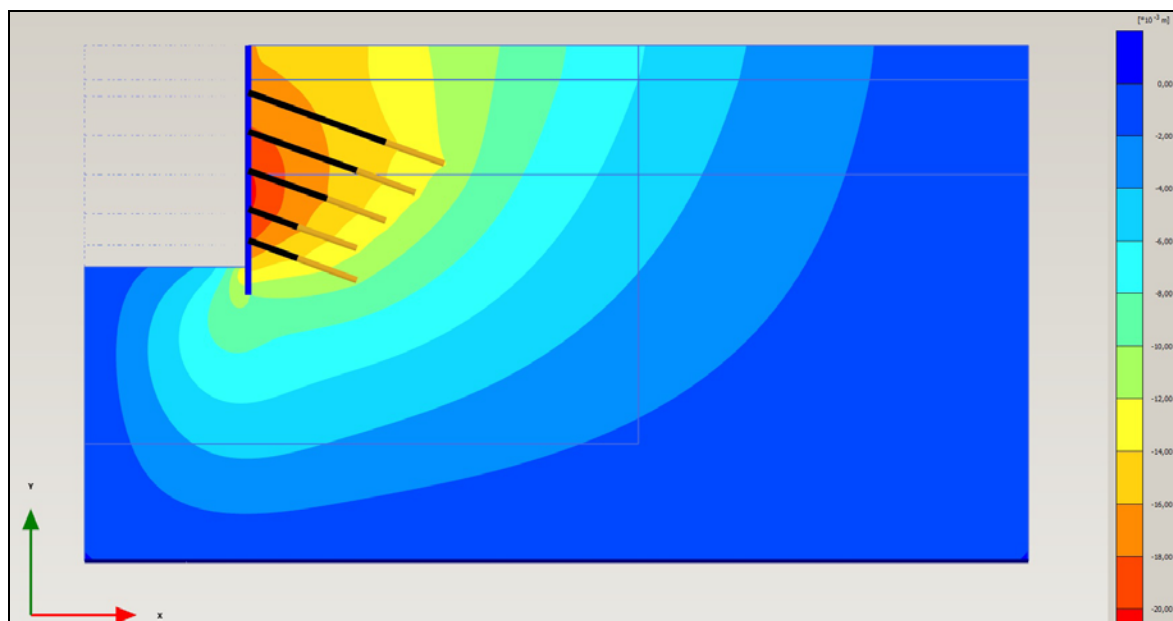
5.2 Výsledky modelů

Výsledky vypočtené oběma modely byly zobrazené pomocí programu Plaxis 2D Output. V tomto programu je možné nastavit jaká veličina má být sledována, případně lze zobrazit řez určitými body. Pro potřeby této diplomové práce byly výsledky nejdříve zobrazeny jako hodnoty totálních horizontálních a vertikálních deformací v masivu. Zatímco na obrázku 5.6 a 5.8 lze pozorovat průběh deformací po zhotovení jámy pomocí Mohr-Coulombova modelu, na obrázku 5.7 a 5.9 je znázorněn průběh totálních horizontálních a vertikálních deformací vypočtené pomocí hypoplastického modelu. Jak lze vidět na obrázcích deformací, Mohr-Coulombův model předpovídá výrazné zdvihání dna stavební jámy. Jelikož je Mohr-Coulombův model často používán při realizaci staveb, dochází tak k nadhodnocování a plýtvání prostředků na bezpečnosti

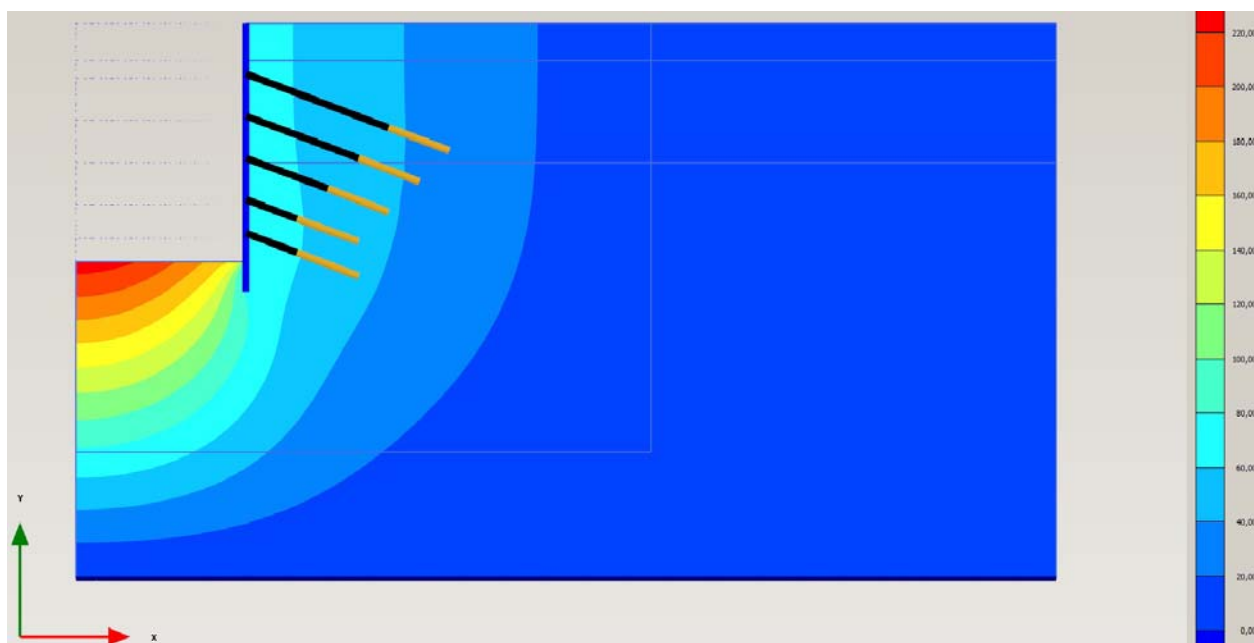
opatření proti tomuto zdvihu. Naopak hypoplastický model předpovídá mnohem realističtější chování bez výzdvihu dna (obr. 5.7 a 5.9). Na obrázku 5.10 je jsou znázorněny body plastické deformace spočítané podle Mohr- Coulombova modelu. Pokud se podíváme na rozmístění bodů lze vidět, že body plastické deformace se kumulují pouze v okolí kořenů kotev a dna stavební jámy. To znamená, že Mohr- Coulombův model predikuje prakticky v celé oblasti elastické chování zeminy. To však neodpovídá skutečnému chování zemin.



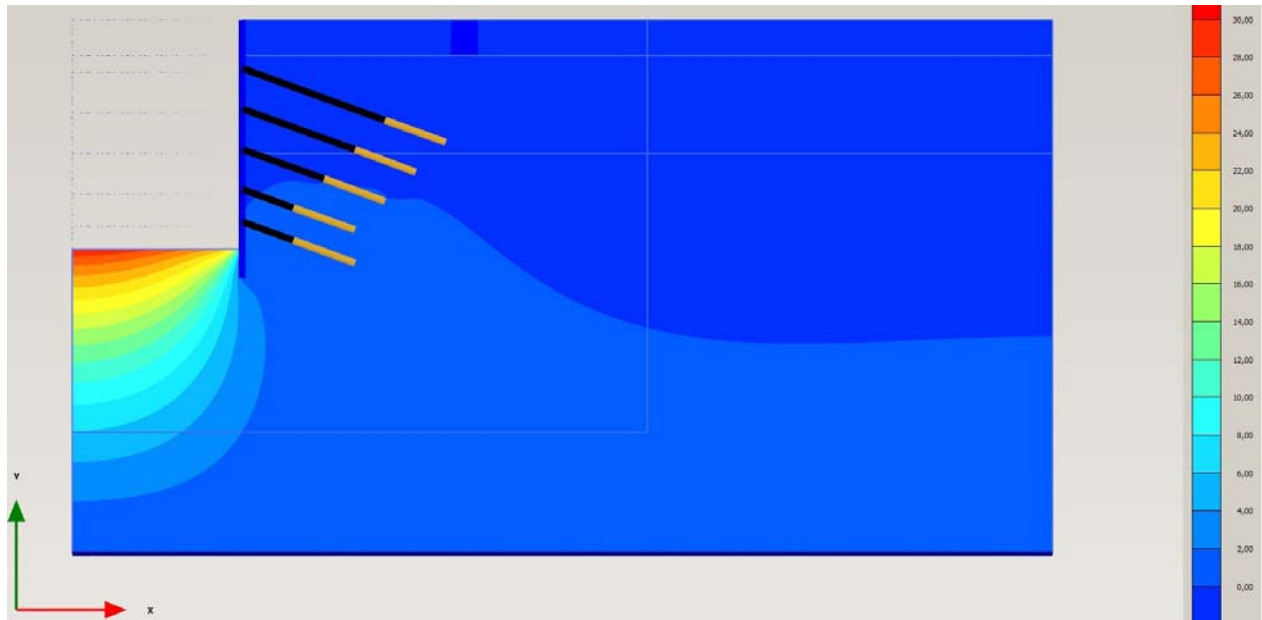
Obr. 5.6 Průběh totálních horizontálních deformací vypočtené programem Plaxis použitím Mohr- Coulombova modelu pro všechny vrstvy.



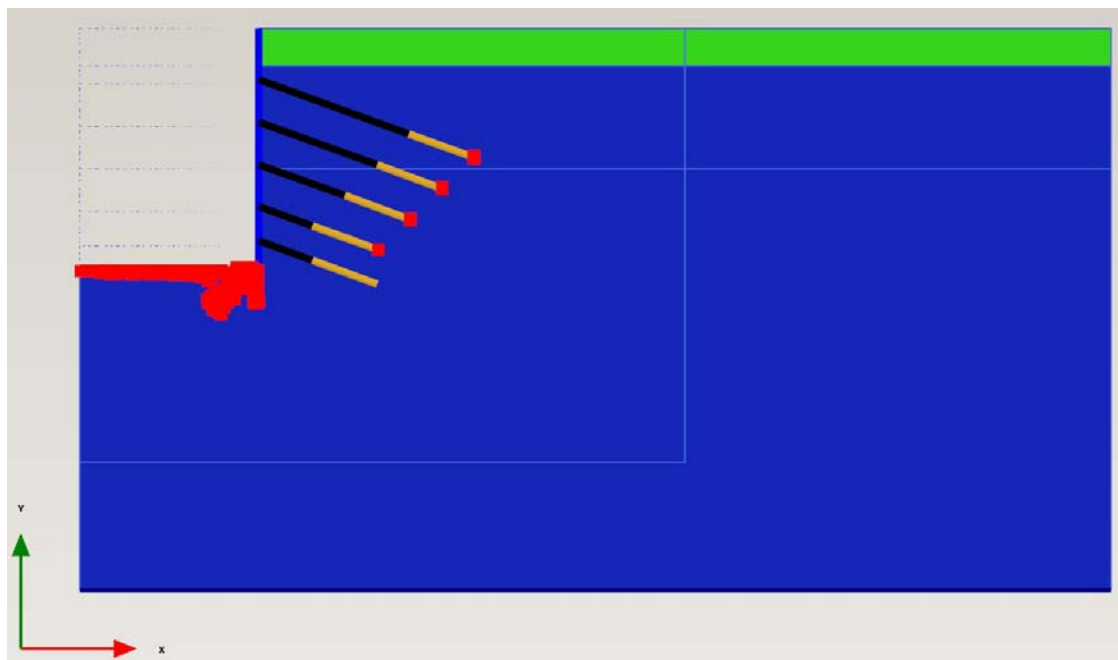
Obr. 5.7 Průběh totálních horizontálních deformací vypočtené programem Plaxis použitím hypoplastického modelu pro spodní vrstvu písku.



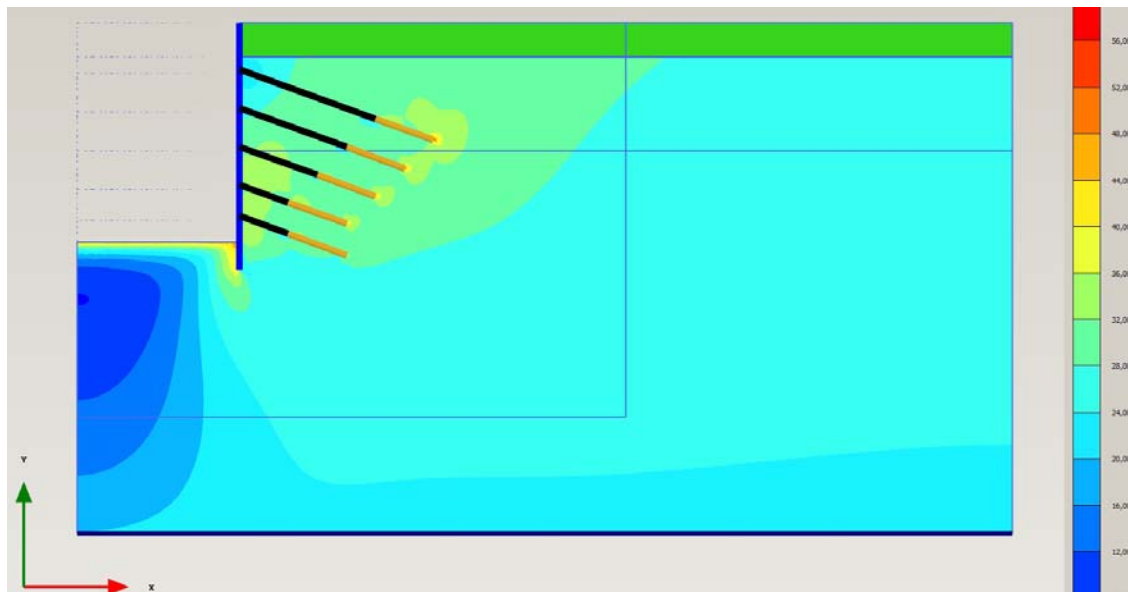
Obr. 5.8 Průběh totálních vertikálních deformací vypočtené programem Plaxis použitím Mohr-Coulombova modelu pro spodní vrstvu písku.



Obr. 5.9 Průběh vertikálních deformací vypočtené programem Plaxis použitím hypoplastického modelu pro spodní vrstvu písku.



Obr. 5.10 Body plastické deformace vypočtené pomocí Mohr-Coulombova modelu v programu Plaxis.

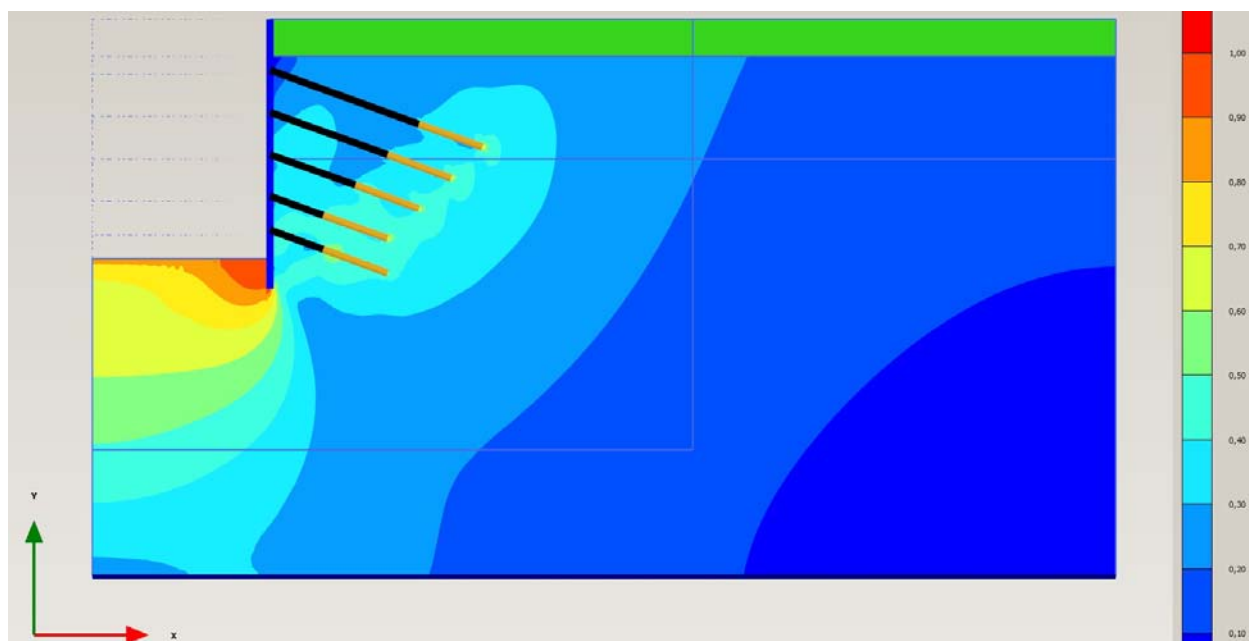


Obr. 5.11 Průběh mobilizovaného úhlu vnitřního tření φ_{mob} vypočtené programem Plaxis použitím hypoplastického modelu pro spodní vrstvu písku.

Na obrázku 5.11 je znázorněn mobilizovaný úhel vnitřního tření predikovaný hypoplastickým modelem. Jelikož počáteční součinitel zemního tlaku v klidu K_0 nebyl rovný 1, nebyl ani mobilizovaný úhel vnitřního tření na počátku zatěžování nulový. Zatímco modrá barva znázorňuje oblasti, kde došlo k poklesu mobilizovaného úhlu vnitřního tření, žlutá až červená pole značí místa, kde se mobilizovaný úhel vnitřního tření zvýšil oproti počátku. Místa zvýšených hodnot φ_{mob} současně korelují s místy koncentrace bodů plastických deformací předpovídané Mohr-Coulombovým modelem tj. za záporovou stěnou a pod dnem stavební jámy. Dále lze vyšší mobilizovanou pevnost vidět v oblasti za záporovou stěnou.

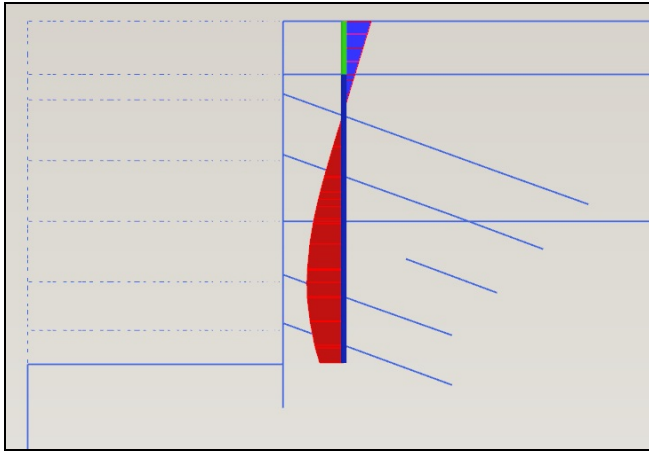
Obrázek 5.12 znázorňuje intergranulární přetvoření v zemině vypočtené pomocí hypoplastického modelu. Nulová hodnota délky tenzoru intergranulárních přetvoření reprezentuje stav zeminy nacházející se v elastické oblasti přetvoření. Naopak dosáhnul-li tenzor délky jedna (červená oblast) zemina se v té chvíli vyskytuje v nelineární hypoplastické oblasti přetvoření. Přechod mezi těmito dvěma oblastmi je realizován prostřednictvím konceptu intergranulárních přetvoření. Znovu lze na obrázku vidět, že zóny hypoplastického chování jsou lokalizované na dně stavební jámy a kolem kořenů kotev.

Jak na obrázku mobilizovaného úhlu vnitřního tření tak na obrázku průběhu intergranulárního přetvoření lze vidět zvýšené smykové namáhání v oblasti za záporovým pažením, což může značit tvorbu smykové plochy.

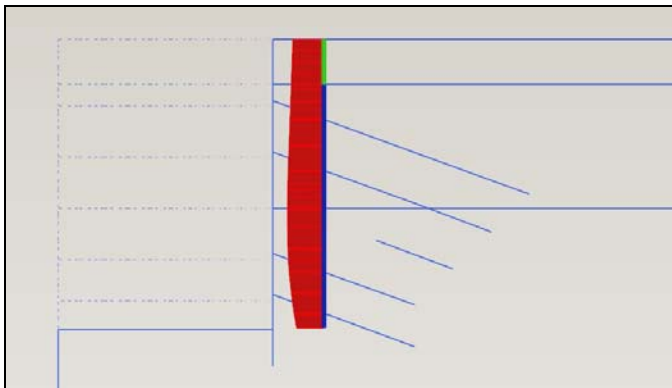


Obr. 5.12 Průběh normalizované délky tenzoru intergranulárních přetvoření ρ vypočtené programem Plaxis použitím hypoplastického modelu pro spodní vrstvu písku.

Aby mohlo později dojít k porovnání s monitoringem stavby, bylo nutné zobrazit výsledky horizontálních posunů výpočtu v řezu situovaném do místa inklinometrických vrtů. Proto byly u všech výpočtů zhotoveny řezy hluboké do úrovně dna jámy ve vzdálenosti 5 m od záporového pažení. Na obrázcích zobrazující totální horizontální deformace v řezu, lze pozorovat, že průběh deformací se u Mohr-Coulombova modelu zřetelně liší od deformací vypočtených s použitím modelu hypoplastického.



Obr. 5.13 Totální horizontální deformace v řezu 4-4' vypočtené použitím Mohr-Coulombova modelu.

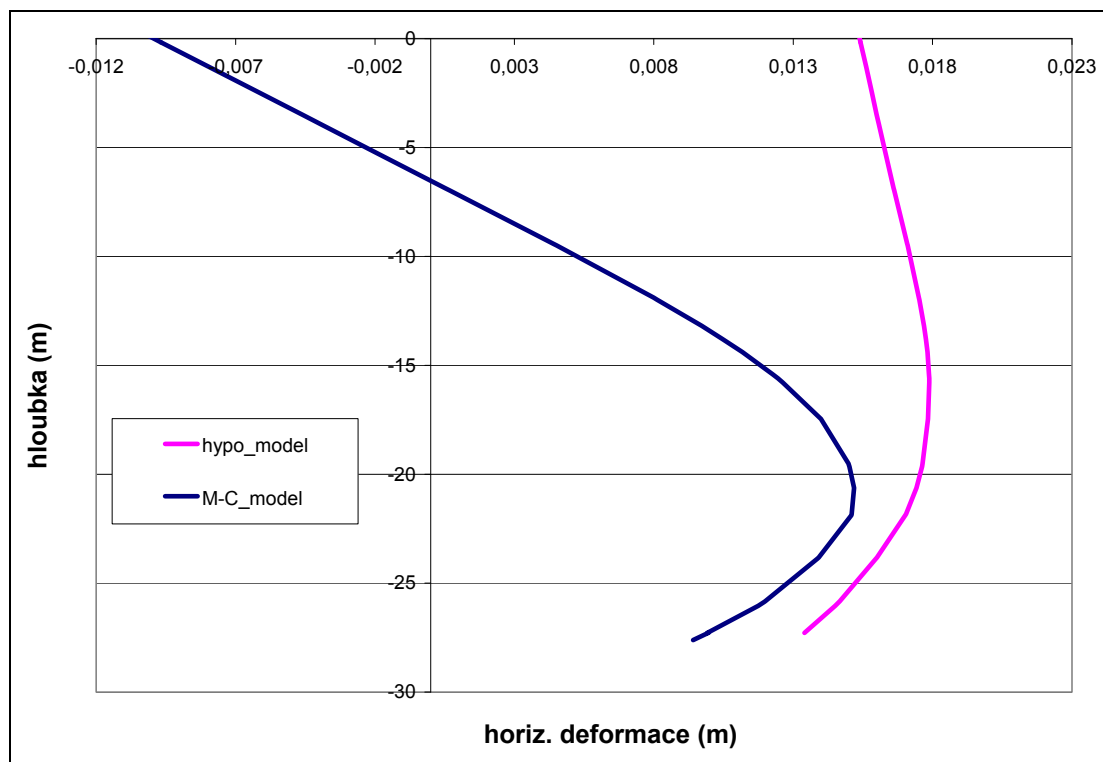


Obr. 5.14 Totální horizontální deformace v řezu 4-4' vypočtené použitím hypoplastického modelu.

Zatímco Mohr-Coulombův model předpovídá, že ve svrchní části výkopu se zemina bude přesouvat směrem od stavební jámy a až v nižších partiích se bude tlačit do jámy (obr. 5.13), hypoplastický model předpovídá jednoznačně postup zeminy směrem do jámy (obr. 5.14). Rozsah deformací Mohr-Coulombova modelu je 0,026 mm. Maximální pozitivní hodnota výchylky, která značí ústup zeminy směrem od výkopu je 0,02 mm a minimální hodnota výchylky tlačící zeminu směrem do jámy je -0,0058 mm. K největším deformacím podle Mohr-Coulombova modelu dochází v hloubce 20,5 m. Hypoplastický model předpovídá pouze postup zeminy směrem do výkopu, což značí záporné hodnoty deformací. Maximální deformace je předpovězena pro hloubkovou úroveň 16 m a dosahuje zde hodnot -0,0045 mm. Závěrem lze říci, že rozdíl predikce maximální deformace mezi Mohr-Coulombovým a hypoplastickým modelem je 0,0106 m, což už může při navrhování konstrukce hrát podstatnou roli. Podobný

rozdíl mezi predikcí Mohr-Coulombova modelu a hypoplastického modelu potvrdil ve svých pracích již dříve i Mašín et al. (2011), kteří však modelovali v prostředí siltů.

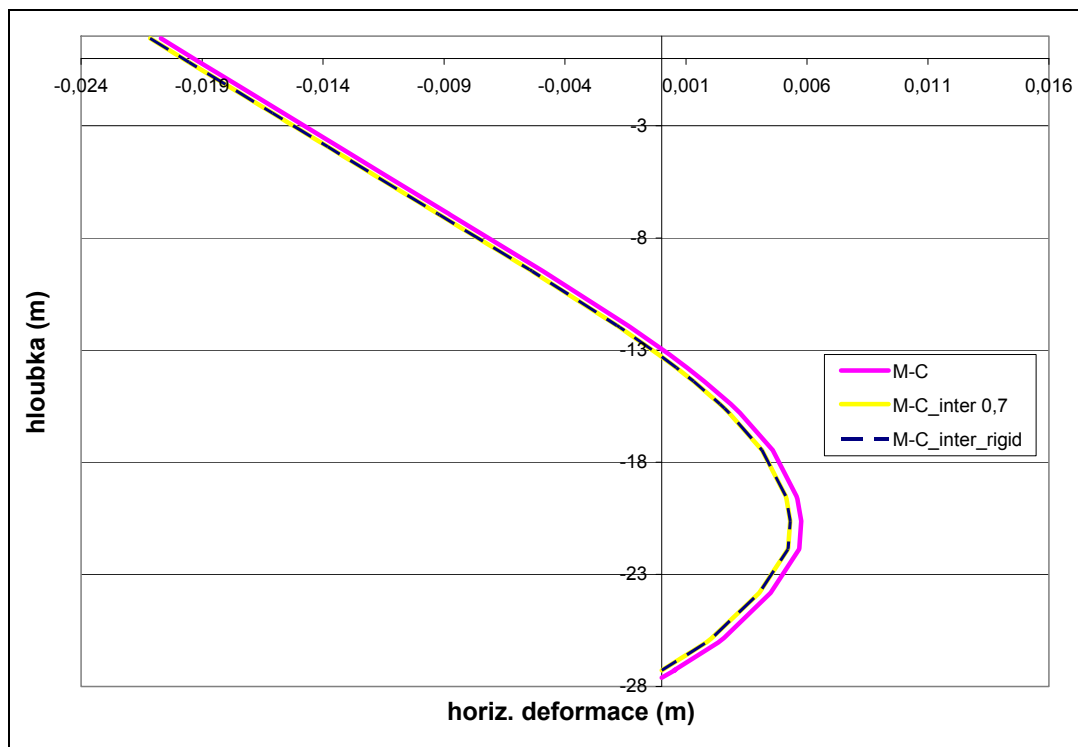
Pro srovnání samotných deformací musela být data exportována z programu Plaxis a v programu Microsoft Excel pak zobrazena v grafu (obr. 5.15)



Obr. 5.15 Graf zobrazující předpověď horizontálních deformací písku v závislosti na hloubce použitím Mohr-Coulombova a hypoplastického modelu.

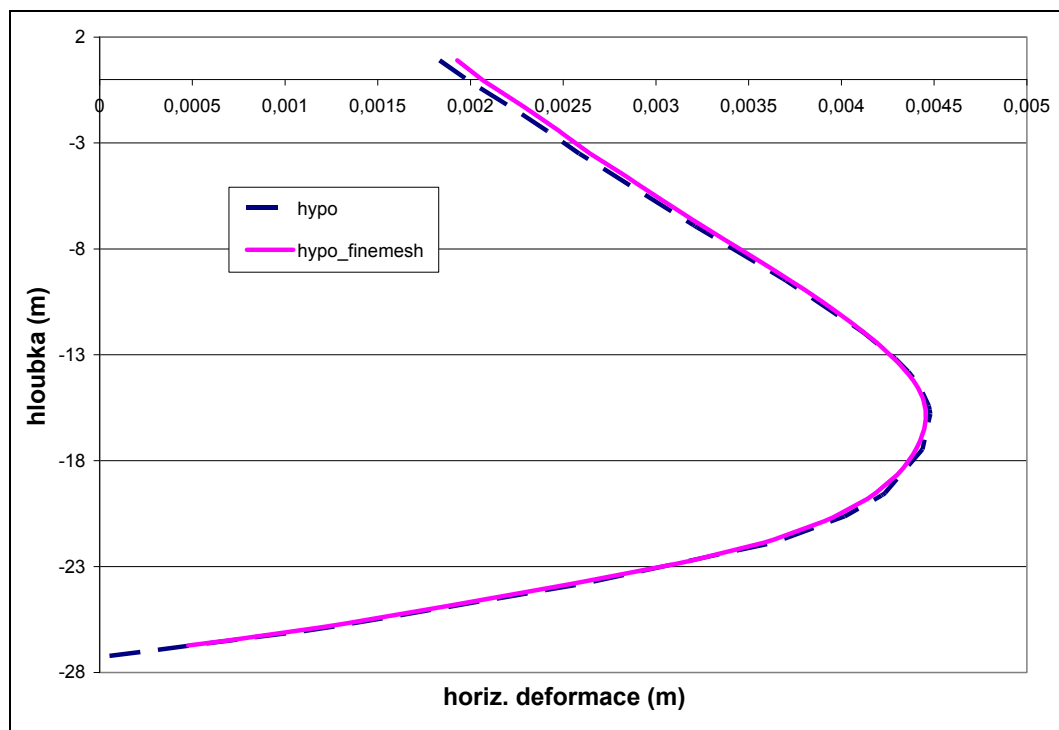
Jak již bylo zmíněno dříve, součástí výpočtu byla také snaha zjistit vliv použití funkce *interface* v programu Plaxis na predikci výsledků Mohr-Coulombova modelu. Proto byl Mohr-Coulombovým modelem proveden výpočet s funkcí *interface* a silou 0,7; 1 a bez funkce *interface*. V grafu níže (obr. 5.16) je znázorněn průběh deformací s hloubkou pro všechny tři případy předpovědi Mohr-Coulombova modelu. Jak lze vidět, má tato funkce téměř minimální vliv na výsledné deformace. Rozdíl ve vypočtených deformacích dosahuje maximální hodnoty

$4,5 \cdot 10^{-1}$ mm. Proto můžeme říci, že nepoužití funkce *interface* nemá zkrslující vliv na výsledky při výpočtu pomocí hypoplastického.



Obr. 5.16 Vliv funkce *interface* na předpověď výsledků Mohr-Coulombova modelu, růžová křivka znázorňuje výsledky modelu bez použití funkce *interface*, žlutá křivka znázorňuje *interface* s hodnotou síly 0,7 a modrá čárkovaná křivka *interface* s hodnotou síly 1.

Dále byl zkoumán vliv hustoty sítě prvků použité pro výpočet hypoplastického modelu na predikci výsledků. Pro tento účel byla síť prvků v okolí záporového pažení zhuštěna viz obrázek. Jak je patrné z obrázku 5.17, liší se předpověď modelu s použitím hustší sítě prvků pouze velmi málo. Nejvíce se deformace odlišují při povrchu výkopu a to maximálně o $9,5 \cdot 10^{-2}$ mm.

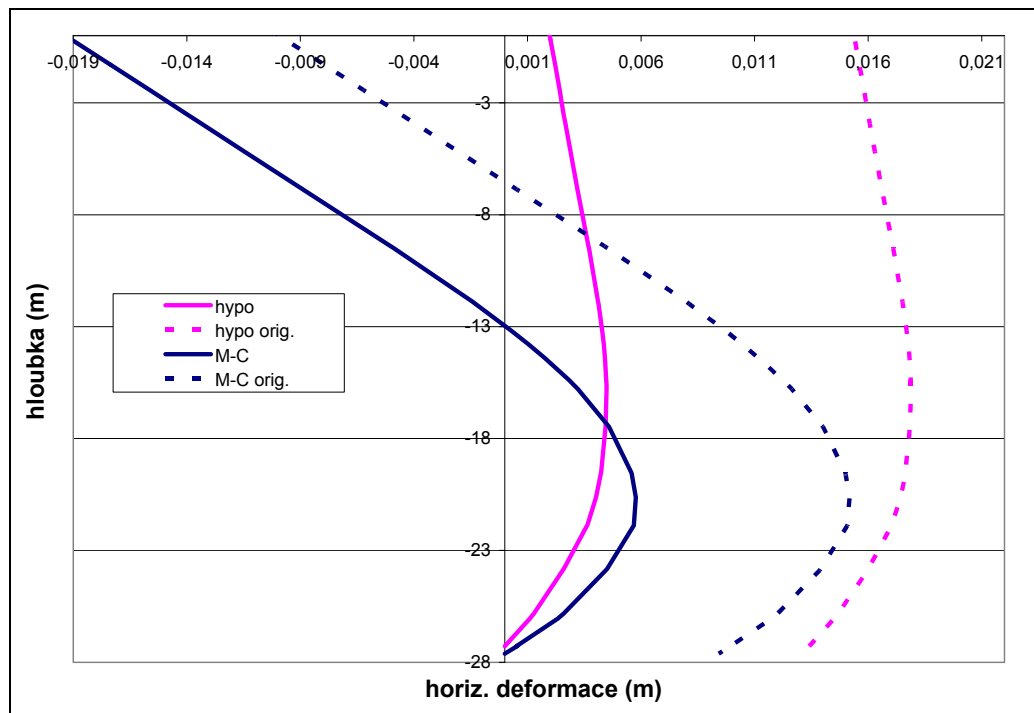


Obr. 5.17 Vliv hustoty sítě na předpověď deformací s hloubkou pomocí hypoplastického modelu.

6 Porovnání výsledků s daty z monitoringu

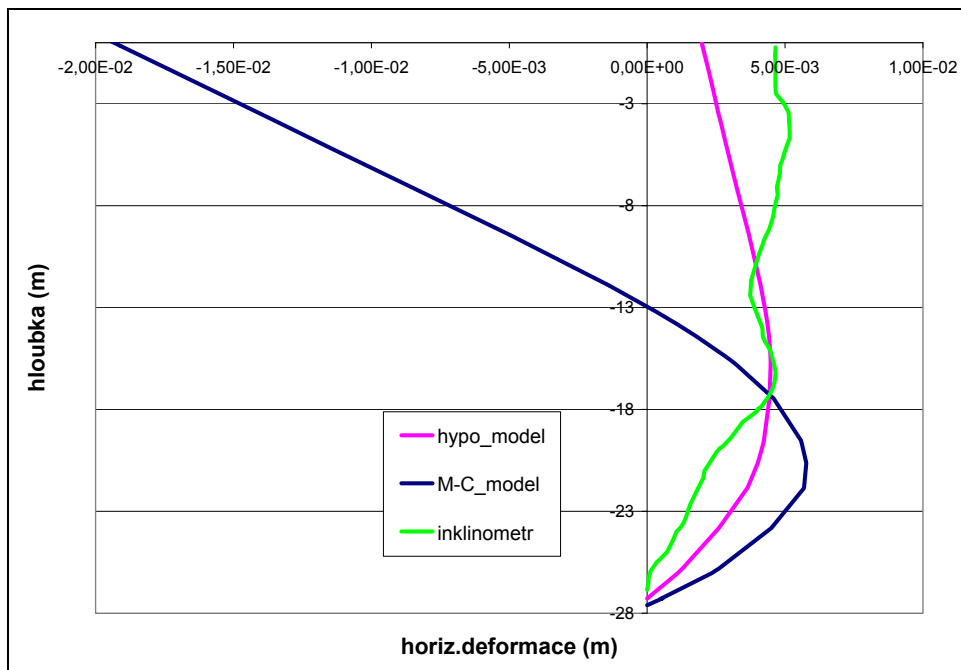
Monitoring stavební jámy byl prováděn dvojím způsobem. Stěny jámy jsou sledovány pomocí geodetických měření a případný pohyb zeminy do jámy je monitorován inklinometrickými sondami ve vrtech za pažením jámy. Pro naše potřeby srovnání s výsledky vypočtenými modely lze použít pouze výsledky inklinometrických měření. Inklinometrické vrty byly situovány ve vzdálenosti 5 m vně od záporového pažení jámy. Výpočet modelu byl simulován pro profil 4-4' což vzhledem k monitoringu odpovídá inklinometrickému vrtu číslo 13. Inklinometrické vrty byly provedeny do hloubky 27 m, což je přibližně dno stavební jámy. Tato hloubka se současně brala jako referenční hloubka. Rozsypal a spol. (2001) však říká: „Pro správné vyhodnocení je nutné, aby dno vrtu (první poloha sondy, ve které se měří) bylo v takové hloubce, ve které již zaručeně k žádným přetvářením horninového masivu nedochází.“ Proto mělo být referenční měření prováděno v místě, které ještě nemůže být zastiženo deformací masívu. V důsledku této skutečnosti měření deformací nedávalo reálné hodnoty ale pouze rozdíly hodnot deformací mezi

daným bodem a referenčním bodem. Takto získaná data nebylo přímo možné srovnávat s výsledky vypočtenými pomocí modelů. Proto se přistoupilo k adekvátní úpravě i u modelových výsledků deformací (obr. 6.1). Ty se vztáhly k deformaci v úrovni dna inklinometrického vrtu, tj. v hloubce 27 m.



Obr. 6.1 Graf výsledků průběhu horizontálních deformací s hloubkou pro Mohr-Coulombův a hypoplastický model s opravenými křivkami s referenčním měřením na dně vrtu znázorněné čárkovaně.

Porovnání inklinometrických měření ve vrtu číslo 13 z dne 24. 8. 2008 které jak už bylo řečeno dříve, se zdají být nejrelevantnějšími, jelikož došlo k odtěžení poslední kotevní úrovně je v obrázku číslo 6.2. V grafu průběhu horizontálních deformací s hloubkou (obr. 6.2) lze pozorovat predikci obou již opravených modelů – Mohr-Coulombova a hypoplastického, s reálnými výsledky z inklinometrické sondy ve vrtu. Zatímco modrá barva znázorňuje Mohr-Coulombův model, růžová barva značí předpověď deformací hypoplastického modelu. Světle zelená barva značí inklinometrické měření ze dne 24. 8. 2008.



Obr. 6.2 Výsledky inklinometrického měření v porovnání s predikcí horizontálních deformací s hloubkou Mohr-Coulombova a hypoplastického modelu.

Z prvního pohledu na graf je patrné, že předpověď hypoplastického modelu relativně přesně vystihuje tvar křivek horizontálních deformací změřené pomocí inklinometrických sond.

7 Závěr

Úkolem této diplomové práce bylo posoudit vhodnost použití matematického modelu při modelování deformací hluboké stavební jámy. Jako stavební jáma byla zvolena část hloubeného tunelu u portálu Komořany na tunelu Vestec-Komořany (stavba 513) na silničním okruhu kolem Prahy. Hloubka jámy dosahuje místy až 30 m. Na predikci deformací byly použity dva konstituční modely – Mohr- Coulombův model a hypoplastický model pro hrubozrnné zeminy. Po odebrání zájmového materiálu na lokalitě, byla provedena řada laboratorních i polních zkoušek. I přes některé komplikace se podařilo většinu z nich vyhodnotit a získat potřebné parametry. Pomocí dat z provedených zkoušek byly nakalibrovány oba modely a připraveny vstupní parametry pro výpočet. Výpočet proběhl pomocí programu Plaxis 2D, přičemž se částečně navazovalo na předchozí diplomovou práci J. Zedníka zpracovanou na Vysokém Učení Technickém v Brně (Zedník, 2010). Z této práce byl také převzat vstupní soubor do programu Plaxis, technické parametry záporového pažení a kotev a mechanické vlastnosti svrchní pokryvné vrstvy. Na rozdíl od předchozích prací byly v této práci uvažovány pouze dvě vrstvy písku, přičemž na spodní vrstvu byly aplikovány zvolené konstituční modely.

Výsledky obou modelů byly vyobrazeny do grafu a porovnány s daty inklinometrického měření, které poskytla firma GeoTec-GS, a.s.. I přes nepříliš logicky provedený monitoring ve vrtech, které byly pouze do úrovně dna stavební jámy a nedostatečný popis postupu prací na jámě v souladu s monitoringem se podařilo výsledky zpřehlednit tak, aby mohlo dojít k jejich porovnání s vypočtenými daty pomocí obou modelů. Z porovnání je patrné, že Mohr-Coulombův model nepředpovídá realisticky chování zeminy. Zatímco ve spodních částech výkopu předpovídá model správně postup zeminy do jámy, ve svrchních partiích jámy by podle modelu mělo docházet k zatlačování zeminy směrem do masivu. Navíc jsou velikosti deformací v horní části neúměrně vysoké, když předpovídají horizontální deformaci až 0,02 m. Velikost deformací předpovězená Mohr- Coulombovým modelem ve spodní části je relativně přijatelná a sedí s experimentálními daty. Oproti tomu výsledky hypoplastického modelu ukazují, že i přes neobvyklé hodnoty parametrů modelu je predikce modelu relativně přesná a míra deformace odpovídá hodnotám z monitoringu.

Dále byla zjišťována závislost požití funkce *interface* na výsledky Mohr-Coulombova modelu, kvůli problematice použití této funkce v modelu hypoplastickém. Jelikož však byl zjištěn

minimální rozdíl ve výsledcích Mohr- Coulombova modelu, předpokládá se, že tento vliv bude minimální i u modelu hypoplastického a není tak nutné funkci *interface* v tomto případě používat.

Posledním zkoumaným jevem byl vliv hustoty sítě na výsledky hypoplastického modelu. Při porovnání výsledků s použitím běžně husté sítě a sítě prvků jemnější bylo zjištěno, že vliv je taktéž minimální. Model tak dává téměř stejné výsledky.

Závěrem lze říci, že smysl a cíl práce byl splněn a podařilo se ukázat, že hypoplastický model je vhodný pro predikci deformací stěny hluboké stavební jámy v píscích.

V Praze dne 2.8.20012

Podpis:

8 Seznam použité literatury

Atkinson, J. (2007): Mechanics of soils and Foundations. Taylor & Francis, USA, 443 stran.

Atkinson, J.H., Richardson, D., S.E.Stalebrass (1990): Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. Géotechnique, Volume 40, Issue 4, 531 –540.

Consultest, s.r.o. (2006): <http://www.betonserver.cz/consultest> (1.8.2012)

Česká geologická služba- mapový portál (1.8.2012)

Gudehus, G (1996): A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soils and Foundations, 36(1):1–12.

Herle, I. (2003): Základy matematického modelování v geomechanice. Karolinum, Praha.

Herle, I., Gudehus, G. (1999): Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. Mechanics of Cohesive-Frictional Material, volume 4, 461-486.

Horák, L. Smola, Z. (2002): Silniční okruh kolem Prahy, stavba 513 Lahovice– Vestec, Podrobný geotechnický průzkum. Praha: GeoTec – GS a.s.

Jáky, J (1948): Pressures in silos. In Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mechanics, Rotterdam, volume 1, 103–107.

Kuráň, J. (2010): Optimalizace technického řešení portálu Komořany při výstavbě tunelů stavby SOKP 513. Časopis Tunel, 19. ročník, číslo 1, 75-83.

Kuráň, J. (2010): Stavební jáma hloubeného úseku tunelu Cholupice na stavbě 513 SOKP. Časopis Zakládání staveb, 31-33.

Masopust, J. (2008): Stavební jáma hloubeného úseku tunelu Komořany na stavbě 513 SOKP. Časopis Zakládání,

Mašín, D (2012): přednášky předmětu Numerické modelování v geomechanice Univerzita Karlova v Praze, 2012.

Mašín, D. (2010): Plaxis implementation of hypoplasticity. Plaxis bv, Delft.

Mašín, D., Boháč, J. Tůma, P. (2011). Modelling of a deep excavation in a silty clay. In Proc. 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece.

Mašín, D., Herle, I. (2005): Vliv konstitučního modelu na predikce deformací okolo tunelu v jemnozrnných zeminách. In Proc. 32. konference Zakládání Staveb, Brno, CZ; 76-81.

Mašín, D., Suchomel, R. (2009): Calibration of an advanced soil constitutive model for use in probabilistic numerical. In Proc. Int. Symposium on Computational Geomechanics (ComGeo I), Pietruszczak et al. (Eds.) Juan-les-Pins, France; 265-274

Mühl, J. (2012): ústní sdělení.

Niemunis, A., Herle, I.(1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-frictional Materials, volume 2, 279–299.

P. A. von Wolffersdorff (1997): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface

Rozsypal, A. (2001): Kontrolní sledování a rizika v geotechnice. Jaga group, Bratislava, 198 stran.

Skanska (2012): <http://www.estav.cz/zpravy/nove/R513-tunely-cholupice-komorany.html> (1.8.2012)

Zakládání staveb (2008): <http://www.zakladani.cz/cz/silnicni-okruh-kolem-prahy-komorany-stavebni-jama-portalu-tunelu-stavba-513> (22.6.2012)

Zedník, J. (2010): Zajištění stavební jámy v písčích. Diplomová práce, Vysoké Učení Technické v Brně.

Zemánek, I., Svoboda, P. a Kolářová E. (2008): Geotechnický monitoring při stavbě tunelu Vestec-Lahovice na silničním okruhu kolem Prahy, stavba 513. Časopis Zakládání, ročník XX, číslo 3, 13-17.