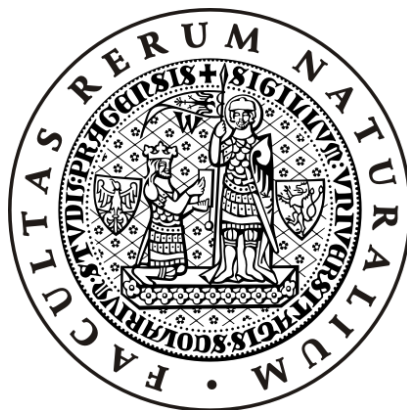


UNIVERZITA KARLOVA V PRAZE, PŘÍRODOVĚDECKÁ FAKULTA

Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky



**Mechanické vlastnosti mořských sedimentů
v okolí přístavu Koper a numerické modelování
hluboké stavební jámy**

**Mechanical properties of marine sediment near
Koper
and numerical modelling of a deep excavation**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Pavel Tůma

Vedoucí: RNDr. David Mašín, PhD, MPhil.

Konzultant: Ing. Jan Boháč, CSc.

Rejvíz, září 2010

Tuto diplomovou práci jsem vypracoval na Ústavu hydrologie, inženýrské geologie a užití geofyziky pod vedením RNDr. Davida Mašína, PhD, MPhil. Prohlašuji, že jsem ji vypracoval samostatně, použil jsem pouze své výsledky a převzaté informace jsem citoval. Souhlasím s jejím zapůjčením ke studijním účelům.

Poděkování

Rád bych poděkoval RNDr. Davidu Mašínovi, PhD, MPhil. za vedení práce, cenné rady a připomínky během sestavování modelu. Velice děkuji Ing. Janu Boháčovi, CSc. za užitečné rady a informace k laboratorním zkouškám a pracovním postupům. V neposlední řadě bych také chtěl poděkovat své rodině, přátelům a kolegům za podporu při zpracování práce a poskytnuté zázemí.

Na Rejvízu

4. 9. 2010

Pavel Tůma

Abstrakt

Mechanické vlastnosti mořských sedimentů v okolí přístavu Koper a numerické modelování hluboké stavební jámy

Inženýrskogeologické poměry v okolí koperského přístavu na jihozápadě Slovinska nutí geotechnické odborníky a stavební inženýry řešit problémy se zakládáním objektů různého typu a účelu prakticky již od padesátých let minulého století, kdy začal intenzivní rozvoj infrastruktury přístavu. Z výsledků řady geologických a geotechnických průzkumů, monitoringu a dlouhodobých zkušeností se zakládáním v místních geologických poměrech vyplývá, že se prakticky vždy jedná o 3. geotechnickou kategorii, čili zakládání náročných stavebních konstrukcí ve složitých geologických podmínkách pod hladinou podzemní vody. Celá oblast spadá do Alpsko-Dinárského tektonického prostoru. Horninový fundament je zde tvořen komplexy flyšových sedimentů eocenního stáří, na které nasedají soubory recentních mořských sedimentů a v prostoru široce zařínutého říčního údolí fluviální štěrky a písky. Z inženýrskogeologického hlediska je to zajímavá lokalita, kde je většina staveb založena ve vrstvě měkkých mořských sedimentů, případně je pomocí speciálních metod zakládání realizováno zakládání hlubinné na úroveň únosnějších vrstev štěrku a písku řeky Rižany nebo na úroveň podložního flyše. Soubor mořských sedimentů v okolí koperského přístavu, co by základová půda, se jeví jako vhodný pro aplikaci metod numerického modelování na řešení geotechnických úloh jako je například zakládání hlubokých stavebních jam, stabilita geotechnických konstrukcí, sedání různých typů základů apod. Vhodnost použití těchto metod je podložena minimální tektonickou porušeností této vrstvy, geotechnicky ověřenou celkovou homogenitou masívu v laterálním i vertikálním směru, zrnitostním vytříděním a stálou mineralogií zeminy.

Zemina v přirozeném stavu není uměle připravený materiál s předem známými parametry. Proto je třeba při interakci zemina - stavební konstrukce vyšetřit různé aspekty chování zemin polními geotechnickými zkouškami a laboratorními metodami mechaniky zemin. V ideálním případě lze navázat na výsledky těchto metod numerickou 2D či 3D analýzou ve formě konstitučního (materiálového) modelu v kombinaci s programy využívajícími metodu konečných prvků (MKP).

V geotechnické praxi jsou pro řešení výše zmíněných úloh často používány numerické modely, které zcela nevystihují důležité aspekty chování zemin, proto jejich výsledky mohou být zavádějící. Příkladem může být používání dobře známého Mohr-Coulombova modelu, jenž nerespektuje závislost chování zemin na stavových proměnných (napětí, pórovitost, stupeň překonsolidace, atp.). Navíc opomíjí další důležitý faktor jako je nelinearita chování, což není z hlediska mechaniky zemin zcela korektní.

Do této problematiky vstupuje hypoplastický model, využívající moderních poznatků v geomechanice. Model je založený na mechanice kritických stavů a na teorii hypoplasticity, která je vyvíjena od osmdesátých let minulého století. Jako pokročilý model již zohledňuje nelinearitu chování (vysoká tuhost v oboru velmi malých přetvoření). Vzhledem k tomu, že využívá v základní verzi pět materiálových parametrů, jenž lze získat vyhodnocením standardních laboratorních zkoušek, je možno jej v praxi jednoduše používat při řešení rutinních geotechnických úloh.

Pro účely modelování téměř 13 metrů hluboké stavební jámy v podmínkách vysoce plastických hlín až jílu na křižení ulic Kolodvorska - Ferrarska na okraji města Koper bylo třeba využít hypoplastický model obohacený o tzv. koncepci intergranulárních přetvoření. Jáma byla pro porovnání výsledků modelována rovněž Mohr-Coulombovým modelem. Jedná se o stavební jámu obdélníkového půdorysu s rozměry stran 54,8 x 56,3 a hloubkou 12,8 m. Pažení je provedeno formou podzemních stěn v kombinaci s rozpěrami pomocí vlastních stropních desek. Deformace stěn jámy byly monitorovány inklinometry v lamelách L5, L12, L17 a L27.

Laboratorní práce probíhaly na vzorku mořských sedimentů, který byl na místě odebrán z hloubky 3,4 m jako neporušený. Indexové vlastnosti zeminy stanovila laboratoř společnosti Arcadis Geotechnika a. s. Konsolidované nedrénované triaxiální zkoušky s měřením pórového tlaku (CIUP) a oedometrické zkoušky byly prováděny na neporušených i rekonstituovaných vzorcích. Celkem bylo odzkoušeno 6 triaxiálních vzorků (3 neporušené a 3 rekonstituované), z nichž byly pro kalibraci parametrů modelu použity 2 neporušené a jeden rekonstituovaný vzorek. Oedometrických vzorků bylo odzkoušeno rovněž 6 (3 neporušené a 3 rekonstituované), pro kalibraci se použily výsledky všech šesti zkoušek. Rozšíření hypoplastického modelu o koncepci intergranulárních přetvoření však vyžaduje dalších pět parametrů, které lze získat pomocí méně standardních laboratorních zkoušek. Jsou to zkoušky, které vyšetřují tuhost zeminy při malých a velmi malých přetvořeních. V případě této práce se jednalo o měření doby průchodu smykové vlny vzorkem pomocí prvků bender elements. Na triaxiální vzorky byly nainstalovány lokální snímače deformací (LVDT) pro měření malých deformací. Pro ověření mineralogického složení zeminy byly připraveny vzorky přirozeně vysušené a posléze na jemnou frakci podrcené zeminy. RTG analýzu provedl doc. Příkryl z Ústavu geochemie, mineralogie a nerostných zdrojů, Přírodovědecké fakulty, UK.

Na výsledcích laboratorních zkoušek se pomocí programu Triax nakalibrovaly všechny potřebné parametry obou numerických modelů. Samotné modelování se provádělo v programu PLAXIS 2D, kde byla nejprve nadefinována geometrie úlohy, reálné parametry technických prvků jámy (podzemní stěny a rozpěry) a parametry zemin obou modelů. Parametry hypoplastického modelu byly do programu PLAXIS implementovány pomocí subrutiny, kterou vyvinul Mašín (2010).

Vzhledem k dvojrozměrné analýze úlohy musel být vybrán nejvhodnější řez celou stavební jámou. Byl zvolen profil jdoucí přes lamely podzemních stěn L27 a L5, ve kterých byly situovány inklinometrické vrty pro porovnání výsledků.

Výpočet obou modelů byl rozčleněn celkem do osmi fází a probíhal formou plastické, respektive elastoplastické analýzy za nedrénovaných podmínek (hladina podzemní vody 1,8 m pod povrchem). Fáze výpočtu byly odvozeny od reálných fází těžby jámy, ale celková koncepce výpočetních fází obou modelů musela být upravena pomocí modifikované β metody (odvozeno od β metody známé již z modelování tunelů NATM) pro korigování prostorového efektu postupu těžby a pažení jednotlivých úrovní. Kombinace různých β faktorů se později projevila jako klíčová pro výsledky obou modelů a probíhala ve formě zpětné analýzy tak, aby simulace co nejlépe reprezentovala reálné podmínky. Postup výstavby modelu byl prováděn v souladu se zásadami numerického modelování tak, aby byl vybrán typ modelu co možná nejvhodnější k dosažení požadovaných výsledků, nejjednodušší, ale zároveň co možná nejdůležitější.

Výstupy obou modelů byly porovnávány s výsledky monitoringu, kde se ověřily reálnější predikce hypoplastického modelu v jednotlivých fázích. Bylo dosaženo vynikající shody mezi inklinometrickými měřeními a deformacemi podzemních stěn, predikovanými hypoplastickým modelem a to jak z hlediska velikosti deformací, tak tvaru křivky horizontálních posunů. V podání Mohr-Coulombova modelu byla shoda těchto deformací výrazně menší. Dále bylo prokázáno, že hypoplastický model předpovídá mnohem reálnější průběhy deformací dna jámy a těsného okolí podzemních stěn (díky předpovědi vyšší tuhosti při odlehčení a při velmi malých přetvořeních). Naopak Mohr-Coulombův model predikuje tyto deformace v mnohem větším rozsahu a velikosti, protože má lineární povahu a nerespektuje výše uvedené aspekty chování zemin. Prostřednictvím hypoplastického modelu lze v různých fázích výpočtu zobrazovat celou řadu stavových proměnných, které výrazně přispívají k pochopení dějů probíhajících při celém procesu hloubení a pažení stavební jámy a názorně demonstrují aspekty chování zemin.

Modelováním chování hluboké stavební jámy Kolodvorska v Koperu byla prokázána oprávněnost použití metod numerického modelování při řešení takovýchto geotechnických úloh. Na základě rešerší polních geotechnických zkoušek a provedení laboratorních zkoušek z odebraných vzorků zeminy by chtěl autor této práce poukázat na analogičnost a přenositelnost výsledků numerického modelování v místních inženýrskogeologických poměrech z hlediska stálosti mechanických vlastností základové půdy. V této souvislosti se jeví hypoplastický model jako silný a efektivní nástroj k řešení mnoha geotechnických úloh.

Abstract

Mechanical properties of marine sediment near Koper and numerical modelling of a deep excavation

Engineering geological conditions near the port Koper in southwestern Slovenia forces geotechnical experts and civil engineers to solve problems in foundation various types of objects and purpose of the practice since the fifties of last century, when it began an intensive development of infrastructure of the port. The results of series of geological and geotechnical surveys, monitoring, and long experience with foundation in the local geology shows that it is almost always the 3rd geotechnical category, or foundation of complex structures in difficult geological conditions below the water table. The entire area belongs to Alpine-Dinaric tectonic area. The rock foundation is composed of complexes of flysch sediments Eocene age at which mounted files of recent marine sediments in the area widely submerged river valley fluvial sands and gravels. From the geotechnical point of view it is interesting site, where most buildings were based on a layer of soft marine sediments, where it is through the creation of special methods implemented in the establishment of deep-level durable layers of gravel and sand of the river Rižana or at the level footing wall flysch. Set of marine sediments near the port Koper, what the founding ground, it seems appropriate for the application of numerical modelling techniques for solving geotechnical problems such as the formation of deep pits, the stability of geotechnical structures, settlement of various types of foundations, etc. Suitability of these methods is based on the minimum tectonic disturbance this layer, geotechnical reviewed overall homogeneity of the massif in the lateral and vertical direction, grain size, poorly grained soil and mineralogy.

Soil in its natural state is not an artificially prepared material in advance with known characteristics. Therefore it is necessary for interaction soil - building structures to investigate various aspects of the behavior of soils in situ by geotechnical testing and laboratory methods of soil mechanics. Ideally, we can build on the results of these numerical methods, 2D and 3D analysis, in the form of a constitutional (material) model in combination with programs using the finite element method (FEM).

In geotechnical practice for solving the above problems are often used numerical models, that doesn't fully capture the important aspects of the behavior of soils, so their results may be misleading. An example might be using a well-known Mohr-Coulomb model, which disregards the dependency behavior of soils in the state variables (stress, porosity, degree of overconsolidation, etc.). Furthermore, neglecting other important factors such as nonlinearity behavior, this is not in terms of soil mechanics totally correct.

Hypoplastic model enter into this problem, using modern knowledge of geomechanics. The model is based on the mechanics and the critical state theory hypoplasticity, which is being developed since the eighties of last century. An advanced model already takes into account the nonlinearity of the behavior (high stiffness in the field of very small deformations). Since it uses the basic version of the five material parameters, which can be obtained by evaluating the standard laboratory tests, it can be easily used in practice to solve routine geotechnical problems.

For modelling purposes, almost 13 meters deep pit in the highly plastic silt and clay on the intersection Kolodvorska - Ferrarska on the outskirts of Koper has been necessary to use enriched hypoplastic model for so-called concept intergranular strain. The pit was to compare modelling results also modeled by Mohr-Coulomb model. It is the foundation pit of rectangular layout with dimensions of 54.8 x 56.3 and depth of 12,8 m. Sheet piling is carried out through the diaphragm walls in combination with spacers from custom slab. Deformation of the pit walls were monitored by inclinometers in the slats L5, L12, L17 and L27.

Laboratory work was conducted on a sample of marine sediments, which was removed from the site at a depth of 3.4 m as intact. Properties of soil laboratory set Arcadis Geotechnika a. s. Consolidated undrained triaxial tests with pore pressure measurements (CIUP) and oedometric tests were performed on undisturbed and reconstituted samples. It were tested totally 6 triaxial samples (3 reconstituted and 3 intact), which was to calibrate the model parameters used 3. Oedometric samples were also tested 6 (3 reconstituted and 3 intact) to calibrate the results of model were used all six tests. Enlargement of the hypoplastic model for the concept of intergranular strain requires five parameters, which can be obtained using less standard laboratory tests. These are the tests to investigate soil stiffness at small and very small strain. In this work was a time measurement of shear waves passing through the sample element by the Bender Elements equipment. On the samples of triaxial tests were installed local deformation sensors (LVDT) for measuring small deformations. Samples were prepared as naturally dried and then crushed to a fine fraction of soil to verify the mineralogical composition of soil. X-ray analysis was made by doc. Příkryl from Institute of Geochemistry, Mineralogy and Mineral Resources, Faculty of Science, UK.

On the results of laboratory tests, using Triax program, were calibrated all the necessary parameters of the both numerical models. Modelling was done in 2D PLAXIS program, which was first defining the role of geometry, the real parameters of the technical features of the pit (underground walls and struts) and soil parameters of both models. Hypoplastic model parameters were implemented into the program PLAXIS using subroutines, developed by Mašin (2010). Given the two-dimensional analysis of the problem had to be the most appropriate intersection across the construction pit. It was

elected a profile passing through the slats of the diaphragm walls L5 and L27, which were situated inclinometer boreholes for comparison of results.

The calculation of both models was divided into eight stages in total, and was conducted through the plastic, respectively elastoplastic analysis, for undrained conditions (water table 1.8 m below the surface). Calculation phases were derived from the real phase of mining pits, but the overall concept of computational phase of the two models had to be adjusted using the modified β method (derived from the β methods already known from the modelling of NATM tunnels) for correction of the surround effect of mining process and propping each level. The combination of different β factors later proved crucial to the results of both models and takes the form of retrospective analysis in order to best represent the simulation realistic conditions. Model building process was conducted in accordance with the principles of numerical modelling, so that type of model was selected as best possible to achieve the desired results, the simplest, yet most concise as possible.

The results of both models were compared with results of monitoring, where a more realistic prediction of hypoplastic model were verified in each stages. It was achieved excellent agreement between the inclinometer measurements and deformation of diaphragm walls, predicted by hypoplastic model both in terms of size distortions, the shape of the curve of horizontal displacements. The Mohr-Coulomb model consensed less at deformations distribution. It was also shown that hypoplastic model predicts a much more realistic deformation of bottom of the pit and close vicinity of the diaphragm walls (thanks to the predictions of higher stiffness at unloading and the very small strain). Conversely Mohr-Coulomb model predicts the deformation of a much larger scale and size, because it is linear and does not respect the above-mentioned aspects of the behavior of soils. Through the hypoplastic model can be in various stages of the calculation show a number of state variables that contribute significantly to the understanding of the processes going on throughout the process of bracing and excavation pit and demonstrates aspects of the behavior of soils.

Modelling the behavior of the deep pit Kolodvorska in Koper was established the legitimacy of using the methods of numerical modelling for solving such geotechnical problems. Based on the research field geotechnical tests and laboratory tests of soil samples, the author of this paper would point out the analogy and portability of the results of numerical modelling on the local engineering geological conditions in terms of stability of the mechanical properties of soils. In this context, it appears hypoplastic model as a powerful and effective tool to solve many geotechnical problems.

Obsah

1.	Úvod.....	9
2.	Cíl diplomové práce.....	9
3.	Lokalita Koper.....	9
	3.1. Lokalizace.....	9
	3.2. Geologické poměry.....	12
	3.3. Inženýrskogeologické poměry v oblasti koperského přístavu.....	21
	3.4. Technologie zakládání v místních IG poměrech.....	27
	3.5. Popis a situace hluboké stavební jámy Kolodvorska.....	30
4.	Laboratorní zkoušky.....	32
	4.1. Vzorek mořských sedimentů a jeho příprava.....	32
	4.2. Indexové zkoušky.....	35
	4.3. Oedometrické zkoušky.....	36
	4.4. Triaxiální zkoušky.....	40
	4.5. Měření malých a velmi malých přetvoření.....	44
	4.6. Mineralogická analýza.....	48
5.	Hypoplastický model a jeho parametry.....	48
	5.1. Kalibrace parametrů hypoplastického modelu.....	51
6.	Mohr-Coulombův model.....	54
7.	Monitoring stavební jámy.....	56
8.	Modelování chování masívu a stěn hluboké jámy.....	56
	8.1. Geometrie problému.....	56
	8.2. Materiálové parametry.....	59
	8.3. Koncepční model a definice fází výpočtu.....	61
9.	Porovnání modelu s monitoringem, diskuse výsledků.....	63
10.	Závěr.....	69
11.	Použité podklady.....	70
12.	Seznam příloh.....	73

1. Úvod

Řešení geotechnických úloh jako je zakládání hlubokých stavebních jam si vynucuje vyšší pozornost z hlediska rozsáhlé komplexnosti interakce stavební konstrukce a horninového prostředí. Proto je často k řešení těchto úloh používáno numerických analýz na základě výsledků polních či laboratorních zkoušek. Nezbytnou součástí této analýzy jsou metody numerického modelování, které se jeví jako silný a efektivní nástroj, ale nutno podotknout, že numerický model zjednodušuje velmi komplexní realitu. Pro účelné použití je potřeba znát jeho možnosti a omezení.

K modelování stavební jámy ve specifických inženýrskogeologických podmínkách byl vybrán hypoplastický model, který je porovnáván s Mohr-Coulombovým modelem. Numerický model jámy Kolodvorska byl sestaven na základě poznatků z rešerší místních geologických poměrů, polních geotechnických zkoušek a provedených laboratorních zkoušek a celkové koncepce zakládání. Vzhledem k inženýrskogeologickým poměrům se naskytla příležitost k použití laboratorních zkoušek mechaniky zemin pro stanovení parametrů vybraných numerických modelů.

2. Cíl diplomové práce

Přínosem této práce by měl být důkaz, že správně interpretované výsledky vhodně zvoleného numerického modelu by měly být nedílnou součástí každé analýzy složitější geotechnické úlohy. Z tohoto důvodu byly provedeny laboratorní zkoušky pro účely modelování chování jámy Kolodvorska v Koperu. Cílem bylo rovněž prokázat vhodnost hypoplastického modelu pro praktické využití a vyzdvihnout jeho přednosti před běžně používaným modelem na základě porovnání výsledků monitoringu a výstupů z obou modelů.

3. Lokalita Koper

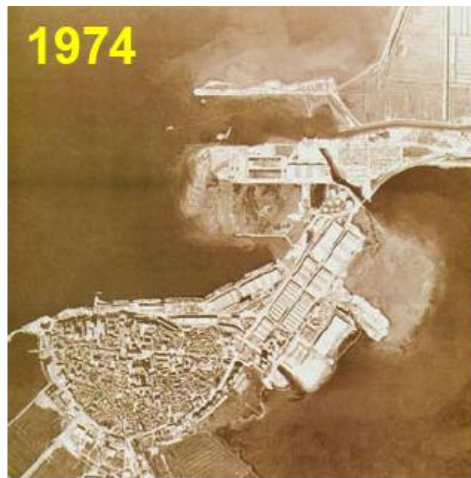
3.1. Lokalizace

Studovaná stavební jáma se nachází v blízkosti křížení ulic Kolodvorska a Ferrarska ve městě Koper, Slovinsko (obr. 1). Město leží na pobřeží Koperského zálivu, který je součástí zálivu Terstského. Jedná se o historické přístavní město, které bylo zcela pohlceno infrastrukturou samotného přístavu Luke Koper. Intenzivní rozvoj přístavu začal v 50. letech 20. století a pokračuje doposud.

Obr. 1 Lokalizace stavebni jámy (zdroj Google)



Obr. 2 Rozvoj přístavu Luka Koper (Logar, 2009)



3.2. Geologické poměry

Tektonická stavba jihozápadního Slovinska (upraveno podle Placera, 1981)

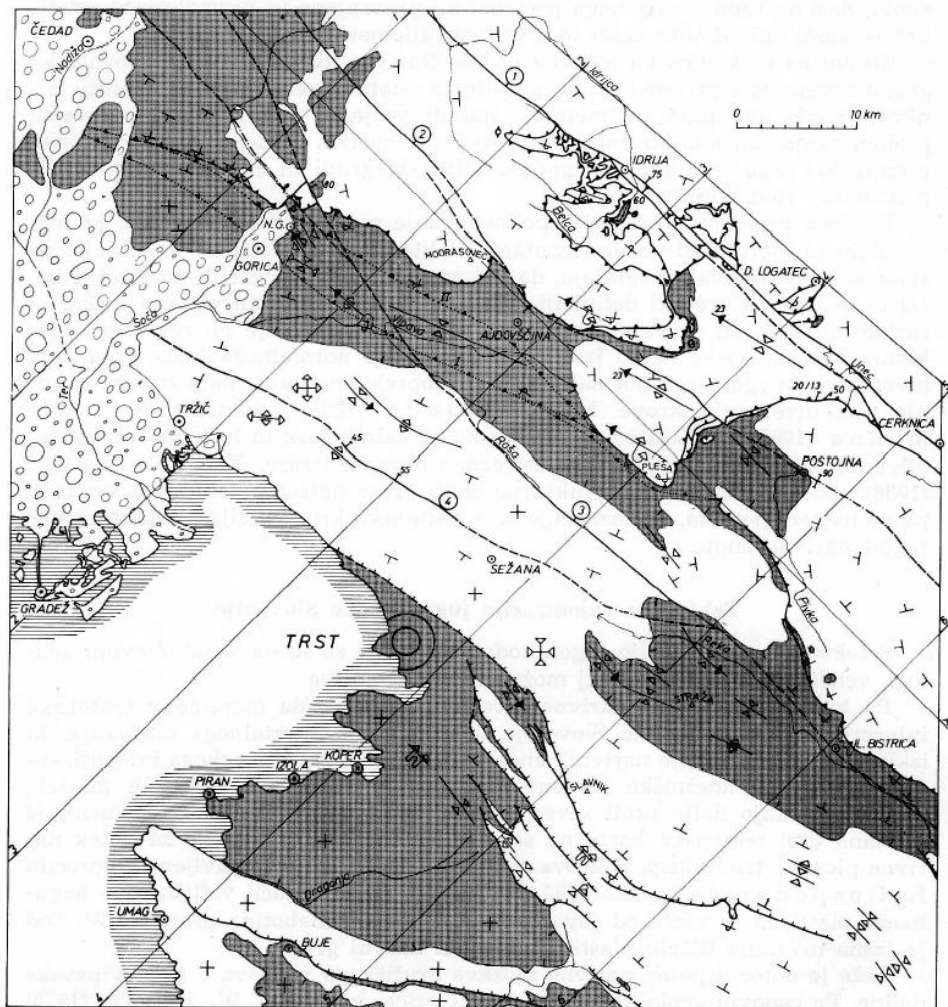
Slovinsko je zajímavá země z hlediska oblasti Alpínsko-Dinárského tektonického prostoru. Přejídný ráz kraje se odráží ve Slovinské jihozápadní provincii. Charakteristickým rysem jihozápadního Slovinska jsou násunové zlomy. Zajímavé je uspořádání a povaha horninových sledů v Gorici, Vipavě a Hruševje, kde se flyš vyskytuje jak v nadloží, tak v podloží násunového zlomu. První, kdo věnoval pozornost těmto strukturám byl F. Kossmat (1905, 1913). Podle jeho interpretace struktury Trnovského lesa, Hrušica - Nanos a Snežnik by měly být ležatými násunovými vrásami směru jihovýchod severozápad. Předpokládal, že inicální hlavní napětí bylo postupně uvolňováno ve svém původním směru a proto se převrácené vrstvy dostaly do šikmé a posléze vertikální polohy. Oblasti s klesající intenzitou tektonické aktivity mohly být v Gorici, Vipavě a Pivce, zahrnující tektonické jednotky Trnovského lesa, Hrušice - Nanos a Snežníku. Později podali stejnou interpretaci S. Buser, K. Grad & M. Pleničar (1967).

A. Winkler pozoroval jiné směry vrstev v jednotce Trnovského lesa: SSZ - JJV v severozápadní části a Z - V v jihovýchodní části. Považoval Z - V směry za původní Alpínské směry, kde SSZ - JJV směry mohly být způsobeny rotací. Uspořádání vrstev v oblasti násunu mohlo být otočeno podél vertikální osy severovýchodně od Gorice.

Novou koncepci Alpínsko-Dinárských poměrů zavedl U. Pemru (1980): ze sekvence facií mohl usuzovat, že Dinárské SZ - JV nasouvání předcházelo první Alpínské Z - V pohyby. Nově byly tektonické jednotky Trnovského lesa a Nanos - Hrušica považovány za část vrstev Snežnického násunu, které byly přesunuty směrem k jihu. Převrácené vrstvy Trnovského lesa v Colu a vrstvy jednotky Nanos - Hrušica v Prejamě mají směry Z - V s sklon k severu. Tyto poměry naznačují mladší charakter násunů směrem k severu.

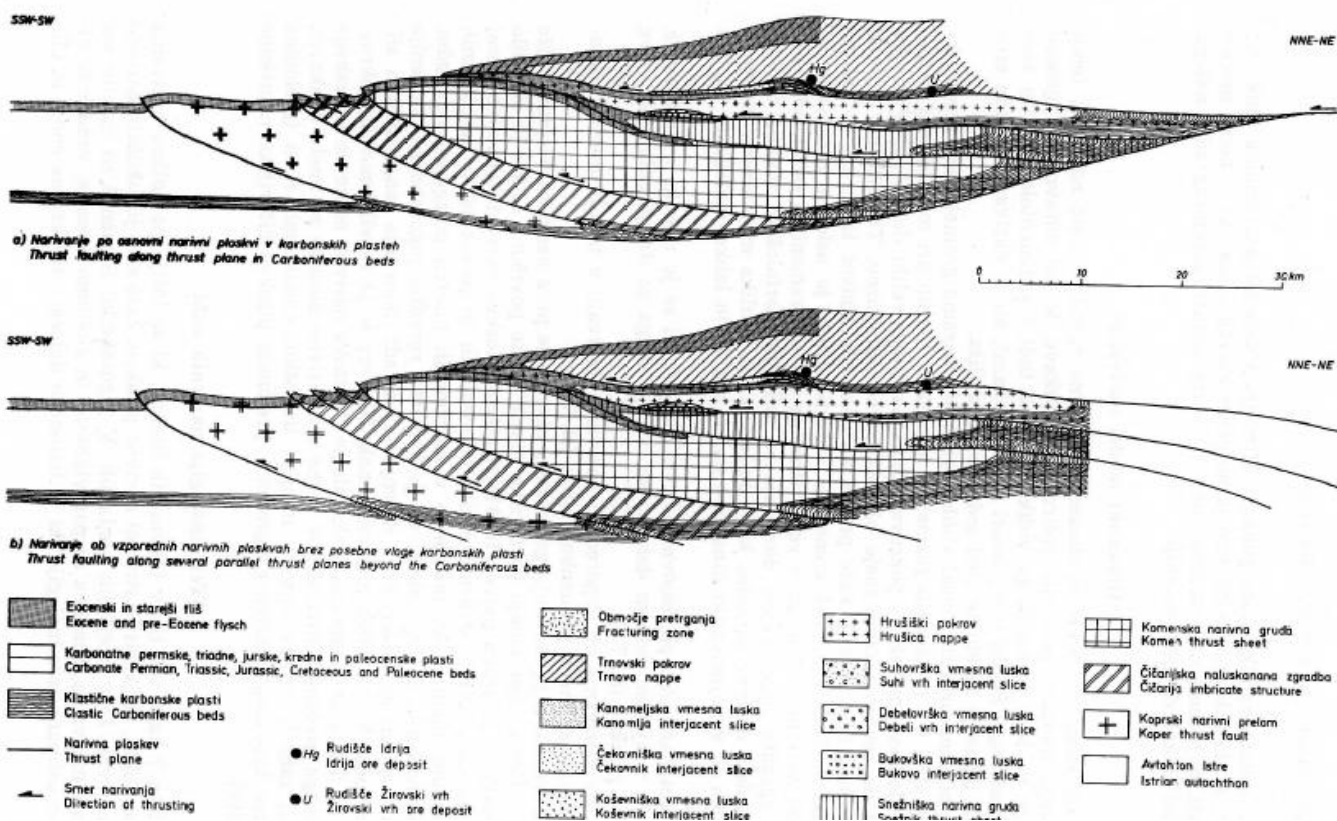
Jelikož ani rozsah ani směr dislokací nebyly nikdy plně prozkoumány, přesto byly použity ke stanovení geometrického vzoru tektonických pohybů. Nanoská antiklinála a Hrušická synklinála mají stejný směr a sklon svých os: 304/26. Podobné směry a sklony mají vrásy v podloží (oblast Snežniku) a v nadloží (Trnovský les) násunového zlomu mezi Postojnou a Predjámou. Tudíž frontální přesmyk směrem k jihozápadu je otázkou. Proto interpretace převrácených vrstev podaná F. Kossmatem a S. Buserem, ani interpretace A. Winklera zahrnující rotaci nebo výklad, který podal U. Pemru, předpokládající nasouvání obou jednotek Nanos - Hrušica a Trnovského lesa směrem k jihu, nejsou korektní.

Obr. 3 Tektonická mapa juhozápadného Slovinska (Placer, 1981)



- | | | | |
|--|---|--|--|
| | Rečne naplavine
Alluvial deposits | | Prevrnjena in polegla sinklinala
Overturned and recumbent syncline |
| | Eocenski in starejši fliš
Eocene and pre-Eocene flysch | | Prevrnjena in polegla antiklinala
Overturned and recumbent anticline |
| | Predflišne Tc, Mz, in Pz kamene
Tertiary, Mesozoic and Paleozoic
pre-flysch rocks | | Izoklinalna guba
Isocline |
| | Geološka meja
Geological boundary | | Vpad osi gube
Inclined fold axis |
| | Poševne plasti
Inclined bedding | | Meja pokrova in narivne grude z večjim premikom
Boundary of nappe and large-scale thrust sheet |
| | Horizontalne plasti
Horizontal bedding | | Vpad narivne ploskve in smer a-lineacije
Dip of thrust plane and a-direction of lineation |
| | Vertikalne plasti
Vertical beds | | I II
Hipotetična narivna ploskev; prva in druga interpretacija
Assumed thrust plane; first and second interpretation |
| | Inverzne plasti
Overturned beds | | Reverzni prelom
Reversed fault |
| | Sinklinala
Syncline | | Prelom; vertikalni, poševen
Fault; vertical, oblique |
| | Antiklinala
Anticline | | Prekrit prelom
Fault - concealed |
| | Brachisinklinala
Brachysyncline | | Fotogeološko določen prelom
Fault - identified by means of photogeology |
| | Brachiantiklinala
Brachyantycline | | ① Idrijski prelom
Idrija fault |
| | Kotlina
Basin | | ② Predjamski prelom
Predjama fault |
| | Doma
Dome | | ③ Raški prelom
Raša fault |
| | | | ④ Divaški prelom
Divača fault |

Obr. 4 Vývoj terciérních násunových struktur jihozápadního Slovinska (Placer, 1981)



Geologické poměry jihozápadního Slovinska

(upraveno z popisu mapovaných jednotek na listu mapy L 33-88 Trst 1 : 100000, Pleničar et al., 1973)

Území jihozápadního Slovinska je budováno výlučně tethydními sedimenty v rozsahu od křídý do eocénu a skládá se z vápenců a dolomitů, nebo z vápenatých pískovců, slínů a flyšových sedimentů. Křídové formace se vždy skládají z karbonátových facií, terciér částečně z karbonátů a částečně z klastik. Oblasti, kde se vyskytují vápence, jsou obvykle silně zkrasovělé a oblasti s klastiky jsou pokryty mocným půdním pláštěm. Křídové a spodnopaleogenní karbonátové sedimenty obvykle vystupují podél erodovaných hřebenů antiklinál.

Sedimenty spodní křídý jsou dobře vyvinuté v terstské oblasti. Tmavé bituminózní vápence, hrubozrné dolomity a dolomitické brekcie s velmi chudě zachovalými fosíliemi spadají do stupně Albu (podle mikrofosílií).

Svrchnokřídové vápence a dolomity obsahují hojné fosílie, všechny tři stupně svrchní křídý byly identifikovány. Cenoman se skládá z tmavě šedých vápenců s mlži Gyropleura, Chondrodonta a

koráli Radiolites, turon z bílých a světle šedých vápenců s četnými mlži Caprinides a Chondrodonta, a senon z šedých vápenců s radiolarity a mlži rodu Hyppurites.

Křída je vyvinuta ve vápencových faciích severně od řeky Dragona a na Nanosu, Snežniku a terstsko - komenském plató. Na jihu tohoto území vystupují charakteristické tence deskovité, bílé a šedé vápence Istrijské fácie.

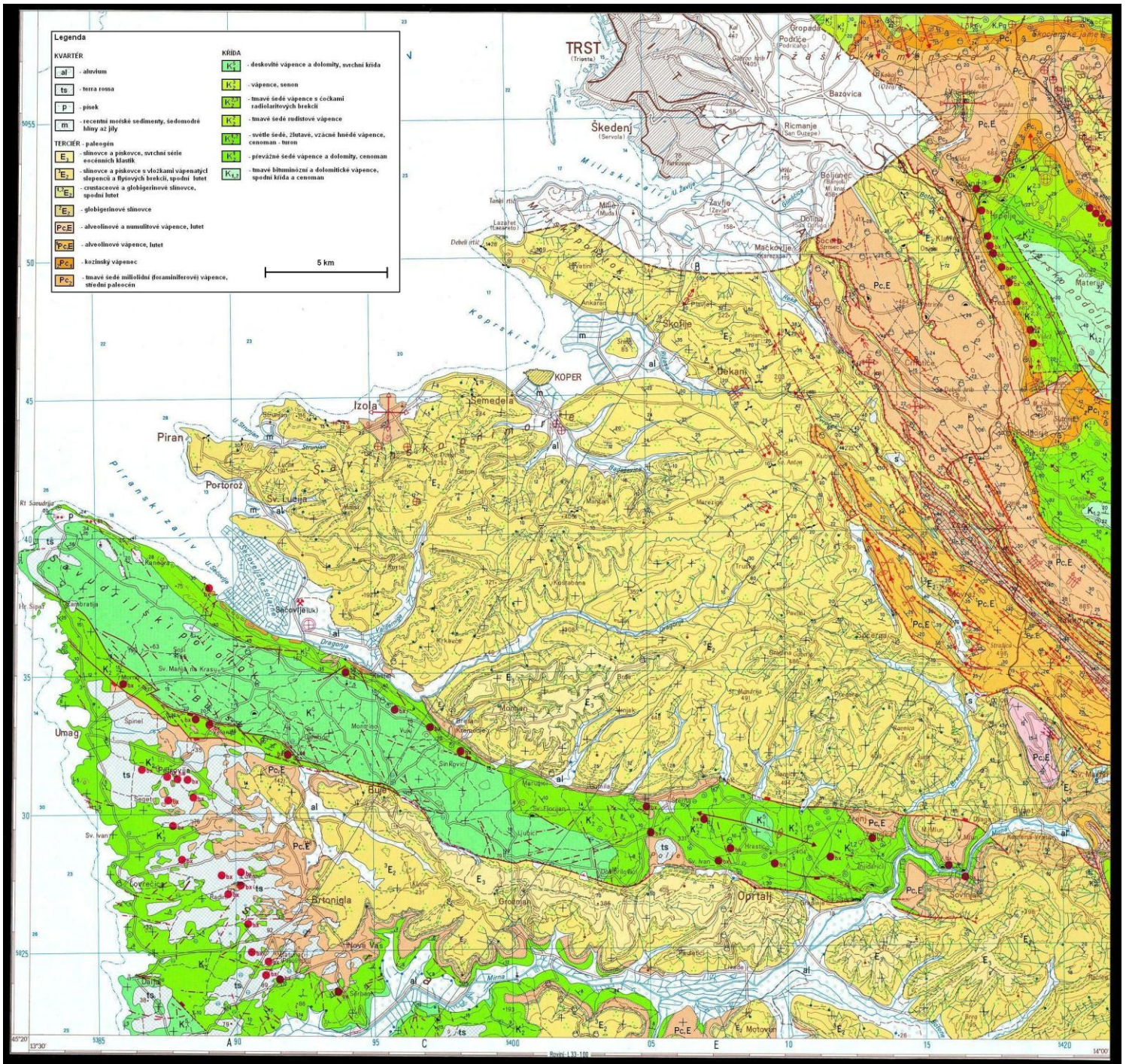
Tmavě šedé, výrazně vrstevnaté vápence, částečně mořského a částečně lagunárního nebo dokonce sladkovodního původu, paleocenního stáří, jsou vyvinuty v okolí Koziny, Lipice a blízko Sečovje, tyto vápence jsou dokumentovány s bohatými fosilními společenstvy blízko Koziny, Lipice a Divači (kozinské vrstvy) a s Gyropleurami hojnými ve spodních partiích.

Foraminiferové vápence jsou částečně paleocenního a částečně až eocenního stáří. Paleocén je zastoupen alveolinovými, numulitovými a operkulinovými vápenci, které přesahují až do spodního eocénu. Eocenní klastické sedimenty spadají, podle R. Pavlovice (1963), do spodního a středního eocénu a podle Šikiče (1962) do středního a svrchního eocénu. Skládají se z karbonátových pískovců, slínů, prachovců, vápencových brekcií, slepenců a numulitových vápenců. Ve spodních polohách jsou častější vápnitější komponenty se slínou a křemennými pískovci, převládajícími ve středních a svrchních partiích.

Kvartér je zastoupen osypovými kužely (talusy), aluviálními uloženinami podél toků, holocenními mořskými sedimenty, eolickými písky v Savudrii, jíly v krasových jeskyních a kosterními úlomky pleistocenního a holocenního stáří. Přímé vrásy SZ - JV směru jsou charakteristické svými strukturními rysy v polohách klastických uloženin.

V křídě tvoří výraznou strukturní jednotku východozápadní přesmyk v Buje. Pozoruhodný je také přesmyk v Čičarie, který je budován mnoha stupni a táhne se od Ospu do Zazidu a Movraže; útvar mnoha stupňů je výsledkem selektivní eroze méně odolných členů.

Obr. 5 Geologická mapa jihu západního Slovinska ,upraveno z mapového listu L 33-88 Trst 1:100000, .
 Pleničar, Polšak, Šikič (1969)

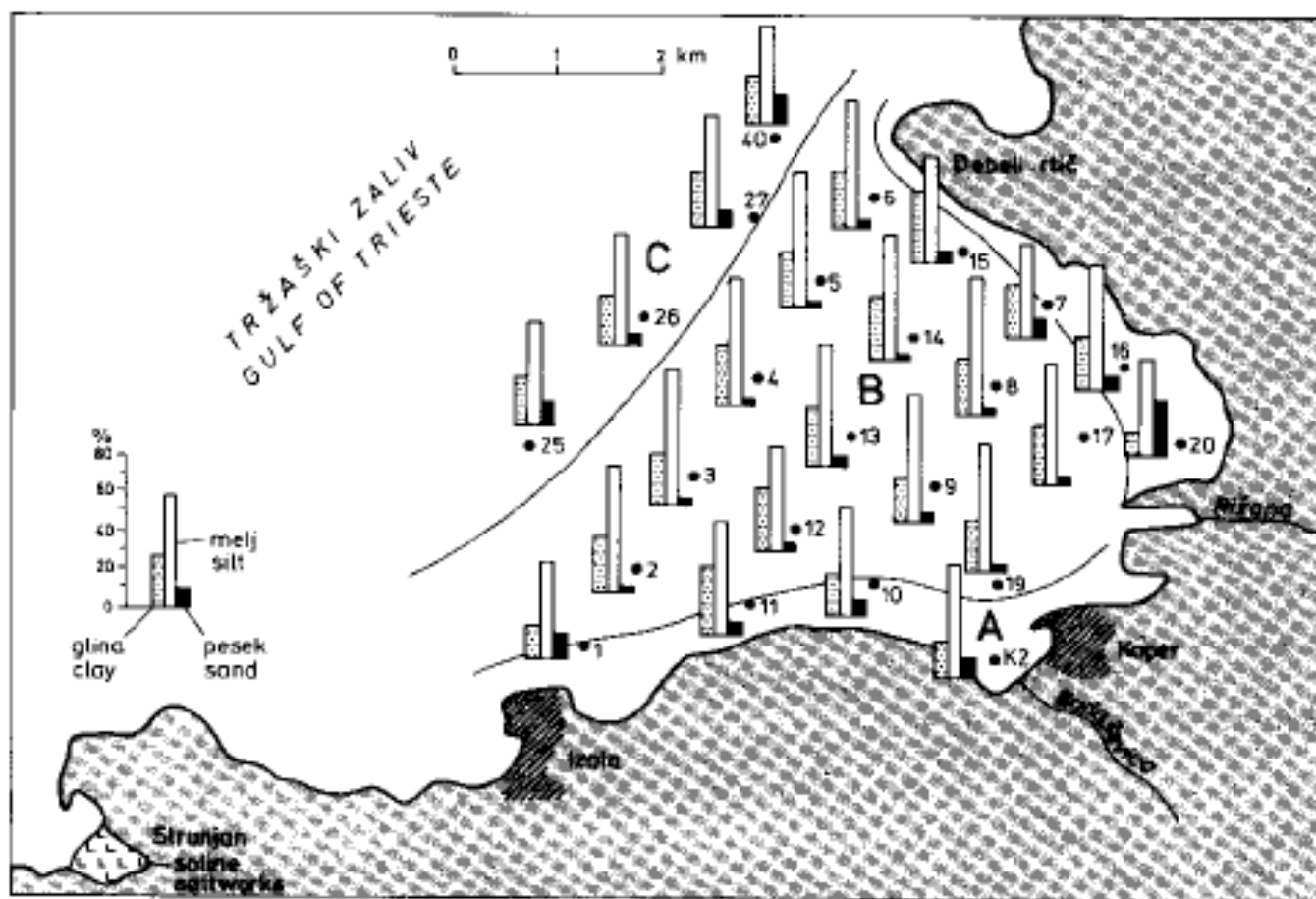


Recentní sedimenty Koperského zálivu (upraveno podle Ogorelce et al., 1987)

Koperský záliv je široce zařízlé, částečně ponořené údolí řeky Rižany s brakickými vodami a salinitou okolo 36‰, je více jak 20 metrů hluboké s omezenou mořskou cirkulací (řízena hlavně přílivem a větry, stálé proudy zde prakticky chybí). Morfologicky se jedná o plochou mořskou pláň se strmým pobřežím, budovaným flyšovými sedimenty. Převažuje zde sedimentace prachovitých jíluů bohatých na fosilní skelety foraminifer a měkkýšů. Velikost zrn a karbonátový podíl (v rozsahu 20 - 40%) narůstá směrem do otevřené části zálivu. V ústí řeky Rižany se podmínky sedimentace mění z fluvialních na brakické a marinní.

Podle zrnitosti a litologie jsou sedimenty koperského zálivu děleny do tří zón (obr. 6):

Obr. 6 Zonalita sedimentů podle zrnitosti (Ogorelec et al., 1987)



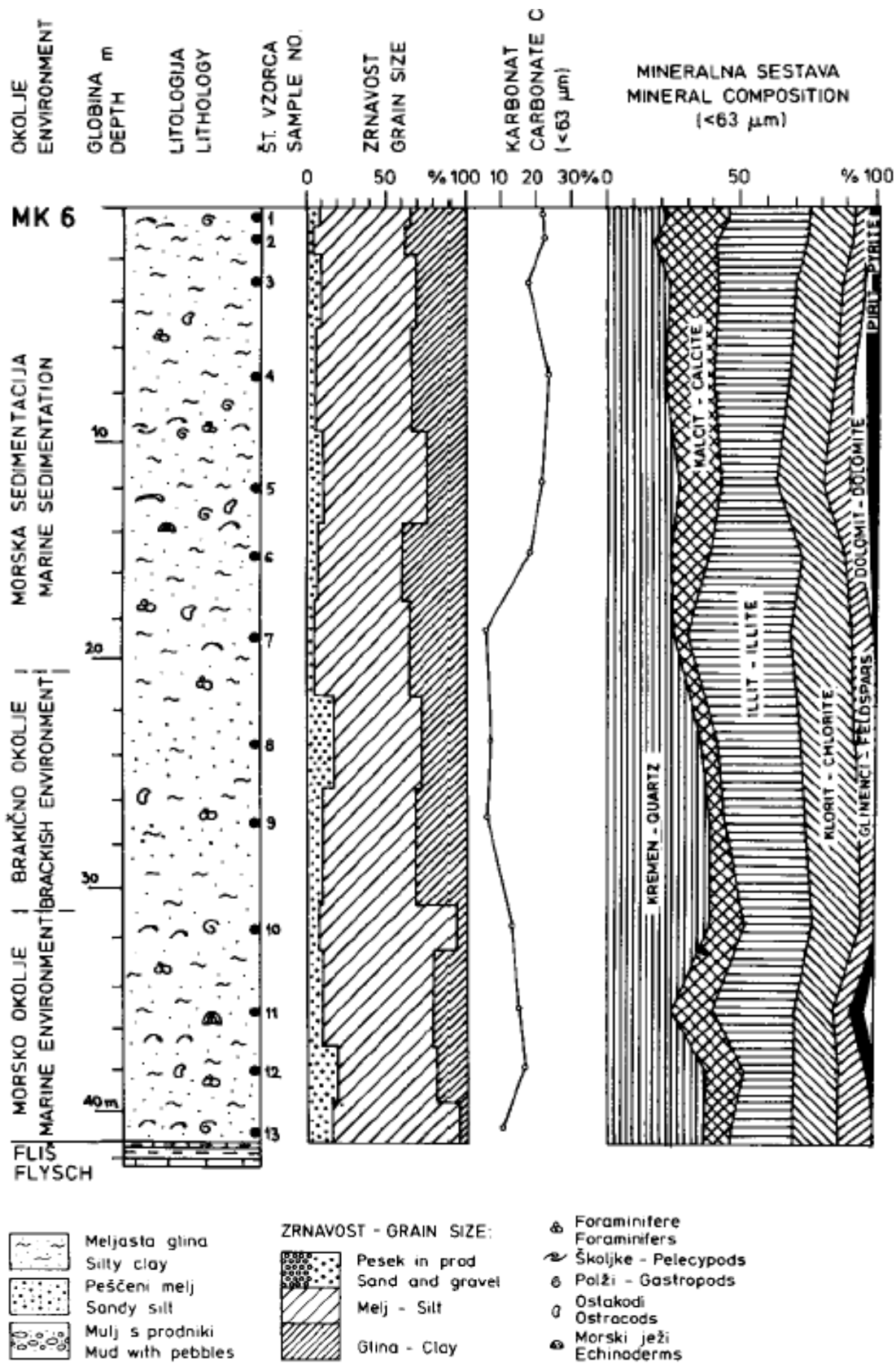
A – sediment close to the coast, B – sediment in the interior of the bay, C – sediment at the entrance of the bay

- Příbřežní sedimenty (zóna A) - do hloubky okolo 5 metrů. Skládá se z písčitých jílu s více jak 40% písku a méně než 15% jílu. Průměrná velikost zrna je okolo 50 μm ;
- Sedimenty vnitřní části zálivu (zóna B) jsou tvořeny prachovitými jíly s 20-40% jílu a méně než 3% prachovité frakce. Průměrná velikost zrna je 3-6 μm ;
- Sedimenty otevřené části zálivu (zóna C) jsou tvořeny silty s průměrnou velikostí zrna okolo 30 μm se 40% písčité frakce a méně než 25% prachovité frakce. Hrubo zrná frakce je tvořena hlavně skelety foraminifer a měkkýšů.

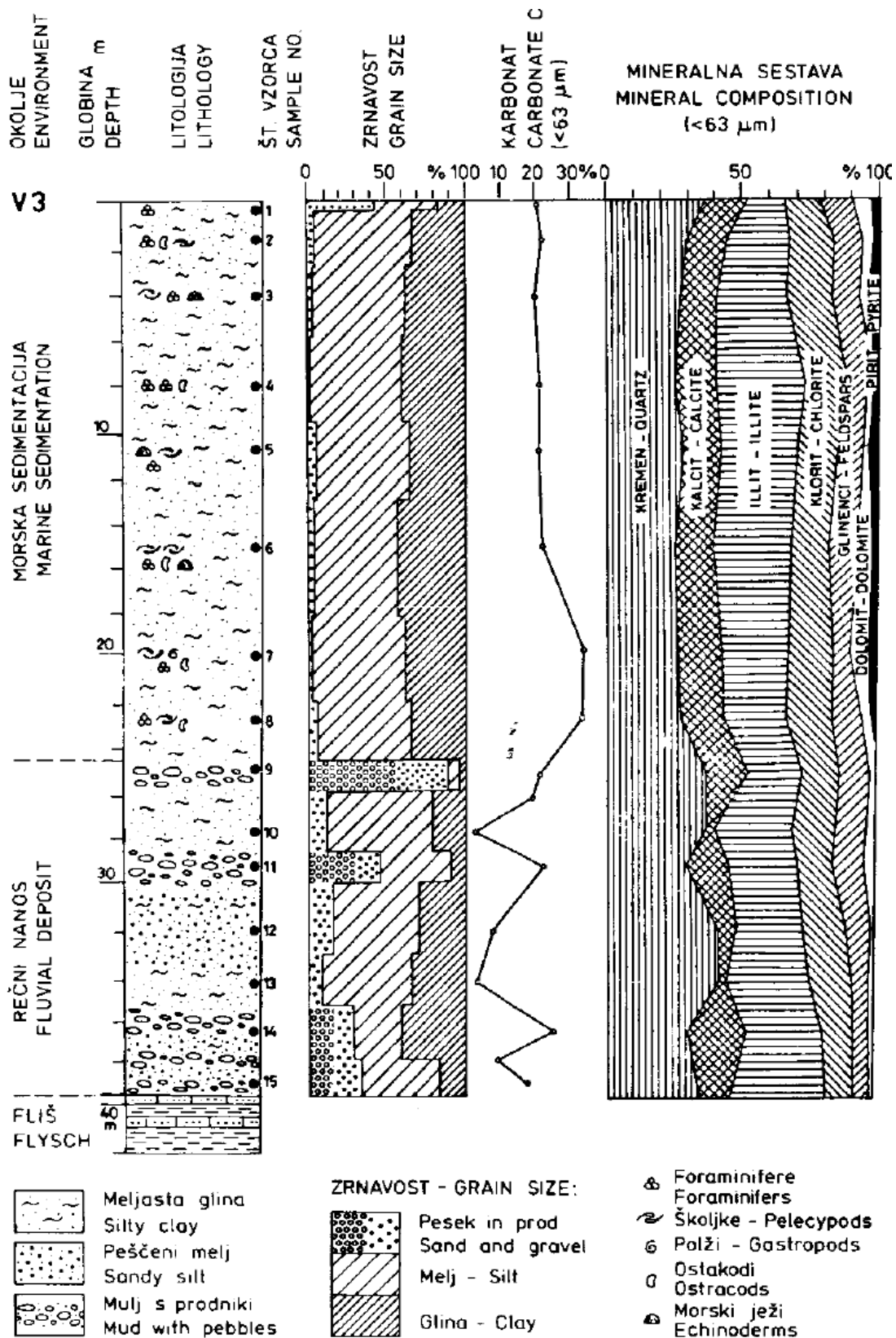
Minerální složení je poměrně stálé (obr. 7 a 8). Většina zrn je detritické povahy a pochází z pobřežní eroze flyšového podloží a z přínosu řeky Rižany. Křemen převažuje nad jílovými minerály (illit a chlorit v přibližném poměru 2:1), karbonáty (kalcit, dolomit, aragonit) a živci. Obsah karbonátů se mění v rozsahu mezi 20% ve vnitřní části a 40% v otevřené části zálivu a zahrnuje značný podíl schránek různých organismů. Autigenními minerály jsou aragonit a pyrit (indikátor redukčních podmínek v prostředí).

V prostoru Koperského přístavu je situován vrt V-3 (obr. 8). Dolní část vrtného jádra (25-40 m) je tvořena fluvialními sedimenty řeky Rižany (písky a štěrky). Horní část vrtného jádra (0-25 m) se skládá z mořských sedimentů a tmavě šedých jílovitých siltů, bohatých na foraminifery a schránky měkkýšů. Vrt MK-6, situovaný mezi Žusternou a Koperským přístavem (v oblasti zájmové lokality), prošel jílovitými silty, které vykazovaly alternaci marinních a brakický podmínek sedimentace a dosáhl flyšového podloží v hloubce 41m. Vliv Rižany zde již nebyl zastižen.

Obr. 7 Litologija, zrnovitost a mineralni složení sedimentů, vzniklých ve vnitřní části zálivu, vrt MK 6 (Ogorelec, 1987)



Obr. 8 Litologija, zrnitost a mineralni složení sedimentů, vzniklých ve vnitřní části zálivu, vrt V 3 (Ogorelec, 1987)

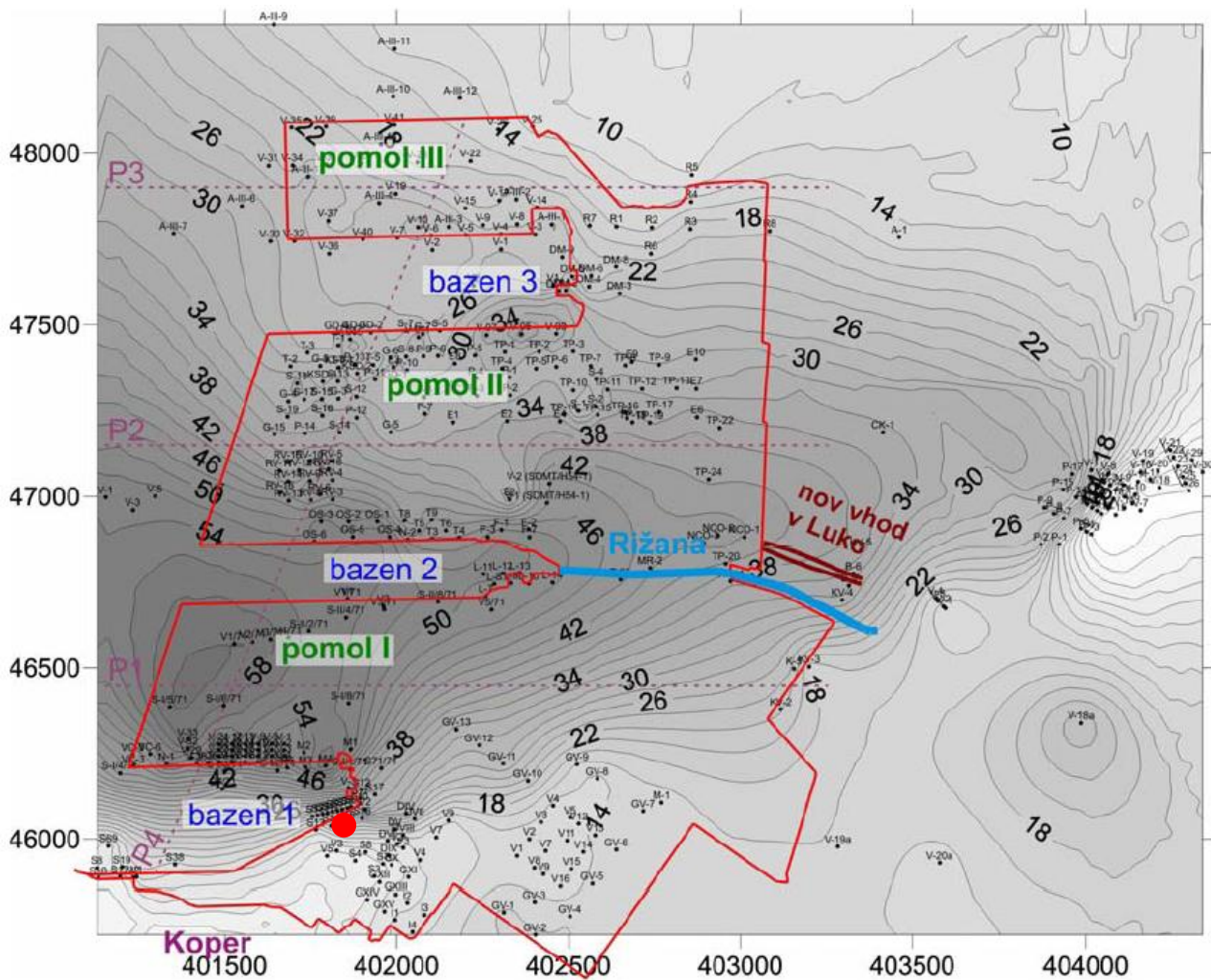


3.3. Inženýrskogeologické poměry v oblasti koperského přístavu

Komplex přístavu Koper je velice rozsáhlý a zahrnuje stavby různého typu a účelu, z čehož vyplývá rozličnost geotechnických rizik. Otázkou je vždy zvolit co nejvhodnější způsob založení vzhledem k charakteru a účelu objektu.

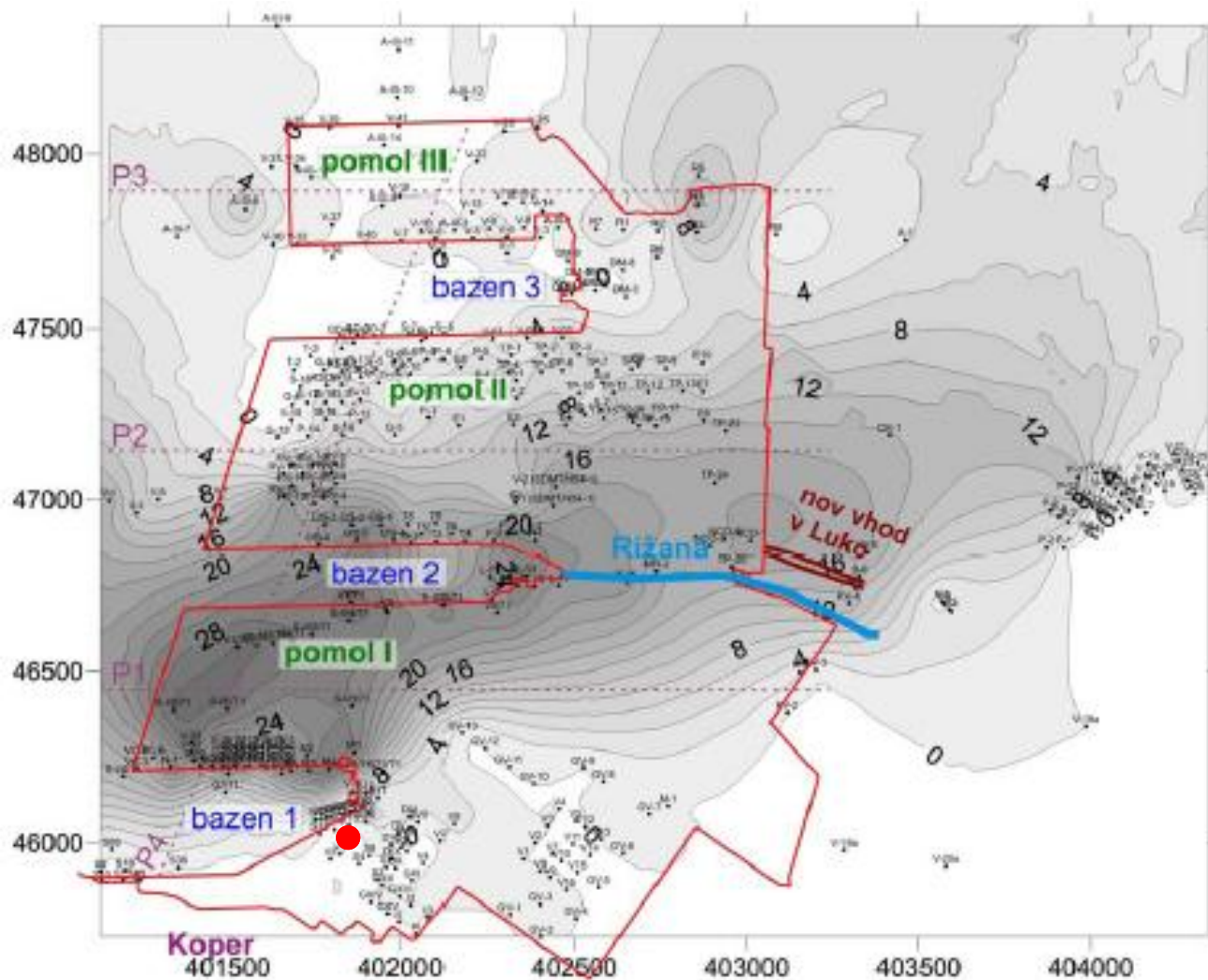
Logar (2009) dokumentuje hloubku flyšového podloží, mocnosti říčních sedimentů a hloubkový dosah měkkých mořských hlín zpracováním a interpolací cca 560 vrtů do formy izoliniových map a několika řezů v prostoru přístavu (viz obr. 9, 10, 11 a 12).

Obr. 9 Hloubky flyšového podloží (Logar, 2009)



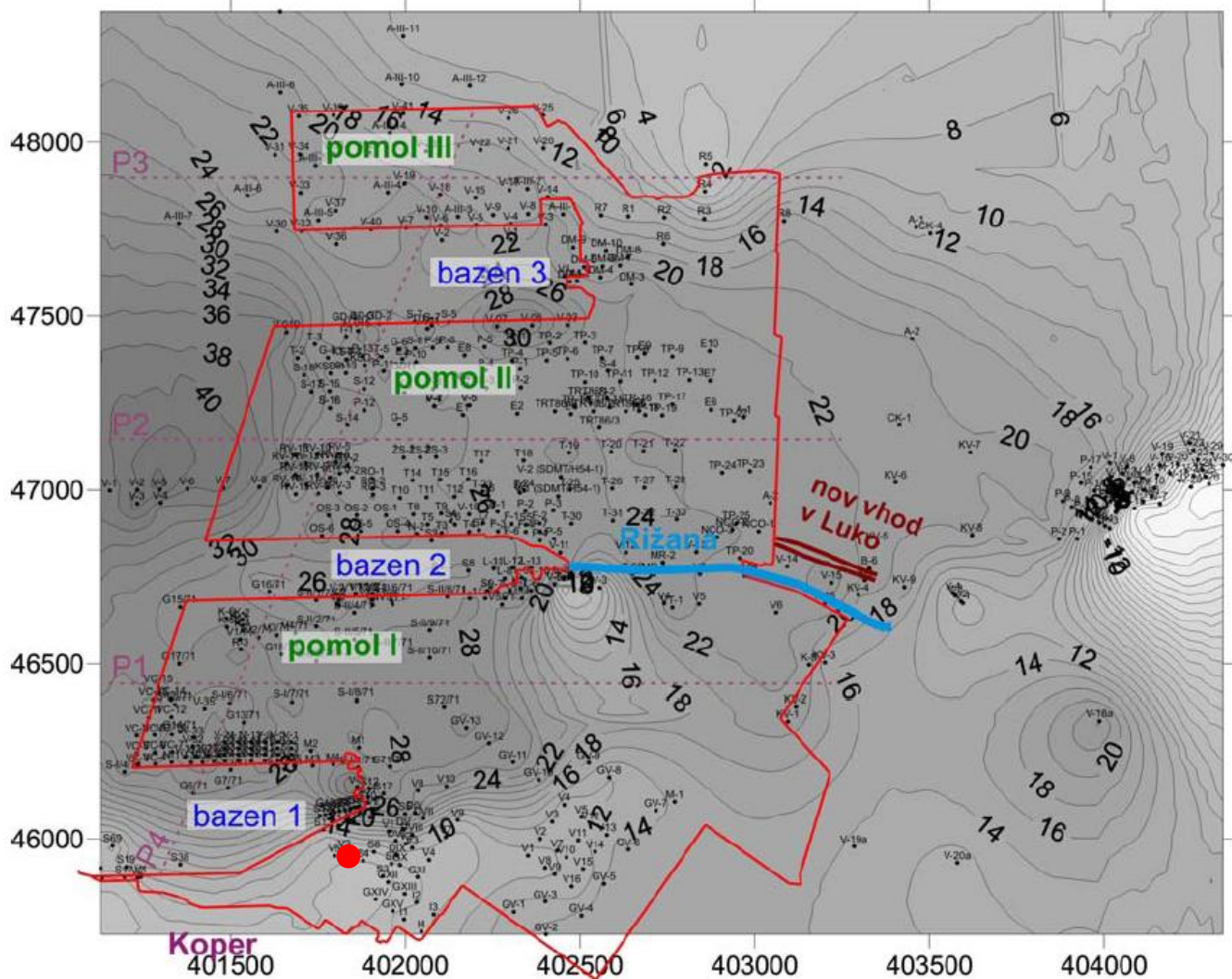
Na obr. 9 lze sledovat narůstání hloubky flyšového podloží směrem k řece Rižaně, kde dosahuje hodnot až 60 m pod úroveň terénu. Zájmová lokalita je označena červeným bodem, hloubka flyšového podloží zde činí cca 18 m.

Obr 10 Mocnosti písčitých náplavů řeky Rižany (Logar, 2009)

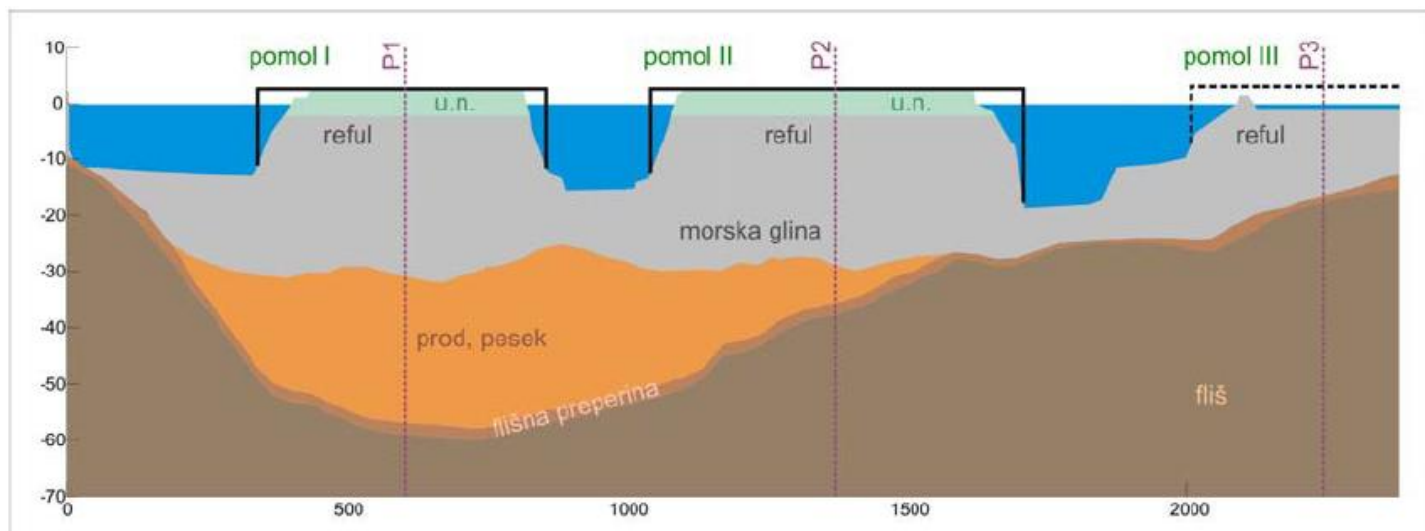


Narůstání mocnosti písčitých říčních uloženin směrem k řece Rižaně ukazuje obr. 10. Mocnost kolísá na okrajích od prvních metrů (nepravidelně rozmístěné ččky) až po 25 metrů mocné polohy. V zájmové lokalitě se prakticky tyto polohy nevyskytují a mořské hlíny prakticky dosedají na podložní flyš, jak je možno vidět i z obr. 11. Pro lepší ilustraci uvádím i příčný SSV - JJZ řez přístavem označený jako P4 v mapách izolinií (obr. 12)

Obr. 11 Hloubkový dosah měkkých mořských hlín v prostoru přístavu Koper (Logar, 2009)



Obr. 12 Geologický řez SSV - JJZ směru přístavem, 10x převýšeno (Logar, 2009)



Podle výše popsané litologie zastižené vrtem MK 6, který je situovaný cca 200 m jižně od zájmové lokality, zrnitostní a mineralogické analýzy Ogorelcem et al. (1987) vyplývá, že směrem k jihu opět roste mocnost mořských hlín, zcela mizí fluviální sedimenty a roste hloubka flyšového podloží až ke 41 m. Nicméně do modelu jámy budou uvažovány hloubky jednotlivých rozhraní zjištěné průzkumnými vrty kolem stavební jámy popsané viz níže. Jedná se zejména o hloubky flyšového podloží a mocnost měkkých mořských hlín. Schéma rozmístění vrtů V-1 až V-5 je zřejmé z obr. 17 v kapitole 3.5., kde je popisována samotná stavební jáma.

Popisy průzkumných vrtů kolem jámy Kolodvorska – Ferrarska podle Ocepeka (2008):

V-1

Hloubka [m]		γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0,0 – 2,6	násyp	19	29	0
2.6 – 3.9	hlína m1	19	19	17
3,9 – 9,7	hlína m2	18	15	8
9,7 – 30,9	hlína M3	20	19	17
30,9 – 50,9	slín	22,5	38	16

V-2

Hloubka [m]		γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0,0 – 3,1	násyp	19	29	0
3,1 – 3,9	hlína m1	19	19	17
3,9 – 16,5	hlína m2	18	15	8
16,5 – 25,9	hlína M3	20	19	17
25,9 – 45,9	slín	22,5	38	16

V-3

Hloubka [m]		γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0,0 – 3,1	násyp	19	29	0
3,1 – 4,1	hlína m1	19	19	17
4,1 – 15,7	hlína m2	18	15	8
15,7 – 19,2	hlína M3	20	19	17
19,2 – 39,2	slín	22,5	38	16

V-4

Hloubka [m]		γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
0,0 – 3,2	násyp	19	29	0
3,2 – 3,3	hlína m1	19	19	17
3,3 – 12,9	hlína m2	18	15	8
12,9 – 21,4	hlína M3	20	19	17
21,4 – 23,7	slín 1	22,5	36	16
23,7 – 43,7	slín 2	22,5	38	16

Hladina podzemní vody u každého vrtu se nachází v hloubce 1,8 m pod povrchem. Hloubka flyšového podloží kolísá okolo 19 m (zahrnuta i vrstva navětralého flyše).

Souhrnně vzato se v oblasti přístavu vyskytuje navážkový materiál z hloubení vodních cest, je dokumentována i tenká vrstva organického bahna a rašeliny, dominuje zde vrstva měkkých, převážně šedých až šedomodrých mořských sedimentů (jíly až silty), pracovníě označených jako "hlíny", které zasahují do hloubek místy 26 až 30 m, západní části přístavu až 40 m. Dále se zde vyskytují polohy šterkovitých a písčitých sedimentů řeky Rižany, na východě území se jedná spíše o vytrříděné šterky, na západě převažují zahliněné písky, mocnost v oblasti přístavu je maximálně 30 m, často se však objevují čočky o mocnosti prvních metrů. Horninový fundament je tvořen flyšovými sedimenty eocenního stáří nejčastěji v hloubkách okolo 30 až 60 metrů, na kterých je vyvinuta místy několik metrů mocná vrstva zvětralin.

Většina staveb v prostoru přístavu spadá do 3. geotechnické kategorie, protože se jedná téměř vždy o složité základové poměry a náročné konstrukce. Hladina podzemní vody bývá ve většině případů těsně pod povrchem a kopíruje terén. Jak vyplývá z výše uvedených geologických poměrů, zakládá se většinou v měkkých mořských hlínách, jak uvádí Logar (2009) také v navážkách z hloubení vodních cest pro přístup k jednotlivým molům. Proto je zde využíváno celého spektra polních geotechnických zkoušek pro stanovení parametrů základové půdy. Jedná se například o použití CPT, plochého dilatometru, Ménardova presiometru a Marchettiova seismického dilatometru (od roku 2006). Tyto polní zkoušky směřují ke stanovení zejména nedrénované smykové pevnosti a tuhosti (modulu stlačitelnosti), tuhosti při malém přetvoření Marchettiovým seismickým dilatometrem (smykový modul při malém přetvoření, princip průchodu seismických vln), dokonce se používají dilatometrická měření k výpočtu únosnosti pilot.

Jak ukazují obr. 13 a 14, s hloubkou se zvětšuje nedrénovaná smyková pevnost, opakovaná měření dilatometrem a CPT sondou na jiných místech vykazují vynikající shodu ve výsledcích, což ukazuje na přenositelnost výsledků měření na jiná místa v přístavu a opravňuje k širšímu použití a

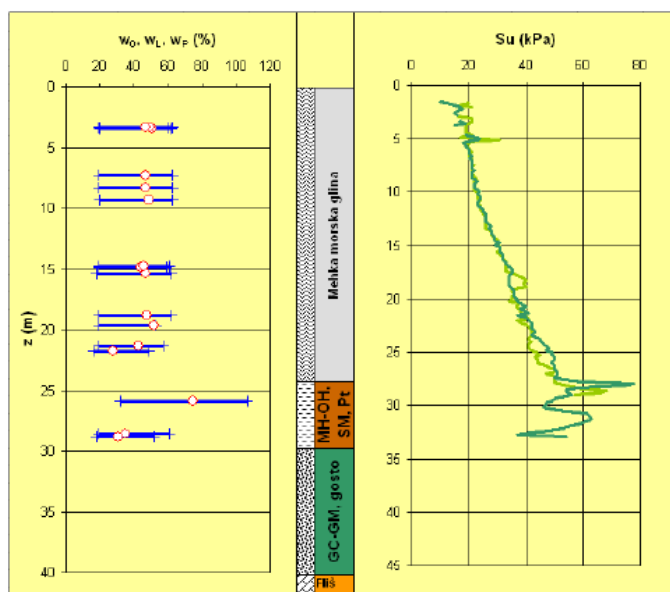
uplatnění výsledků laboratorních prací a zejména matematického modelování. Z těchto naměřených údajů vyplývá rovněž více či méně lokální homogenita tělesa mořských hlín, konzistenční meze se levé části obr. 13 s hloubkou nemění, to by odpovídalo stálosti mineralogického složení, tento fakt potvrzuje i obr. 7 a 8. pravá část obr. 13 a) demonstruje růst nedrénované smykové pevnosti s hloubkou, což poukazuje na celkovou homogenitu.

Data získaná z měření Ménardovým presiometrem vykazují značný rozptyl v polohách měkkých hlín, je to dáno zřejmě menší citlivostí presiometru v těchto materiálech. Data naměřená v písčítých uloženinách a podložním flyši jsou více jednotná, proto jsem do modelování parametrů flyšového podloží jámy použil hodnoty Youngova modulu právě z těchto zkoušek.

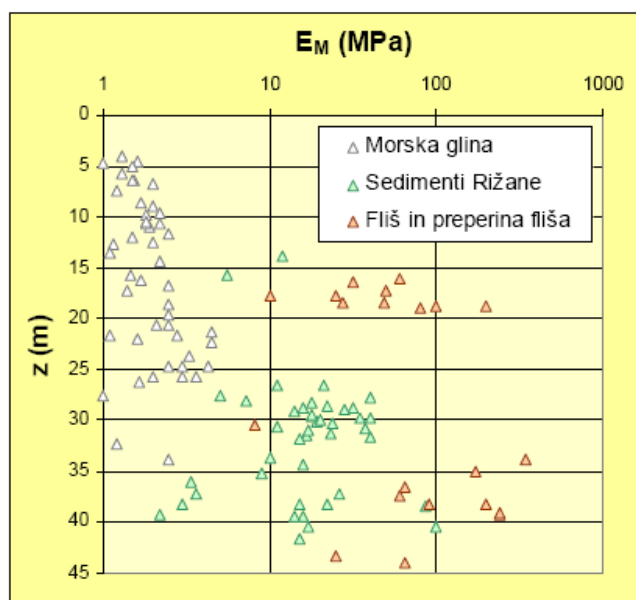
Obr. 13 a) Vlevo konzistenční meze a přirozená vlhkost vs. hloubka, vpravo nedrénovaná smyková pevnost vs hloubka, b) presiometrická měření v přístavu Koper (Logar, 2009)

(Logar, 2009)

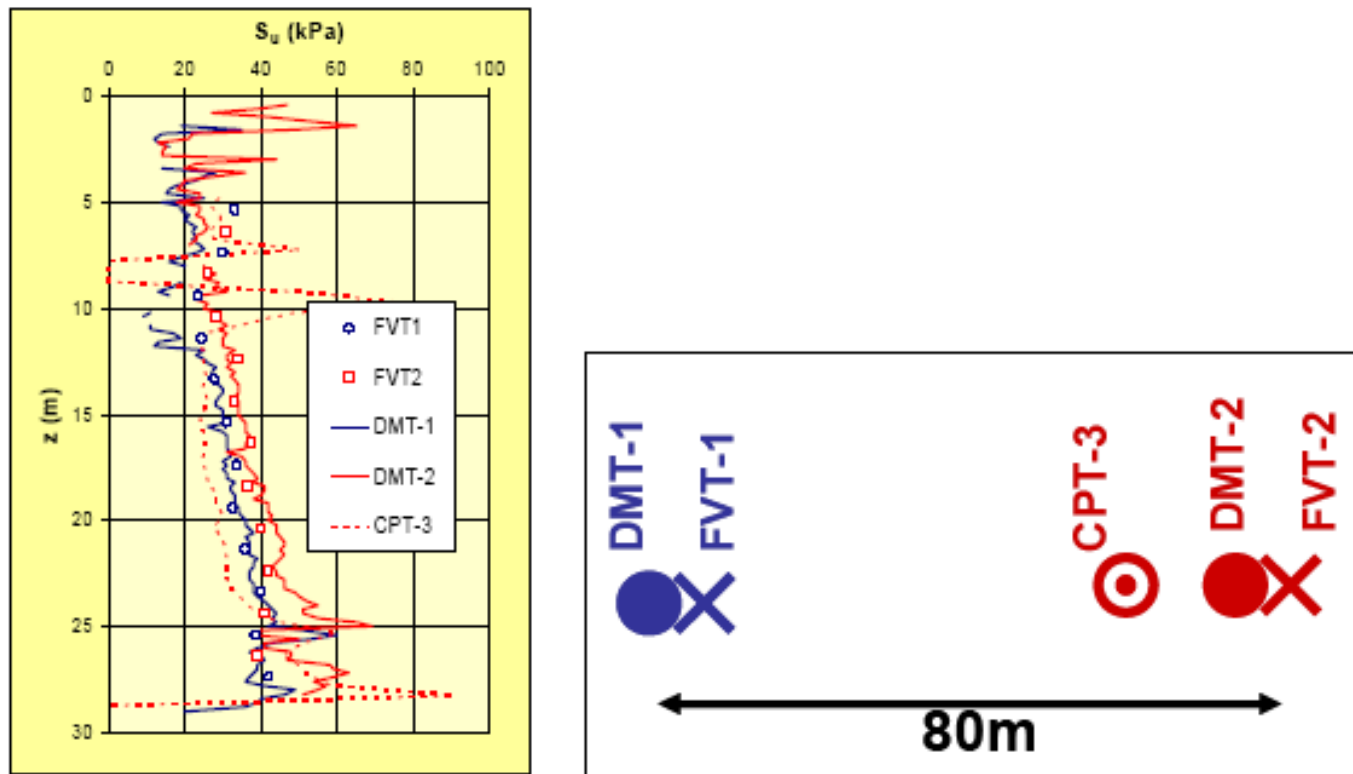
a)



b)



Obr. 14 Porovnání nedrénované smykové pevnosti z měření dilatometrem (DMT), vrtulkovou metodou (FVT) a statickou penetrací (CPT) (Logar, 2009)



3.4. Technologie zakládání v místních IG poměrech

Vzhledem k výše popsaným inženýrskogeologickým poměrům je nutné přistupovat k zakládání jiným způsobem, čili je nutno používat speciální metody zakládání.

Široké uplatnění zde mají pilotové základy. Používají se duté ocelové piloty s uzavřenou špičkou, průměru 813 mm (obr. 15). Beraní se v rastru 6 x 4,5 m, buď do písčitých a šterkovitých sedimentů řeky Rižany nebo do pevnějšího flyšového podloží. Čili jedná se o skupiny vetknutých pilot. Nevýhodou této metody v podmínkách měkkých mořských sedimentů je nárůst objemové deformace, Logar (2009) uvádí až 2 % v okolí pilotového základu, což omezuje tuto metodu na zakládání ve větší vzdálenosti od stávajících objektů. Vliv objemové deformace na stávajících objektech je monitorován pomocí inklinometrických vrtů. Proto se využívají tyto pilotové základy spíše u pobřeží pro zakládání různých vnějších konstrukcí mol. Modifikací této metody je zakládání naftových sil v kombinaci se základovou deskou (Logar, 2009).

Obr. 15 Duté ocelové piloty s uzavřenou špičkou, průměr 813 mm (foto Logar, 2009)



Při zakládání plošných konstrukcí (např. sklady uhlí apod.), kde se budou předpokládat nestálá a pohyblivá zatížení, se používá geosyntetik. Na zarovnaný terén se položí filtrační geomateriál, který se překryje 30 cm mocnou vrstvou kameniva frakce 0-100 mm, poté se položí jako armatura geomříž a konstrukce se dokončí zakrytím 40 cm mocnou vrstvou kameniva stejné frakce (podle Logara, 2009). Monitoring má podobu plošného sledování sedání konstrukce.

Pro založení stavební jámy, kterou se zabývá tato práce, byla použita technologie hloubených podzemních stěn, kterou prováděla firma Zakládání group a.s. Jedná se o metodu, která používá podzemní stěnu jako konstrukci pažící a zároveň konstrukci stálou jako součást stavby. Tato metoda byla zahájena konstrukcí vodících zídek, pomocí kterých byly později hloubeny drapákem jednotlivé lamely pod ochranou bentonitového výplachu (obr. 16) do takové úrovně, která zajišťovala dostatečné vetknutí budoucích stěn do tužšího horninového prostředí než jsou již zmiňované měkké mořské hlíny (viz plán jámy v kapitole 3.5.). Poté se do lamely spustí armokoš a celá lamela se odspodu vyplní betonem pomocí sypákových rour. Takto se postupně vytvoří souvislá stěna. Délka jednotlivých lamel se odvíjí od hloubky pevnějšího podloží, proto často nebývají všechny stejně dlouhé. Pod ochranou již hotových stěn se může začít s těžbou, přičemž se musí provádět kotvení či rozpírání stěn jámy v patřičných úrovních.

Obr. 16 Těžba zeminy drapákem při tvorbě lamel podzemní stěny (foto Zakládání group a. s.)



3.5. Popis a situace hluboké stavební jámy Kolodvorska

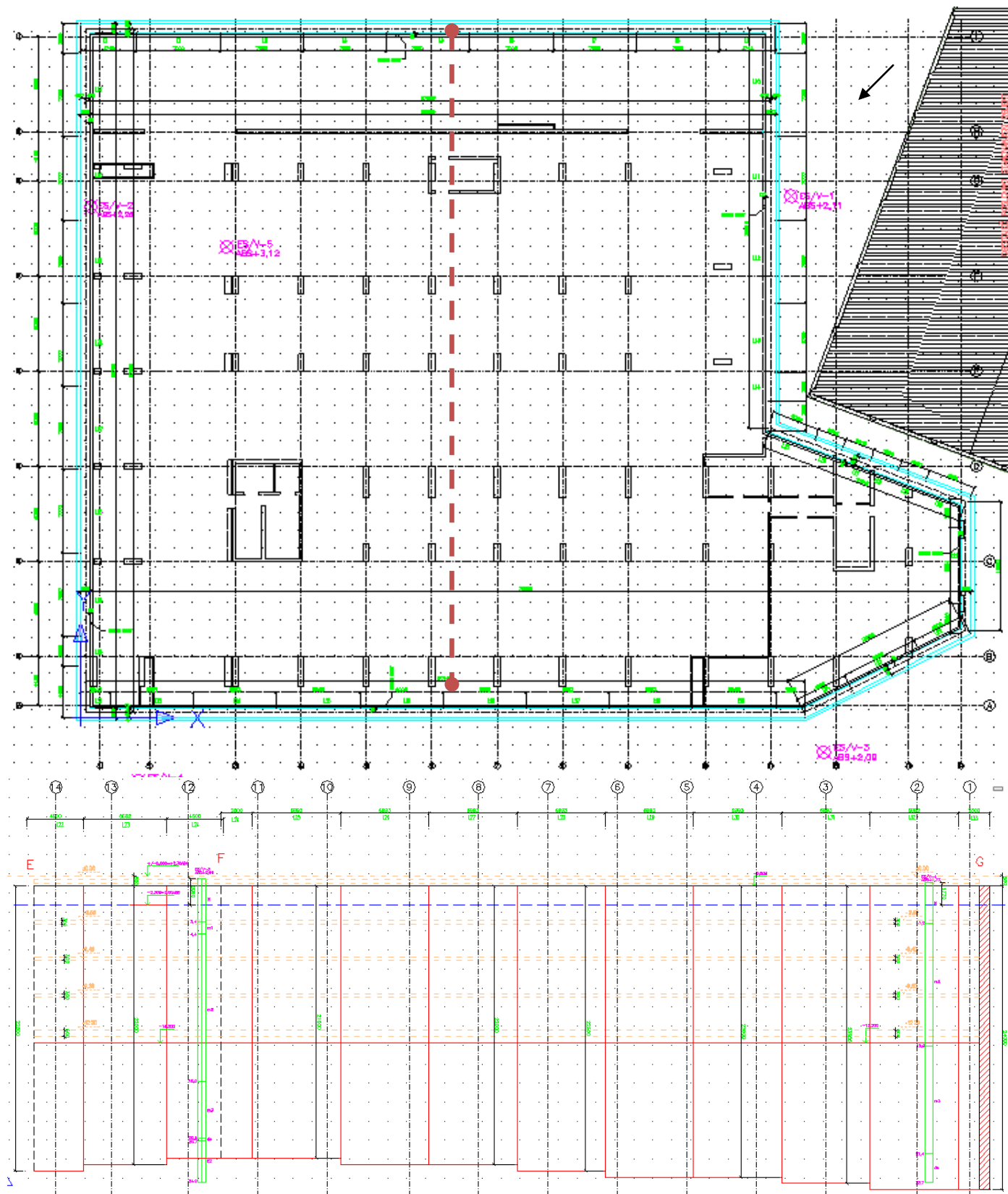
Stavební jáma, označená pracovním názvem Kolodvorska se nachází na křížení ulic Kolodvorska – Ferrarska jihovýchodně od centra přístavního města Koper ve Slovinsku. Jako pažící a posléze i konstrukční prvky jámy byly zhotoveny podzemní stěny z betonu C30/37, tloušťky 800 mm po celém obvodu jámy. Dosažené hloubky jednotlivých lamel se odvíjí od hloubek flyšového podloží, které se nachází v průměrné hloubce 19 m pod povrchem. Půdorysný tvar jámy je téměř čtvercový s lichoběžníkovým výběžkem u západního rohu na jihozápadní straně (viz obr. 17). Rozměry jámy podle plánu jsou 54,8 m na šířku a 56,3 m na délku. Hloubka jámy činí 12,8 m.

Samotná těžba jámy probíhala po jednotlivých úrovních (etážích), již pod ochranou podzemních stěn a byla rozdělena do několika fází. Stěny jámy nebyly kotveny, ale rozpírány pomocí stropních desek během těžby. Stavební jáma má celkem pět rozpěr a to na kótách -0,30 m (tl. 300 mm), -3,80 m (tl. 300 mm), -6,70 m (tl. 300 mm), -9,60 (tl.300 mm) a -12,80 (tl. 500 mm). Jednotlivé fáze těžby jámy a pažení byly dokumentovány při provádění monitoringu (Hoblaj, 2009):

- 24. 2. 2009 výkop na kótu -3,50 m v sektoru 1-14/A-D dokončen, provádí se v sektoru 9-14/A-F
- 20. 4. 2009 dokončena je první rozpěra na kótě -3,80 m (druhá odshora); výkop na kótu -3,50 m je dokončen; začátek výkopu na kótu -9,60 m v sektoru 9-14/A-D
- 11. 5. 2009 výkop na kótu -10 m v sektoru 8-14/A-D je dokončen a v sektoru 9-11/D-I probíhá
- 12. 6. 2009 výkop na kótu -10 m v sektoru 8-14/A-I je dokončen, v sektoru 1-8/A-C a 3-9/I-F těžba probíhá; prováděna je 2. rozpěra na kótě -9,60 m (čtvrtá odshora) v sektoru 8-14/A-D
- 28. 7. 2009 výkop na kótu -10 m v sektoru 1-8/C-F je dokončen; dokončena je druhá rozpěra na kótě -9,60 m (čtvrtá odshora) v sektoru 1-66/E-I a 1-3/C-E
- 23. 9. 2009 dokončena je druhá rozpěra (čtvrtá odshora); dokončen je výkop na kótu -12,8 m; je zhotovena základová deska (pátá rozpěra odshora)

Jáma bude po dokončení sloužit jako podzemní parkoviště pro automobily.

Obr. 17 Výkres jámy Kolodvorska – Ferrarska s vyznačením průzkumných vrtů a výkres severovýchodní stěny jámy s jednotlivými úrovněmi stropů (FG Consult s. r. o., 2008)



4. Laboratorní zkoušky

4.1. Vzorek mořských sedimentů a jeho příprava

Při těžbě první úrovně jámy Kolodvorska, v blízkosti lamely L28 (poblíž inklinometrického vrtu LA 27), byly 16. 1 2009 odebrány lopatou 2 „neporušené“ vzorky o velikosti cca 20 cm x 20 cm x 20 cm v hloubce -3,4 m od horní hrany podzemních stěn. Zemina byla popsána jako vysoce plastická hlína, silně vápnatá, tuhá. Vzorky byly zabaleny pro uchování původní vlhkosti a transportovány do laboratoře mechaniky zemin. Samotný vzorek se jevil jako homogenní, ale při přípravě se objevily drobné nehomogenity ve formě písčitéjších proplátek a schránek drobných recentních měkkýšů (plži rodu *Gibbula adriatica*, obr. 19, popsáno na základě vnějších znaků podle Haywarda et al. 2006). Na jednom ze vzorků byly na horní ploše organické zbytky, zřejmě rašeliny.

Pro oedometrické zkoušky bylo třeba připravit neporušený vzorek ve tvaru plochého válce o průměru 50 mm a výšce 20 mm. Z původního vzorku byl tedy odebrán hrubý vzorek z blízkosti středu, protože okraje dovezeného vzorku mohly být mechanicky ovlivněny v důsledku samotného odebírání vzorku z prostředí, přepravy a manipulace se vzorkem vůbec. Z hrubého vzorku byl oedometrický vzorek zhotoven obřezáváním nožem a současným spouštěním samotného oedometrického prstence do takové úrovně, aby zemina vyplnila celý prstenec a částečně přesahovala přes podstavy, jak popisuje Head (1985). Celý proces vyřezávání vzorku byl zakončen zarovnáním obou podstav opatrným odřezem přebytečné zeminy. Přípravy vzorků komplikovaly již výše zmíněné schránky recentních plžů a to zejména vypadáváním či zatlačováním při obřezávání zeminy a zapouštění oedometrického prstence. Případné vzniklé dutinky po těchto schránkách byly zpětně vyplněny zhomogenizovanou zeminou ve formě pasty.

Pro potřebu triaxiálních zkoušek bylo potřeba zhotovit neporušený vzorek rovněž válcovitého tvaru, ale o průměru 38 mm a výšce 76 mm (štíhlostní poměr 2:1). Příprava vzorku probíhala rovněž úvodním vyřezáním hrubého vzorku zeminy z blízkosti středu dovezených vzorků, poté byl upnut do vyřezávacího otočného stojanu a za pomoci nože byl vzorek obřezáván do požadovaného tvaru. Celý proces byl zakončen posazením obřezaného vzorku do kovové formy a zarovnáním obou podstav.

Vzhledem k tomu, že vybrané parametry hypoplastického modelu lze získat vyhodnocením laboratorních zkoušek na rekonstituovaném materiálu (Mašín a Boháč, 2009), byly pro tyto účely připraveny vzorky z odebraného materiálu, který byl zbavený původní struktury (chování parametrů je závislé pouze na mineralogii a charakteru zrn). Rekonstituovaný vzorek jemnozrnné zeminy byl připraven z pasty, která byla zbavena důsledků předchozí napjatostní a přetvárné historie, neboli byl

Obr. 18 Těžba jámy Kolodvorska-Ferrarska v místních podmínkách (foto Zakládání Group a. s., 2009)



Obr. 19 Recentní plži rodu *Gibbula adriatica* (foto Tůma, 2010)



potlačen paměťový efekt stavových proměnných. Prakticky se jednalo o důkladné prohnětení vzorku zeminy při vlhkosti vyšší než je 1,5 násobek vlhkosti na mezi tekutosti (Burland 1990). K těmto účelům se na Přírodovědecké fakultě UK používá hnětač na těsto. Poté je vzorek z rekonstituovaného materiálu zhotoven rovnou v části zkušebního přístroje, jako je například oedometrická prstavec, který se materiálem zcela vyplní. V případě triaxiálních zkoušek, kde je zkoušený materiál umístěn v pružné membráně, je potřeba rekonstituovaný vzorek požadovaného průměru předem připravit ve vysokých lisech při aplikaci malého vertikálního napětí pro konsolidaci (obr. 20). Boháč a Mašín (2009) doporučují použít pro zeminy s vyšším obsahem siltu svislé napětí cca 20 kPa, pro jíly s vysokou plasticitou 40 až 50 kPa. Aplikace malého napětí se užívá pro omezení tvorby kompresní struktury, ale aby bylo také možné válečky rekonstituované zeminy vyjmout a nainstalovat do trojosého přístroje. Vysoce plastická zemina zkoušená pro účely této práce měla vyšší obsah siltu, pro konsolidaci bylo použito vertikální napětí 40 kPa.

Obr. 20 Příprava rekonstituovaných (foto Tůma, 2010)



4.2. Indexové zkoušky

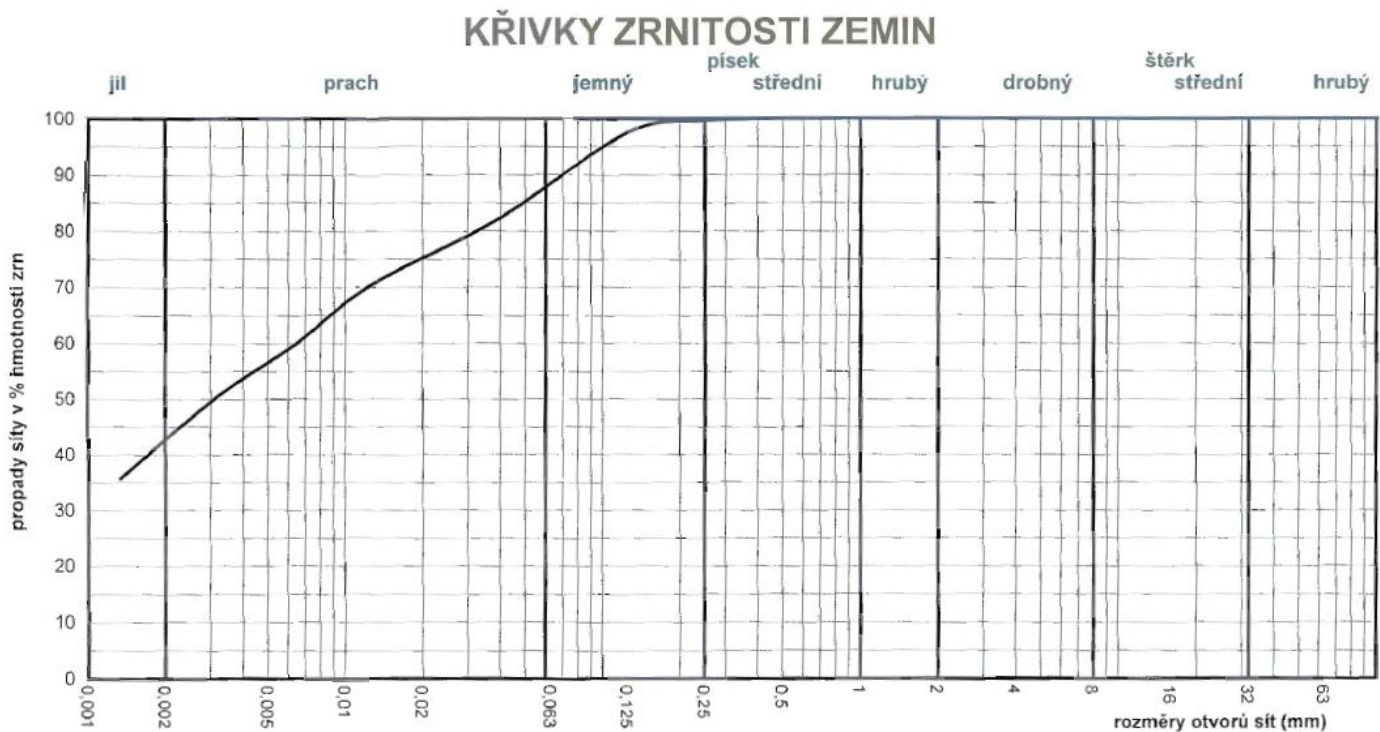
Část vzorku byla pro stanovení indexových vlastností zeminy převezena 29. 10. 2009 do laboratoře mechaniky zemín společnosti Arcadis Geotechnika a. s. na pražském Barrandově. Celý protokol o výsledcích laboratorních zkoušek obsahuje příloha č. 1.

Vybrané vlastnosti zeminy:

- vlhkost $w = 42,9\%$
- vlhkost na mezi tekutosti $w_L = 64,0\%$
- vlhkost na mezi plasticity $w_p = 34,0\%$
- index plasticity $I_p = 30,0\%$
- zdánlivá hustota pevných částic $\rho_s = 2731 \text{ kg m}^{-3}$
- obsah uhličitánů v hmotnosti sušiny $17,6\%$

Obr. 21 Křivka zrnitosti zeminy

ARCADIS Geotechnika a.s., laboratoř geomechaniky Praha



- | | | | |
|--------------------|------------------|--------------|------------------------------------|
| - zatřídění podle: | ČSN 73 1001: | F7 MH | - odhad z křivky zrnitosti: |
| | ČSN 72 1002: | F7 MH | namrzavost: vysoce namrzavá |
| | ČSN ISO 14688-2: | CI | propustnost: nepropustná |

- zrnitost (hmotnostní podíl): písek 12 %
prach (silt) 45 %
jíl 43 %

Hodnoty vlhkostí w , w_L a w_P stanovených na vzorku z hloubky 3,40 m pro účely této práce se shodují s daty publikovanými Logarem (2009) v hloubkovém rozsahu 0 až 25 m pod povrchem (obr. 13 a), kde popisuje výskyt měkkých mořských hlín. Tato shoda a stálost konzistenčních s hloubkou poukazuje na homogenitu mechanických vlastností zeminy.

4.3. Oedometrické zkoušky

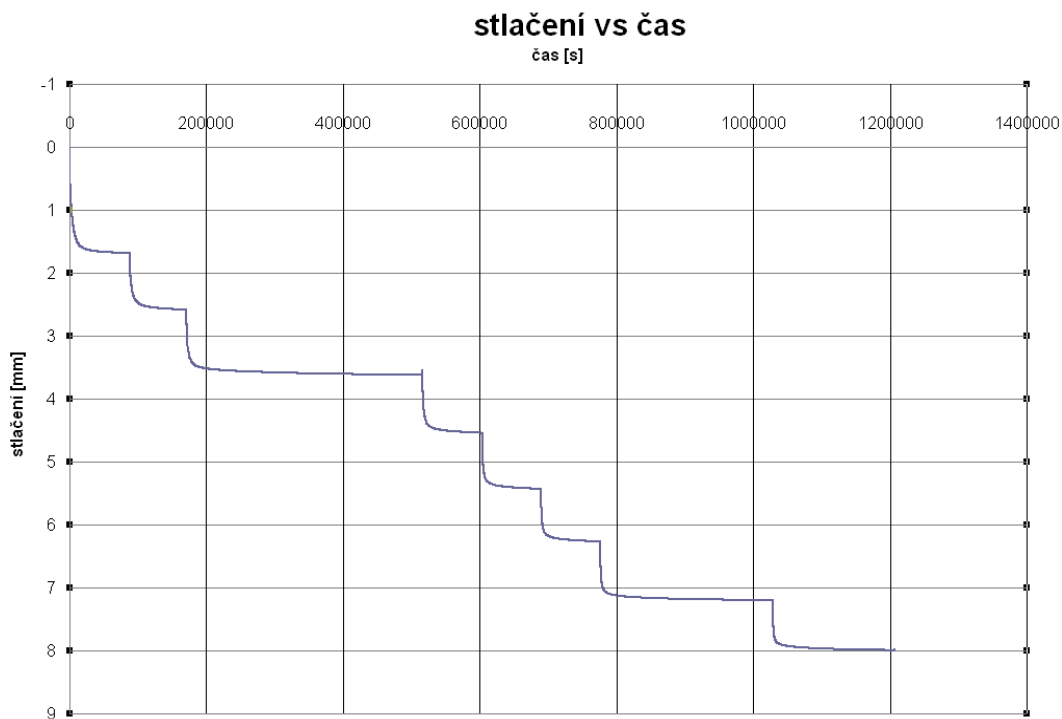
Všechny oedometrické testy byly prováděny na přístrojích s pevným prstencem. Připravené vzorky v prstencích (průměr 50 mm, výška 20 mm) byly vloženy do oedometrické krabice a pro umožnění drenáže byly doplněny o spodní a horní porézní destičky s filtračními papíry. Po zalití komory vodou bylo na vzorek aplikováno vertikální napětí 40 kPa jako první zatěžovací stupeň (hodnota zvolena pro úvodní zpevnění vzorku, aby nedocházelo později k vytlačení zemin pod dalšími stupni zatěžování). Po 24 hodinách se napětí zvýšilo dvojnásobně na 80 kPa (druhý zatěžovací stupeň). Další zatěžovací stupně byly vždy dvojnásobné. Celý postup testování byl prováděn podle ČSN CEN ISO/TS 17892-5.

Bylo provedeno celkem 6 oedometrických zkoušek, z toho 3 na neporušených vzorcích (*oed1zk*, *oed2* a *oed3*) 3 na rekonstituovaných vzorcích (*oed1rekoab*, *oedreko2* a *oedreko3*). Při testování byly použity tyto zatěžovací stupně: 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 2560, 5120 a 10240 kPa. Vzhledem k velmi nízké propustnosti zeminy se aplikovaly jednotlivé zatěžovací stupně vždy po 24 hodinách, kdy se ustálily deformace (obr. 22). Na vzorky při jednotlivých zkouškách byly aplikovány tyto

maximální zatěžovací stupně:

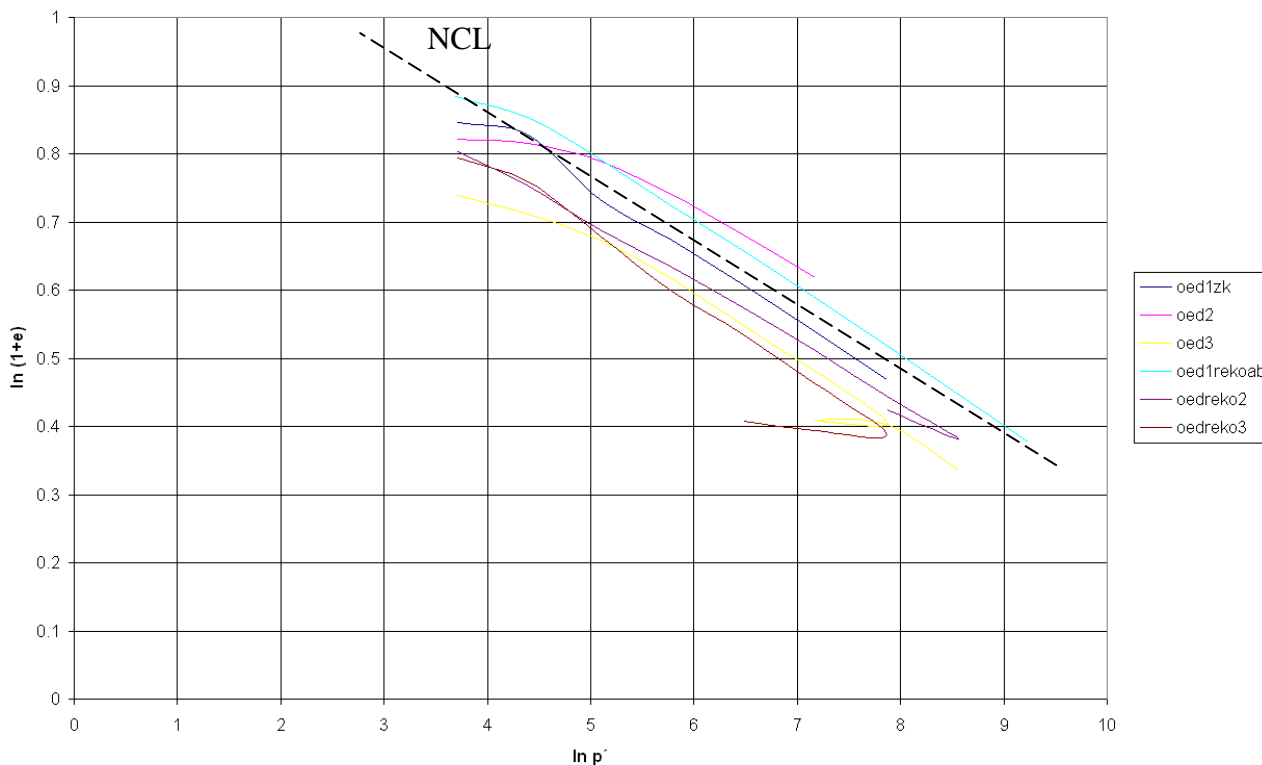
- oed1zk* 5120 kPa
- oed2* 1280 kPa
- oed3* 5120 kPa
- oed1rekoab* 10240 kPa
- oedreko2* 5120 kPa
- oedreko3* 2560 kPa

Obr. 22 Zatěžovací stupně zkoušky oedreko2



Vyhodnocení oedometrických zkoušek probíhalo standardním způsobem rovněž podle ČSN CEN ISO/TS 17892-5. Číslo pórovitosti bylo vypočítáno na základě hmotnosti a vlhkosti vzorku na konci zkoušky. Obr. 23 ukazuje výsledky všech zkoušek v zobrazení $\ln(1+e)$ vs. p' . Z obrázku je patrné, že se jedná o normálně konsolidovanou až mírně překonsolidovanou zeminu ($OCR = 1,31$).

Obr. 23 Oedometrické zkoušky



Čáru NCL lze definovat podle vztahu (1), kde v je specifický objem, který je roven $(1+e)$, e je číslo pórovitosti, N představuje počáteční hodnotu v , λ udává směrnici čáry NCL a p' je napětí, resp. střední hlavní napětí.

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (1)$$

Pro NCL získanou vyhodnocením oedometrických zkoušek je $N = 1,31$ a $\lambda = 0,103$. Tyto parametry lze porovnat s "Bothkennarským jílem", který má obdobné indexové vlastnosti, ale poněkud vyšší podíl siltu (Allmann a Atkinson, 1992):

$$w_L = 67 \%$$

$$w_P = 29 \%$$

$$I_P = 38 \%$$

podíl organického materiálu 3,5 %

zrnatost (hmotnostní podíl): písek 4%, hrubý prach 45 %, střední prach 24 %, jemný prach 5% (prach celkem 74 %), jíl 22 %.

Parametry definující pozici NCL Bothkennarské zeminy byly stanoveny na výsledcích testů jednoosého zatěžování na rekonstituovaných vzorcích zeminy: $N = 1,34$ a $\lambda = 0,119$. V porovnání se vzorkem z Koperu se tyto hodnoty nepatrně liší. Tyto rozdíly jsou dány zřejmě rozdílnou mineralogií a jinými poměry mezi obsahem prachovité a jílovité frakce. Svoji roli zřejmě také hraje fakt, že hodnota parametru N z vyhodnocení zkoušek na rekonstituovaných vzorcích nemusí odpovídat hodnotě ze vzorků neporušených.

Pro výpočet rychlosti zatěžování při následujících nedrénovaných triaxiálních zkouškách a pro odhad propustnosti zeminy jako parametru pro numerické modelování bylo potřeba stanovit součinitel konsolidace c_v [m^2/s]. Hodnotu tohoto součinitele je možno vypočítat pomocí dvou vzorců (2) a (3), kde t_{50} a t_{90} jsou časy potřebné k dosažení 50 %, respektive 90 % konsolidace, L je délka drenážní dráhy umožňující změnu výšky zkušební vzorku a f_T je teplotní opravný faktor.

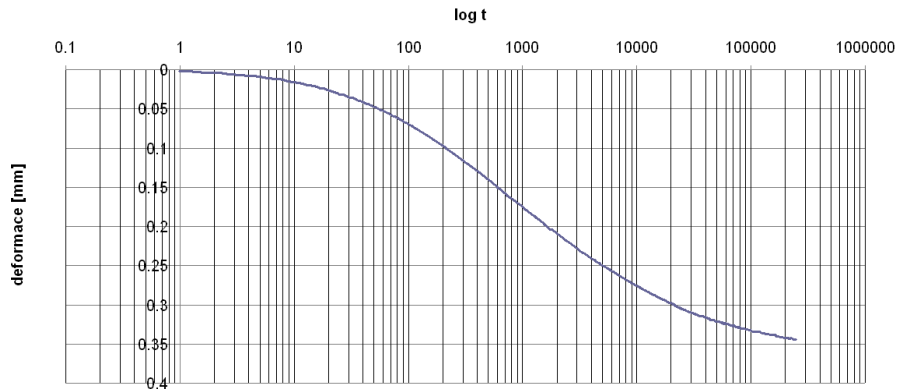
$$c_v = \frac{0,197L^2}{t_{50}} \times f_T \quad (2)$$

$$c_v = \frac{0,848L^2}{t_{90}} \times f_T \quad (3)$$

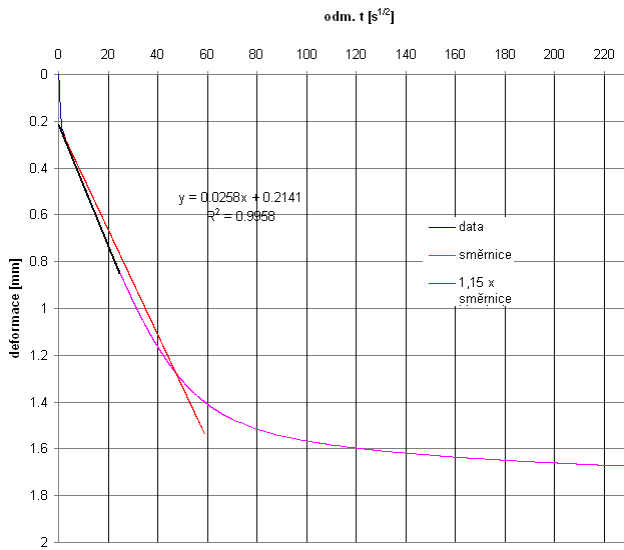
Hodnoty času t_{50} a t_{90} byly stanoveny na zatěžovacím stupni 80 kPa testu *oed1zk* a 2560 kPa testu *oed3*, t_{50} pomocí Casagrandeho metody v zobrazení Δh [mm] vs $\log t$ [s] a t_{90} Taylorovou metodou v zobrazení Δh [mm] vs odmocnina t [$s^{1/2}$], jak ukazuje obr. 24. Postup a vyhodnocení bylo v souladu s ČSN CEN ISO/TS 17892-5.

Obr. 24 Stanovení t_{50} a t_{90}

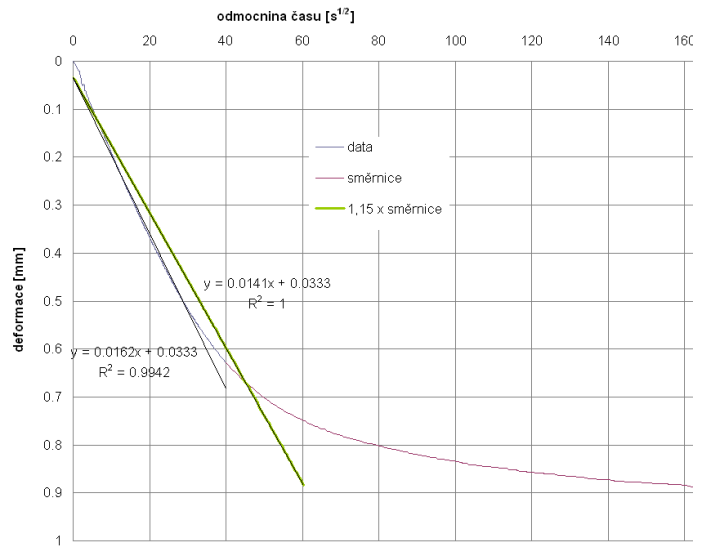
t50 80 kPa oed1zk



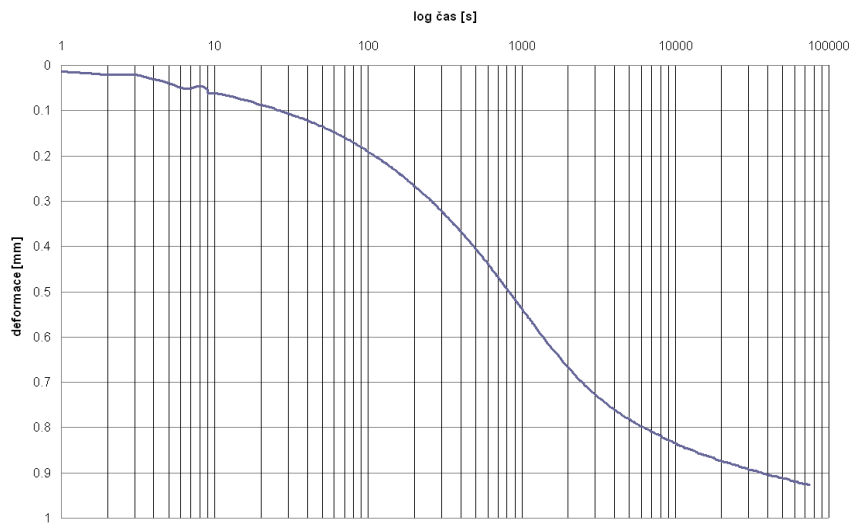
t90 80 kPa oed1zk



t90 2560 kPa oed3



t50 2560 kPa oed3



Výsledné hodnoty jednotlivých časů z testu *oedzk1* při 80 kPa: $t_{50} = 600$ s, $c_v = 1,292 \times 10^{-7}$ m²/s
 $t_{90} = 2304$ s, $c_v = 2,570 \times 10^{-7}$ m²/s
oed3 při 2560 kPa: $t_{50} = 600$ s, $c_v = 1,292 \times 10^{-7}$ m²/s
 $t_{90} = 2070$ s, $c_v = 1,887 \times 10^{-8}$ m²/s

Pro stanovení propustnosti zeminy prostřednictvím vztahu (4) byla použita hodnota z testu *oed1zk* $c_v = 2,570 \times 10^{-7}$ m²/s při 80 kPa. Oedometrický modul (tečný) při napětí 80 kPa je 2139 kPa. Výsledná propustnost byla tedy stanovena na $k = 1,18 \times 10^{-9}$ [m s⁻²]. Do rovnice pro výpočet rychlosti zatěžování (5) v kapitole 4.4. byla vzata hodnota t_{50} , která vyšla u obou testů stejně.

$$k = c_v E_{oed}^{-1} g \text{ [m s}^{-2}\text{]} \quad (4)$$

4.4. Triaxiální zkoušky

Za účely kalibrace parametrů hypoplastického a Mohr-Coulombova modelu byly prováděny konsolidované nedrénované triaxiální zkoušky s měřením pórového tlaku (dále jen CIUP) na neporušených i rekonstituovaných vzorcích zeminy. Celý proces zkoušky od přípravy vzorků až po vyhodnocení probíhal v souladu s ČSN CEN ISO/TS 17892-9.

Nejprve byla provedena kalibrace jednotlivých aparatur triaxiálního přístroje, potřebných pro běh CIUP testu, zejména zatěžovací hlavy (loadcell), měřidla pórového tlaku a měřidel malých deformací (LVDT senzorů). Kalibrace zatěžovací hlavy upnuté do držáku proběhla postupným zatěžováním a následným odlehčením pomocí jednotlivých závaží za současného elektronického snímání průběhu. Na získaných datech byla provedením lineární regrese získána závislost snímaného elektrického napětí na zatížení. Podobnou procedurou, ale pochopitelně s pomocí GDS kontrolérů, bylo nakalibrováno měřidlo pórového tlaku. LVDT snímače byly kalibrovány pomocí mikrometrického šroubu postupným zasouváním jádra do snímače.

Připravený vzorek zeminy (ať už neporušený či rekonstituovaný) pro CIUP zkoušky se umístil na triaxiální podstavec a byl opatřen filtračními papíry a porézními destičkami na podstavcích s možností dolní drenáže. Po obvodu byly pro urychlení drenáže nainstalovány proužky z filtračního papíru s přibližným překrytím vzorku 50 %. Poté byl vzorek opatřen elastickou membránou, upnutou dvojicí pryžových kroužků naspodu k podstavci a navrchu k roznášecí hlavě. Na stěnu neporušených vzorků byla protilehle nainstalována dvojice snímačů (LVDT) pro měření malých svislých deformací a to tak, aby byl využit co největší rozsah těchto senzorů, zjištěný při kalibraci. Poté byla na podstavec nainstalována triaxiální komora, která se naplnila vodou. Jako poslední v řadě se nainstalovaly digitální

hodinky pro externí měření deformací. Vzorek byl dán do kontaktu se zatěžovací hlavou a to tak, aby nebylo vyvozeno předběžně vyvozeno napětí na vzorek. Následovalo zvýšení komorového tlaku o 10 kPa, poté se začal sytit vzorek vodou pomocí druhého GDS kontroléru a to synchronním zvyšování komorového a zpětného sytícího tlaku rychlostí 1 kPa za minutu a to až na hodnotu komorového tlaku 310 kPa a zpětného tlaku 300 kPa. Pak bylo přistoupeno k isotropní konsolidaci pouhým zvýšením komorového tlaku o požadovanou hodnotu konsolidačního napětí. Rychlost zatěžování při nedrénovaných podmínkách byla spočtena pomocí vztahu (5) na $0,00314 \text{ mm min}^{-1}$. Smykání probíhalo při zavřeném kohoutu dolní drenáže pro účely měření pórového tlaku.

$$v_{\max} = \frac{(H_i - \Delta H_c) \times \varepsilon_{1f}}{F \times t_{50}} \quad (5)$$

kde t_{50} je čas potřebný pro 50 % konsolidaci vzorku;

ε_{1f} očekávané poměrné osové přetvoření (absolutní hodnota) při porušení;

F faktor, závislý na typu zkoušky a podmínkách drénování. Hodnoty F odpovídající 95 % disipaci pórového tlaku (v tomto případě spodní a plášťové drenáže rovno 7,2)

ΔH_c změna výšky zkušební vzorku v průběhu konsolidace.

Z celkem šesti CIUP zkoušek (tři na neporušených a tři na rekonstituovaných vzorcích) byly použitelné pro kalibraci tří, a to dva neporušené a jeden rekonstituovaný, pracovní označené jako *triax1*, *triax5* a *triax6*. Vzorek *triax1* byl isotropně konsolidován na hodnotu 40 kPa. Poté byl smykán až na hodnotu axiálního přetvoření 0,23. Vzorek *triax5* byl jednostupňově konsolidován na hodnotu 100 kPa (rychlost přitěžování 4 kPa hod^{-1}) a smykán do celkového axiálního přetvoření 0,18. Konsolidace vzorku *triax6* byla rovněž jednostupňová na hodnotu 200 kPa s rychlostí přitěžování 4 kPa hod^{-1} , smykání probíhalo do hodnoty axiálního přetvoření 0,28. U žádného vzorku se na konci přetváření neobjevila smyková plocha, vzorek vždy pouze nabyl soudečkovitého tvaru (obr. 25). Průběhy isotropních konsolidací jsou k nahlédnutí v příloze č. 2.

Vpravo: Obr 25 Průběh triaxiální zkoušky na neporušeném vzorku (foto Tůma, 2010)



Na problematiku testování zemin s vyšším podílem prachovité frakce poukazuje Brandon et al. (2006). Upozorňuje zejména na možnou kavitaci a následnou ztrátu saturace vzorků s nízkou plasticitou při použití nízkých zpětných tlaků během CU testů. Proto doporučuje u těchto zemin, které se chovají dilatantně, použít vyšší zpětný tlak než je nezbytně nutný tlak pro saturaci vzorku. Při testování vzorků z Koperu byl vždy použit zpětný tlak 300 kPa, aby bylo těmto nežádoucím jevům předejito. Zkoumaný vzorek mořského sedimentu byl na základě indexových zkoušek, zejména zrnitostní analýzy a konzistenčních mezí, definován jako vysoce plastická hlína (F7, MH dle ČSN 73 1001 a ČSN 73 1002), nově podle ČSN ISO 14688-2 jako jíla (Cl). I přes klasifikaci dle ČSN ISO 14688-2 mělo chování zeminy blíže k chování prachovitých zemin. Brandon se zabýval volbou kritéria porušení, zejména hodnotou kritického úhlu vnitřního nízcce plastických siltů na základě některých aspektů jejich chování. Při analýzách drah napětí konsolidovaných nedrénovaných triaxiálních zkoušek v prostoru q vs. p' bylo pozorováno, že maximální hodnota pórového tlaku nastává před dosažením čáry porušení, tudíž se nabízelo jako kritérium porušení použít právě bod maximálního pórového tlaku. Jako další možná kritéria uvádí:

- vrcholový deviátor napětí $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$
- vrcholový poměr hlavních napětí $((\sigma_1/\sigma_3)_{\max})$
- maximální pórový tlak u_{\max}
- $\bar{A} = 0$; Skemptonův parametr pórového tlaku $= \Delta u / (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$
- dosažení čáry CSL
- dosažení limitujícího přetvoření

Všechny tři zkoušky byly vyhodnoceny standardními postupy dle ČSN CEN ISO/TS 17892-9. Vývoje pórových tlaků jsou zobrazeny v příloze č. 3. Dráhy napětí v prostoru q vs. p' ukazují, že u všech zkoušek bylo dosaženo čáry CSL (obr. 25 a), jako kritérium porušení byl vzhledem k povahám drah napětí u všech vzorků použit maximální poměr deviátoru napětí q a středního hlavního napětí p' (parametr M), ze kterého byla stanovena hodnota φ_c podle vztahu (6).

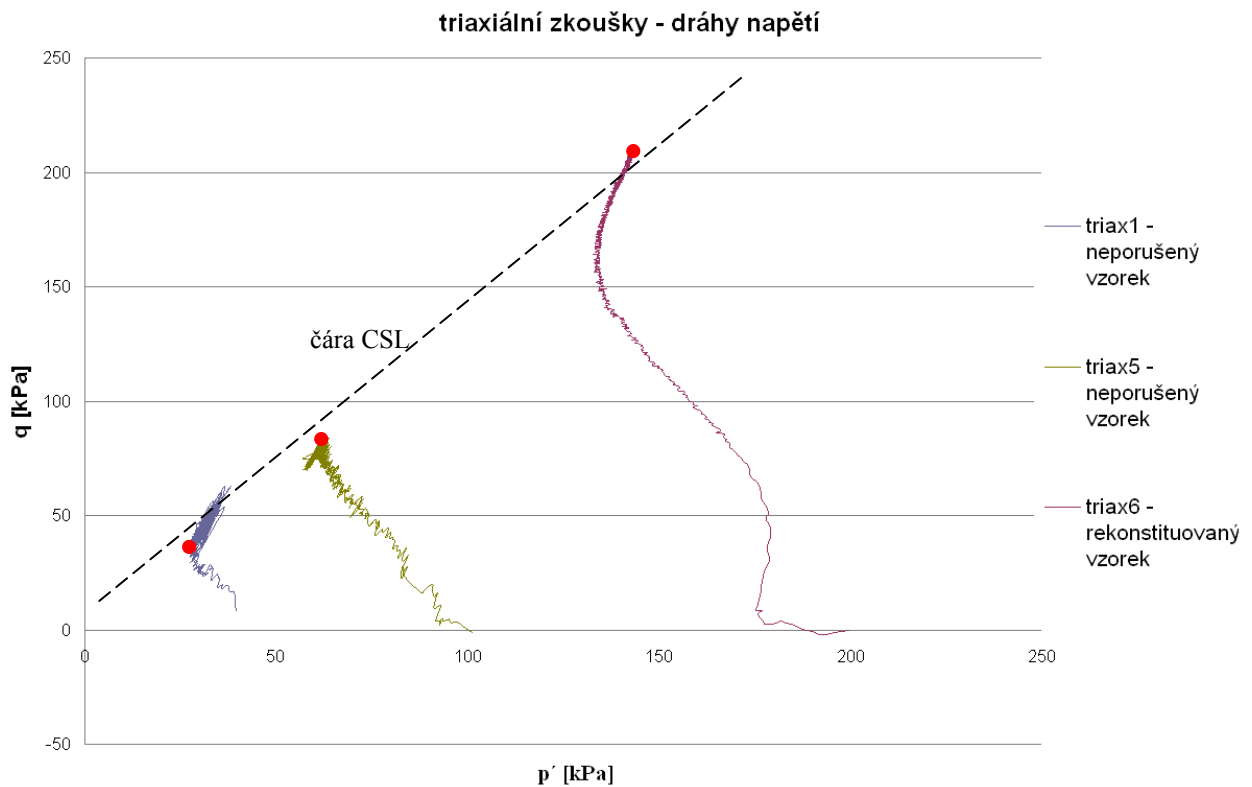
$$M = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \quad (6)$$

U vzorků *triax5* a *triax6* se v zobrazení q vs. p' přibližně shodovala pozice maximálního pórového tlaku (červený bod v obr. 26 a) a maximálního poměru q/p' . U vzorku *triax1* se tyto dvě hodnoty lišily, což je patrné i z grafů φ_{mob} vs. ε_a , kde u vzorků *triax5* a *triax6* přibližně odpovídají hodnoty φ_{peak} hodnotám φ_c , kdežto u vzorku *triax1* je φ_{peak} větší než φ_c . Hodnoty mobilizovaného úhlu vnitřního tření jednotlivých zkoušek jsou zobrazeny v příloze č. 5 a byly počítány pomocí vzorce (7).

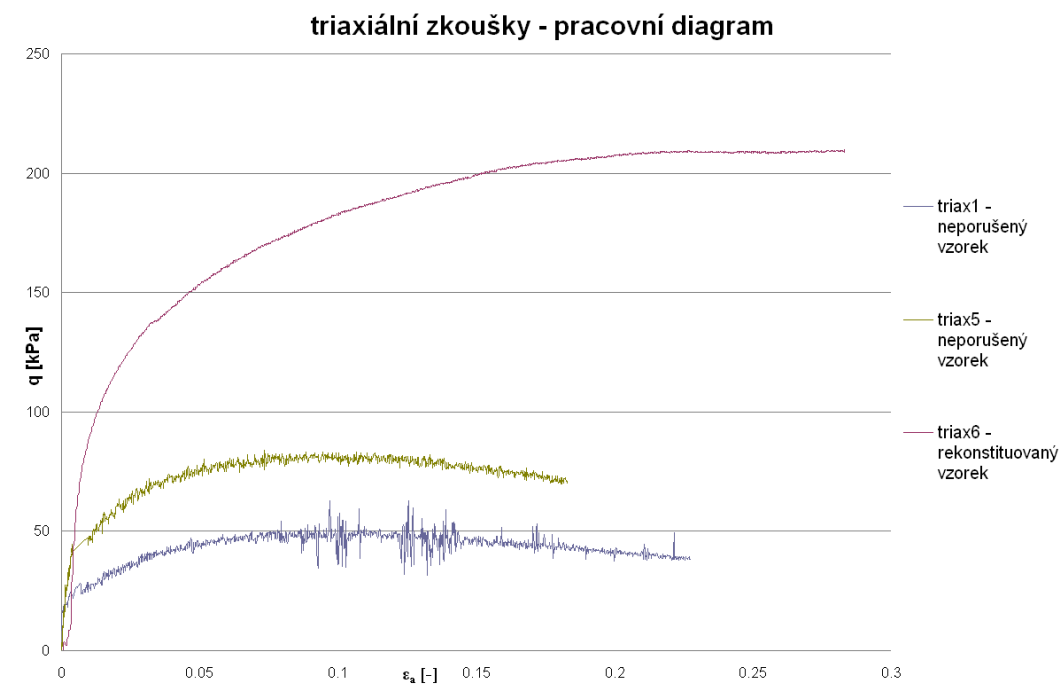
$$\sin \varphi = \frac{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \sigma_3'}{\sigma_3' + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}} \quad (7)$$

Obr. 26 Výsledky CIUP zkoušek a) dráhy napětí, b) pracovní diagramy

a) červený bod ukazuje maximální pórový tlak



b)



Wang et al.(2007) analyzoval výsledky z nedrénovaných rotačních smykových testů při velkých přetvořeních na zeminách s různým podílem písčité a jemnozrné (prachovité a jílovité) frakce. Výsledkem jeho analýzy bylo shledání čísla pórovitosti e jako klíčového parametru z hlediska kritického stavu zeminy. Dále potvrdil fakt, že na chování zeminy má hlavně vliv podíl menších zrn, které redukuje počet kontaktů mezi velkými zrny. Proto lze zohledňovat tzv. "koncept intergranulárního čísla pórovitosti e_s " (8), která říká, že pokud výrazně vzroste podíl jemnozrné frakce (FC), je pevnost zeminy determinována pouze kontakty mezi jemnými částicemi a hrubší zrna "plavou" v jemnozrnější hmotě.

$$e_s = \frac{e + (FC/100)}{1 - (FC/100)} \quad (8)$$

Vzhledem k tomu, že podíl jemnozrné frakce u vzorku mořské hlíny je 88 %, lze předpokládat chování zeminy zcela ovládané jemnozrnou frakcí a tento koncept zanedbat.

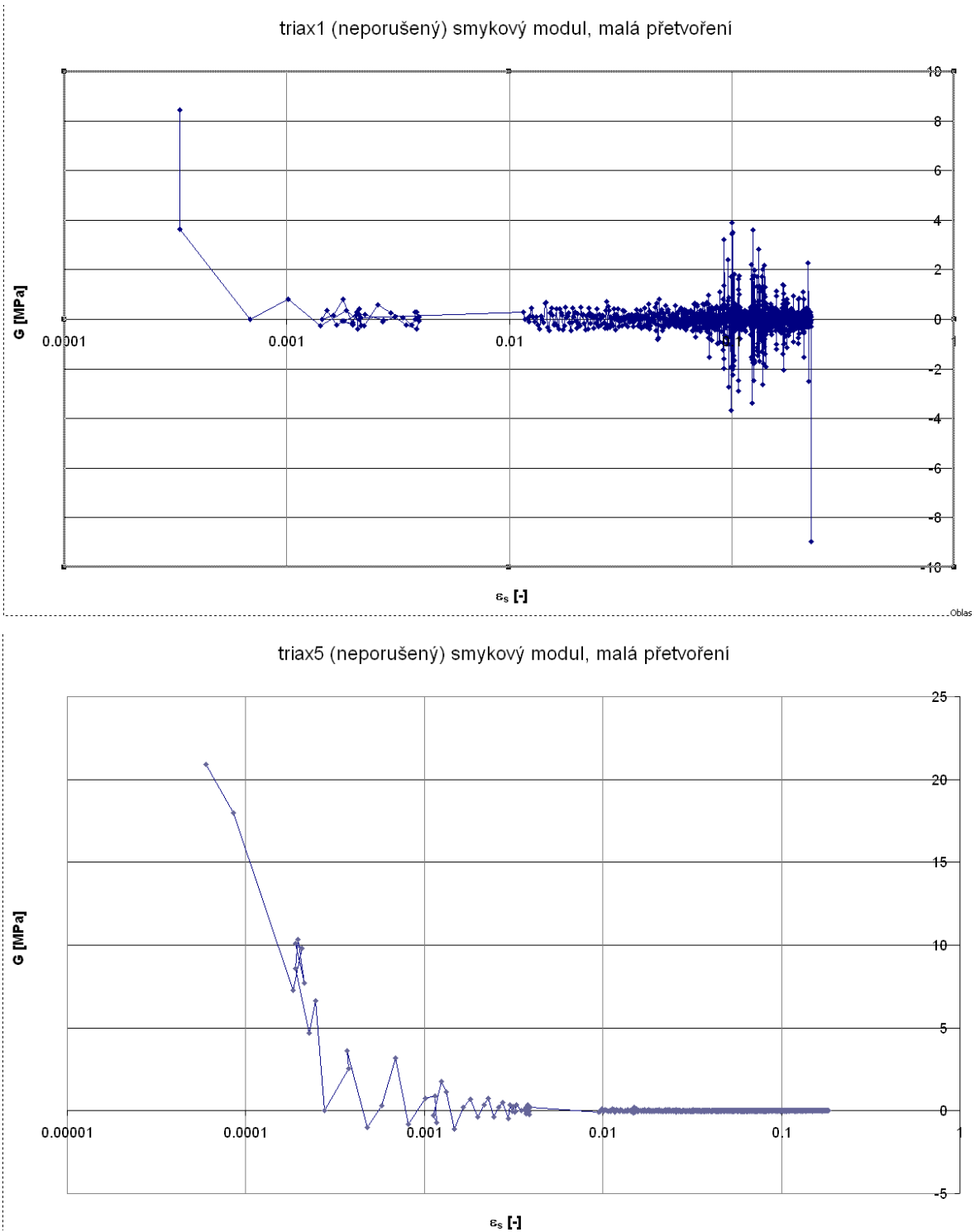
Prakticky pro účely této práce to znamená, že pokud se v masívu mořských hlín v Koperském přístavu objeví písčitéjší proplástky zeminy, bude jejich chování stejně kontrolováno jemnozrnou frakcí. Zvýšený obsah písčité frakce v těchto zeminách může vést k mírnému zvýšení smykové pevnosti v oblasti velmi velkých přetvoření (posuny řádově 1×10^3 m), jak ukázal Wang et al. (2007) sérií nedrénovaných a částečně drénovaných rotačních smykových testů na zeminách s podobným iniciálním číslem pórovitosti, ale různým podílem jemnozrné frakce a písčité frakce.

4.5. Měření malých a velmi malých přetvoření

Pro potřeby níže popsané koncepce intergranulárních přetvoření bylo potřeba na vzorku zeminy vyšetřit tuhost v oblasti malých a velmi malých přetvoření. Malé deformace na neporušených vzorcích zeminy (*triax1*, *triax5*) byly měřeny při smykání v trojosých přístrojích za pomoci ponorných LVDT snímačů (viz obr.25 v kapitole 4.4.). Hodnoty deformací (do 5% poměrné deformace vzorků) naměřených těmito snímači byly použity při konstrukci grafu G_0 vs. ε_a (obr.27) Hodnoty G_0 byly počítány pomocí vzorce (9).

$$\frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_a} = 3G \quad (9)$$

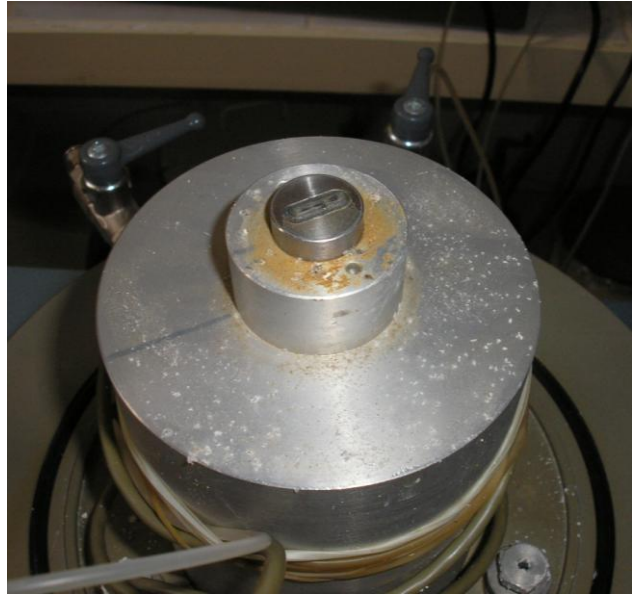
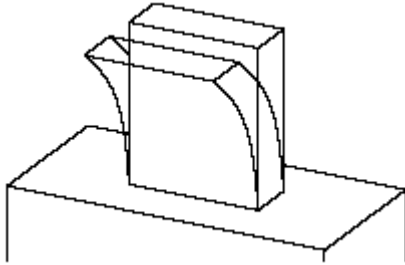
Obr. 27 Smykový modul při malých přetvořeních (do poměrného přetvoření menší než 10^{-3} %)



V oblasti velmi malých přetvoření (tj. poměrné přetvoření menší než 10^{-3} %), kdy tuhost zeminy nabývá maximálních hodnot a lze ji považovat za elastickou, tehdy musí být vyšetřována pomocí dynamických metod. Smyková tuhost G_0 byla měřena pomocí aparatury "bender elements",

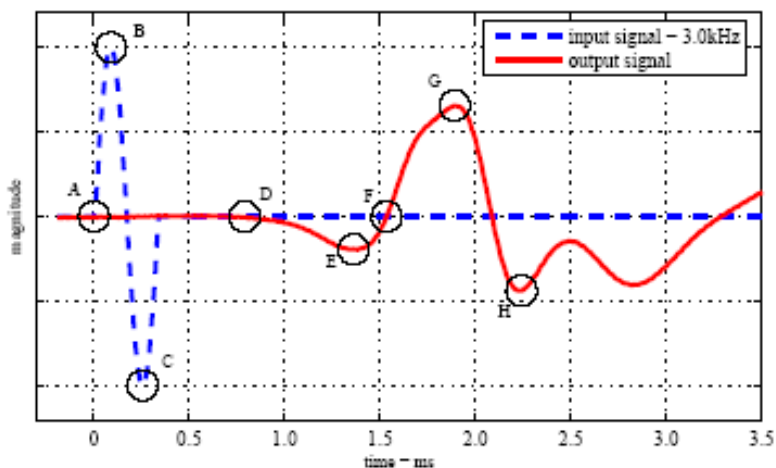
kteřá se skládá ze dvou keramických destiček, které jsou polarizovaně (rovnoběžně) umístěny do zářezů v podstavách neporušeného vzorku zeminy (obr. 28).

Obr. 28 Bender elements



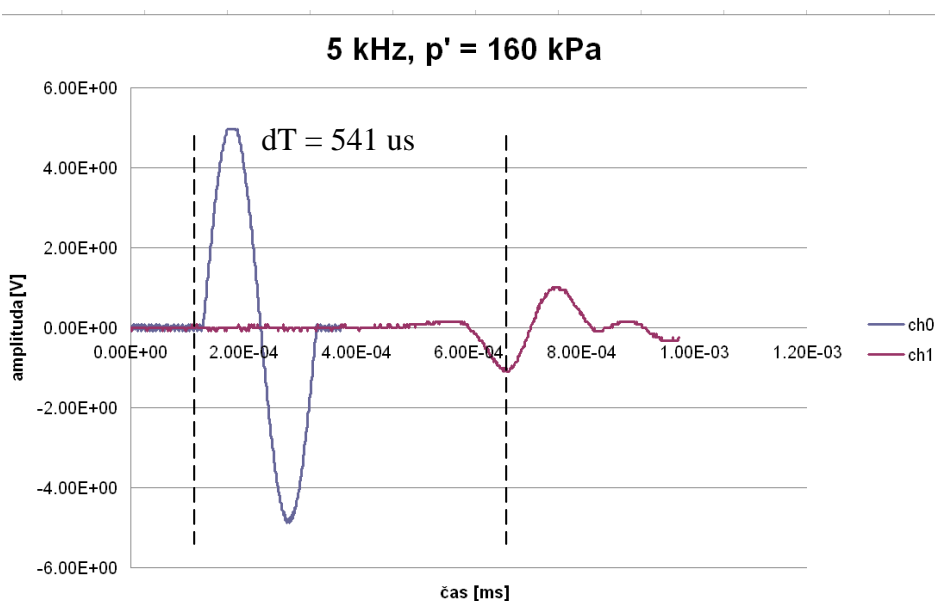
Jedna destička slouží jako vysílač smykové vlny a druhá jako přijmač. Tento vzorek byl vytvořen stejným postupem jako neporušený vzorek pro testy CIUP. Poté byl na podstavách opatřen porézními destičkami s uprostřed umístěnými keramickými destičkami a posléze byl překryt elastickou membránou. Pro umožnění rychlejšího sycení byla zavedena horní i dolní drenáž. Poté byl uzavřen do triaxiální komory a po napuštění komory sycen vodou, obdobným způsobem jako před prováděním. Komorový tlak byl plynule zvýšen na 20 kPa za současného zvyšování sytícího tlaku dolní a horní drenáže na 10 kPa. Po nasycení vzorku, posléze byl komorový tlak zvýšen na 60 kPa synchronně se zpětnými tlaky, které se zvýšily na 50 kPa. Následoval první isotropní zatěžovací stupeň na efektivní napětí 50 kPa zvýšením komorového tlaku o 50 kPa na hodnotu 110 kPa rychlostí 4 kPa hod⁻¹. Cca po 24 hodinách bylo provedeno první měření času průchodu smykové vlny vzorkem pomocí bender element aparatury. Hodnoty frekvencí vlny byly voleny empiricky a to 5, 7, 11 a 15 kHz. Tvar pulsu vstupního signálu měl sinusoidální tvar. Byl měřen čas mezi prvním nasazením vstupního pulsu a první zápornou výchylkou signálu přijmače (obr. 29)

Obr. 29 Sinusoidální puls vstupního signálu (modrá přerušovaná čára) a výstupní signál (červená čára), Rio (2006)



Další měření probíhala vždy za 24 hodin po aplikování následujícího zatěžovacího stupně. Celkem bylo dosaženo efektivního napětí 1000 kPa po 50 kPa stupních. Při zvyšování napětí byly sledovány objemové změny vzorku prostřednictvím GDS kontrolérů. Ilustraci vyhodnocení měření v jednom ze zatěžovacích stupňů ukazuje obr. 30.

Obr. 30 Měření času průchodu smykové vlny vzorkem zeminy



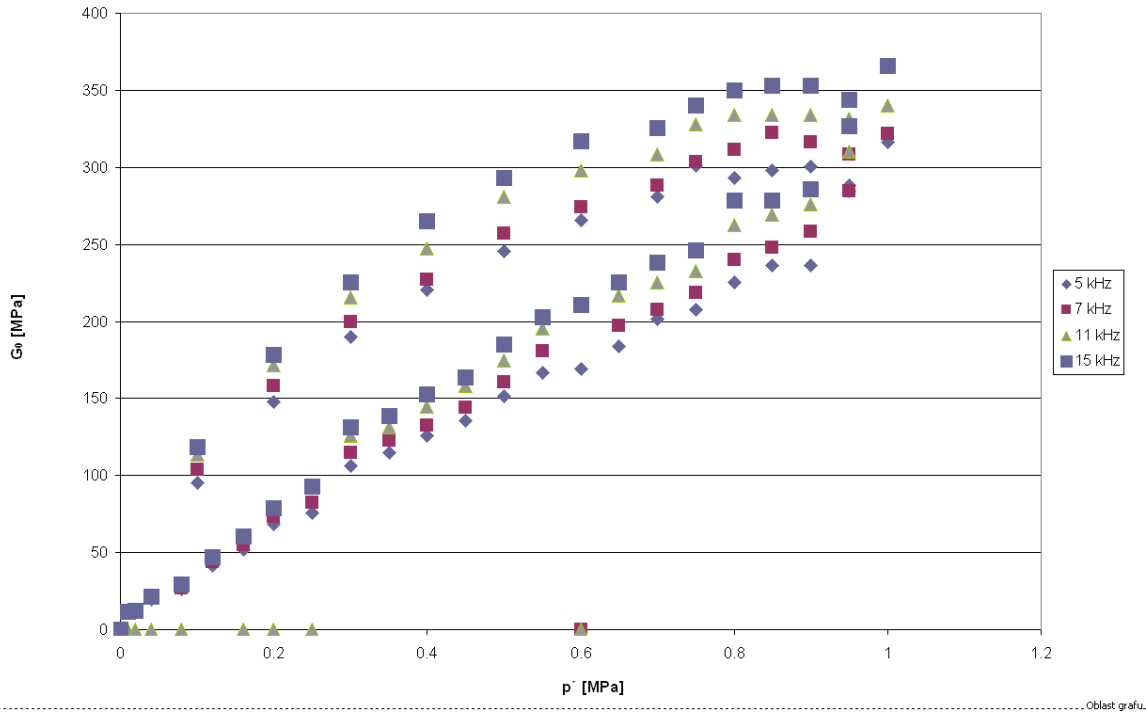
Rychlost průchodu smykové vlny vzorkem V_s byla počítána ze vztahu (10), výsledný smykový modul G_0 pak ze vztahu (10), kde L je výška vzorku, opravená o výšky keramických destiček (horní destička 1,7 mm, dolní 2,0 mm); ρ je aktuální objemová hmotnost vzorku a t je čas průchodu smykové vlny vzorkem.

$$V_s = L / t \tag{10}$$

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (11)$$

Výsledné hodnoty smykových modulů za různých efektivních napětí byly zpracovány do grafu (obr.31).

Obr. 31 Smykový modul při různých smykových napětí a použitých frekvencí



4.6. Mineralogická analýza

Pro ověření mineralogie byla část vzorku připravena na RTG analýzu, která byla provedena doc. Příkrylem z Ústavu geochemie, mineralogie a nerostných zdrojů na Přírodovědecké fakultě, UK. Při přípravě vzorku se jednalo hlavně o vysušení materiálu a následné rozdužení na jemnou frakci. Výsledky analýzy prokázaly kvantitativní složení kalcit, křemen, kaolinit, illit a albit. Záznam z celé analýzy je v příloze č. 6.

5. Hypoplastický model a jeho parametry

Pro simulaci chování masívu kolem stavební jámy Kolodvorska a deformací podzemních stěn (pažení jámy) byl použit hypoplastický model pro jíly, publikovaný Mašínem (2005) a Mohr-Coulombův model pro srovnání, který nezohledňuje nelinearitu chování a stavovou závislost. Model je založen na kombinaci fyzikálních principů (zejména mechanika kritických stavů), na jejichž základech byl formulován model Cam jílu, v kombinaci s matematickou formulací hypoplastických modelů von

Wolffersdorffa (1996), Herleho a Kolymbase (2004). Model je obohacen o tzv. koncept intergranulárních přetvoření, pomocí kterého dokáže věrně předpovídat pokles tuhosti v oblasti malých přetvoření oproti ostatním modelům. Pro hypoplastický model není třeba specifikovat obálku vrcholové pevnosti, vrcholové stavy spočítá ze zadaných parametrů a stavů. Výhodou hypoplastického modelu je jeho možnost aplikace v geotechnické praxi díky dostupnosti standardních laboratorních zkoušek jako jsou v tomto případě konsolidované nedrénované triaxiální zkoušky s měřením pórového tlaku (CIUP), oedometrické zkoušky a eventuelně zkoušky isotropní konsolidace. Kalibrace koncepce intergranulárních přetvoření je však složitější pro menší dostupnost méně standardních laboratorních zkoušek, jako je např. měření tuhosti při průchodu smykových vln vzorkem (bender elements) a měření tuhosti pomocí lokálních snímačů (LVDT apod.).

Hypoplastický model vyžaduje pět základních parametrů φ_c , λ^* , κ^* , N a r . Tyto parametry jsou odvozeny přímo z veličin, které jsou na stavu zeminy závislé, a tudíž charakterizují stav zeminy, jsou to zejména napětí, pórovitost nebo stupeň překonsolidace (Boháč a Mašín, 2009). Pro koncept intergranulárních přetvoření (modifikaci hypoplastického modelu) jsou požadovány parametry m_R , m_T , R , r , χ a β_r , jejich význam a kalibrace jsou popsány níže.

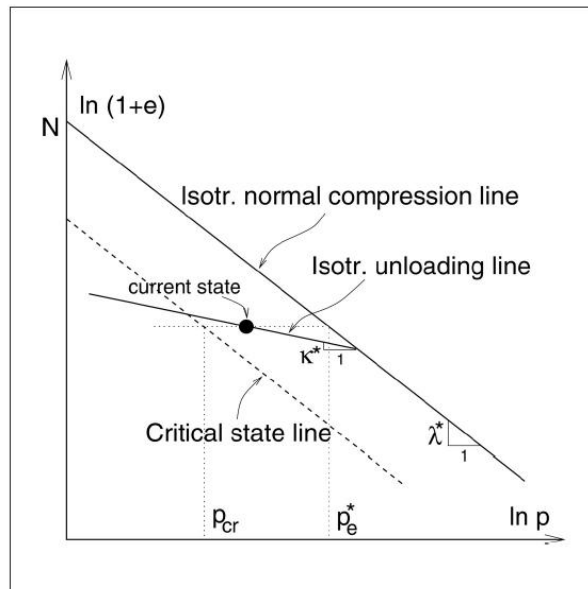
φ_c je úhel vnitřního tření v kritickém stavu a používá se jako jeden z hlavních parametrů moderních konstitučních modelů. Pro určení tohoto parametru v případě mého vzorku se jeví jako nejvhodnější metoda nedrénovaná trojosá zkouška s měřením pórového tlaku (CIUP) a to buď na rekonstituovaném vzorku (vzorek se zrušenou původní strukturou) nebo na vzorku neporušeném. Podmínkou je homogenní přetváření během smykání bez vzniku smykové plochy (Boháč a Mašín, 2009). Poté se úhel vnitřního tření v kritickém stavu spočítá standardním způsobem.

Parametry N , λ^* a κ^* lze stanovit na základě triaxiální či oedometrické stlačitelnosti neporušeného vzorku. N je hodnota $\ln(1+e)$ pro jednotkové napětí v rovině $\ln(1+e)$ vs. $\ln p'$. λ^* je směrnice čáry NCL a κ^* je směrnice čáry odlehčení a znovu přitížení. Stanovení všech parametrů N , λ^* a κ^* na neporušeném vzorku je ovšem často zkomplikováno vysokým překonsolidačním napětím vzorku, takže čáry normální konsolidace lze dosáhnout až v oborech napětí mimo rozsah běžných přístrojů. Většinou se tedy ve standardních laboratorních podmínkách využívá toho, že rekonstituované a neporušené vzorky mají stejnou hodnotu parametrů λ^* a κ^* , a tyto parametry jsou určeny na základě zkoušek na rekonstituovaných vzorcích. Parametr N je závislý na struktuře zeminy, která je odlišná v neporušeném a rekonstituovaném stavu. Jeho hodnota by tedy měla být stanovena na základě zkoušky na neporušeném vzorku zeminy, jak je uvedeno dále. Parametry λ^* a κ^* na rekonstituovaném vzorku lze stanovit v trojosém přístroji nebo v oedometru (Boháč a Mašín 2009). V případě vzorku zeminy

jámy Kolodvorska byly tyto parametry stanoveny za použití oedometrických zkoušek na neporušených i rekonstituovaných vzorcích a doplněny zkouškami isotropní stlačitelnosti v triaxiální komoře.

Parametr r určuje smykovou tuhost zeminy v oboru větších přetvoření. Může se stanovit na základě triaxiální smykové zkoušky (jak drénované CID, tak nedrénované CIUP), a to na rekonstituovaném i neporušeném vzorku. Pro jeho kalibraci je vhodné využít buď pracovní diagram smykové zkoušky rekonstituovaného vzorku, prováděné pro určení kritického úhlu vnitřního tření (viz výše), nebo pracovní diagram smykové zkoušky na neporušeném vzorku, pokud se pro zjištění tuhosti v oboru velmi malých přetvoření provádí. Vzhledem k nelineárnímu chování zeminy (tedy postupnému poklesu tuhosti s přetvořením) není možné vyhodnotit parametr r přímo z experimentálních dat, ale je nutné provést simulaci smykové zkoušky pomocí hypoplastického modelu (buď pomocí MKP programu, který se využije pro řešení okrajové úlohy, nebo pomocí single element programu). Parametr r ovlivňuje pracovní diagram smykové zkoušky tím způsobem, že pro jeho vyšší hodnoty dochází k pomalejšímu nárůstu deviátorového napětí s přetvořením, vyšší hodnota r tedy implikuje nižší tuhost materiálu (Boháč a Mašín, 2009). Parametr r byl pro účely modelování v této práci stanoven při kalibraci pomocí single element programu Triax.

Obr. 32 Definice parametrů N , λ^* a κ^* , používaných v hypoplastickém modelu (Mašín, 2005)



m_R , m_T , R , β_r a χ jsou parametry definující smykovou tuhost v oboru velmi malých přetvoření. Smyková tuhost v oboru malých a velmi malých přetvoření je závislá na struktuře zeminy. Kalibrace parametrů, které ji popisují, musí být tedy provedena na základě zkoušek na neporušené zemině. Hypoplastický model obohacený o koncepci intergranulárních přetvoření popisuje jak závislost počáteční (elastické) tuhosti na napětí, tak pokles tuhosti s přetvořením. Velikost počáteční tuhosti,

kteřou měříme např. pomocí prozařování vzorku smykovými vlnami, určuje parametr m_R (a parametr m_T , jehož hodnota se v praktických aplikacích uvažuje shodná s parametrem m_R). Její velikost je dána vztahem.

$$G_0 = \frac{m_R}{r\lambda^*} p' \quad (12)$$

Parametr m_T určuje velikost počáteční tuhosti při jiné změně směru dráhy přetvoření než parametr m_R , v praktických aplikacích se většinou uvažuje $m_T = m_R$. Další parametr R určuje velikost elastické oblasti v prostoru přetvoření a parametry β_r a χ udávají rychlost změny tuhosti s přetvořením. Hodnoty parametrů R , β_r a χ je třeba, podobně jako parametr r , stanovit na základě parametrické studie simulováním laboratorních experimentů, při nichž je deformace vzorků měřena pomocí lokálních snímačů deformace, umístěných přímo na vzorku zeminy (Boháč a Mašín, 2009).

5.1. Kalibrace parametrů hypoplastického modelu

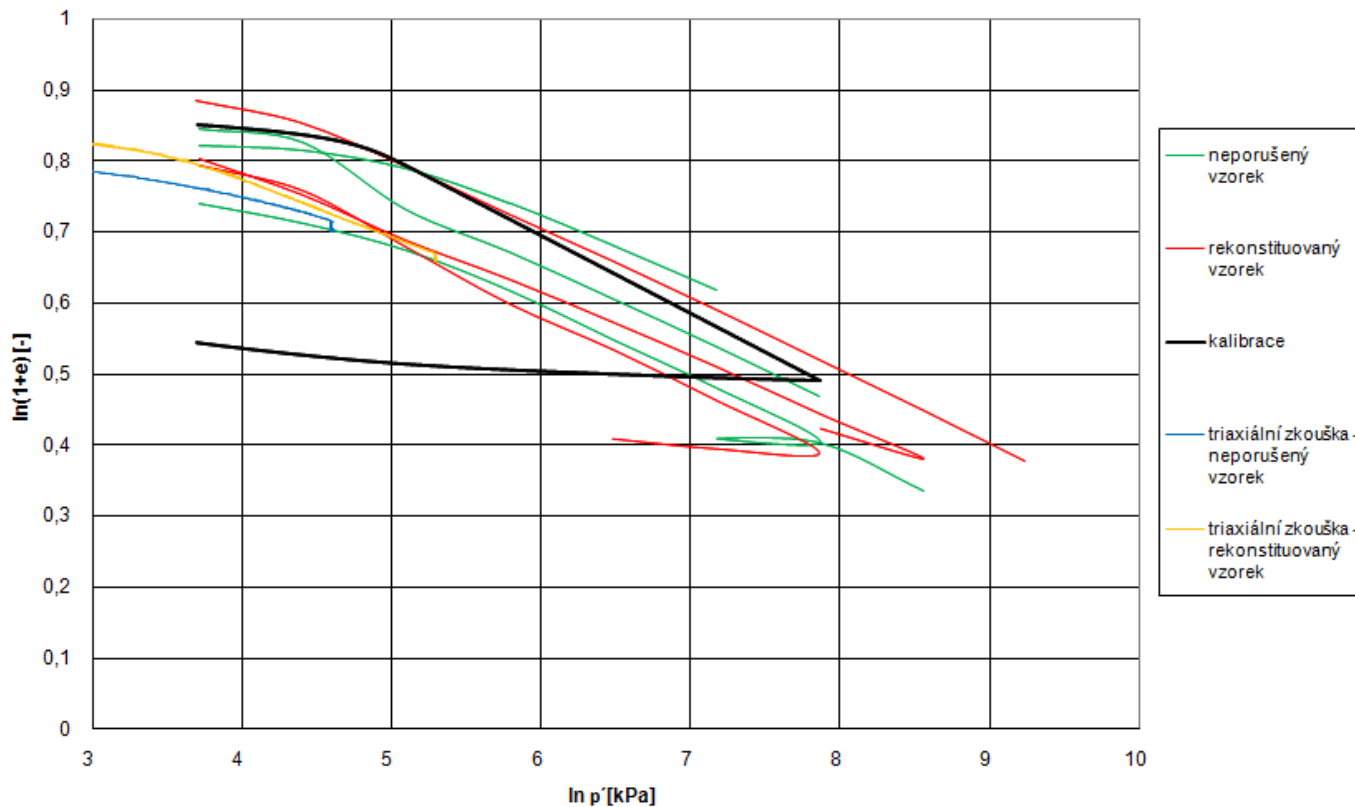
Na základě výsledků laboratorních zkoušek byla provedena kalibrace parametrů pro hypoplastický model pomocí single element programu Triax (Mašín, 2005), který zahrnuje hypoplastický konstituční model pro jíly.

Parametry φ_c , λ^* , κ^* a N byly nakalibrovány na výsledcích oedometrických zkoušek a zkoušek isotropní stlačitelnosti neporušených i rekonstituovaných vzorků v triaxiální komoře v prostoru $\ln(1+e)$ vs. $\ln p'$ (obr. 31). Parametr r byl nakalibrován na základě výsledků nedrénovaných triaxiálních smykových zkoušek s měřením pórového tlaku (dále jen CIUP) s využitím pracovního diagramu tedy v prostoru q vs. ε_a (obr. 32). Kalibrace parametrů pro koncept intergranulárních přetvoření m_R , m_T , R , β_r a χ proběhla na výsledcích prozařování neporušeného vzorku zeminy smykovými vlnami (kapitola 4.5.) za podmínek různých efektivních isotropních napětí v kombinaci s měřením malých přetvoření pomocí LVDT snímačů. Kalibrace byla prováděna v prostoru G_0 vs. ε_s (obr. 33). Parametr m_R byl nakalibrován pomocí vztahu (11), kde G_0 bylo stanoveno proložením přímkou počátkem grafu G_0 vs. p' a hodnotou G_0 při napětí $p' = 90$ kPa (obr. 34). Hodnoty všech parametrů jsou uvedeny v tabulce 1.

Tabulka 1: Hodnoty parametrů pro hypoplastický model

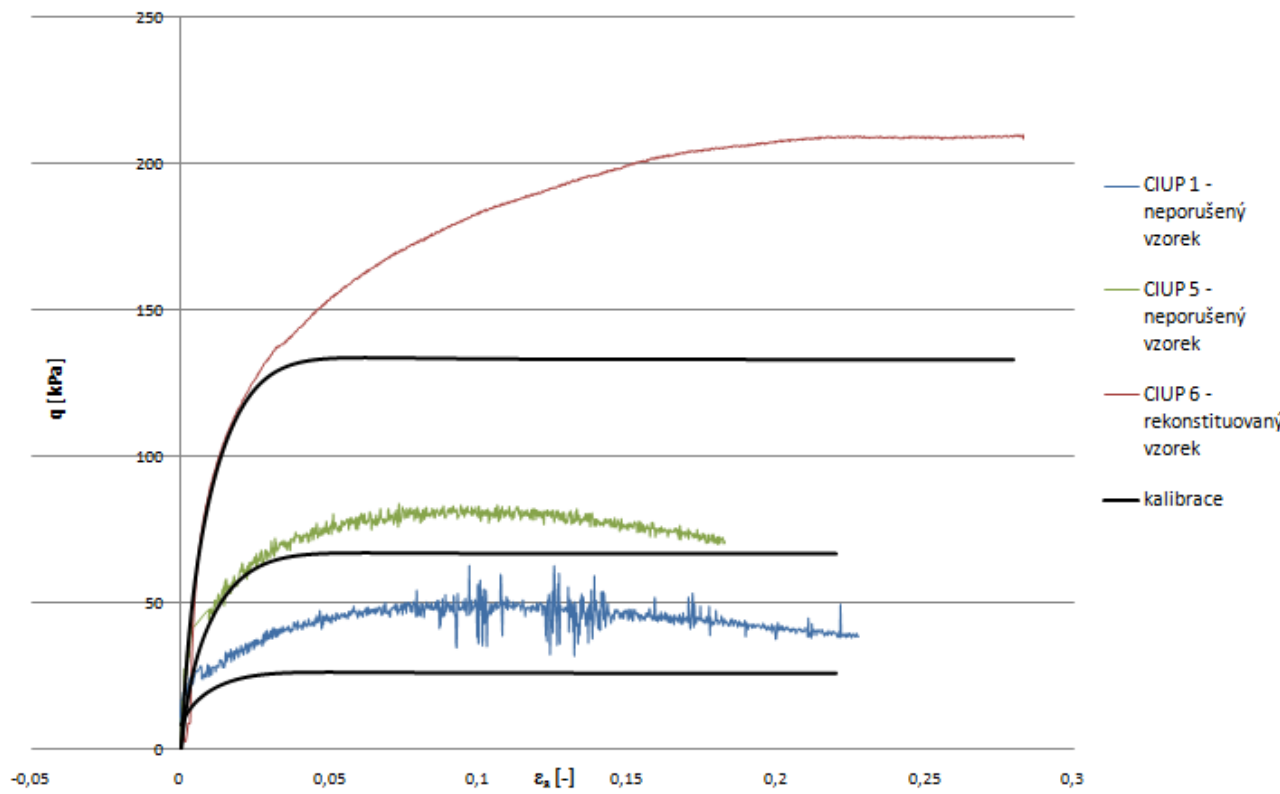
φ_c	λ^*	κ^*	N	r	m_R	m_T	R	β_r	X
33°	0,103	0,015	1,31	0,3	12	12	0,00002	0,09	0,7

Obr. 33 Kalibrace parametrů λ^* , κ^* a N

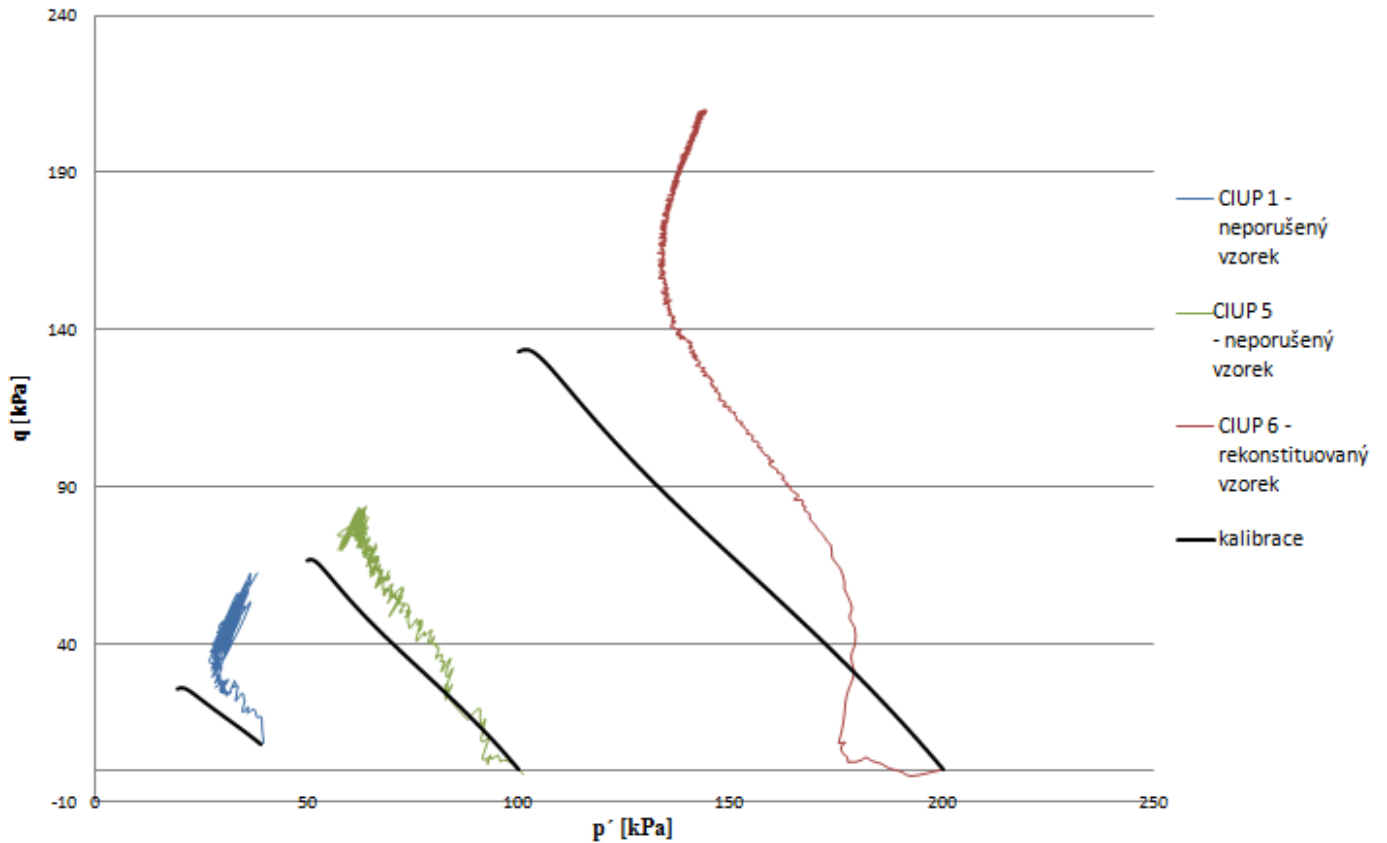


Obr. 34 Kalibrace parametrů φ_c , λ^* , κ^* , N a r

triaxiální zkoušky - pracovní diagram

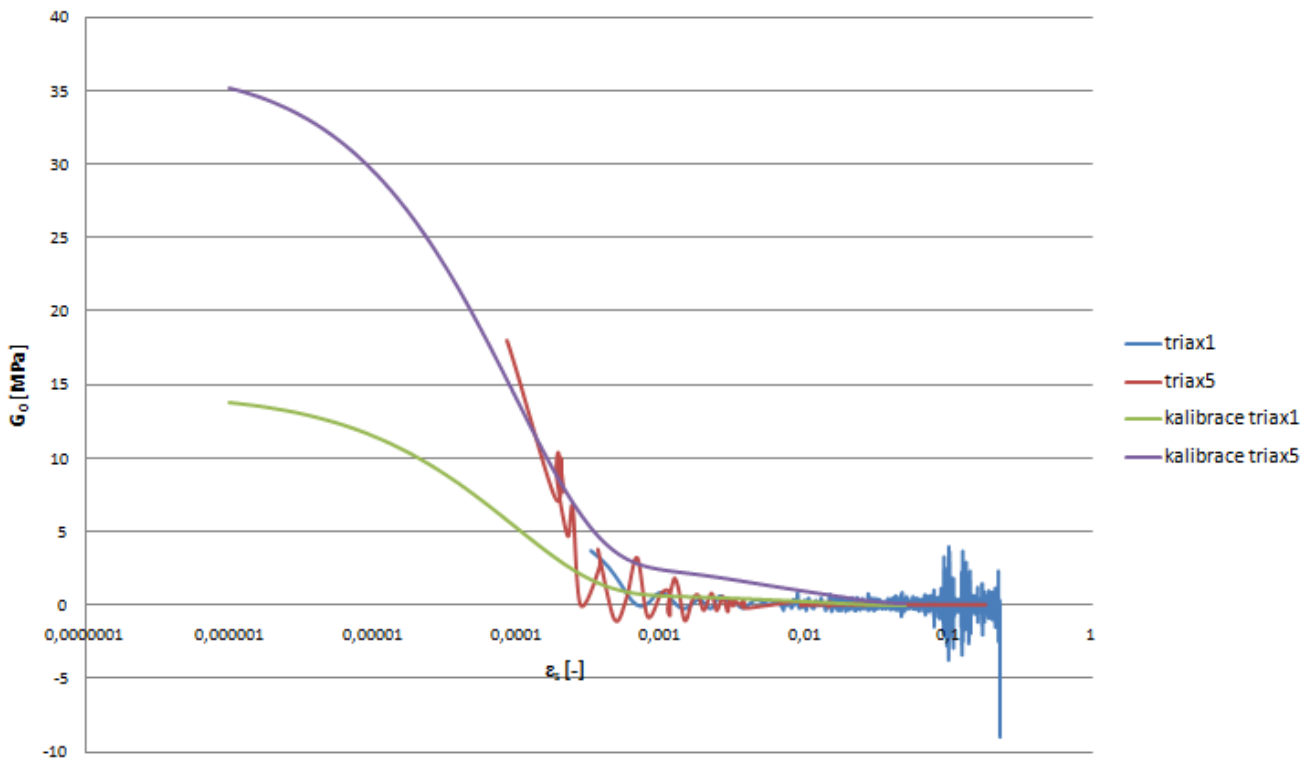


triaxiální zkoušky - dráhy napětí

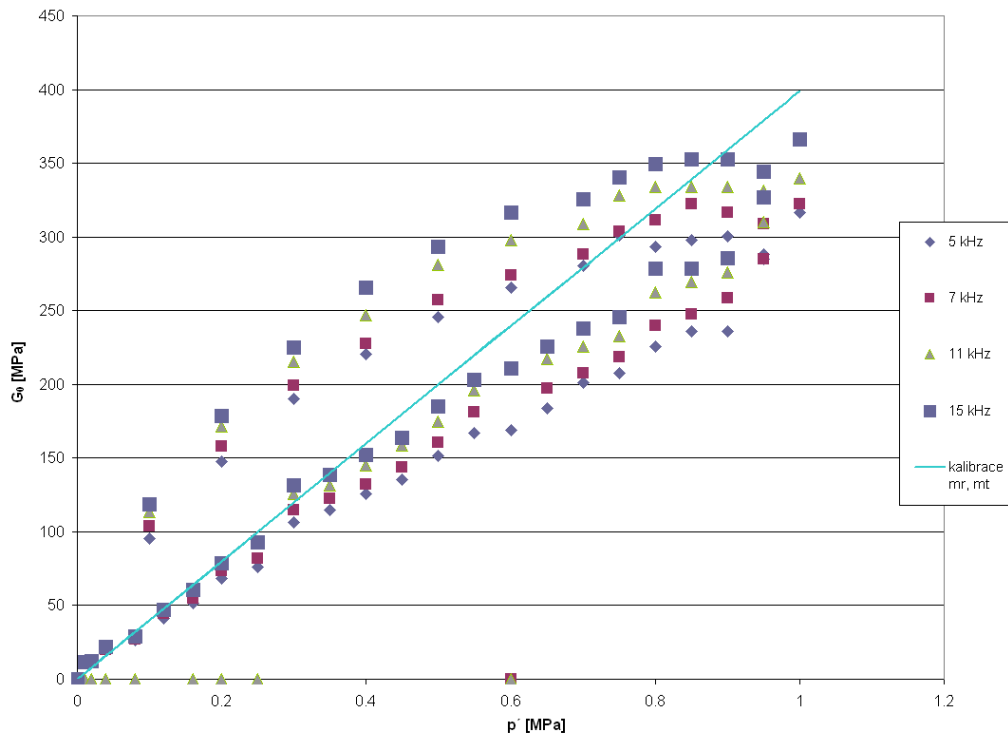


Obr. 34 Kalibrace parametrů pro koncept intergranulárních přetvoření m_R , m_T , R , β_r a χ

pokles tuhosti s přetvořením



Obr. 35 Stanovení parametru m_R



6. Mohr-Coulombův model

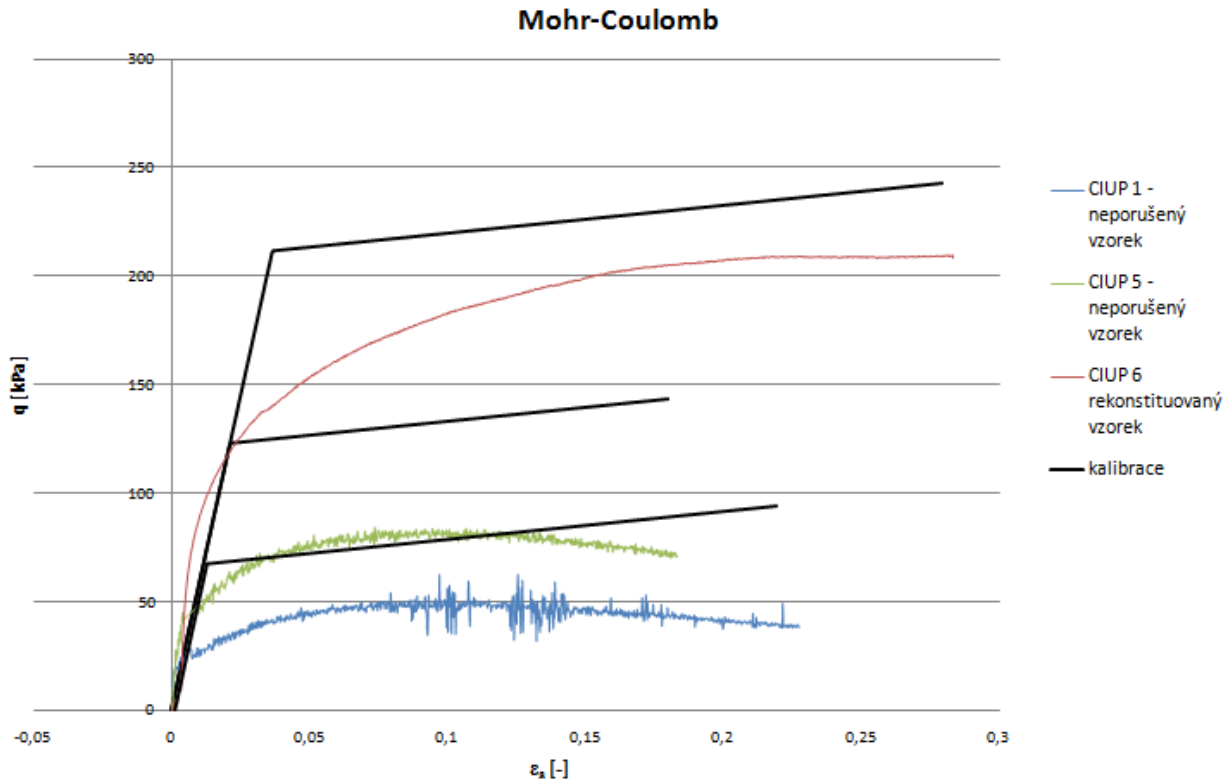
Pro účely porovnání výsledků modelování chování masívu v okolí jámy a deformace podzemních stěn pomocí hypoplastického modelu byla provedena kalibrace parametrů pro Mohr-Coulombův model, který byl posléze rovněž použit pro modelování chování masívu. Jednalo se o kalibraci pěti známých parametrů φ , c , ψ , E a ν , která byla provedena rovněž v programu Triax. Hodnoty parametrů jsou uvedeny v tabulce 2. Kalibrace probíhala s využitím pracovního diagramu triaxiálních zkoušek, čili v zobrazení q vs. ε_a (obr. 36).

Tabulka 2: Hodnoty parametrů pro Mohr-Coulombův model

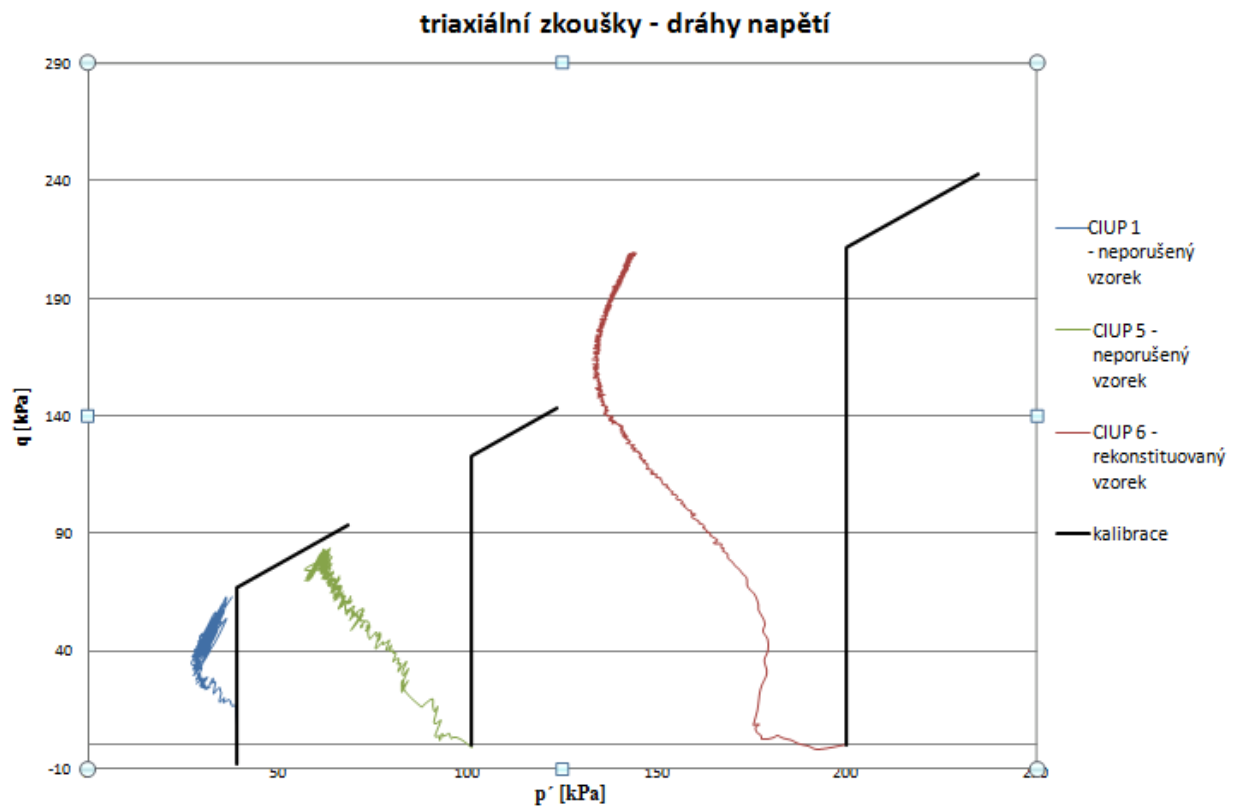
φ	C	ψ^*	E	N
23°	15	1	5000	0,3

Obr. 36 Kalibrace parametrů ϕ , c , ψ , E a ν Mohr-Coulombova modelu

a) pracovní diagram



b) dráhy napětí



7. Monitoring stavební jámy Kolodvorska

Na stavební jámě byla uskutečněn monitoring pro účely sledování deformací stěn jámy. Jednalo se o sérii inklinometrických měření, provedených slovinickou firmou Geoinženiring d. o. o. Měření byla prováděna na vrtech situovaných v lamelách podzemních stěn L5, L12, L17 a L27 (inklinometrické vrty označeny jako LA5, LA12, LA17 a LA 27), které nemají stejnou délku. Jejich délka se vždy odvíjela od hloubky flyšového podloží. Vrty procházely vždy přes celé délky lamel. Rozmístění jednotlivých lamel je zřejmé z obr. 17 v kapitole 3.5. Výstupy inklinometrických měření obsahuje příloha č. 7, jedná se o posuny jednotlivých lamel ve směru osy A (kolmá na stěnu jámy) a posuny ve směru osy B (osa podélná se stěnou jámy). Pro korelaci s numerickými modely byla použita a následně digitalizována data z vrtů LA5 a LA27 prostřednictvím programu GID. Data byla naimportována do preprocessingového prostředí programu jako bitový rastr a v místní souřadnicové síti byla vytvořena jedna sada bodů pro definování jednotlivých souřadnicových os a další sady pro identifikaci jednotlivých souborů měřených dat. Poté byla provedena lineární transformace souřadnic v tabulkovém programu podle vztahu

$$T' = a T, \quad (13)$$

kde T' představuje transformované souřadnice, a je lineární součinitel a T jsou původní souřadnice.

8. Modelování chování masívu a stěn hluboké jámy

Modelování stavební jámy Kolodvorska bylo prováděno v programu PLAXIS 2D verze 9.0. Pro 2D model bylo potřeba zvolit vhodný řez jámou pro definování 2D geometrie problému. Vzhledem k rozmístění inklinometrických vrtů v jednotlivých lamelách podzemních stěn a tedy možné korelace s výsledky modelování se jako nejvhodnější nabízel profil skrze lamelu L 27 v severozápadní straně jámy a lamelu L 5 na jihovýchodní straně. Obě lamely se nachází zhruba uprostřed obou stěn jámy, takže se zde dají předpokládat největší projevy deformací na pažících prvcích jámy. Jedná se tedy o řez, kde by se měly prokázat největší deformace stěn, jak naznačují data z monitoringu. Linie řezu je zřejmá z obr. 17 v kapitole 3.5.

8.1. Geometrie problému

Implementace geometrie problému do prostředí programu PLAXIS je následující (viz obr. 37).

Tvar oblasti problému byl definován nástrojem *Line* a byl zvolen jako obdélníkový s délkami stran

168 m a 35 m. Tato oblast vytváří 2D prostor šířka vs. výška (respektive hloubka). Šířka oblasti byla zvolena tak, aby bylo umožněno modelovat chování masívu v okolí jámy ve stejném dosahu jako je minimálně šířka jámy (56,3 m). Výška (respektive hloubka) oblasti zohledňuje celkovou hloubku jámy a odráží hloubku, do které byl proveden vrtný průzkum a umožňuje modelovat chování masívu v minimálním nutném prostoru i pod stavební jámou. **Okrajové podmínky** úlohy byly definovány nástrojem *Standart fixities*.

Do geometrie problému byly začleněny další linie a to hladina podzemní vody, rozhraní geologických vrstev, rozhraní těžebních úrovní a dno jámy. Průběh hladiny podzemní vody byl na základě vrtného průzkumu interpretován jako vodorovný a paralelní s povrchem terénu, který je rovněž vodorovný. **Hloubka hladiny podzemní vody** byla stanovena na konstantní hloubku 1,8 m (0,0 m = povrch terénu, pro hloubky použita kladná znaménková konvence) a vykreslena pomocí nástroje *Phreatic level* jako počáteční podmínka úlohy.

Podle vrtného průzkumu v korelaci s mapou izolinií hloubek flyšového podloží (obr. 9 v kapitole 3.3.) byla **úroveň flyšového podloží** (slíny), včetně navětralého flyše, interpolována jako rovnoběžná s povrchem terénu v hloubce 19 m. Vrty byla rovněž zastižena vrstva navážek proměnlivé mocnosti. Jelikož má obdobný charakter a tuhost jako dominantní vrstva mořských hlín, tak byla v podstatě uvažována jako rekonstituovaný materiál se stejnými parametry jako výše zmiňovaná vrstva mořských hlín (pravděpodobně se jedná o materiál z hloubení vodních cest přístavu právě v mořských sedimentech, výše popsány Logarem, 2009). Co se týče geometrie problému, tak tyto dva materiály nebyly rozlišovány a tudíž odděleny rozhraním. Do hloubek 3,80 m, 6,70 m a 9,60 byly vloženy nástrojem *Line dna jednotlivých těžebních úrovní*. Stejným způsobem bylo vloženo definitivní dno stavební jámy v hloubce 12,80.

Délky, respektive hloubkový dosah **podzemních stěn** byly převzaty z výkresu jámy (FG Consult s. r. o., 2008) a posléze ověřeny hloubkami inklinometrických vrtů v obou lamelách. Hloubkový dosah lamely L27 činí 22 m, u lamely L5 je to 30 m. Vzdálenost mezi oběma stěnami byla stanovena rovněž podle výkresu na 56,3 m. Jelikož se jedná o betonové podzemní stěny, tak byly modelovány pomocí nástroje *Plate* jako svislé nosníky s patřičnými mechanickými vlastnostmi (viz, kapitola 8.2.). Pro modelování realistického prokluzu zeminy po povrchu stěn při vzniklých deformacích byly na podzemní stěny přidány prvky *Interfaces* (*positive* a *negative* pro vnější i vnitřní rozhraní zemina – podzemní stěna z hlediska stavební jámy).

V modelu byly uvažovány pouze tři **rozpěrné úrovně**, přestože je jich ve výkresu celkem pět. Na rozdíl od finálního stavu, byly při těžbě jámy zhotoveny pouze rozpěry 2, 4 a 5 (číslováno odshora). Tyto rozpěry byly tedy uvažovány v numerickém modelu. Další rozpěry, instalované až po odtěžení

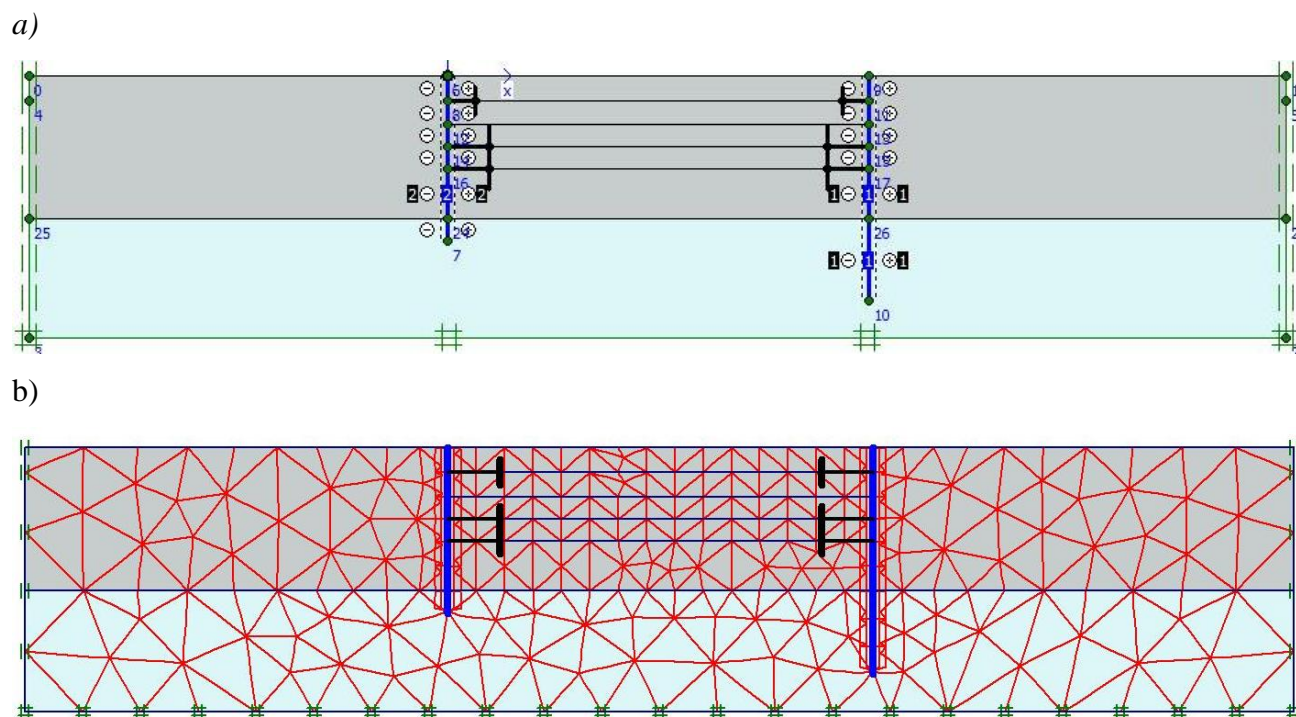
jámy nemají na výsledky modelování vliv, protože se neuvažovala konsolidace zeminy po ukončení odtěžovacích prací. V rámci programu PLAXIS byla provedena tzv. plastická analýza s nedrénovaným chováním, a ne konsolidační analýza (viz kapitola 8.3.). Rozpěry na dané úrovni byly simulovány dvojicí proti sobě umístěných prvků *Fixed-end anchor*, které byly v patřičných úrovních orientovány horizontálně, na L27 pod 0° a na L5 pod 180°. Požadovaná délka těchto prvků byla vždy do poloviny jámy u každého.

Pro potřeby výpočtu byla vygenerována trojúhelníková síť s dostatečnou hustotou uzlových bodů (obr. 37 b).

Vzhledem k tomu, že povrch oblasti je vodorovný, tak po nadefinování geometrie úlohy a vygenerování pórových tlaků bylo pomocí K_0 -procedury vygenerováno geostatické napětí. Hodnota zemního tlaku v klidu K_0 byla stanovena pomocí Jákyho rovnice (1944) (14)

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_c \quad (14)$$

Obr. 37 a) Geometrie modelované úlohy, b) vygenerovaná síť



8.2. Materiálové parametry

Pro technické prvky jámy jako jsou podzemní stěny a rozpěry, byly do modelu požadovány parametry, které odpovídají skutečným materiálům, ze kterých byly tyto prvky zhotoveny. Pro **podzemní stěny**, pokud je uvažujeme jako elastické, jsou to parametry definující tuhost, ohybový moment, objemovou tíhu a Poissonovo číslo materiálu. Vzhledem k tomu, že podzemní stěny byly zhotoveny z betonu C30/37 byly požadované hodnoty pro účely tohoto modelu přepočítány z normy ČSN EN 206-1 podle rovnice (15), kde d_{eq} je ekvivalentní šířka stěny, EA a EI vyjadřují axiální tuhost, respektive ohybový moment na jednotku délky v třetím rozměru. Parametr w , vyjadřující tíhu materiálu, je počítán jako objemová tíha násobená šířkou prvku. Použité hodnoty jsou uvedeny v tabulce 3.

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (15)$$

Pro rozpěry jsou do modelu požadovány délka L a ekvivalentní tuhost EA na jednotku šířky v třetím rozměru (nástroj *Fixed-end anchor*). Ekvivalentní tuhost byla přepočítána rovněž rovnicí (15) tak, aby odpovídala skutečným rozměrům a parametrům rozpěr. Jak již bylo výše řečeno, jedna celá rozpěra na dané úrovni se skládala ze dvou proti sobě orientovaných prvků *Fixed-end anchor*. Pro každý dílčí prvek byla použita délka do poloviny stavební jámy. Jelikož byl pro **rozpěry** uvažován stejný materiál jako pro podzemní stěny, byly pro výpočet ekvivalentních parametrů rozpěr (tabulka 3) použity rovněž hodnoty z ČSN EN 206-1.

Parametry pro vrstvu měkkých mořských hlín byly stanoveny na základě výše popsaných laboratorních zkoušek a kalibrace jejich výsledků jak pro hypoplastický model, tak pro Mohr-Coulombův model. V programu PLAXIS je defaultně nastaven Mohr-Coulombův model. Nastavení hypoplastického modelu a jeho parametrů je možné pomocí subroutiny, vyvinuté Mašínem (2010), která zahrnuje potřebný matematický aparát pro výpočet hypoplastického modelu v granulárních materiálech, jílech a rovněž zahrnuje koncepci intergranulárních přetvoření. Pro potřeby modelování jámy v Kolodvorska v Koperu byl použit hypoplastický model pro jíly s koncepcí intergranulárních přetvoření. Potřebné parametry obou modelů a další nezbytné parametry pro modelování jámy jsou uvedeny v tabulce 4.

Jelikož nebyl k dispozici vzorek **slínů z podložního flyše** pro laboratorní zkoušky, byly parametry pro vrstvu tuto odvozeny z polních geotechnických zkoušek, publikovaných Logarem (2009). Například Youngův model byl převzat z presiometrického měření (obr. 13b v kapitole 3.3.)

Výsledky modelování stavební jámy jsou jen minimálně závislé na typu matematického modelu pro tuto vrstvu, proto bylo chování této vrstvy simulováno Mohr-Coulombovým modelem, pro který bylo snazší potřebné parametry odvodit (tabulka 4).

Interakce zemina - podzemní stěna bylo při modelování Mohr-Coulombovým modelem simulována pomocí nástroje *Interfaces*, pro který je třeba nastavit tzv. redukční faktor napětí R_{inter} . Abychom definovali chování právě na tomto rozhraní, je potřeba nastavit *Interfaces* buď jako *Rigid*, nebo je možno nastavit redukční faktor pevnostních parametrů zeminy R_{inter} . Pokud je tento redukční faktor roven hodnotě 1, nejsou pevnostní charakteristiky redukovány. Pokud je menší než 1, je umožněna flexibilnější interakce zemina-struktura. Při modelování pomocí hypoplasticity je potřeba pro tento nástroj zadat některé další parametry, jako jsou tuhost, soudržnost, úhel dilatance a Poissonovo číslo (tab. 4).

Tabulka 3: Parametry technických prvků jámy

Prvek	Tuhost C 30/37 E_{cm} [Gpa] (ČSN EN 260-1)	Objemová tíha C 30/37 (ČSN EN 206-1)	Poissonovo číslo ν	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	d_{eq} [m]	w [kN/m/m]
podzemní stěna 800 mm (<i>Plate</i>)	32	25	0,15	$2,6 \times 10^7$	$1,387 \times 10^6$	0,8	20
rozpěra 300 mm (<i>Fixed-end anchor</i>)	32	25	-	$9,75 \times 10^6$	-	-	-
rozpěra 500 mm (<i>Fixed-end anchor</i>)	32	25	-	$1,6 \times 10^7$	-	-	-

Tabulka 4.: Parametry zemin pro modelování

Parametr	Označení	Mořská hlína/ hypoplasticita	Mořská hlína/ Mohr- Coulomb	Slín (flyš)/ Mohr-Coulomb	Jednotky
typ chování	-	nedrénované	nedrénované	nedrénované	-
objemová tíha suché zeminy	γ_{unsat}	26,790	26,790	22,500	kN/m ³
objemová tíha saturované zeminy	γ_{sat}	28,000	28,000	25,000	kN/m ³
propustnost v hor. směru	k_x	1,020 x 10 ⁴	1,020 x 10 ⁴	1,020 x 10 ⁴	m/den
propustnost ve vert. směru	k_y	1,020 x 10 ⁴	1,020 x 10 ⁴	1,020 x 10 ⁴	m/den
Youngův modul	E_{ref}	-	5000	200000	kN/m ²
Poissonovo číslo	ν	-	0,3	0,3	-
Soudržnost	c_{ref}	-	15	16	kN/m ²
úhel vnitřního tření	φ	-	23	38	°
úhel dilatance	ψ	-	1	1	°
redukční faktor napětí	R_{inter}	-	0.5	<i>rigid</i>	-
Hypopl. parametr 1	φ_c	33	-	-	°
Hypopl. parametr 2	p_t	0	-	-	kN/m ²
Hypopl. parametr 3	λ^*	0,103	-	-	-
Hypopl. parametr 4	κ^*	0,015	-	-	-
Hypopl. parametr 5	N	1,31	-	-	-
Hypopl. parametr 6	r	0,3	-	-	-
Hypopl. parametr 10	m_R	12	-	-	-
Hypopl. parametr 11	m_T	12	-	-	-
Hypopl. parametr 12	R	0,00002	-	-	-
Hypopl. parametr 13	β_r	0,09	-	-	-
Hypopl. parametr 14	χ	0,7	-	-	-
Hypopl. parametr 15	K_w	0	-	-	kN/m ²
Hypopl. parametr 16	OCR	11.31	-	-	-

8.3. Konceptní model a definice fází výpočtu

Jako typ výpočtu byla zvolena plastická, respektive elastoplastická analýza (*Plastic analysis*) za nedrénovaných podmínek. To znamená, že je při výpočtu uplatňována podmínka nulové změny objemu elementů. Neuvažuje se konsolidace, tedy disipace pórových tlaků z důvodu proudění pórové kapaliny. Výpočet numerického modelu jámy byl v kalkulační části programu PLAXIS rozdělen celkem do osmi fází. Jedná se o 2D MKP výpočet. Při plastické analýze se neuvažuje čas jako nezávislá proměnná. Matice tuhosti vychází z původní nedeformované geometrie úlohy (využívá se teorie malých deformací). Pro přehled jsou jednotlivé fáze výpočtu uvedeny v tabulce 5.

Tabulka 5: Fáze výpočtu v programu PLAXIS 2D

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last	Error
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 day	0	0	0	N/A
podzemni steny	1	0	Plastic analysis	Staged construction	31,00 day	1	1	2	No errors.
tezba 1. uroven	2	1	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	4	3	19	No errors.
tezba poloviny 2. urovne	3	4	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	5	20	49	No errors.
2. rozpera	4	5	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	6	50	68	No errors.
tezba poloviny 3. urovne	5	6	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	7	69	76	No errors.
4. rozpera	6	7	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	8	77	85	No errors.
tezba poloviny 4. urovne	7	8	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	9	86	92	No errors.
5. rozpera	8	9	Plastic analysis	Staged construction	20,00 day	10	93	100	No errors.

Jednotlivé fáze výpočtu byly odvozeny a modifikovány podle fází těžby a pažení stavební jámy výše popsané Hoblajem (2009). Vzhledem k nedrénovaným podmínkám byl zvolen takový postup, že hladina podzemní vody kopírovala dno výkopu bez tvorby depresního kužele v každé fázi výkopu.

V první fázi výpočtu byly postaveny podzemní stěny. Druhá fáze se zabývá těžbou první úrovně jámy do hloubky 3,50m, kdy se již dostáváme pod úroveň původní hladiny podzemní vody (hloubka hladiny podzemní vody je 1,8 m pod povrchem terénu), proto bylo pro potřeby výpočtu nutné nastavit jednotlivé clustery uvnitř jámy jako „*cluster dry*“, což simulovalo v reálném případě výkop bez vody. Tato operace byla prováděna ve všech zbylých fázích. První dvě fáze výpočtu se shodují s fázemi těžby, popsanými v kapitole 3.5. V dalších fázích bylo potřeba namodelovat těžbu na hloubkovou úroveň 9,60 m se současným dokončením první rozpěry (odshora druhé, ale první realizované) na úrovni 3,80 m. A poté za současného dotěžování zeminy na požadovanou úroveň provádět tvorbu druhé rozpěrné úrovně (odshora celkově čtvrté) na úrovni 9,60 m. Tohoto efektu mohlo být ve 2D výpočtu dosaženo použitím modifikované beta metody, používané pro modelování ražby tunelů pomocí NATM. Aby tato metoda mohla být aplikována již pro těžbu první úrovně a současnou tvorbu první rozpěry a posléze mohla být přenesena po aktivování první rozpěry na synchronní těžbu té samé úrovně a tvorbu druhé rozpěry, muselo být v koncepci modelu přistoupeno k rozložení těžby na úroveň 10 m do dvou dílčích fází. Proto bylo v třetí fázi výpočtu přistoupeno k těžbě dílčí vrstvy na úroveň 6,70 m s nastaveným faktorem Σ -*Mstage* = 0,35 (pozn.: pokud je nastaveno Σ -*Mstage* = 1, je provedena celá fáze výpočtu a poté následuje výpočet další fáze). Po třetí fázi následuje čtvrtá, kde je

již vložena první rozpěra (3,80 m, mocnost 300 mm) a obě fáze jsou dopočítány do Σ -*Mstage* = 1. Pátá fáze definuje těžbu zeminy na úroveň 9,60 m s faktorem Σ -*Mstage* = 0,2. Následující šestá fáze vkládá do výpočtu druhou rozpěru s faktorem Σ -*Mstage* = 1. Sedmá fáze je obdobná jako fáze pátá se stejným faktorem. Celý výpočet je zakončen osmou fází, kdy je na dně jámy zhotovena 500 mm mocná rozpěra.

Vzhledem k posloupnosti reálných fází těžby a rozpírání stavební jámy bylo v koncepci výpočetních fází těžby jámy několik stupňů volnosti, kterými lze nezávisle na použití matematického modelu ovlivnit výsledné deformace podzemních stěn. Proto bylo potřeba celou koncepci fází výpočtu upravovat tak, aby bylo docíleno co nejlepšího přiblížení se reálným podmínkám. Úpravy spočívaly zejména v operaci s jednotlivými faktory, jejichž význam se později projevil na výsledcích jako výrazný. Důsledky této metody a vliv jednotlivých β faktorů pro oba numerické modely budou porovnávány a podrobně diskutovány v kapitole 9. Jednotlivé výpočetní fáze s definovanou geometrií jsou zobrazeny v příloze č. 8.

9. Porovnání modelu s monitoringem, diskuse výsledků

Celý proces laboratorního zkoušení, kalibrace parametrů obou modelů a následného modelování hluboké stavební jámy směřoval ke vzájemnému porovnání výsledků hypoplastického a Mohr-Coulombova modelu. Předem lze říci, že predikce hypoplastického modelu by měly být realističtější vzhledem k jeho vlastnostem, jak již bylo popsáno výše.

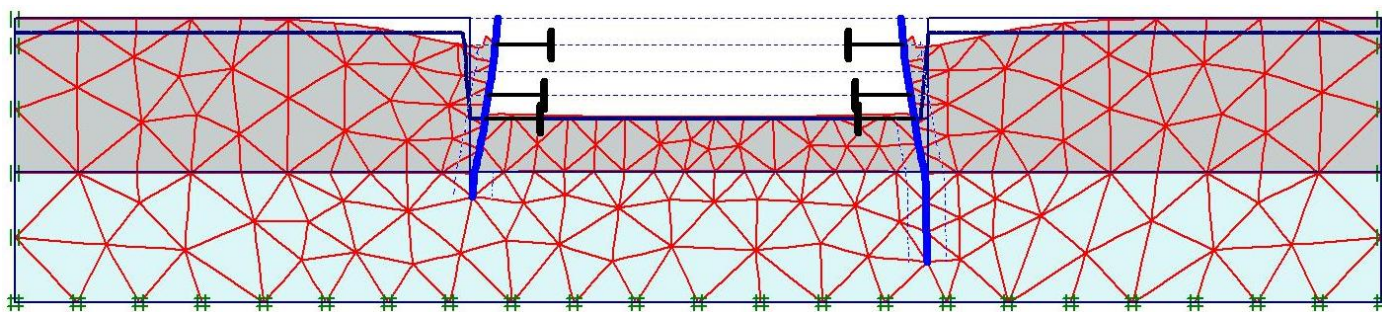
Jako významný jev při hloubení stavební jámy se projevuje deformace pažení, v tomto případě podzemních stěn. Jak již bylo uvedeno výše, 2D rovina modelu byla situována tak, aby mohl být model porovnán s výsledky monitoringu. V případě jámy Kolodvorska to jsou inklinometrická data z lamel L5 a L27. Veškeré výsledky modelování chování této jámy byly exportovány z postprocessingové části programu PLAXIS a jsou uvedeny v příložených přílohách.

Obr. 38 porovnává deformovanou síť výsledných stavů obou modelů. Už na první pohled je zřejmé, že Mohr-Coulombův model predikuje větší deformace stěn a zcela odlišný tvar těchto deformací. Je nutné podotknout, že tento výsledek je nezávislý na volbě β faktorů pro simulaci postupné těžby jámy. Modelování chování jámy pomocí β faktorů lze označit za optimalizaci výsledků

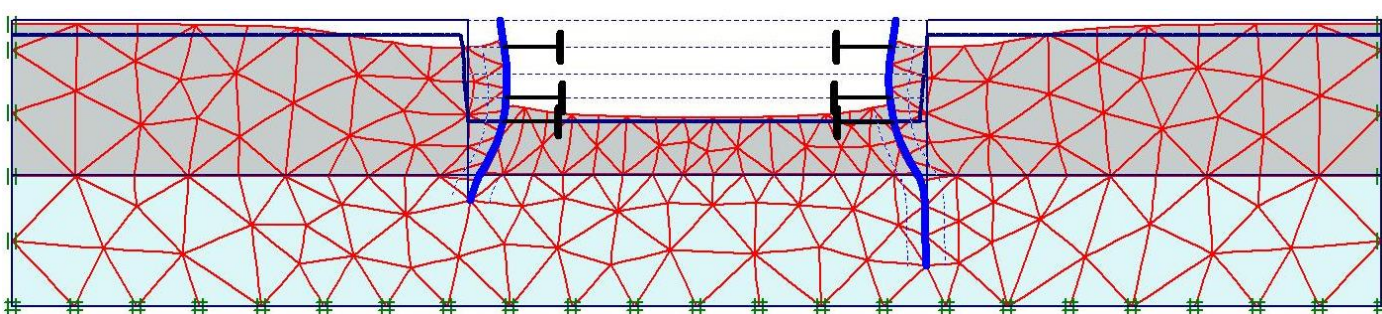
Obr. 38 Deformovaná síť v konečných stavech plastické analýzy, posuny uzlů 20 x znásobeny;

a) Hypoplastický model, b) Mohr-Coulombův model

a)



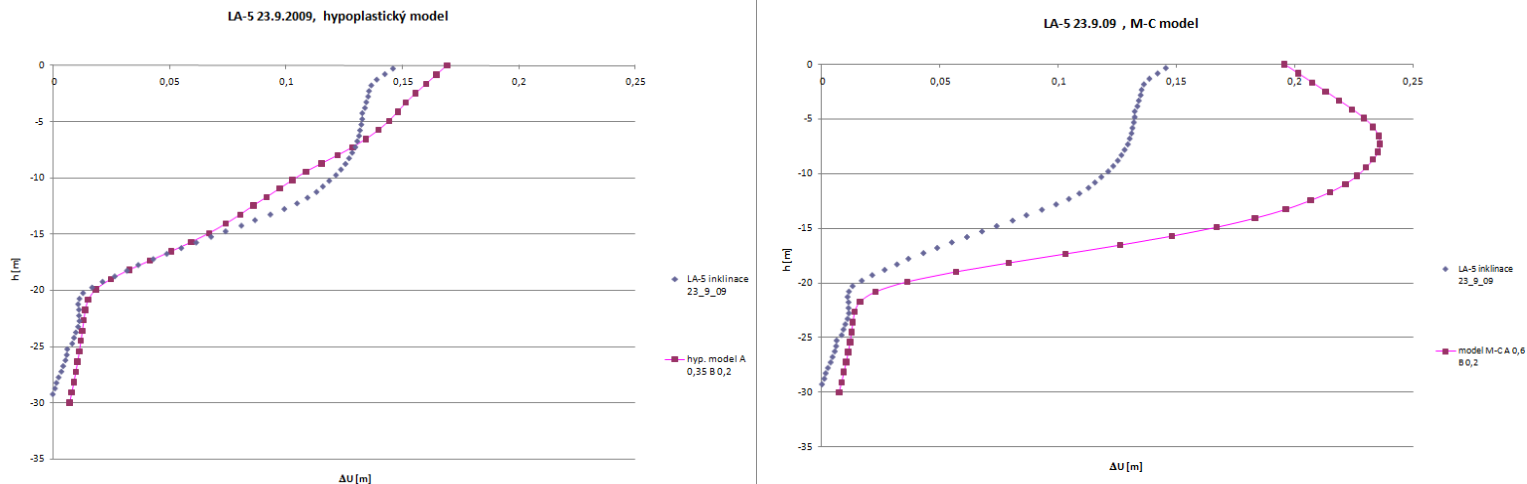
b)



formou zpětné analýzy, poněkud odlišné od optimalizace, kterou popisují Calvello a Finno (2004) a Finno a Calvello (2005) na příkladu stavební jámy, modelované pomocí elastoplastického Hardening-Soil modelu na glaciálních jílech z Chicaga. Oba autoři popisují zpětné dokalibrovávání a optimalizaci parametrů konstitučního modelu na základě shody výsledků modelu s monitoringem. Grafy v příloze č. 9 ukazují optimalizaci prostorového efektu těžby hledáním optimálních β faktorů. Deformace stěn ovlivněné zonální těžbou v prostoru popisuje i Hou et al. (2008) na příkladu 3D modelování komplexu hlubokých stavebních jam, pažených rovněž podzemními stěnami, při stavbě stanice metra v podmínkách prachovitých jílu v Shanghai.

Pro účely porovnání predikcí horizontálních posunů obou modelů s digitalizovanými inklinometrickými daty (postup digitalizace popsán v kapitole 7.) byly vyexportovány horizontální posuny predikované oběma modely. Obr. 39 porovnává velikosti a tvary deformací naměřené při posledním monitoringu a velikosti a tvary deformací získané modelováním na lamele L5. Je zřejmé, že Mohr-Coulombův model předpovídá větší deformace, než byly naměřeny při posledním monitoringu. Zřejmý je také odlišný tvar průběhu horizontálních deformací Mohr-Coulombova modelu.

Obr. 39 Deformace stěny



Roboski a Finno (2006) uvádějí postup, jak empiricky postihnout distribuci pohybů (ať už vertikálních či horizontálních), které probíhají paralelně s hlubokými výkopy v jálech. Pro hodnocení průběhu těchto jevů použily chybovou funkci (erfc), jejíž průběh byl použit pro znázornění deformace. Pro simulování průběhu horizontálních deformací v třetím rozměru na studované jámě byla použita výše zmíněnými autory upravená forma této funkce (16)

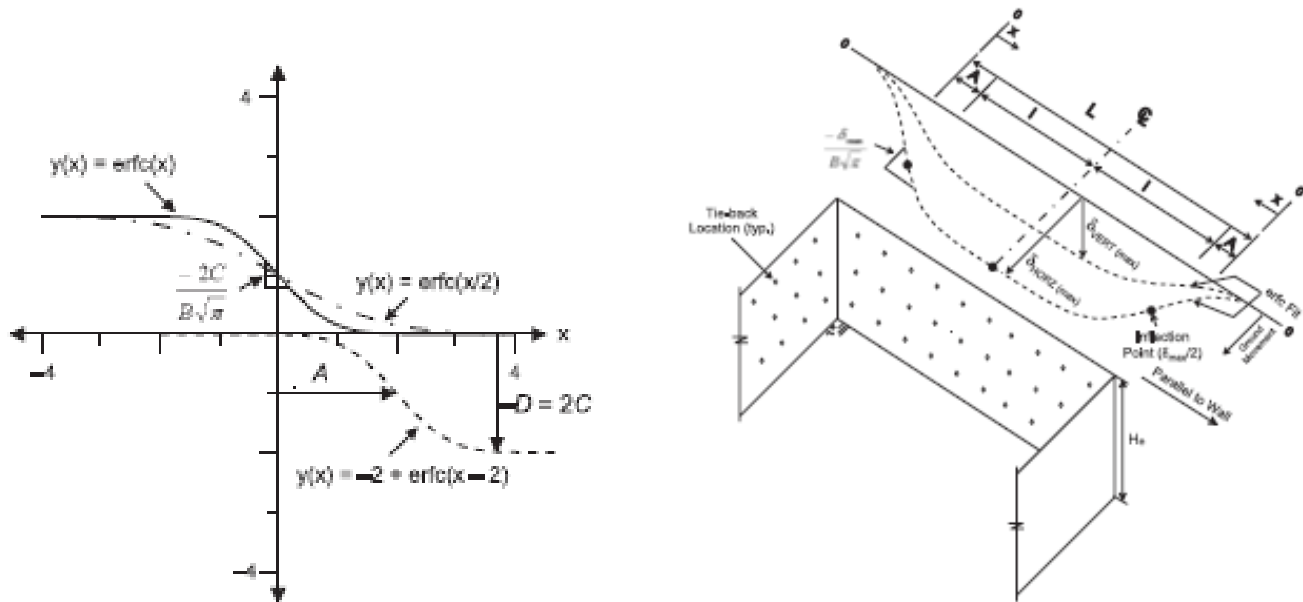
$$y = C \operatorname{erfc}[(x - A) / B] + D, \quad (16)$$

kde významy jednotlivých parametrů jsou zřejmé z obr. 40. Hodnoty jednotlivých parametrů jsou závislé na kalibraci s daty monitoringu. Pro hodnocení případu stěny jámy v Koperu byla použita hodnota maximálního horizontálního posunu (jako hodnota parametru D) na L5 z inklinometrie a bez doplnění dalších hodnot v laterálním směru byla provedena Levenberg-Marquardtova procedura pro stanovení parametru A. Parametr B byl odvozen na základě vztahu (17).

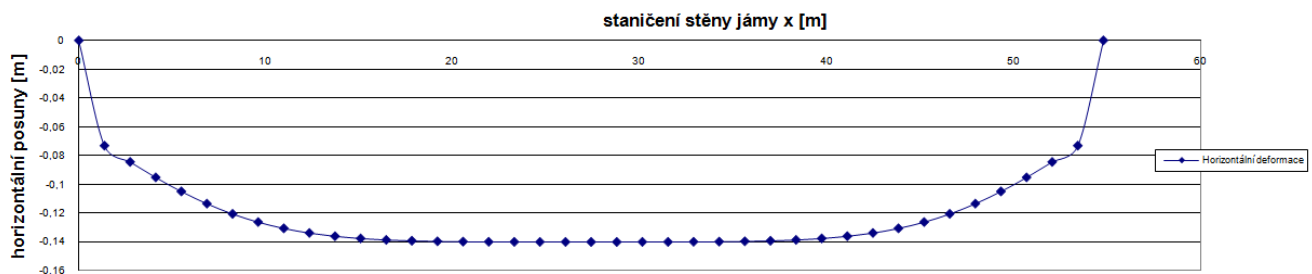
$$\left[\frac{\left(\frac{L}{2} - A \right)}{B} \right] = -2,8 \quad (17)$$

Výsledek této aproximace je na obr. 41. Skutečný průběh horizontálních deformací v laterálním směru však bude odlišný vzhledem k již výše zmíněnému efektu zonality těžby.

Obr. 40 Parametry pro erfc, Roboski a Finno (2006)



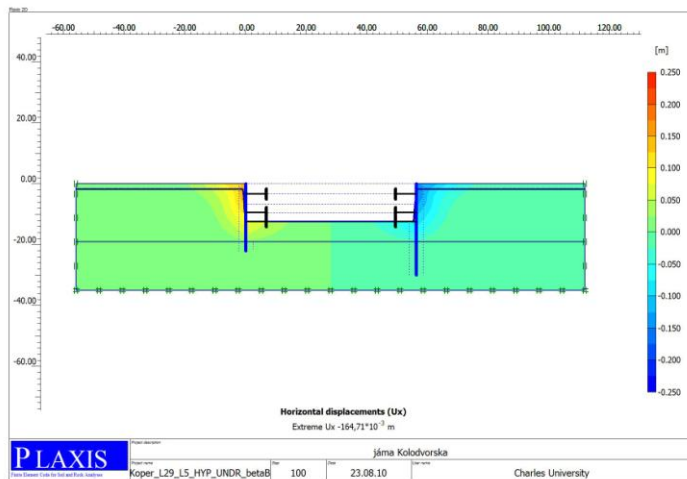
Obr. 41 Idealizovaný průběh horizontálních deformací stěny v laterálním směru



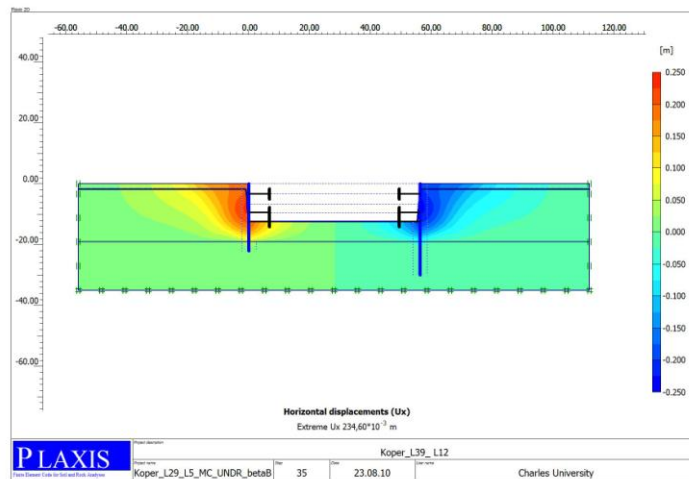
Na obr. 42, kde jsou zobrazeny horizontální posuny v barevných odstínech, lze demonstrovat vliv nelineární povahy a respektování vysoké tuhosti materiálu při velmi malých přetvořeních. Respektování těchto aspektů má za následek předpovídání deformací v menším dosahu směrem od jámy v podání hypoplastického modelu

Obr. 42 Horizontální posuny a) hypoplastický model, b) Mohr-Coulombův model

a)



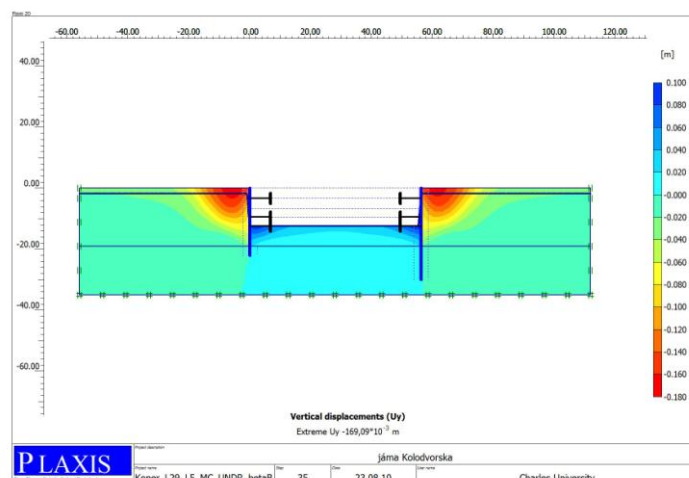
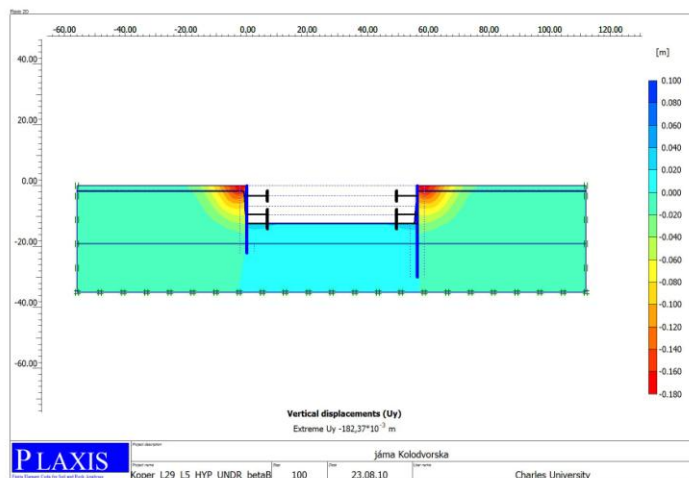
b)



Podobné poznatky mají i Lee a Cheang (2008) na 3D HS-SMALL (hardening soil model s zohledňující vysokou tuhost při malých přetvořeních, vyvinutý Benzem, 2006) modelu jámy Dragon Centre v Hong Kongu, která je situována částečně v kompletně rozloženém tufu a částečně v kompletně rozloženém granitu. Důležitost zmiňovaných aspektů chování zemin také vyzdvihuje práce Kunga et al. (2008), který se svými kolegy porovnával výsledky modifikovaného Cam-clay modelu (MCC) a three-Surface Kinematic Hardening modelu (3-SKH) na chování jam. Z jejich práce bych vyzdvihl fakt, že MCC model vzhledem k jeho neschopnosti simulovat nelineární chování překonsolidovaných jííl v oblasti malých přetvoření je jeho schopnost předpovídat sedání povrchu velice slabá.

Mohr-Coulombův model rovněž výrazně přehodnocuje vertikální deformace, jak je možno vidět na obr 43, kde předpovídá nerealistické zvihání dna jámy a rozsáhlé poklesy povrchu terénu za podzemními stěnami.

Obr. 43 Vertikální posuny a) hypoplastický model, b) Mohr-Coulombův model

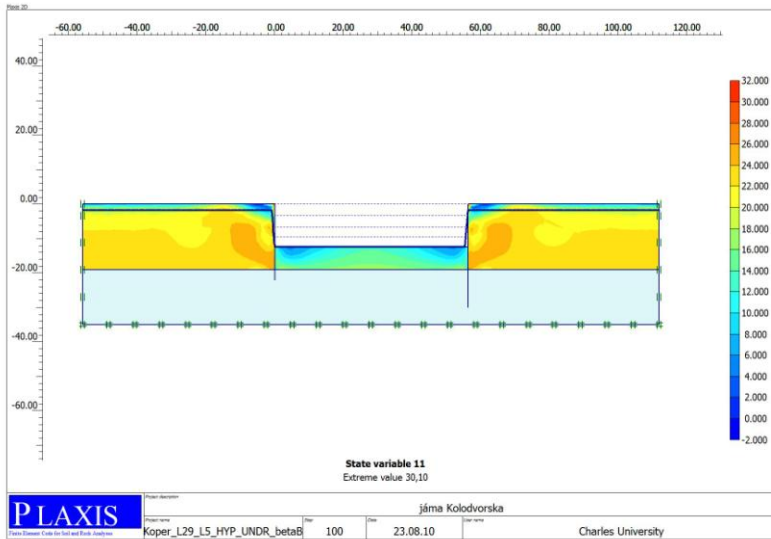


Subrutina hypoplastického modelu (Mašín, 2010) v programu PLAXIS zahrnuje několik stavových proměnných, ukrytých pod čísla:

- 1 – 6 tensor intergranulárních přetvoření (voight notation)
- 7 číslo pórovitosti
- 11 mobilizovaný úhel vnitřního tření ve $^{\circ}$
- 12 normalizovaná délka tenzoru intergranulárních přetvoření

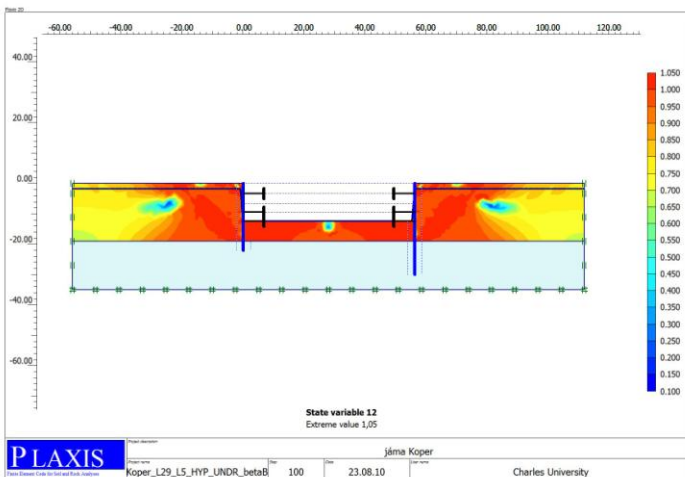
Mobilizovaný úhel vnitřního tření na obr. 44 ukazuje na míru smykového namáhání zeminy.

Obr. 44 Mobilizovaný úhel vnitřního tření [°]



Hodnota normalizované délky tenzoru intergranulárních přetvoření blízcí se jedné, zobrazená obr. 45, ukazuje prostor, kde je již snížena tuhost zeminy vzhledem k většímu přetvoření. Naopak hodnoty jdoucí směrem k nule prozrazují místa, kde je vyšší tuhost vlivem velmi malých přetvoření.

Obr. 45 Normalizovaná délka tenzoru přetvoření



10. Závěr

Na úloze numerického modelování hluboké stavební jámy Kolodvorska v Koperu byla prokázána funkčnost hypoplastického modelu při použití v geotechnické praxi. Byly rovněž demonstrovány a odůvodněny jeho hlavní přednosti před běžně používanými modely, jako je například Mohr-Coulombův model.

Shrnutí poznatků z řešení této práce:

- 1) Provedením laboratorních zkoušek na vzorku zeminy byly zjištěny podobné mechanické vlastnosti některým známým zeminám („Bothkennarský jíł“), dále byly u zeminy ověřeny některé rysy chování, které odpovídá zeminám s vyšším podílem siltu,
- 2) Byly ověřeny důsledky volby numerického modelu na výsledky modelování a to ve smyslu respektování aspektů chování zeminy, jako je nelinearita chování zemin a vysoká tuhost v oboru velmi malých přetvoření, která zásadně ovlivňuje chování zeminy,
- 3) Při 2D analýze úlohy musel být zohledněn prostorový efekt těžby stavební jámy pomocí beta faktorů, které optimalizovaly předpovědi deformací podzemních stěn nezávisle na volbě numerického modelu
- 4) Bylo docíleno vynikající shody mezi monitoringem a výsledky hypoplastického modelu

Rejvíz, září 2010

Pavel Tůma

.....

11. Použité podklady

Allman, M. A., Atkinson, J. H. (1992): Mechanical properties of reconstituted Bothkennar soil. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 2, 289-301.

Boháč, J. a Mašín, D. (2009). Numerical modelling of a clay massif. Part 1: Constitutive model and parameter calibration (in Czech). *Zakládání*, No. 2, 6-9.

Brandon, T. L., Rose, A. T., Duncan, J. M. (2006): Drained and undrained strength interpretation for low-plasticity silts. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 132, No 2, 250-257.

Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40, No. 3, 329–378.

Calvello, M., Finno, R. J. (2004): Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis. *Computers and geotechnics*, Vol. 31, 411-425.

ČSN CEN ISO/TS 17892-5 Geotechnický průzkum a zkoušení – Laboratorní zkoušky zemín – Část 5: Stanovení stlačitelnosti zemín v edometru. Praha: Český normalizační institut, duben 2005.

ČSN CEN ISO/TS 17892-9 Geotechnický průzkum a zkoušení – Laboratorní zkoušky zemín – Část 9: Konsolidovaná triaxiální zkouška vodou nasycených zemín. Praha: Český normalizační institut, duben 2005.

ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Český normalizační institut, září 2001.

Finno, R. J., Calvello, M. (2005): Supported excavations: Observational method and inverse modeling. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 131, No 7, 826-836.

Hayward, P., Nelson-Smith, T., Shields, Ch. (2006): Živočichové a rostliny evropského pobřeží. Svojtka, 352 stran.

Head, K. H. (1985): Manual of soil laboratory testing, Volume 3, effective stress tests. Pentech Press, LTD.

Herle, I. – Kolymbas, D., 2004: Hypoplasticity for soils with low friction angles. Computers and Geotechnics, 31(5): 365–373.

Hoblaj, R. (2009): Končno poročilo o meritvah premikov na lokaciji objekta PSO ES Koper. Zpráva z monitoringu, Dimičeva 14, Ljubljana

Hou, Y. M., Wang, J. H., Zhang, L. L. (2009): Finite-element modeling of a komplex deep excavation in Shanghai. Acta geotechnica, 4:7-16.

Kung, T. C., Hsiao, C. L., Juang, C. H. (2007): Evaluation of a simplified small strain soil model for analysis of excavation-induced movements. Canadian geotechnical journal, Vol 44, 726-736.

Kung, T. C., Ou, C. Y., Juang, C. H. (2009): Modeling small-strain behaviour of Taipei Clay for finite element analysis of braced excavations. Computer and geotechnics, Vol. 36, 304-319.

Lee, S. W., Cheang, W. L. (2008): Some experience on finite element modelling of deep excavation using a small strain model. The 12th International conference of International association for computer methods and advances in geomechanics (IACMAG), Goa, India.

Logar, J. (2009): Geotechnika v Luki Koper na začetku 21. stoletja. MS, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za mehaniko tal z laboratorijem.

Mašín, D. (2008). Development and applications of hypoplastic constitutive models (in Czech). Geotechnika, No. 2, 3-9.

Mašín, D. (2010): PLAXIS implementation of hypoplasticity. MS, Delft, březen 5, 2010.

- Mráz, J. (2008): Realizační dokumentace, Kolodvorska-Ferrarska, Koper. FG Consult s. r. o., 2008/270.
- Ogorelec, B., Mišič, M., Faganeli, J., Stegnar, P., Vrišer, B., Vukovič, A. (1987): Recentni sediment Koprškega zaliva. *Geologija*, Vol. 30, 87-121.
- Ocepek, D. (2008): Geološko geotehnični elaborát – PDG za PSO v Kopru, Geologický elaborát, Ljubljana.
- Placer, L. (1981): Geološka hradba jugozahodne Slovenije. *Geologija*, Vol. 24, No. 1, 27-60.
- Pleničar, M., Polšak, A., Šikič, D. (1969): Osnovna geološka karta SFRJ, list Trst, 1:100 000. Zvezni geološki zavod, Beograd.
- Pleničar, M., Polšak, A., Šikič, D. (1973): Tolmač lista Trst, Osnovna geološka karta SFRJ, list Trst, 1:100 000. Zvezni geološki zavod, Beograd.
- Rio, J. F. (2006): Advances in laboratory geophysics using bender elements. A thesis for the degree of Doctor of Philosophy, University College London.
- Roboski, J., Finno, J. (2006): Distribution of ground movements parallel to deep excavations in clay. *Canadian geotechnical journal*, Vol 43, 43-58.
- Wang, G., Sassa, K., Fukuoka, H., Tada, T. (2007): Experimental study on shearing behavior of saturated silty soils based on ringshear tests. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 133, No 3, 319-333.
- von Wolffersdorff, P. A., 1996: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1: 251–271.
- mapy lokalizace: <http://maps.google.cz> (25. 8. 2010)

12. Seznam příloh

- Příloha č. 1: Indexové vlastnosti zeminy (analýza provedena laboratoří mechaniky zemin společnosti Arcadis Geotechnika a. s.)
- Příloha č. 2: Grafy isotropní konsolidace
- Příloha č. 3: Grafy vývoje pórových tlaků
- Příloha č. 4: Dráhy napětí
- Příloha č. 5: Grafy mobilizovaného úhlu vnitřního tření
- Příloha č. 6: RTG analýza (provedl doc. Příkryl, Ústav geochemie, mineralogie a nerostných zdrojů, Přírodovědecká fakulta, UK)
- Příloha č. 7: Inklinometrická měření (Geoinženýring d. o. o.)
- Příloha č. 8: Výpočetní fáze modelů
- Příloha č. 9: Optimalizace β faktorů
- Příloha č. 10: Implementace parametrů hypoplastického modelu
- Příloha č. 11: Porovnání výstupů obou modelů
- Příloha č. 12: Stavové proměnné hypoplastického modelu

Příloha č. 1:

**Indexové vlastnosti zeminy (analýza provedena laboratoří mechaniky zemin společnosti
Arcadis Geotechnika a. s.)**

Průtokový výsledek laboratorních zkoušek č.: 90955/1

 Název zakázky: **Mechanické vlastnosti mořských sedimentů v okolí přístavu Koper**

 Číslo zakázky: **90955-041**

 Jméno a adresa zakazníka: **UNIVERZITA KARLOVA, Albertov 6, 12803 Praha 2**

 Číslo vzorku: **23610** Datum odběru: **16.01.2009**

 *Sonda: **podzemní stěna** Převzeti vzorku: **29.10.2009**

 *Hloubka (m): **-3,40 od horní hrany** Zahájení zkoušek: **29.10.2009**

 Popis vzorku: **vysoce plastická hlína, hnědočedá, silně vápřitá, tuhá**

 Zkoušky provedli zkušební technici: **Bláhová, Provažníková**

 Název zkušební postupu: **Stanovení vlhkosti zemín**

 Identifikace zkuš. postupu: **ČSN EN ISO/TS 17892-1 Metodiky (Pozn. 1), kap. 1**

 Vlhkost (%): **42,9** Nejistota měření: **0,1%**

 Název zkušební postupu: **Stanovení konzistenčních mezí**

 Identifikace zkuš. postupu: **ČSN EN ISO/TS 17892-12, Metodiky (Pozn. 1), kap. 5**

 Vlhkost na mezi tekutosti (%): **64,0** Nejistota měření: **0,3%**

 Vlhkost na mezi plasticity (%): **34,0** Nejistota měření: **0,3%**

 Název zkušební postupu: **Stanovení zrnitosti zemín**

 Identifikace zkuš. postupu: **ČSN EN ISO/TS 17892-4 Metodiky (Pozn. 1), kap. 4**

velikost zrna (mm)	125	63	31,5	16	8	4	2	1
--------------------	-----	----	------	----	---	---	---	---

hraniční podíl %	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

velikost zrna (mm)	0,5	0,25	0,125	0,060	0,030	0,015	0,0075	0,00375
--------------------	-----	------	-------	-------	-------	-------	--------	---------

hmotnostní podíl %	89,9	99,7	97,5	82,0	70,4	59,8	50,4	35,7
--------------------	------	------	------	------	------	------	------	------

 Nejistota měření: **0,3%**

 Název zkušební postupu: **Stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemín pomocí pyknometru**

 Identifikace zkuš. postupu: **ČSN EN ISO/TS 17892-3, Metodiky (Pozn. 1), kap. 3**

 Zdánlivá hustota pevných částic zeminy (kg/m³): **2731** Nejistota měření: **0,1%**

 Název zkušební postupu: **Stanovení obsahu uhličitánů**

 Identifikace zkuš. postupu: **ČSN 72 1022, Metodiky (Pozn. 1), kap. 6**

 Obsah uhličitánů v % hmotnosti suchý: **17,8** Nejistota měření: **0,3%**

Pozn. 1: Metodiky laboratorních zkoušek v mechanice zemín a hornin, ČGÚ 1987

 Datum vystavení protokolu: **3.11.2009**

 Protokol vystavil: **Ing. Kateřina Hládková**

 Vedoucí zkušební laboratoře: **Mgr. Hana Křížová, vedoucí laboratoře**

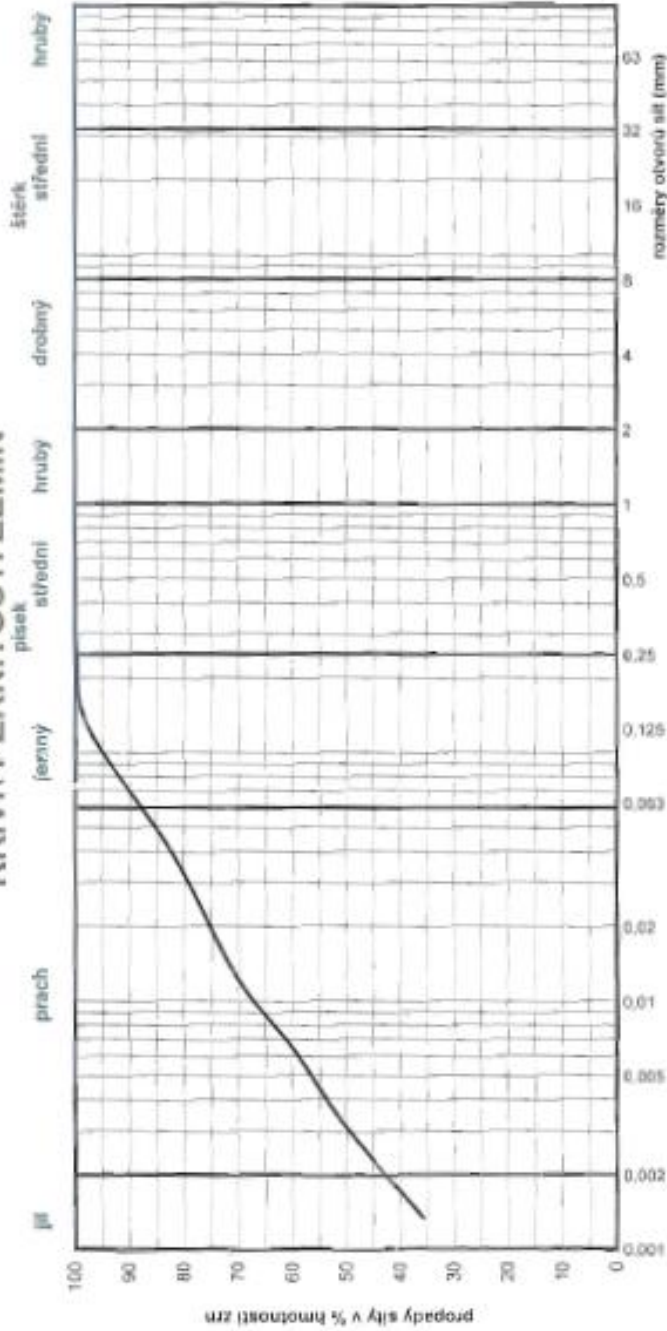
Výsledek každé úpravy zkoušky se týká vzorku výše uvedeného laboratorního čísla.

 Uvedená rozšířená nejistota měření je součinem standardní nejistoty měření a koeficientu rozšíření $k = 2$, což pro normální rozdělení odpovídá pravděpodobnosti pokrytí asi 95%. Standardní nejistota měření byla určena v souladu s dokumentem EA4/02.

Všechny údaje označené * byly převzaty od zakazníka a laboratorní odpovědnost za jejich správnost.



KŘIVKY ZRNITOSTI ZEMIN



Název úkolu: **Mechanické vlastnosti mořských sedimentů v okolí přístavu Koper**

Číslo úkolu: **66955-041**

Lab. číslo vzorku: **23519**

Sonda: **podzemní stěna**

Hloubka (m): **-3,40 od horní hrany**

Zařídění podle: **ČSN 73 1001**
ČSN 72 1002
ČSN ISO 14688-2

Číslo: **F7 MH**
F7 MH
CI

Číslo zkušební metody: **ČSN 73 1001**
ČSN 72 1002
ČSN ISO 14688-2

Metoda: **rozměry otvorů sít**
propustnost
propustnost

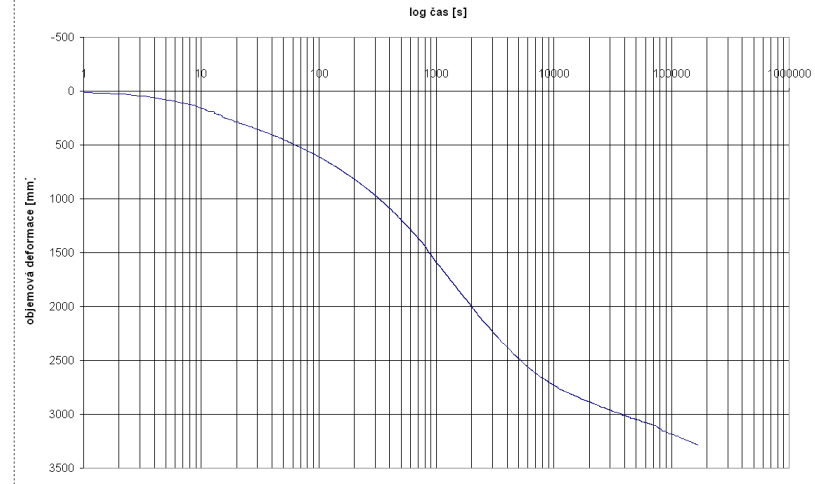
Vlhkost: **w_L [%] 64,0**

Plíseň: **I_p [%] 30,8**

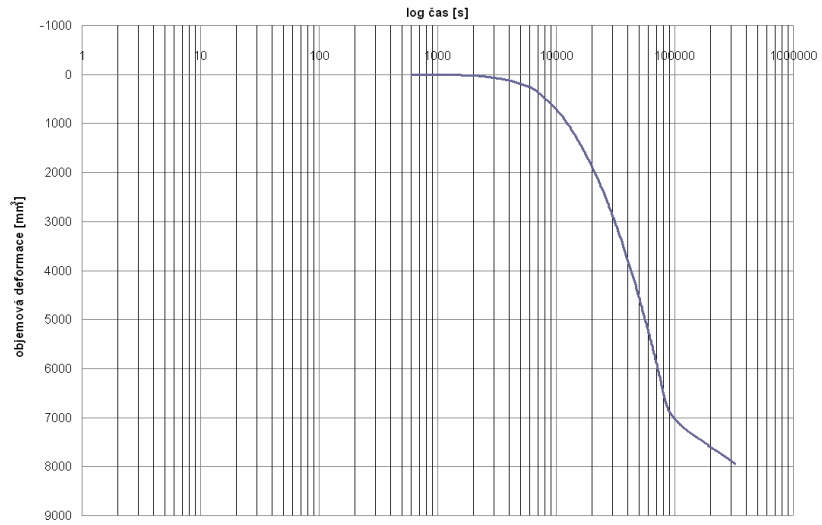
Vysoká namrzavá nepropustná

Příloha č. 2:
Grafy isotropní konsolidace

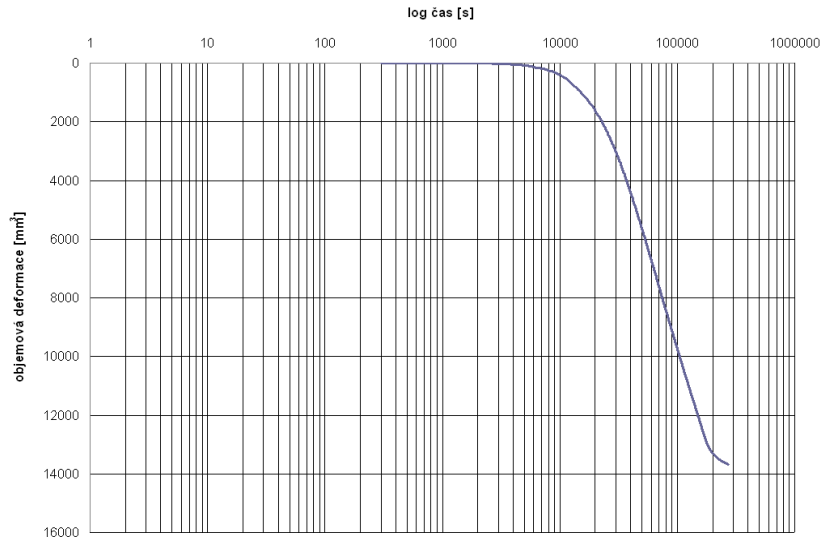
triax1 (neporušený) isotropní konsolidace 40 kPa



triax5 (neporušený) isotropní konsolidace 100 kPa

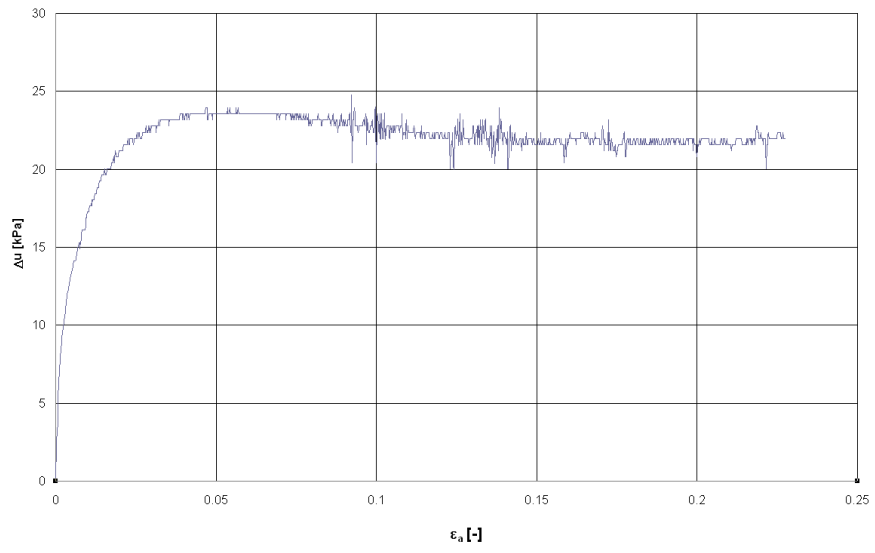


triax 6 (rekonstituovaný) isotropní konsolidace 200 kPa

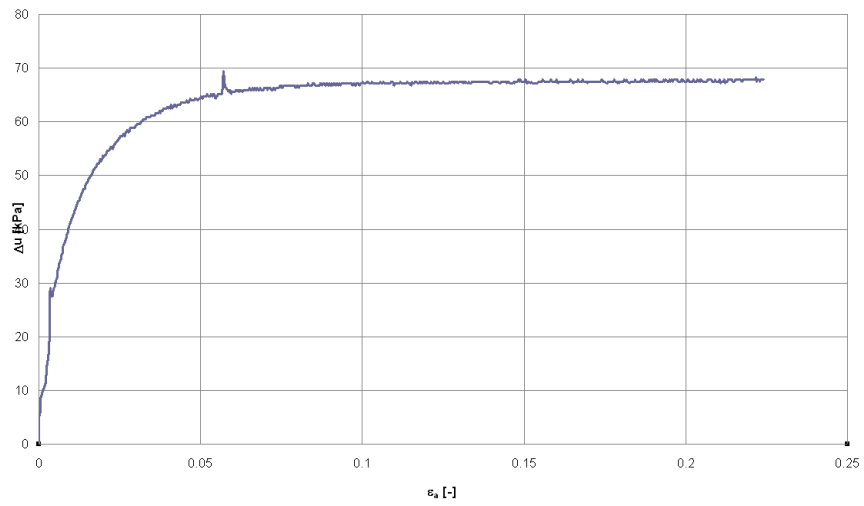


Příloha č. 3:
Grafy vývoje pórových tlaků

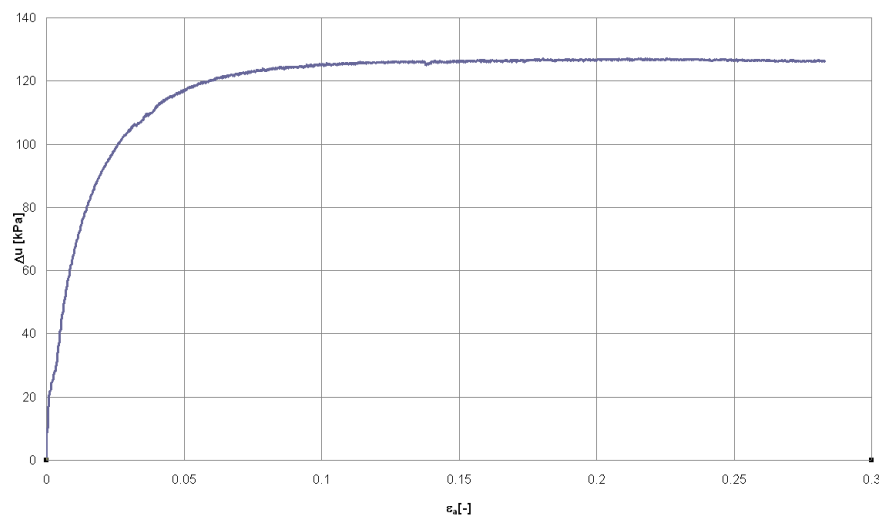
triax1 (neporušený) vývoj pórových tlaků



triax5 (neporušený) vývoj pórových tlaků

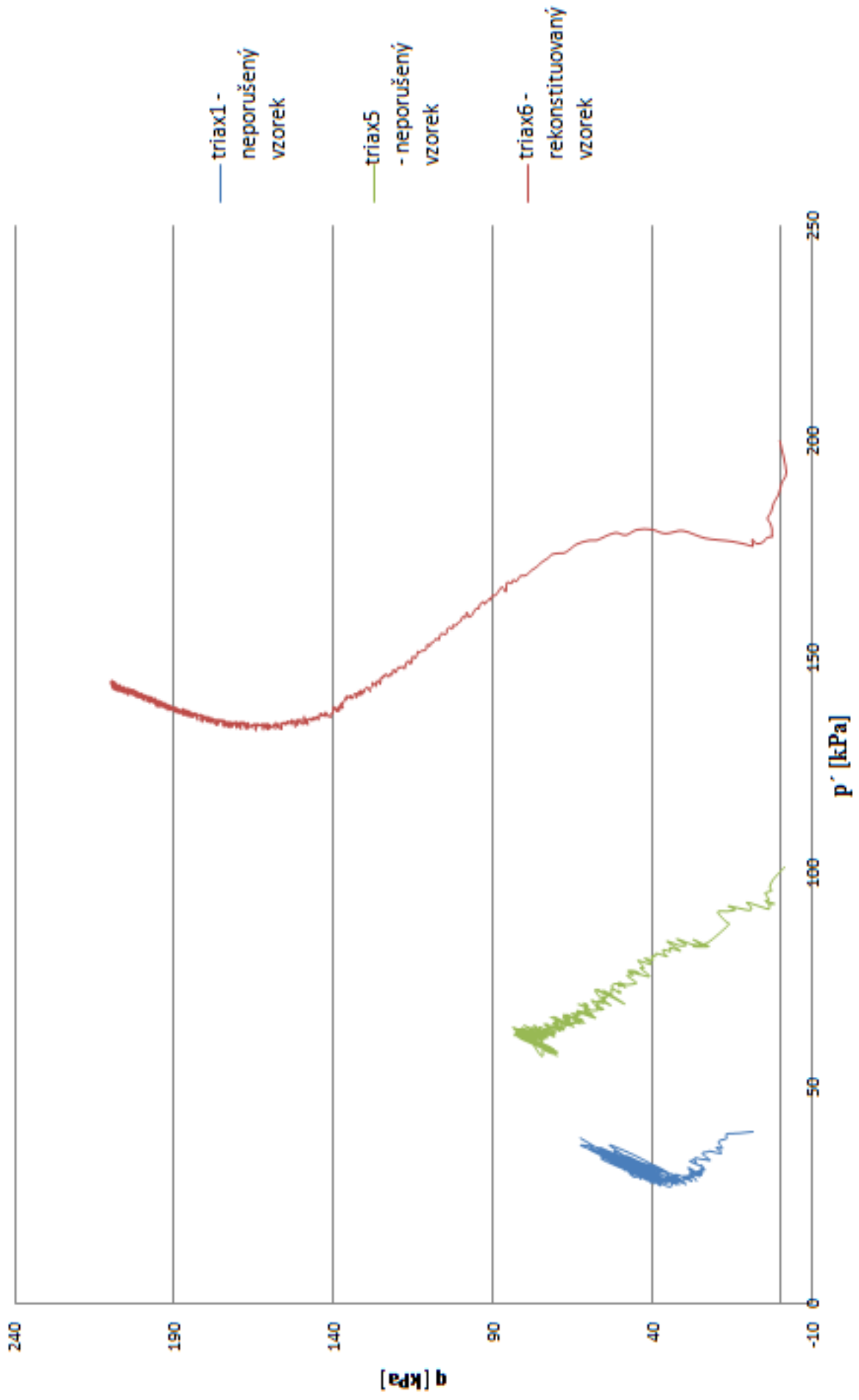


triax6 (rekonstituovaný) vývoj pórových tlaků



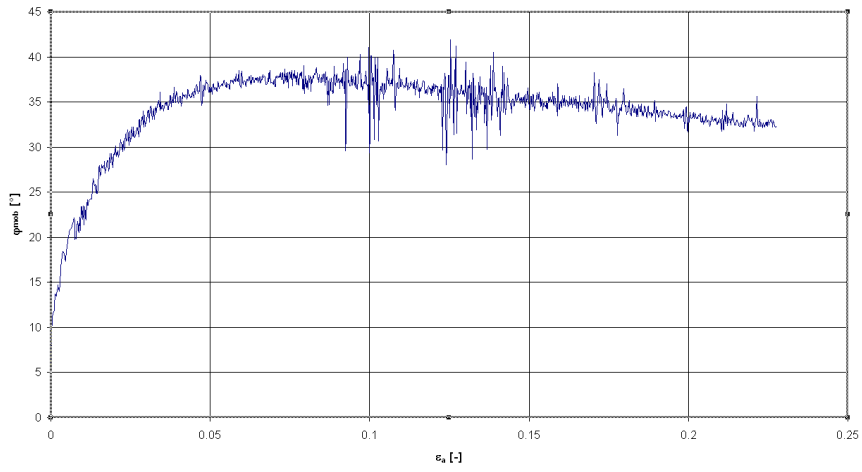
Příloha č. 4:
Grafy drah napětí

triaxiální zkoušky - dráhy napětí

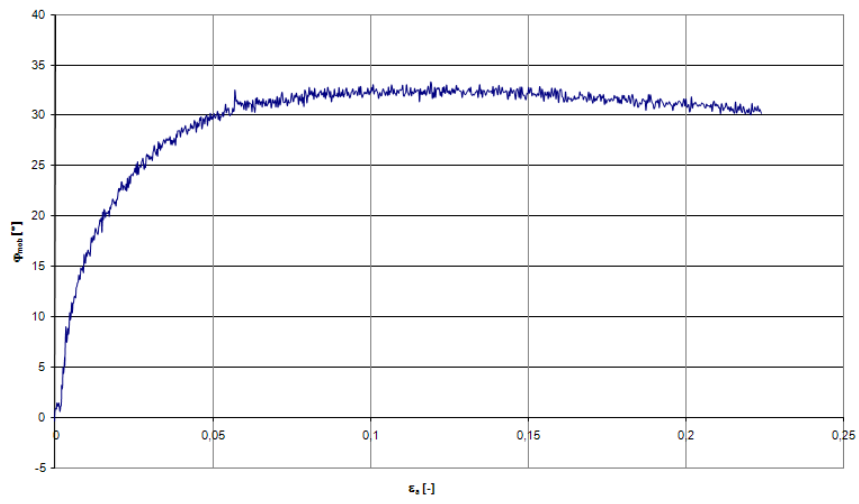


Příloha č. 5:
Grafy mobilizovaného úhlu vnitřního tření

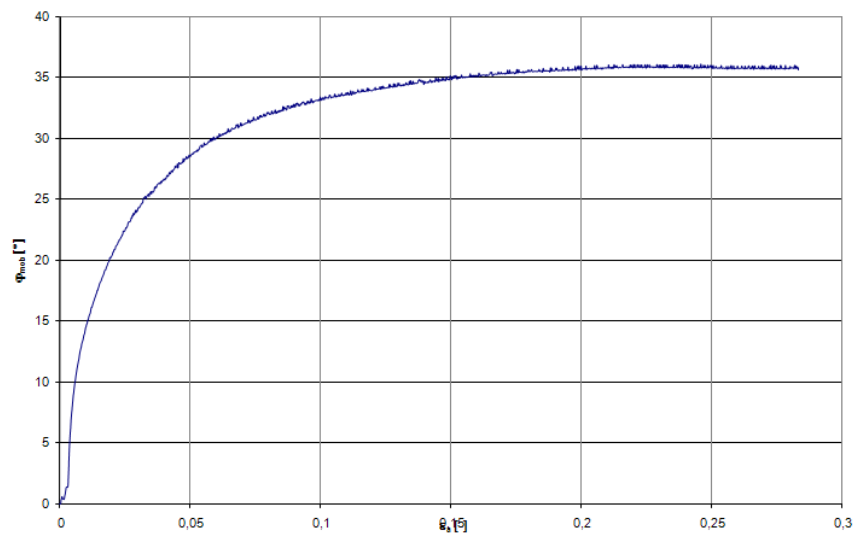
triax1 (neporušený) mobilizovaný úhel vnitřního tření



triax5 (neporušený) mobilizovaný úhel vnitřního tření



triax6 (rekonstituovaný) mobilizovaný úhel vnitřního tření



Příloha č. 6:

**RTG analýza (provedl doc. Příkryl, Ústav geochemie, mineralogie a nerostných zdrojů,
Přírodovědecká fakulta, UK)**

Anchor Scan Parameters

Sample		Koper	
Diffractometer	X'Pert Pro, PANalytical B.V.		
Laboratory	RTG difrakční analýzy, Ústav geochemie, mineralogie a nerostných zdrojů PřF UK		
Date/Time	13.4.2010 8:27:57	Offset [°2Th.]	0,0000
Operator	Mgr. Petr Drahota	Divergence Slit Type	Automatic
Raw Data Origin	XRD measurement (*.XRDML)	Irradiated Length [mm]	10,00
Scan Axis	Gonio	Specimen Length [mm]	10,00
Start Position [°2Th.]	3,013	Measurement Temperature [°C]	25,00
End Position [°2Th.]	69,963	Anode Material	Cu
Step Size [°2Th.]	0,05	Generator Settings	40 kV, 30 mA
Scan Step Time [s]	200	Goniometer Radius [mm]	240,00
Scan Type	Continuous	Dist. Focus-Diverg. Slit [mm]	100,00
PSD Mode	Scanning	Incident Beam Monochromator	No
PSD Length [°2Th.]	2,12	Spinning	Yes

Data analysis

Determine Background		Search Peaks		Search-Match	
Correction method	Peak Search	Minimum significance	1,20	Data source	Profile and peak list (Minerals subfile only)
Minimum significance	0,70	Minimum tip width	0,01	Auto residue	Yes
Minimum tip width	0,00	Maximum tip width	1,00	Match intensity	Yes
Maximum tip width	1,00	Peak base width	3,00	Allow pattern shift	No
Peak base width	2,00	Method	Minimum 2 nd derivative	Two theta shift	0
Program	X'Pert HighScore 1.0d (2003), PANalytical B.V.; license number 91000026				
Database	JCPDS (1999)				
Modification time	14.4.2010 9:13:30				
Analyst	Doc. Mgr. Richard Přikryl, Dr.				
Signature					

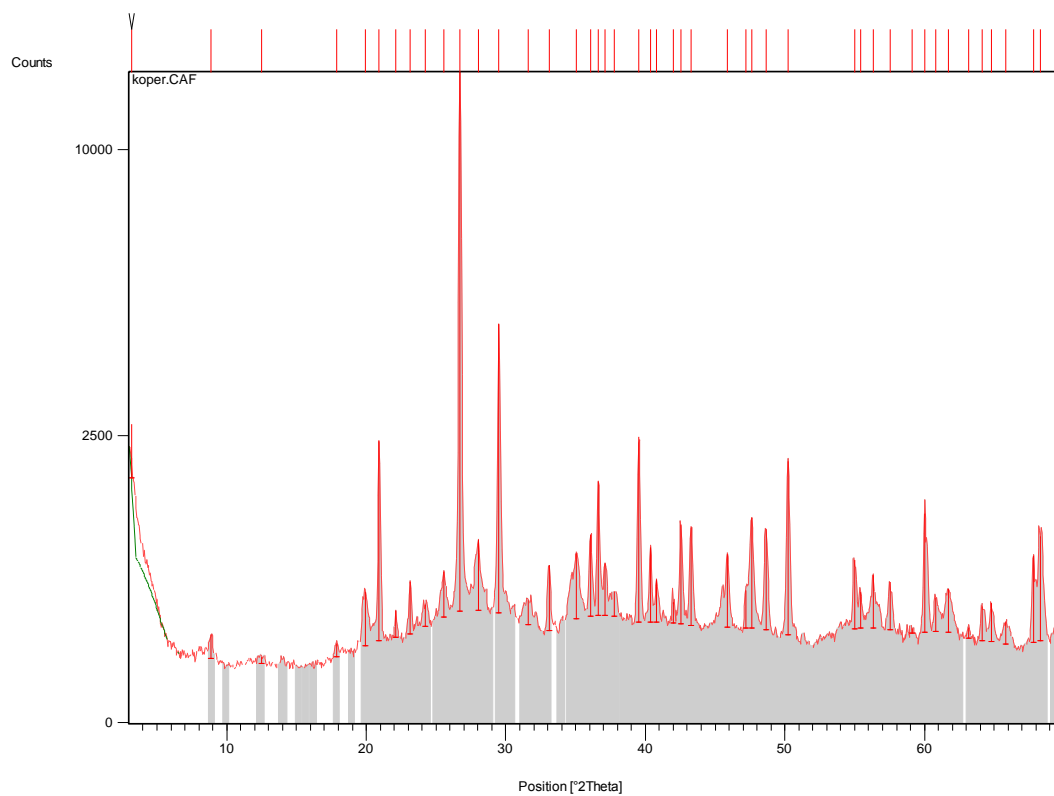
Identified Patterns List

Ref. Code	Score	Compound Name	Displacement [°2Th.]	Scale Factor	Chemical Formula
01-089-1304	69	Calcite, magnesium, syn	0,000	0,379	(Mg _{0.03} Ca _{0.97})CO ₃
01-086-1629	63	Quartz low	0,000	0,945	SiO ₂
01-078-2110	19	Kaolinite	0,000	0,052	Si ₂ Al ₂ O ₅ (OH) ₄
00-002-0056	28	Illite	0,000	0,052	KAl ₂ Si ₃ AlO ₁₀ (OH) ₂
00-041-1480	35	Albite, calcian, ordered	0,000	0,057	(Na,Ca)Al(Si,Al) ₃ O ₈

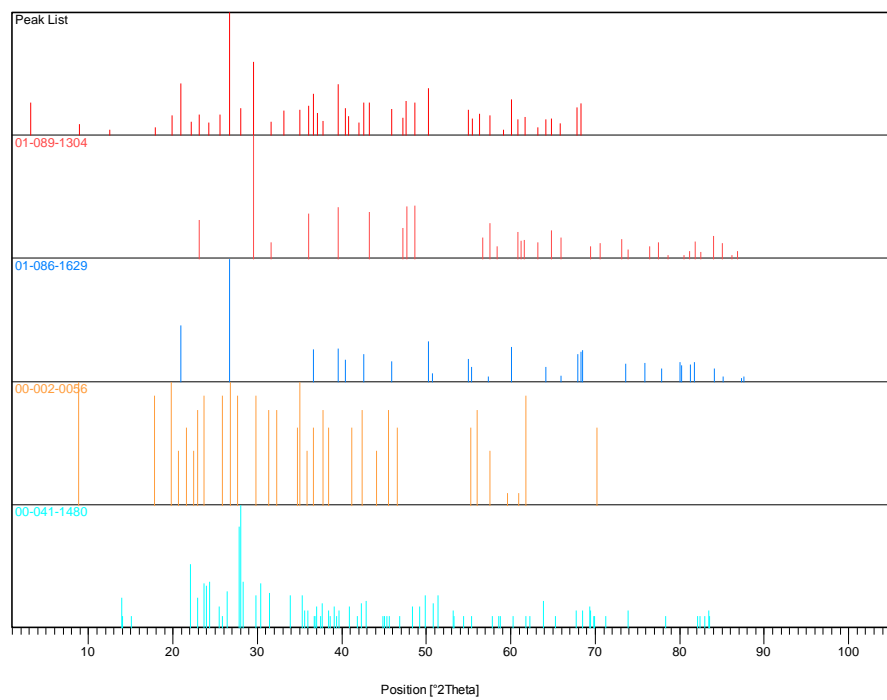
Peak List

Pos. [°2Th.]	Height [cts]	FWHM [°2Th.]	d-spacing [Å]	Rel. Int. [%]	Tip width [°2Th.]	Matched by
3,1620	888,35	0,2952	27,94230	7,08	0,3000	
8,8841	112,99	0,1968	9,95393	0,90	0,2000	00-002-0056
12,4942	26,83	0,4920	7,08472	0,21	0,5000	01-078-2110
17,8864	57,63	0,2952	4,95922	0,46	0,3000	01-078-2110; 00-002-0056
19,9094	343,01	0,3936	4,45965	2,73	0,4000	01-078-2110; 00-002-0056
20,9279	2221,92	0,1476	4,24485	17,72	0,1500	01-086-1629
22,1194	163,61	0,1476	4,01882	1,30	0,1500	00-041-1480
23,1522	370,25	0,1476	3,84182	2,95	0,1500	01-089-1304; 01-078-2110; 00-002-0056; 00-041-1480
24,2329	146,16	0,2952	3,67290	1,17	0,3000	01-078-2110; 00-041-1480
25,5555	357,02	0,1968	3,48573	2,85	0,2000	00-041-1480
26,7216	12541,94	0,1968	3,33620	100,00	0,2000	01-086-1629; 01-078-2110; 00-002-0056
28,0128	636,74	0,3444	3,18530	5,08	0,3500	00-041-1480
29,5092	4476,26	0,1968	3,02709	35,69	0,2000	01-089-1304
31,6293	166,45	0,5904	2,82886	1,33	0,6000	01-089-1304; 01-078-2110; 00-041-1480
33,0954	502,59	0,1968	2,70681	4,01	0,2000	01-078-2110
35,0617	550,17	0,2460	2,55939	4,39	0,2500	01-078-2110; 00-002-0056
36,0795	730,85	0,1968	2,48949	5,83	0,2000	01-089-1304; 01-078-2110; 00-002-0056; 00-041-1480
36,6391	1421,42	0,1476	2,45274	11,33	0,1500	01-086-1629; 00-002-0056; 00-041-1480
37,1264	426,27	0,1476	2,42166	3,40	0,1500	00-041-1480
37,7644	181,96	0,2952	2,38220	1,45	0,3000	01-078-2110; 00-002-0056; 00-041-1480
39,5413	2175,38	0,1968	2,27915	17,34	0,2000	01-089-1304; 01-086-1629; 01-078-2110; 00-041-1480
40,3832	635,10	0,1476	2,23356	5,06	0,1500	01-086-1629; 01-078-2110
40,8166	320,00	0,1968	2,21084	2,55	0,2000	01-078-2110; 00-041-1480
42,0025	137,82	0,1476	2,15112	1,10	0,1500	01-078-2110; 00-041-1480
42,5465	894,71	0,1968	2,12487	7,13	0,2000	01-086-1629; 01-078-2110; 00-002-0056; 00-041-1480
43,2875	889,52	0,2460	2,09020	7,09	0,2500	01-089-1304; 01-078-2110
45,8865	591,74	0,1968	1,97768	4,72	0,2000	01-086-1629; 01-078-2110; 00-041-1480
47,1908	265,64	0,1476	1,92602	2,12	0,1500	01-089-1304; 01-078-2110
47,6155	1009,25	0,2460	1,90982	8,05	0,2500	01-089-1304
48,6298	888,66	0,2460	1,87234	7,09	0,2500	01-089-1304; 01-078-2110; 00-041-1480
50,2320	1848,54	0,2460	1,81631	14,74	0,2500	01-086-1629; 01-078-2110
54,9772	537,49	0,2460	1,67024	4,29	0,2500	01-086-1629; 01-078-2110
55,4015	247,74	0,1476	1,65845	1,98	0,1500	01-086-1629; 01-078-2110; 00-002-0056; 00-041-1480
56,3242	393,36	0,1968	1,63345	3,14	0,2000	01-078-2110
57,5227	338,02	0,2460	1,60224	2,70	0,2500	01-089-1304; 01-086-1629; 01-078-2110; 00-002-0056
59,0892	25,90	0,3936	1,56345	0,21	0,4000	01-078-2110
60,0490	1083,90	0,1968	1,54073	8,64	0,2000	01-086-1629; 01-078-2110; 00-041-1480
60,7988	221,25	0,1968	1,52352	1,76	0,2000	01-089-1304; 01-078-2110; 00-002-0056
61,6976	299,28	0,2952	1,50346	2,39	0,3000	01-089-1304; 01-078-2110; 00-002-0056; 00-041-1480
63,1693	59,92	0,2952	1,47193	0,48	0,3000	01-089-1304; 01-078-2110
64,1384	208,76	0,1968	1,45202	1,66	0,2000	01-086-1629; 01-078-2110
64,7877	235,27	0,1968	1,43902	1,88	0,2000	01-089-1304; 01-078-2110
65,8537	124,25	0,5904	1,41829	0,99	0,6000	01-089-1304; 01-086-1629; 01-078-2110
67,8188	649,41	0,1476	1,38190	5,18	0,1500	01-086-1629; 01-078-2110; 00-041-1480
68,2951	849,24	0,3600	1,37228	6,77	0,3000	01-086-1629; 01-078-2110; 00-041-1480

Graphics



Plot of Identified Phases

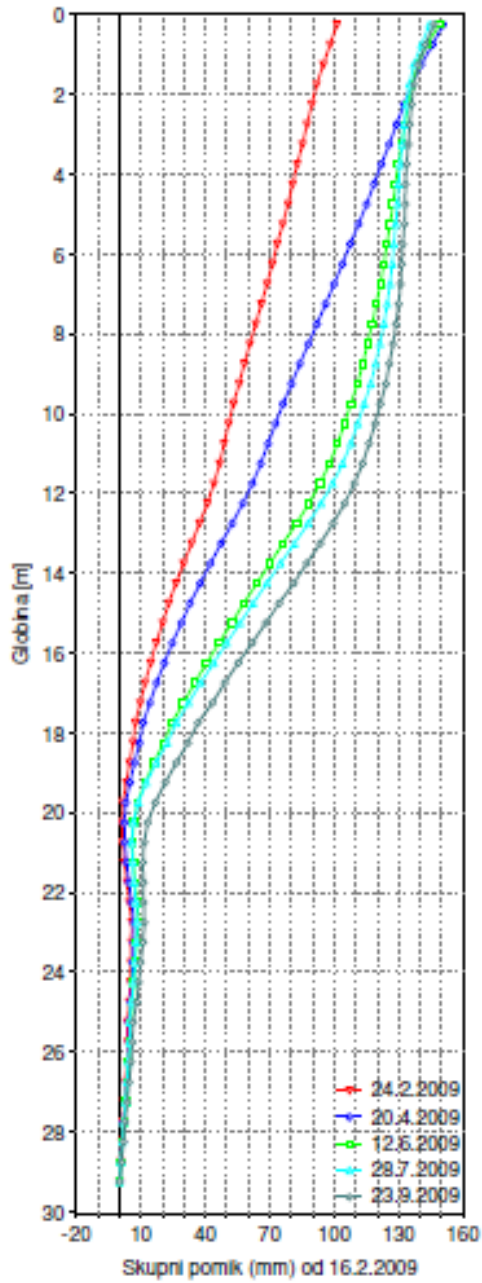


Příloha č. 7:

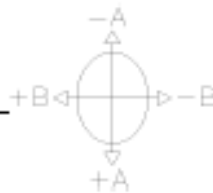
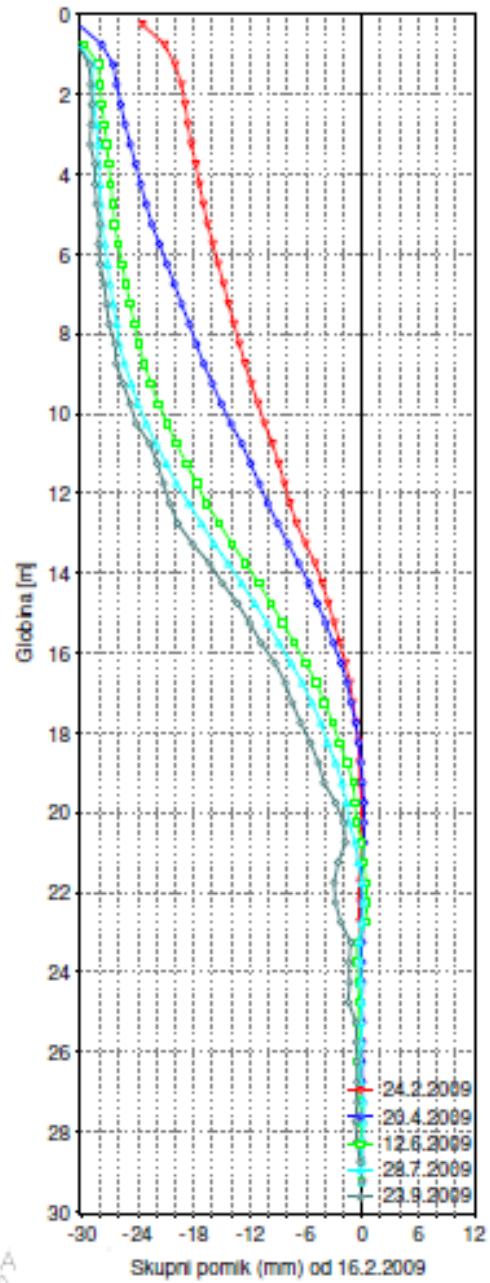
Inklinometrická měření (Geoinženýring d. o. o.)

- posuny LA5**
- posuny LA27**
- směry posunů**

PSO ES LA 5, A-os



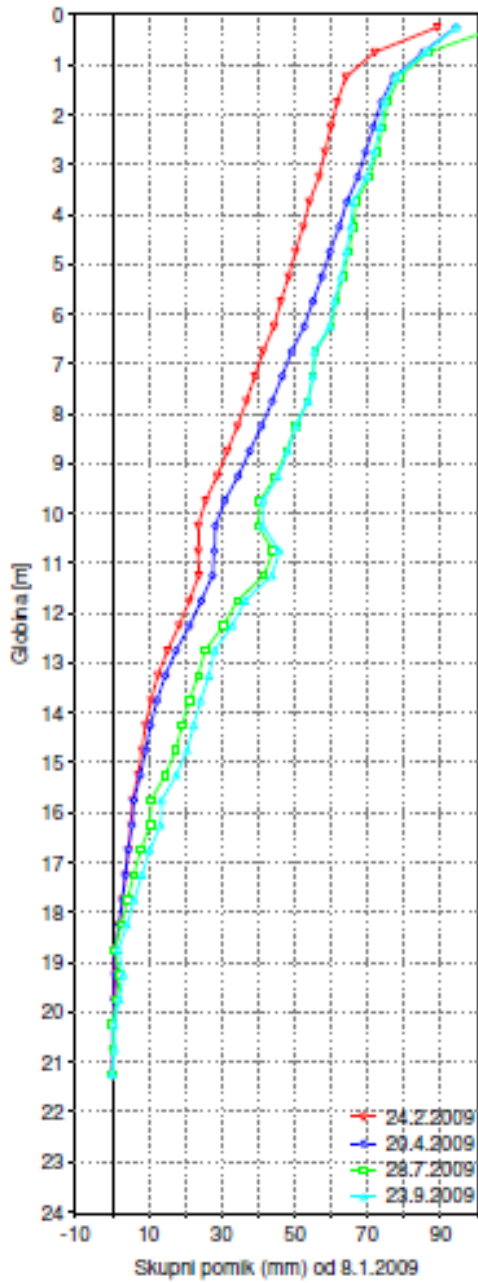
PSO ES LA 5, B-os



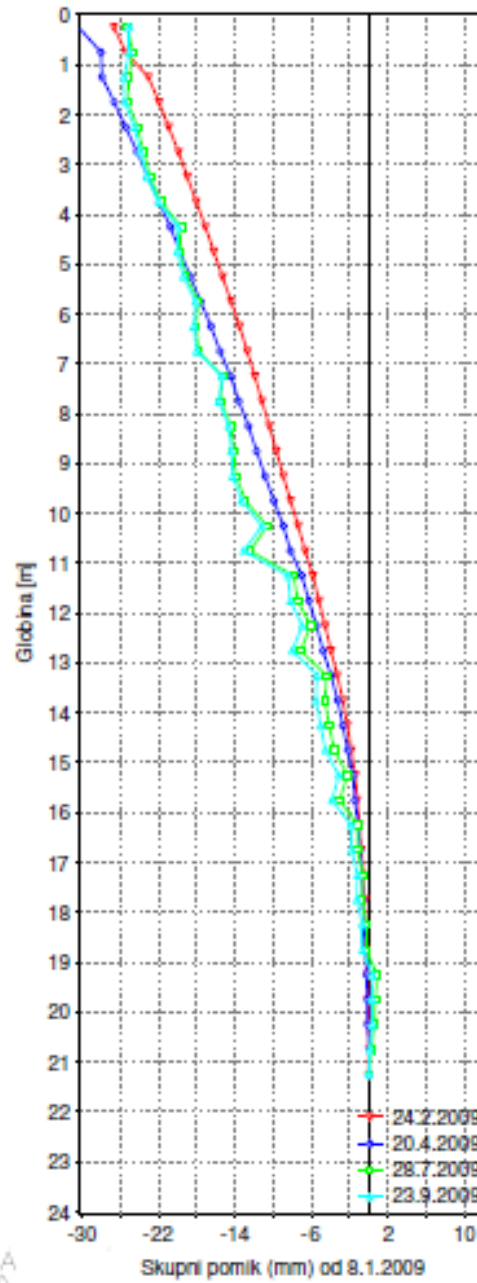
GEOINŽENIRING d.o.o.

Objekt: PSO ES KOPER

PSO ES LA 27, A-os



PSO ES LA 27, B-os

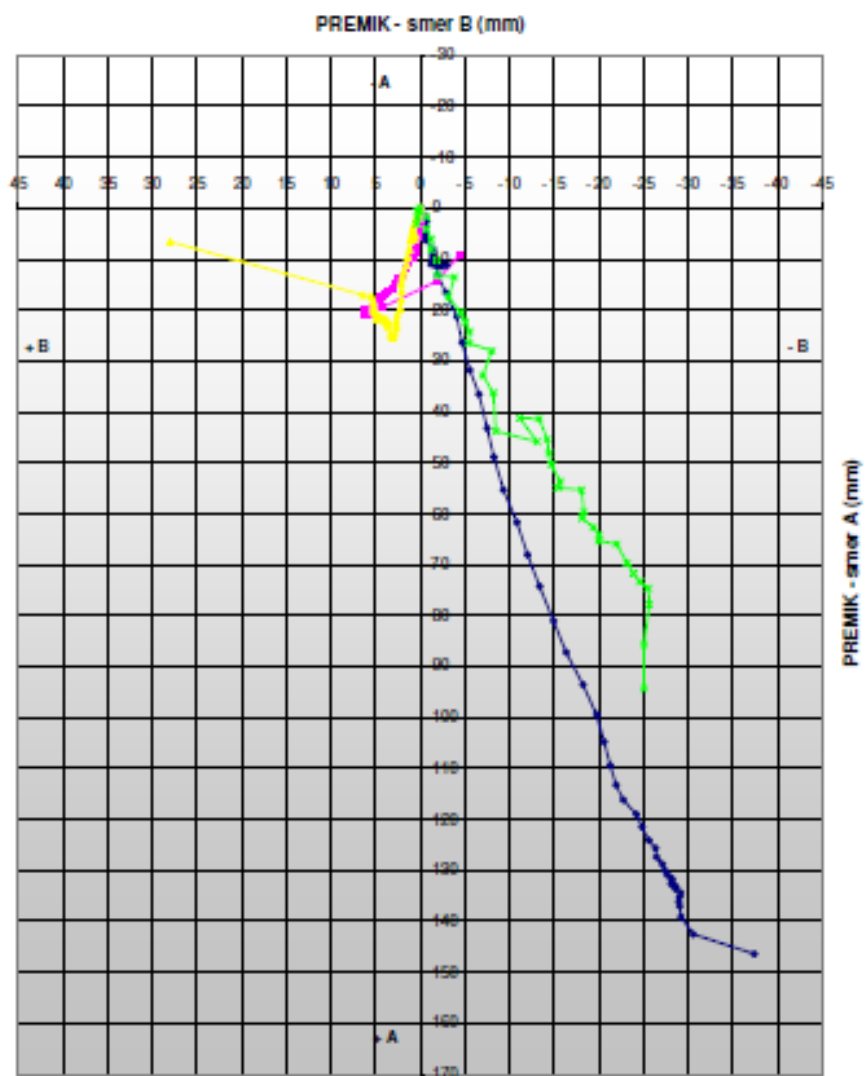
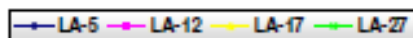


GEOINŽENIRING d.o.o.

Objekt: PSO ES KOPER

Geolnženirng d.o.o.

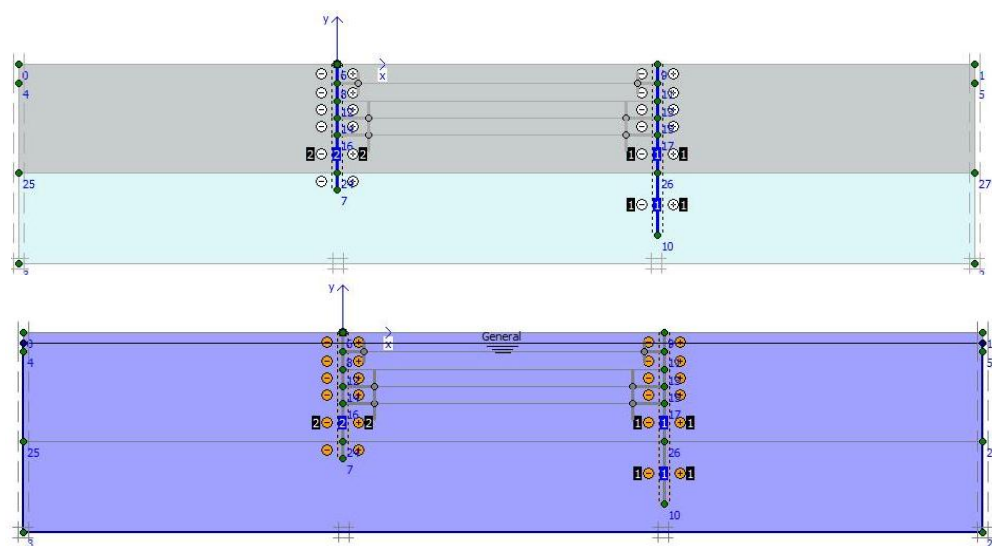
PSO ES KOPER - smeri premikov
DO 23.9.2009



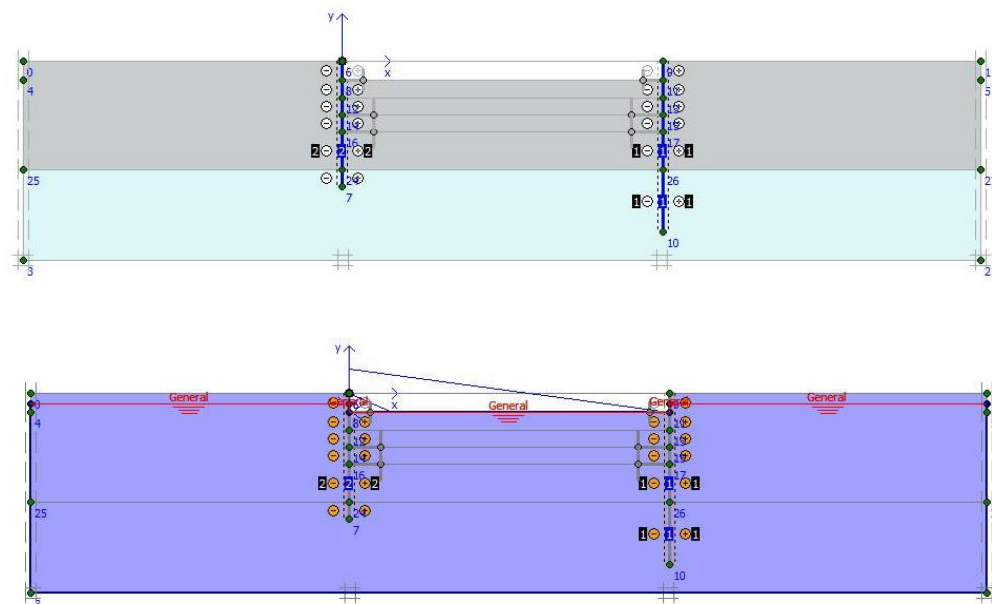
Premiki PSO ES Koper Stavbenik

Příloha č. 8:
Výpočetní fáze modelů

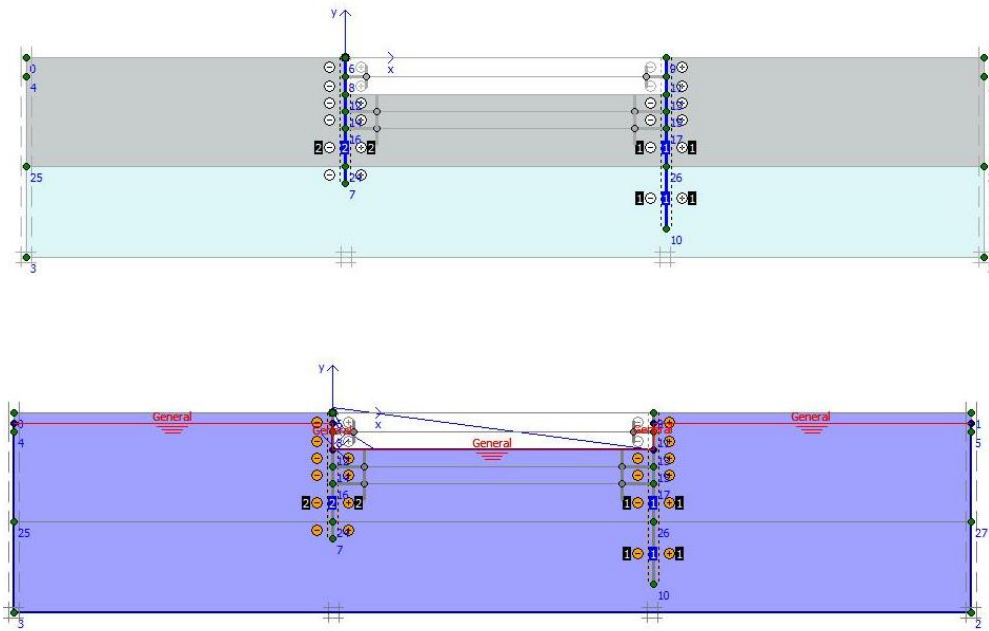
1. fáze



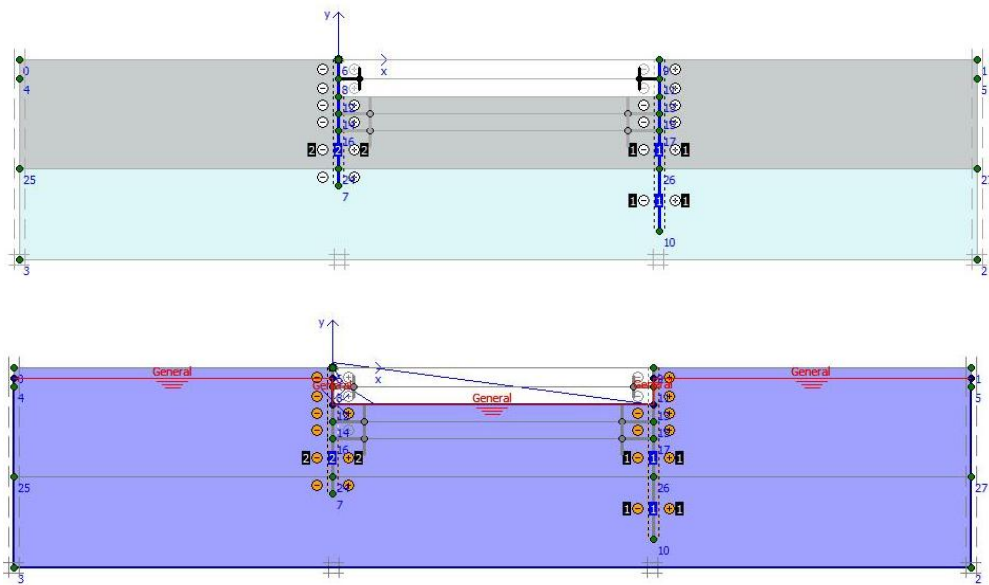
2. fáze



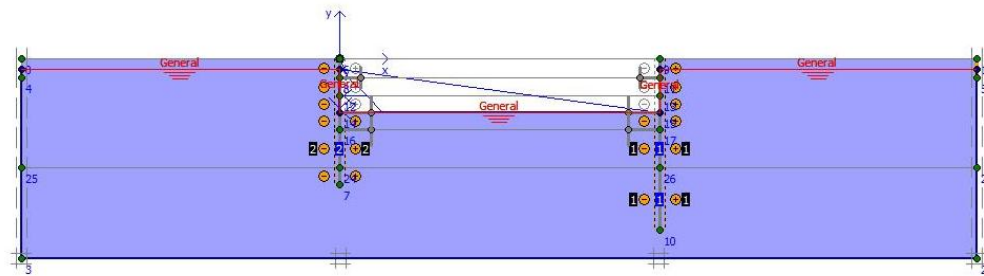
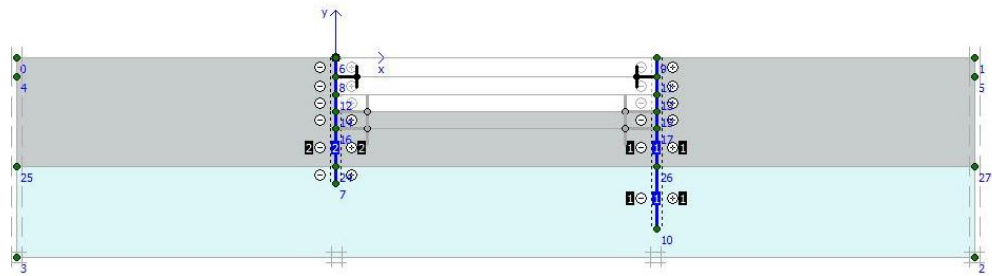
3. fáze



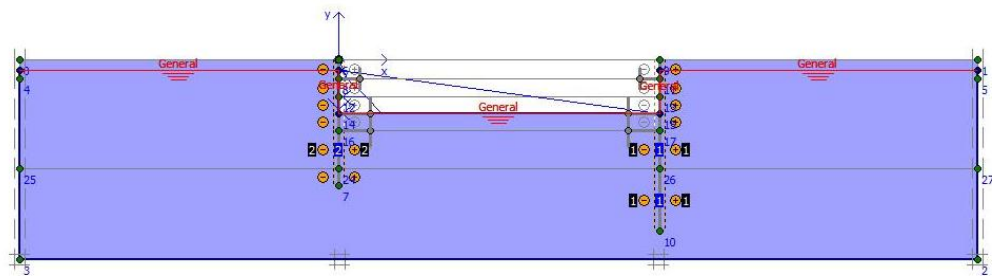
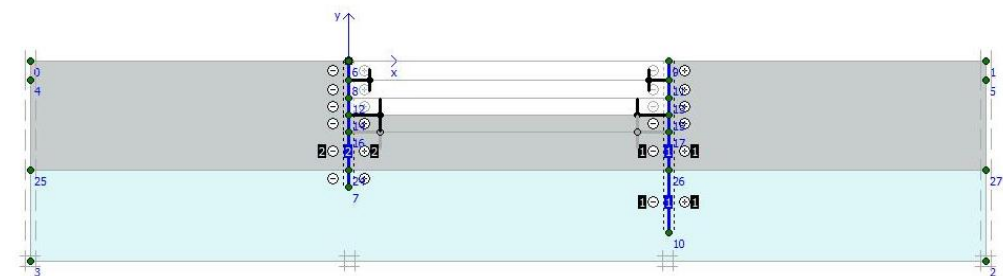
4. fáze



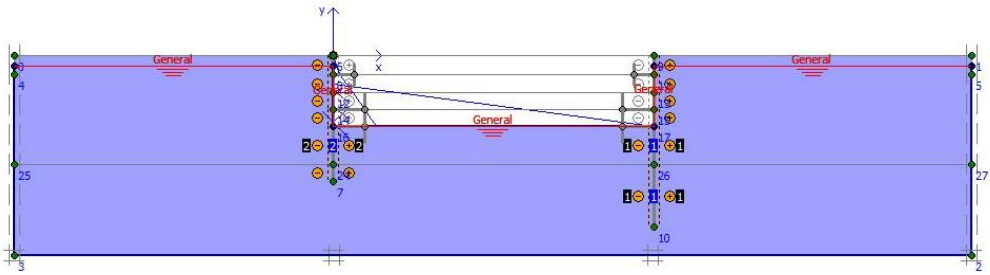
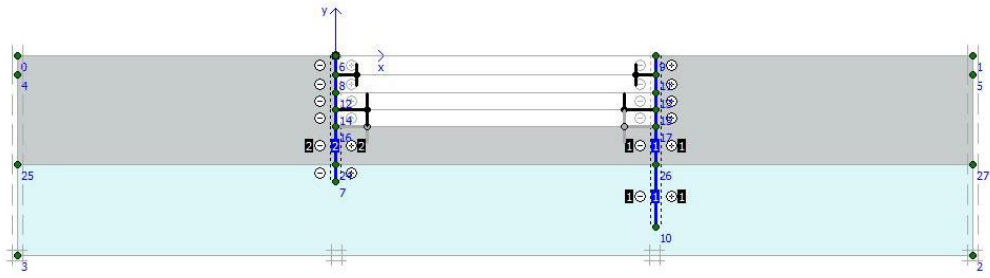
5. fáze



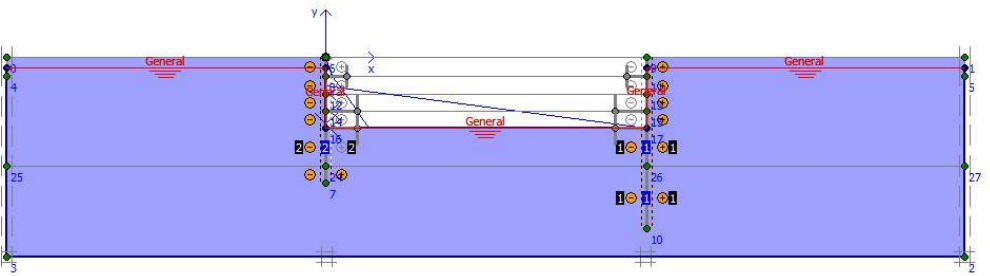
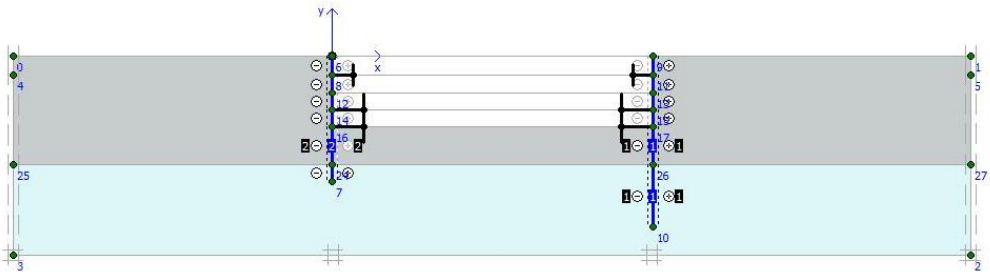
6. fáze



7. fáze

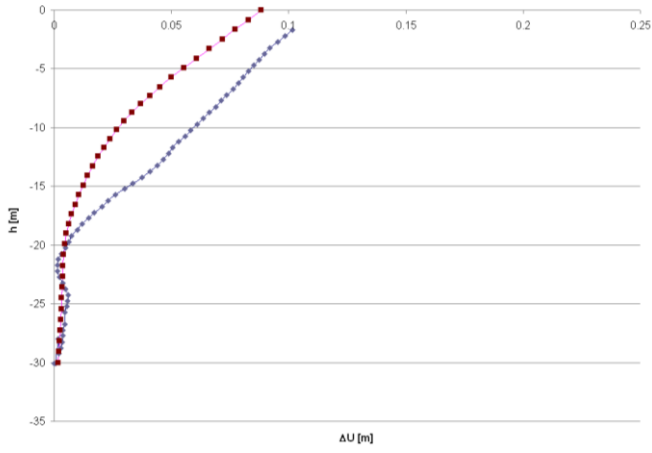


8. fáze

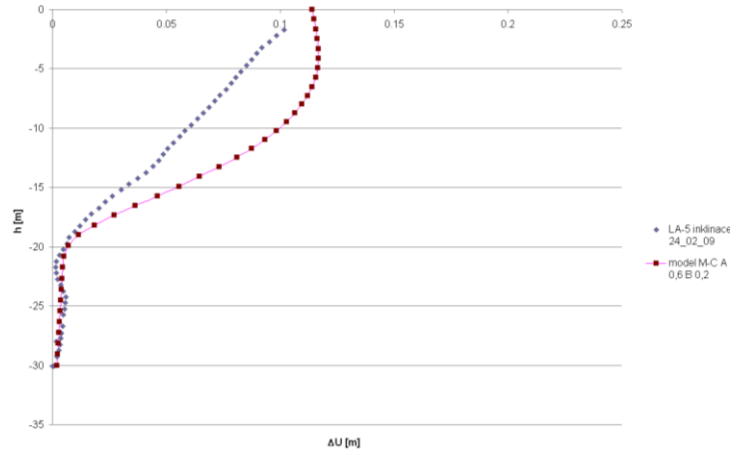


Příloha č. 9:
Optimalizace β faktorů

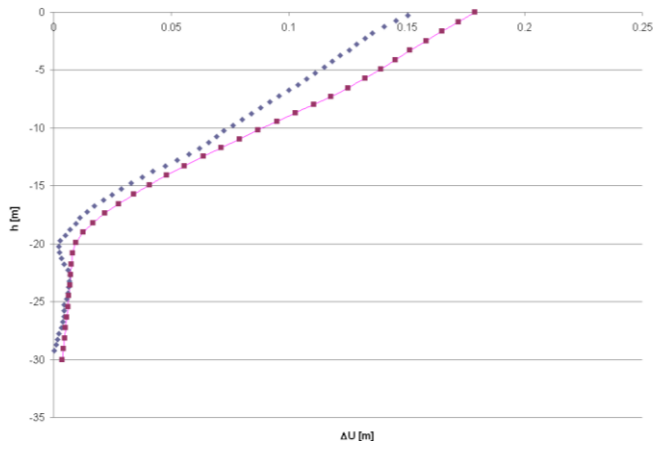
LA-5 24.2.2009, hypoplastický model



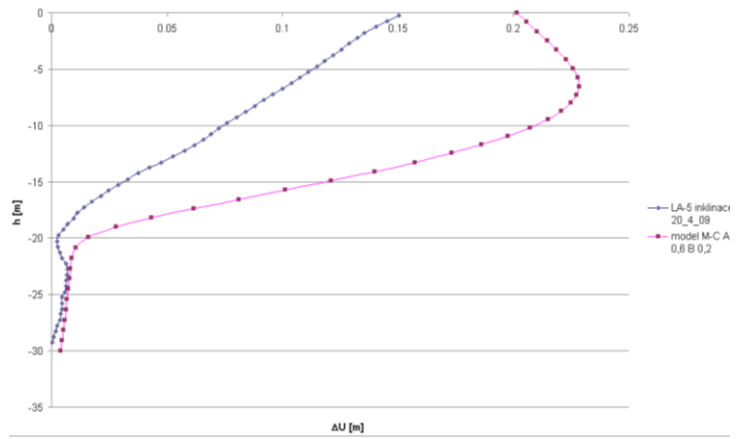
LA-5 24.2.09, M-C model



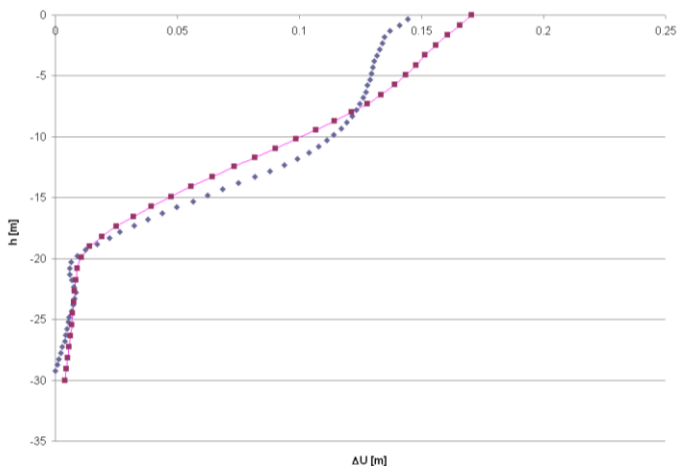
LA-5 20.4.2009, hypoplastický model



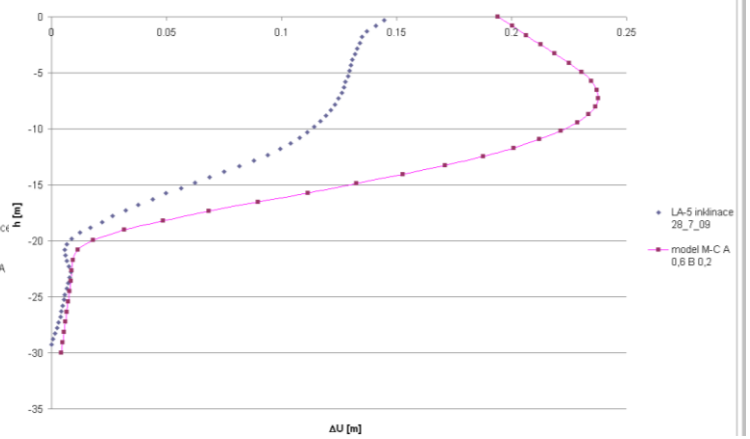
LA-5 20.4.09, M-C model



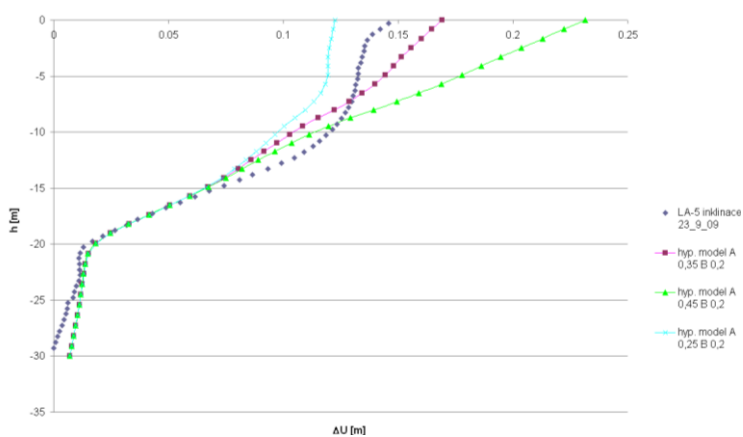
LA-5 28.7.2009, hypoplastický model



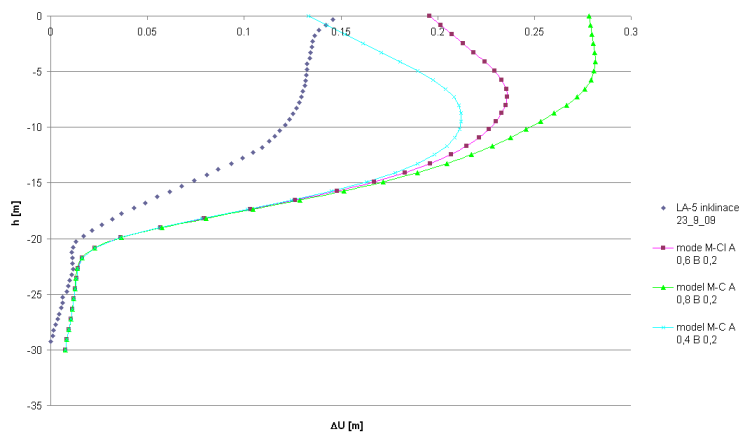
LA-5 28.7.09, M-C model



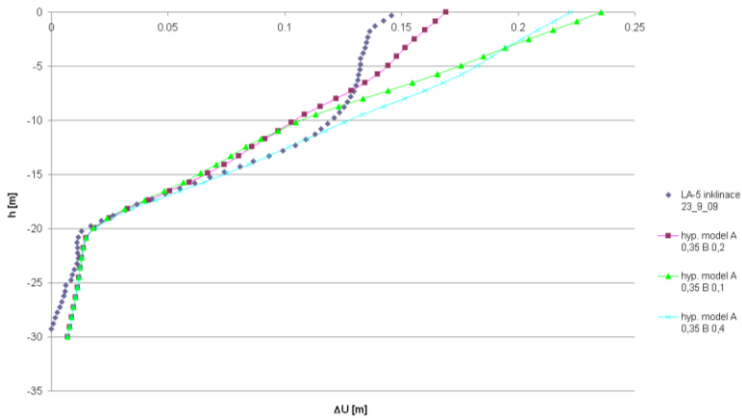
LA-5 23.9.2009 β_B fixována, hypoplastický model



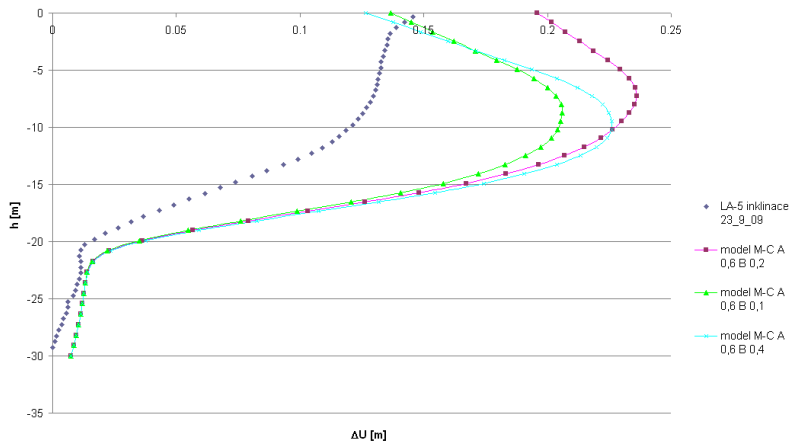
LA-5 23.9.09 β_B fixována, M-C model



LA-5 23.9.2009 β_A fixována, hypoplastický model



LA-5 23.9.09 β_A fixed, M-C model



Příloha č. 10:
Implementace parametrů hypoplastického modelu

User-defined model - hlina

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: hlina

Material model: User-defined model

Material type: UnDrained

Comments

General properties

γ_{unsat} : 26,790 kN/m³

γ_{sat} : 28,000 kN/m³

Permeability

k_x : 1,020E-04 m/day

k_y : 1,020E-04 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

User-defined model - hlina

General Parameters Interfaces

Available DLL's: UsrMod.dll Models in DLL: ID 2: Hypoplas.-clay

Parameter	Name	Unit	Value
1	ϕ_c	deg	33,000
2	P_t	kN/m ²	0,000
3	λ^*	-	0,103
4	κ^*	-	0,015
5	N	-	1,310
6	r	-	0,300
7	-	-	0,000

SoilTest Next OK Cancel

User-defined model - hlina

General Parameters Interfaces

Available DLL's: UsrMod.dll Models in DLL: ID 2: Hypoplas.-clay

Parameter	Name	Unit	Value
7	-	-	0,000
8	-	-	0,000
9	-	-	0,000
10	m_R	-	12,000
11	m_T	-	12,000
12	R_{max}	-	2,000E-05
13	β_r	-	0,090

SoilTest Next OK Cancel

User-defined model - hlina

General Parameters Interfaces

Available DLL's: UsrMod.dll Models in DLL: ID 2: Hypoplas.-clay

Parameter	Name	Unit	Value
14	χ	-	0,700
15	K_w	kN/m ²	0,000
16	SV: e or OCR	-	11,310
17	SV: $is0_{11}$	-	0,000
18	SV: $is0_{22}$	-	0,000
19	SV: $is0_{33}$	-	0,000
20	SV: $is0_{12}$	-	0,000

SoilTest Next OK Cancel

User-defined model - hlina

General Parameters Interfaces

Interface material properties

E_{oed}^{ref} : 2,115E+04 kN/m²

c: 15,000 kN/m²

ϕ (phi): 23,000 °

ψ (psi): 1,000 °

Power: 0,700

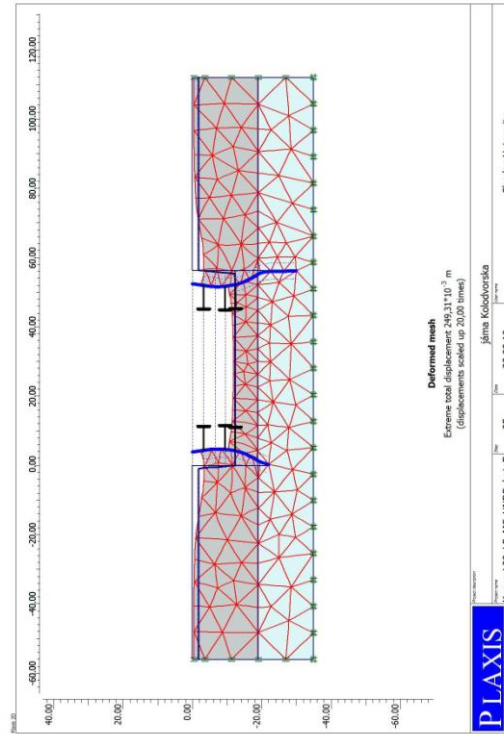
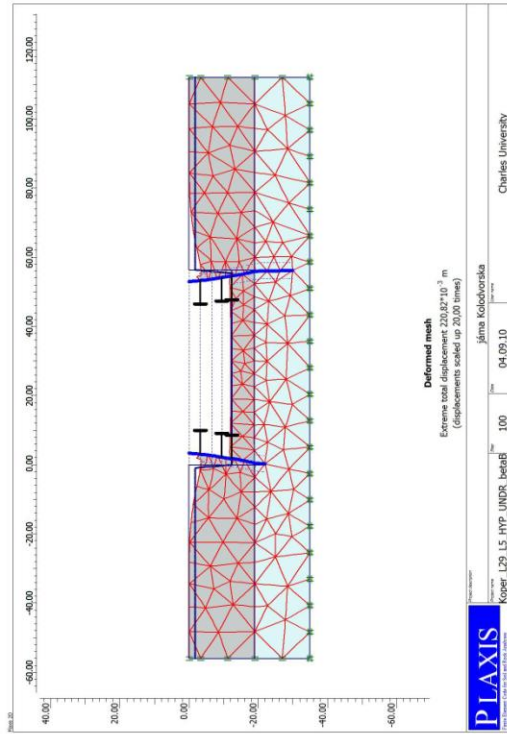
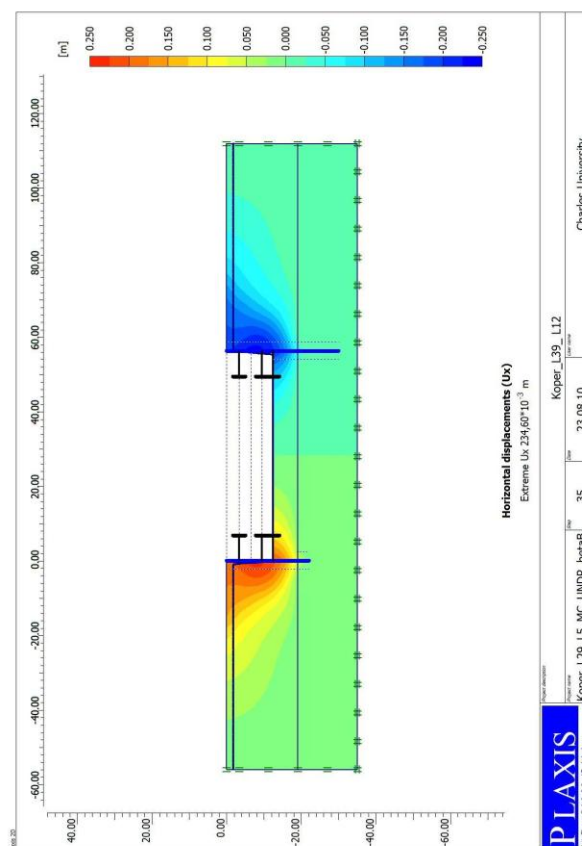
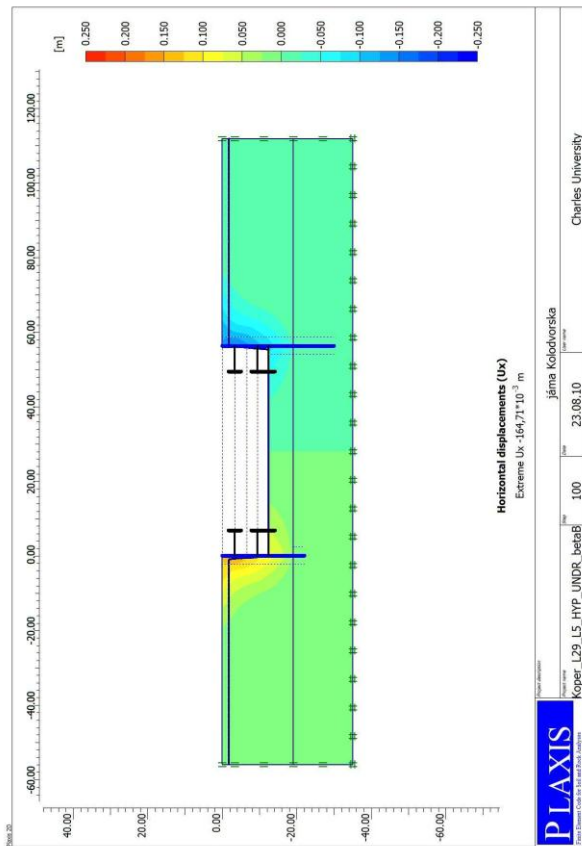
p^{ref} : 100,000 kN/m²

SoilTest

Příloha č. 11:
Porovnání výstupů obou modelů

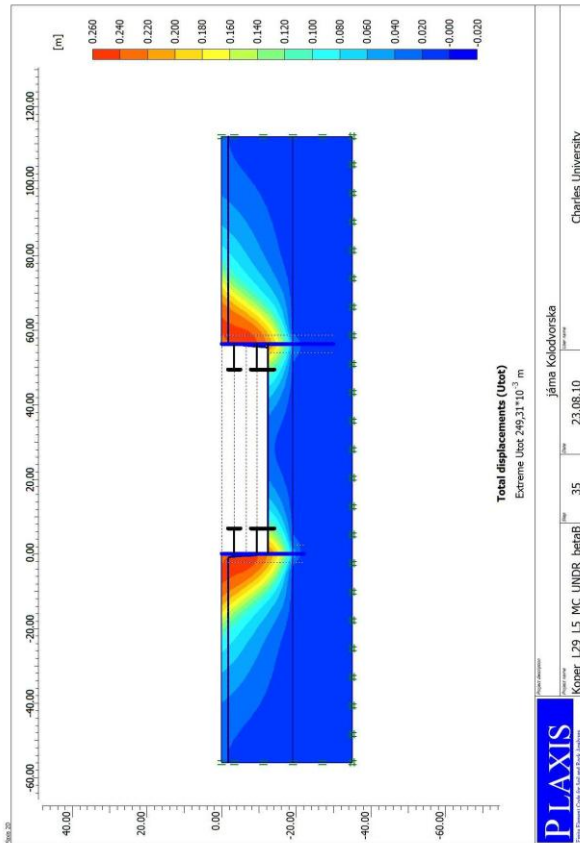
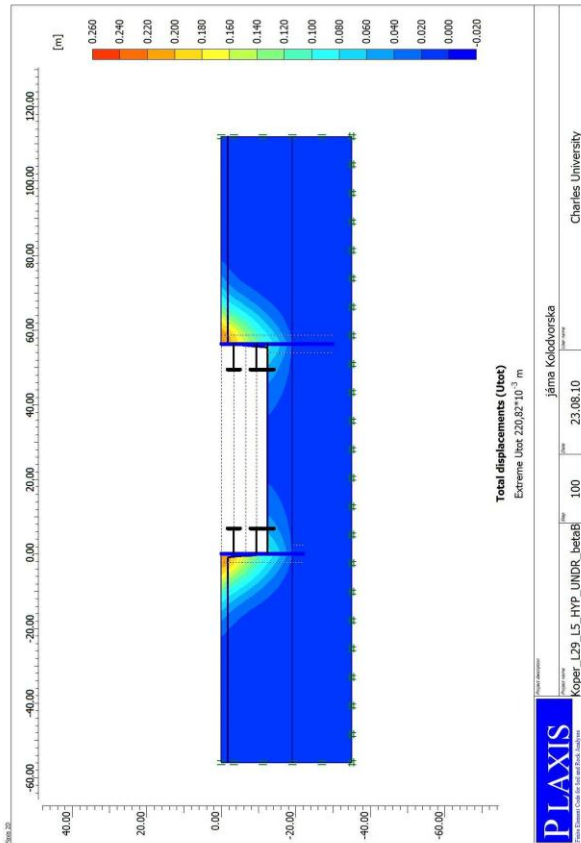
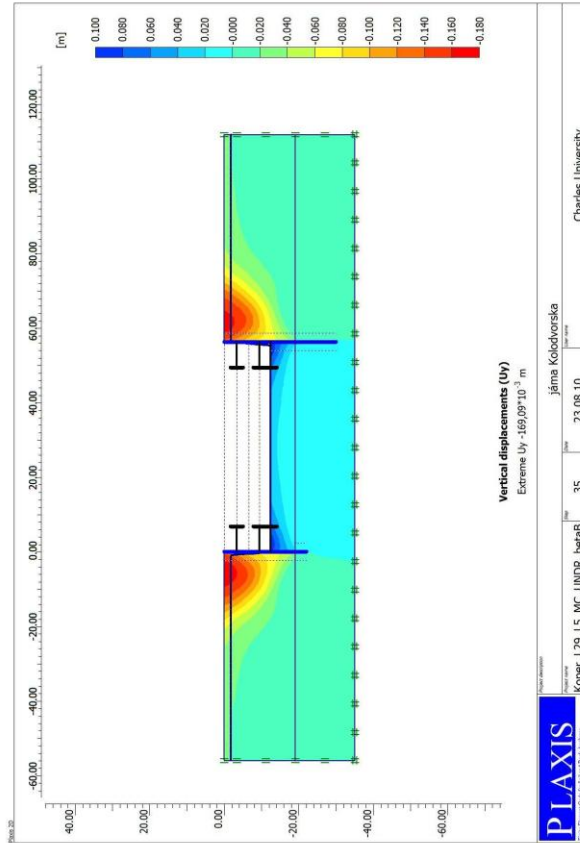
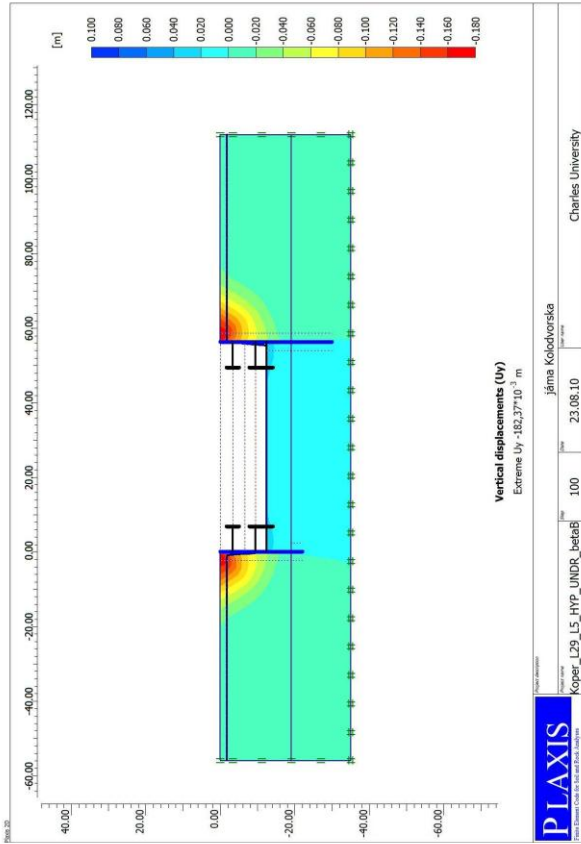
Hypoplastický model

Mohr-Coulombův model

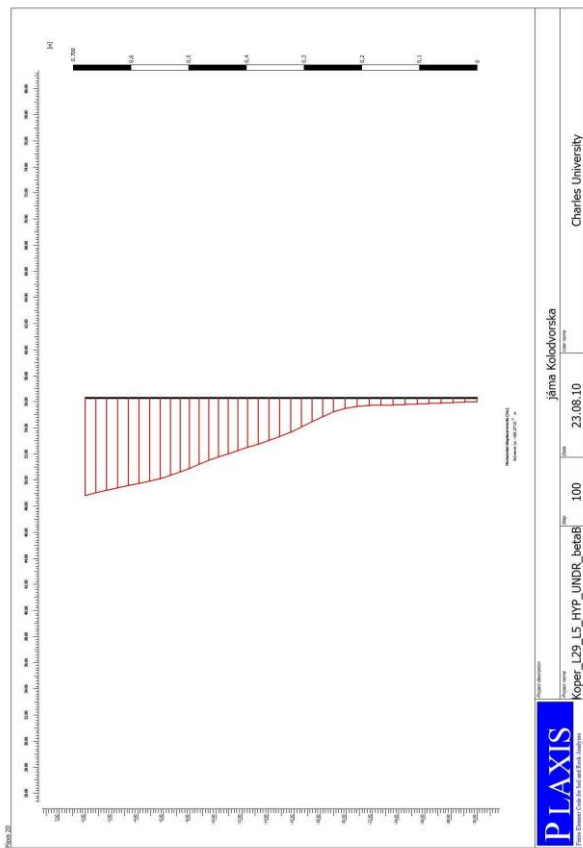
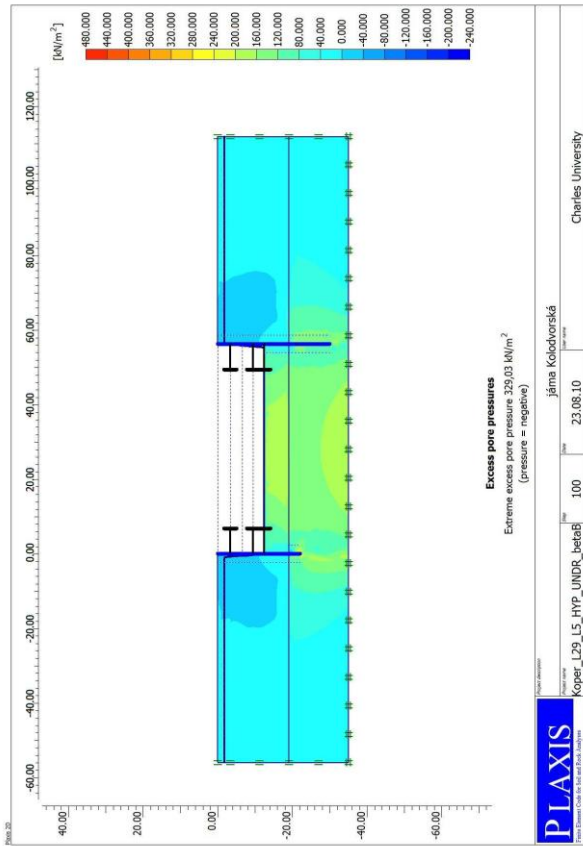


Hypoplastický model

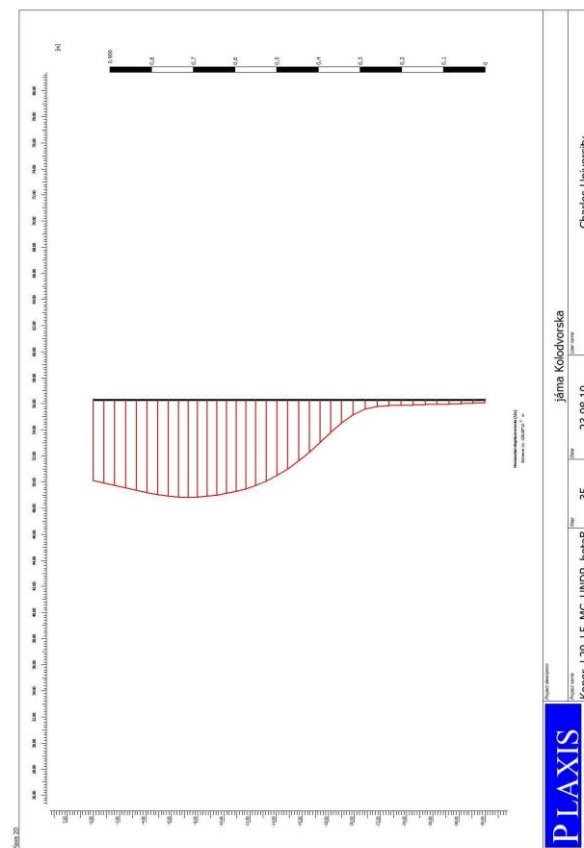
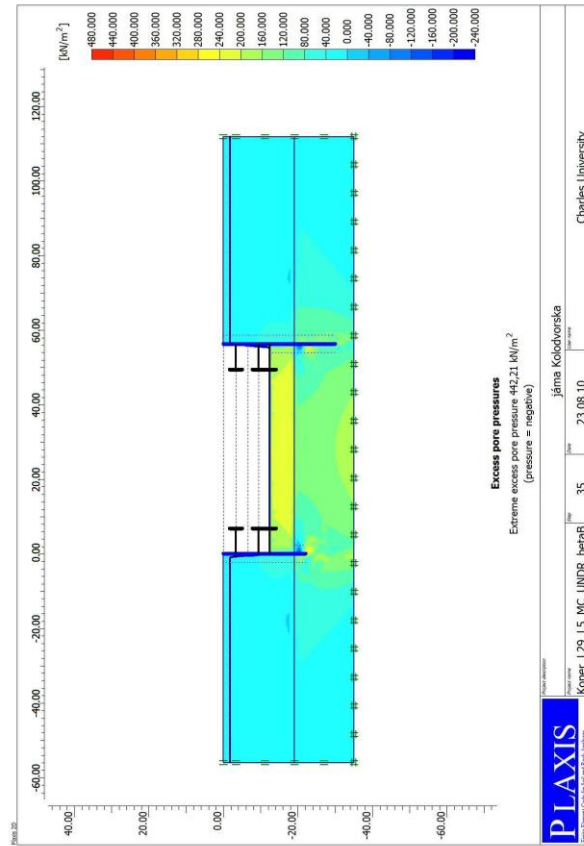
Mohr-Coulombův model



Hypoplastický model



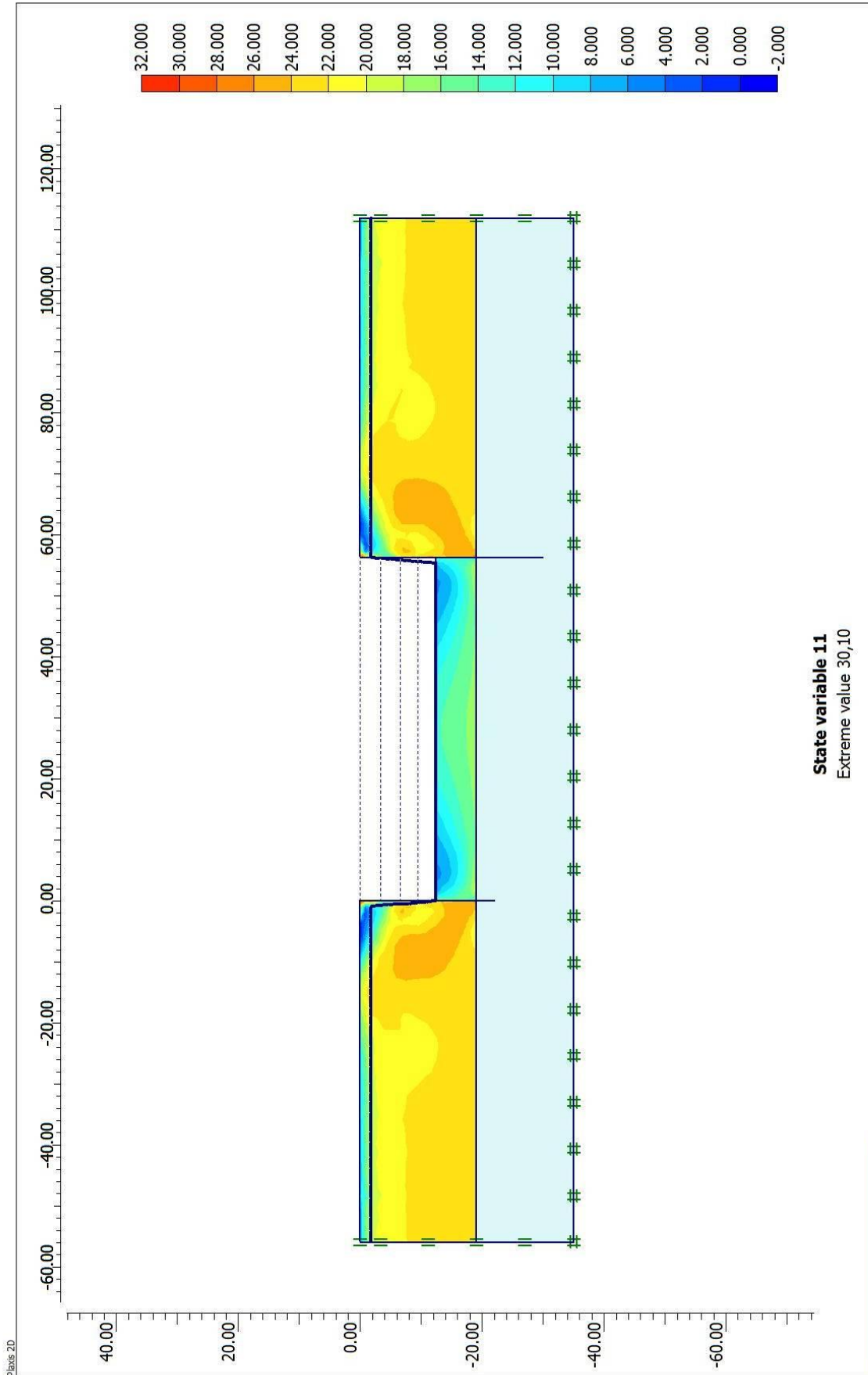
Mohr-Coulombův model



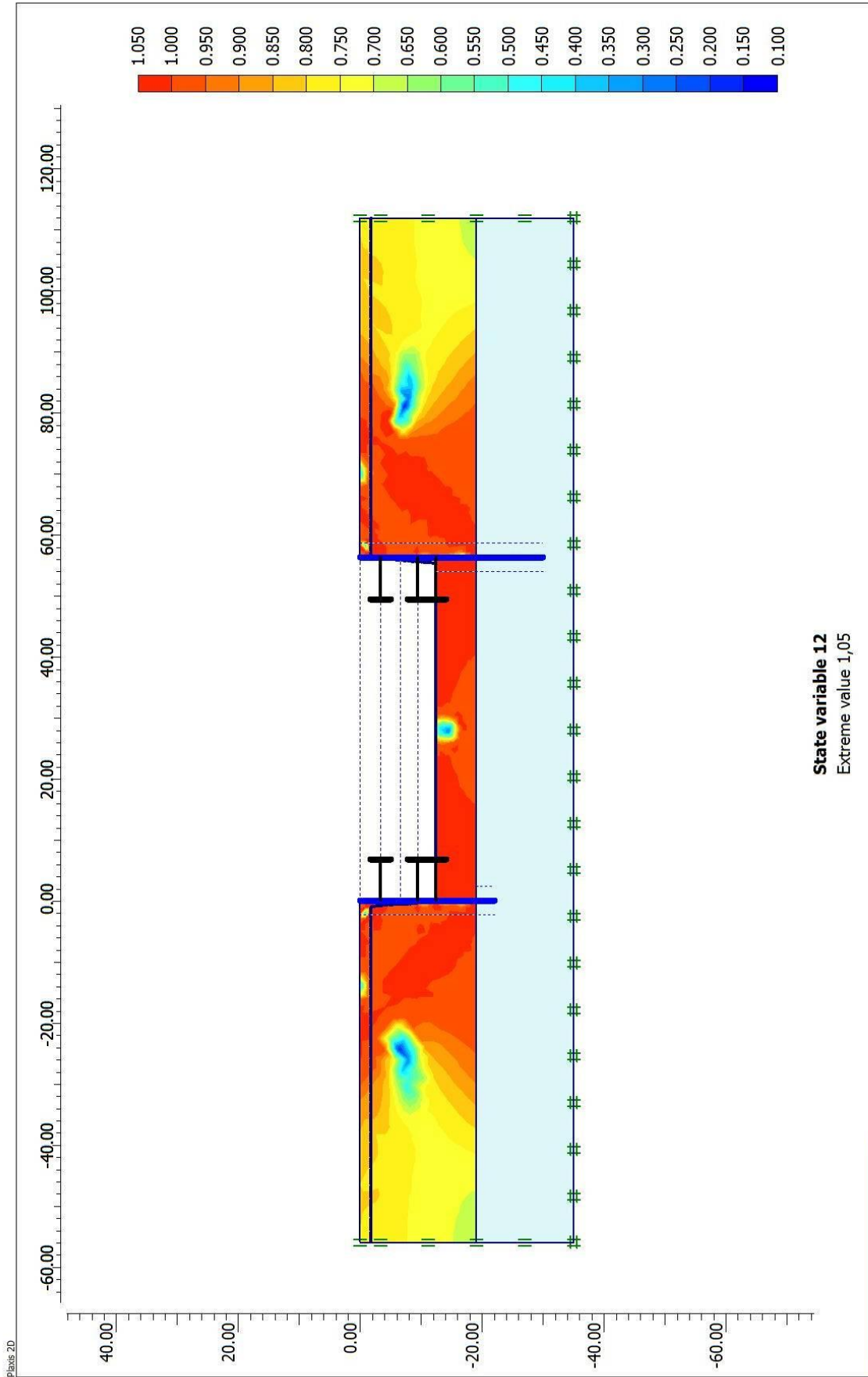
Příloha č. 12:

Stavové proměnné hypoplastického modelu

- state variable11 – mobilizovaný úhel vnitřního tření
- state variable 12 – normalizovaná délka tenzoru intergranulárních přetvoření



PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 9.0.2.1183		Project description		jáma Kolodvorska	
Project name		Koper_L29_L5_HYP_UNDR_betaB		User name	
Step		100		Date	
		23.08.10		Charles University	



Plaxis 2D

PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 9.0.2.1183		Project description		jáma Koper	
Project name		Koper_L29_L5_HYP_UNDR_betaB		User name	
Step		100		Date	
		23.08.10		Charles University	