



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Poklopová Jméno: Tereza Osobní číslo: 438481  
Zadávací katedra: K132 - Katedra mechaniky  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Posouzení reálné podzemní konstrukce na účinky zemětřesení - pseudostatický výpočet

Název bakalářské práce anglicky: Evaluation of real underground structure subjected to earthquake - pseudostatic analysis

Pokyny pro vypracování:

1. Studium odborné literatury
2. Vytvoření výpočtového modelu tunelové konstrukce
3. Posouzení dvou konstitutivních modelů na predikci stavu napětí a deformace na konci exkavace
4. Porovnání výpočtů za předpokladu drénovaných a nedrénovaných podmínek s výpočtem plně sduženého problému konsolidace
5. Stanovení ekvivalentního statického zatížení pro posuzovanou oblast dle postupu popsáném v [2]
6. Provedení pseudostatického výpočtu a porovnání výsledků MKP s analytickým výpočtem.

Seznam doporučené literatury:

1. M. Šejnoha, T. Janda, J. Pruška, M. Brouček. Metoda konečných prvků v geomechanice: Teoretické základy a Inženýrské aplikace. ČVUT v Praze, 2016.
2. Y.M.A. HASHASH. Seismic design and analysis of underground structures. Tunneling and undergrounding Space Technology, 2001.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Prof. Michal Šejnoha

Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2018 Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2018  
*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

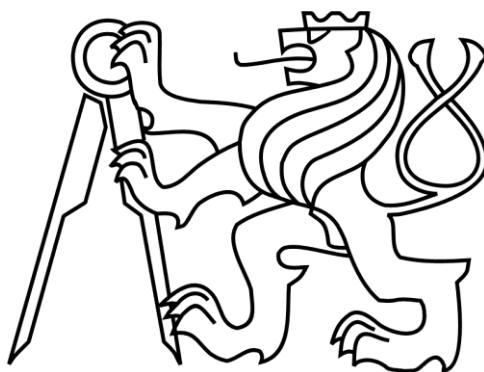
Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

# České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra mechaniky



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Tereza Poklopová

Posouzení reálné podzemní konstrukce na účinky  
zemětřesení – pseudostatický výpočet

Vedoucí práce: Prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., DSc.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Praha 2018

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracovala samostatně pouze za odborného vedení vedoucího práce Prof. Ing. Michala Šejnohy, Ph.D., DSc. Dále prohlašuji, že veškeré informační zdroje, ze kterých jsem čerpala, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V ..... dne .....

Podpis autora: .....

Na tomto místě bych chtěla poděkovat Prof. Ing. Michalu Šejnohovi, Ph.D., DSc. za jeho odborné vedení a vstřícný přístup při konzultacích. Dále bych chtěla poděkovat Ing. Tomáši Jandovi Ph.D. za ochotu a čas, kterým se podílel na konzultacích a přípravě této práce, a Veronice Pavelcové za sdílení společných studijních zájmů.

**Název práce:**

Posouzení reálné podzemní konstrukce na účinky zemětřesení – pseudostatický výpočet

**Abstrakt:**

Bakalářská práce se zabývá posouzením tunelové konstrukce na dynamické účinky zemětřesení pseudostatickým výpočtem s použitím metody konečných prvků a analytické metody. Samotnému zavedení účinků zemětřesení předchází vytvoření 2D numerického modelu reálné konstrukce tunelu tak, aby optimálně vystihoval místní podmínky lokality a způsob výstavby tunelu, s ohledem na možnosti použitého softwaru. Část práce se věnuje předpokladům zahrnutí účinků podzemní vody do numerického modelu a jejich dopad na predikci stavu napětí a deformace. Studie odezvy konstrukce na zatížení zemětřesením zahrnuje řešení 1D dynamické úlohy, jejíž výsledky poskytují vstupní parametry pro pseudostatický výpočet v podmínkách rovinné deformace. Úloha je řešena na základě skutečného záznamu zemětřesení. Použití více přístupů poskytuje možnost porovnání jejich výsledků uvedených v závěru této práce.

**Klíčová slova:** tunelové konstrukce, zemětřesení, metoda konečných prvků, dynamika, pseudostatické metody

**Title:**

Evaluation of real underground structure subjected to earthquake – pseudostatic analysis

**Abstract:**

The bachelor thesis deals with the evaluation of tunnel construction subjected to dynamic effects of an earthquake using a pseudostatic analysis with the application of the finite element method and the analytical method. The implementation of dynamic effects of an earthquake itself follows the creation of a 2D numerical model of a real tunnel construction, which optimally expresses local conditions of an area and the method of the tunnel excavation with respect to capabilities of the used software. The thesis also addresses the influence of groundwater on the numerical model and its impact on the prediction of stress and strain fields. The case study of the response of the construction to earthquake includes the solution of a 1D dynamic task whose results provide input parameters for a pseudostatic analysis in plane strain conditions. The task is solved on the basis of a real earthquake record. The application of several approaches provides the opportunity to compare their results presented at the end of this thesis.

**Keywords:** tunnel constructions, earthquake, finite element method, dynamics, pseudostatic analysis



# Obsah

Úvod.....	3
1. Použité metody a hypotézy, definice pojmů.....	5
1.1 Metoda konečných prvků.....	5
1.1.1 Hypotézy vedoucí k odvození MKP.....	5
1.1.2 MKP v geotechnických úlohách.....	6
1.2 2D modelování výstavby raženého tunelu.....	8
1.2.1 Metoda exkavace.....	8
1.3 Materiálové modely.....	10
1.3.1 Mohr-Coulombův model.....	11
1.3.2 Modifikovaný Cam Clay model.....	13
1.4 Drénované a nedrénované prostředí.....	15
1.5 Princip posouzení konstrukce při seismickém zatížení.....	16
1.5.1 Free field analýza.....	16
1.5.2 Okrajové podmínky na spodní hranici.....	18
1.5.3 Dynamický výpočet v MKP.....	20
1.5.4 Pseudostatický výpočet.....	21
2. Vstupní parametry úlohy.....	23
2.1 Geologický profil.....	23
3. Numerický model pro drénované podmínky.....	29
3.1 Model pro výrub v zemině.....	29
3.1.1 Studie sítě pro statické výpočty.....	30
3.1.2 Optimalizace tuhosti Mohr-Coulombova modelu.....	31
3.1.3 Vnitřní síly na ostění při odvodněných podmínkách.....	34
3.1.4 Model bez horniny v podloží.....	35
3.2 Model pro výrub v hornině.....	35
3.2.1 Výsledky statického výpočtu tunelu v hornině.....	36
4. Porovnání řešení úlohy pro drénované a nedrénované podmínky.....	37
5. Výpočet free field deformace.....	41
5.1 Optimální síť konečných prvků.....	42
5.2 Free field úloha pro zkušební impuls.....	42
5.3 Free field úloha se skutečným záznamem zemětřesení.....	45
5.3.1 Porovnání rychlostí získaných MKP s tabulkovými hodnotami.....	49
6. Pseudostatický výpočet MKP.....	51

6.1	Předepsání smykové deformace 2D modelu .....	51
6.1.1	Model pro tunel v zemině – bez horniny.....	52
6.1.2	Model pro tunel v zemině – s horninou.....	53
6.1.3	Model pro tunel v hornině .....	54
6.2	Vnitřní síly na ostění po předepsání deformace zemnímu masivu a provedení pseudostatického výpočtu MKP .....	54
6.2.1	Model pro tunel v zemině – bez horniny.....	55
6.2.2	Model pro tunel v zemině – s horninou.....	55
6.2.3	Model pro tunel v hornině .....	58
7.	Analytický výpočet .....	61
7.1	Porovnání výsledků analytického výpočtu a výpočtu MKP.....	63
	Závěr.....	65
	Literatura .....	67
	Seznam obrázků .....	69
	Seznam tabulek .....	71
	Seznam použitých zkratk a symbolů .....	72



# Úvod

Hlavním předmětem řešení je úloha podzemní konstrukce, na kterou působí dynamické zatížení v podobě zemětřesení. Taková úloha se dá řešit dvěma způsoby, a to plně dynamickým výpočtem nebo pseudostatickou metodou. V této práci bude použit pseudostatický výpočet, kdy se dynamický účinek zemětřesení převede na ekvivalentní statické zatížení. Výpočet pro predikci stavu napětí a deformace před samotným zatížením zemětřesením bude provedeno pro několik numerických modelů lišících se z hlediska použitého materiálového modelu a způsobu uvažování vlivu podzemní vody.

Posuzovanou konstrukcí je skutečná inženýrská stavba tunelu, která byla realizována před několika lety ve státě Ázerbájdžán a tunel nyní slouží pro vedení podzemní linky metra. Bližšímu popsání konstrukce, okolního prostředí a způsobu ražby tunelu včetně uvedení dostupných informací o geologických poměrech se věnuje kapitola 2.

Software, který je použit pro numerické modelování veškerých úloh, patří do skupiny programů vyvíjených společností Fine s.r.o. Veškeré výpočty jsou prováděny metodou konečných prvků, což je numerická metoda běžně používaná v současném navrhování konstrukcí. Programy Geo5 se zaměřují na celou škálu geotechnických úloh. Část věnující se metodě konečných prvků je pojmenována Geo5 MKP. Vysvětlení principu provádění výpočtů metodou konečných prvků a základních myšlenek, ze kterých byla metoda odvozena, je součástí kapitoly 1. V první kapitole jsou dále popsány veškeré principy a hypotézy geomechaniky, které budou v následujících sekcích práce použity pro vytváření numerického modelu a vyhodnocení výsledků výpočtu. Závěr první kapitoly je věnován popisu samotného principu posouzení konstrukce na seismické zatížení pseudostatickým výpočtem.

Nejprve bude numerický model řešen pro předpoklad drénovaných podmínek. Na tomto modelu bude provedena studie pro volbu všech faktorů ovlivňujících výsledné stavy hledaných neznámých veličin. Optimální volba je taková, která vede k co nejpřesnějším výsledkům, s ohledem na výpočetní náročnost modelu. Následně bude vybraný model upraven pro řešení za předpokladu nedrénovaných podmínek a výsledky statických výpočtů budou zhodnoceny a porovnány.

K získání vstupních parametrů do pseudostatického výpočtu se dá přistupovat několika způsoby. Vstupní veličiny jsou běžně získávány na základě doporučení a tabulkových hodnot za předpokladu znalosti základních údajů o zemětřesení, kterému je stavba vystavena. V této práci budou nezbytné hodnoty určeny výpočtem 1D dynamické úlohy za použití reálného záznamu zemětřesení, které bylo zaznamenáno v nedávné době v blízkosti lokality tunelu. V poslední fázi budou výsledky dynamické úlohy zavedeny do 2D numerického modelu pro získání představy o odezvě konstrukce na zatížení dostupným zemětřesením.



# 1. Použité metody a hypotézy, definice pojmů

V následujících několika podkapitolách budou vysvětleny veškeré výpočetní postupy a metody použité v této práci pro řešení úlohy ražby tunelové konstrukce a jeho posouzení na predikci napětí a deformace a následně na účinky zemětřesení za různých okrajových podmínek. Budou definovány všechny pojmy vztahující se k problematice modelování geotechnické úlohy výstavby tunelové konstrukce.

První kapitola 1.1 bude věnována metodě konečných prvků, z jakých principů a zákonitostí mechaniky byla odvozena a jak ji lze aplikovat v geotechnických úlohách. Ve druhé kapitole 1.2 budou uvedeny metody a předpoklady modelování výstavby tunelové konstrukce za předpokladu rovinné deformace s použitím metody konečných prvků. Pro řešení úlohy byly použity tři materiálové modely. Jejich charakteristice a uvedení důležitých parametrů je věnována kapitola 1.3. Zavedení vlivu vody do výpočtu a rozdíl mezi drénovanými a ndrénovanými podmínkami budou vysvětleny v kapitole 1.4. Poslední kapitola 1.5 se bude týkat principu posouzení konstrukce na účinky zemětřesení zavedením ekvivalentního statického zatížení a provedením pseudostatického výpočtu.

## 1.1 Metoda konečných prvků

Geotechnický software Geo5 MKP využívá pro aproximaci skutečného problému a pro výpočty neznámých veličin metodu konečných prvků. Metoda konečných prvků (MKP) je nejvíce rozšířená numerická metoda v současném modelování inženýrských konstrukcí. V rámci této práce je její nespornou výhodou možnost modelování heterogenního zeminového a horninového prostředí [6].

Základní myšlenkou MKP je rozdělení prostředí na jednotlivé prvky, které tvoří síť. Prvky implementované v Geo5 MKP jsou jednoduché geometrické obrazce – mohou být trojúhelníkové nebo čtyřúhelníkové – a mají daný počet uzlů, ve kterých definujeme stupně volnosti. Volba maximální délky hrany prvků a počet uzlů ovlivňuje nejen přesnost aproximace hledaných veličin, ale také výpočetní náročnost modelu. Ta je dána mimo jiné počtem řešených lineárních rovnic, který odpovídá celkovému počtu stupňů volnosti. Stupně volnosti mohou představovat například vektory posunutí v uzlech sítě ve směru globálních souřadnicových os [6].

Výpočetní software automaticky přiřazuje příslušným uzlům uživatelem zadané okrajové podmínky a zatížení konstrukce nebo horninového masivu. Pro vytvořenou síť je hledaná veličina následně spočítána pouze v uzlech sítě. Výsledkem je tedy pouze simulace skutečného chování spojitého prostředí. Uvnitř prvku lze hodnotu veličiny získat s využitím vhodné aproximační funkce na základě znalosti uzlových hodnot. Řád aproximační funkce výrazně ovlivňuje přesnost výsledků [6].

### 1.1.1 Hypotézy vedoucí k odvození MKP

Pro porozumění následujícím odstavcům je nutná znalost základních rovnic teorie pružnosti. Ty slouží k určení neznámých:

- pole posunutí  $\mathbf{u} = \{u, v, w\}^T$
- pole deformace  $\boldsymbol{\varepsilon} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy}\}^T$
- pole napětí  $\boldsymbol{\sigma} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}\}^T$

Základními rovnicemi teorie pružnosti potom jsou:

- Cauchyho rovnice rovnováhy

$$\mathbf{d}\boldsymbol{\sigma} + \mathbf{X} = 0 \quad (1.1)$$

- Geometrické rovnice

$$\boldsymbol{\varepsilon} - \mathbf{d}^T \mathbf{u} = 0 \quad (1.2)$$

- Fyzikální rovnice (pro lineárně pružný materiál)

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}, \quad (1.3)$$

kde  $\mathbf{D}$  je *matice tuhosti materiálu*. V případě izotropního materiálu závisí na hodnotách dvou materiálových konstant – *Poissonova čísla*  $\nu$  (tzv. součinitel příčné kontrakce) a *Youngova modulu pružnosti*  $E$ .

Metoda konečných prvků v podobě, ve které je používána pro geotechnické úlohy, byla odvozena z jednoho ze základních principů mechaniky, a to principu virtuálních posunutí (PVP). Princip virtuálních posunutí lze zapsat následovně:

$$\int_{\Omega} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} \, d\Omega = \int_{\Omega} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{X} \, d\Omega + \int_{\Gamma_p} \delta \mathbf{u}^T \bar{\mathbf{p}} \, d\Gamma \quad (1.4)$$

Tato rovnice představuje rovnováhu mezi virtuální prací vnitřních sil, která je vyjádřena levou stranou rovnice, a virtuální prací vnějších sil na pravé straně. Virtuální posunutí  $\delta \mathbf{u}$  musí respektovat jeden ze základních předpokladů PVP – splnění geometrických rovnic a kinematických okrajových podmínek. To znamená, že musí být tzv. kinematicky přípustným stavem. Zásadním důsledkem PVP jsou Cauchyho rovnice rovnováhy uvnitř tělesa o objemu  $\Omega$  a statické okrajové podmínky na hranici tělesa  $\Gamma_p$ , a proto je tento princip nazýván *obecným principem rovnováhy*.

Do výrazu (1.4) lze dosadit rovnici Hookeova zákona, čímž bychom dostali nový tvar rovnice. Dalším postupem by bylo rozdělení oblasti na síť konečných prvků, určení uzlových hodnot a zavedení aproximačních funkcí pro oblast uvnitř prvku. Samotné odvození rovnic MKP není předmětem této práce, proto bude uveden pouze konečný tvar základní rovnice MKP:

$$\mathbf{K}\mathbf{r} = \mathbf{F}, \quad (1.5)$$

kde  $\mathbf{K}$  je *matice tuhosti*,  $\mathbf{r}$  je *vektor neznámých uzlových posunutí* a  $\mathbf{F}$  je *vektor uzlového zatížení* konstrukce.

### 1.1.2 MKP v geotechnických úlohách

Ve většině případů je v geotechnických úlohách závislost mezi napětím a přetvořením nelineární, přičemž jejich vztah obecně neznáme, což je typické chování pro zeminy. To znamená, že se nacházíme mimo platnost Hookeova zákona (1.3), kdy v zemině dochází ke vzniku plastických deformací. Tyto deformace jsou trvalými a nevratnými změnami ve struktuře materiálu. Zavedením těchto úvah do fyzikálních rovnic bychom získali

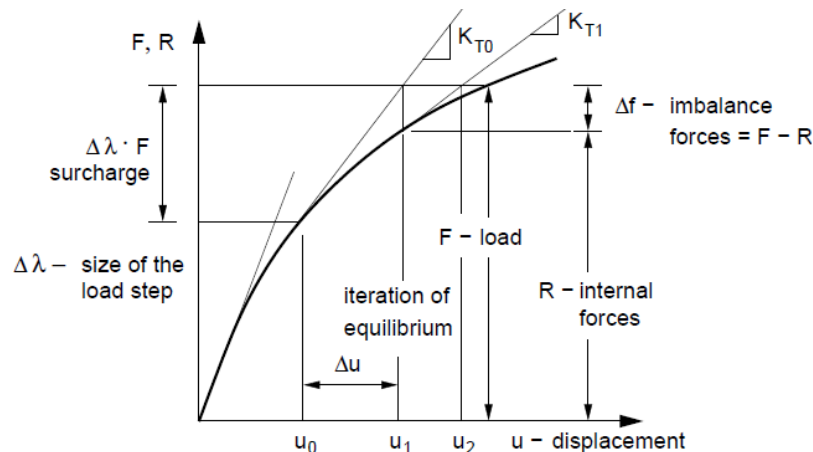
přírůstkový tvar fyzikálních rovnic, kde přírůstek napětí závisí na okamžité (tečné) matici tuhosti materiálu [6].

Řešení nelineární úlohy spočívá ve zvyšování předepsaného zatížení určitým přírůstkem. Po tomto přitížení je třeba učinit dva kroky pro určení napětí na konci zatěžovacího kroku. Prvním je výpočet napětí za předpokladu platnosti Hookeova zákona, tomu se říká *elastická predikce*. Elastická oblast, ve které platí Hookeův zákon, je ohraničena *plochou plasticity* a materiálový bod se během zatěžování může nacházet uvnitř této oblasti nebo na ploše plasticity. Proto je třeba provést druhý krok, kterým je návrat na tuto plochu. Tento krok se nazývá *plastická korekce*. Tvar plochy plasticity se liší dle zvoleného materiálového modelu (viz kap. 1.3). Návratem na plochu plasticity vznikají tzv. *nevyrovnané uzlové síly*. Uzel je v následujícím kroku zatížen hodnotou těchto sil a tento postup se opakuje, dokud není dosaženo rovnováhy, tedy dokud vektor nevyrovnaných uzlových sil není nulový [6].

Geo5 MKP používá pro tento iterační proces *Newton-Raphsonovu metodu* (NR metoda). Cílem této metody je dosáhnout stavu, kdy vektor uzlového zatížení na konci daného kroku  $F^k$  je v rovnováze s vektorem uzlových vnitřních sil  $R^k$ :

$$F^k - R^k = 0 \quad (1.6)$$

NR metoda se může vyskytovat ve třech podobách. Geo5 MKP využívá standardní neboli plnou verzi této metody znázorněnou na Obr. 1.1. Při té dochází na začátku každého iteračního kroku k výpočtu nové tečné matice tuhosti, proto tato metoda vede k nejmenšímu počtu iterací. Oproti tomu modifikovaná NR metoda využívá v každém iteračním kroku matici tuhosti spočtenou na začátku nového kroku přitěžování. NR metoda v podobě tzv. metody počátečních napětí řeší celou úlohu s původní elastickou maticí tuhosti. Použití metody počátečních napětí by vedlo k největšímu počtu iterací. Je také třeba si uvědomit, že při velkém počtu stupňů volnosti vedou tyto metody často k rozdílnému řešení [6].



Obr. 1.1: Standardní Newton-Raphsonova metoda, převzato z [7]

Před samotným výpočtem je nutné optimálně zvolit celkem *tři kritéria konvergence*, a to povolenou chybu nevyrovnaných sil, posunutí a energie. Ty se vztahují k vektoru nevyrovnaných sil a k přírůstkům vektoru uzlových posunů a vyjadřují přípustné meze, ve kterých se vektory mohou pohybovat v rámci iteračního kroku. Velikost těchto tolerancí má vliv na náročnost a délku trvání výpočtu, ale také na jeho přesnost. S malými hodnotami tolerancí můžeme dosáhnout přesnějších hodnot s nevýhodou časové náročnosti výpočtu. Defaultně je v programu Geo5 MKP nastavena hodnota těchto chyb 0.01 [6].

## 1.2 2D modelování výstavby raženého tunelu

U staveb, kde převládajícím rozměrem je jejich délka, lze uvažovat rovinné působení, kdy rozměr konstrukce v podélném směru má jednotkovou hodnotu a deformace ve směru tohoto rozměru je rovna téměř nule. Vektor napětí a vektor přetvoření upravené pro rovinnou deformaci mají následující tvar:

$$\boldsymbol{\sigma}^T = \{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \tau_{xy}, \sigma_{zz}\} \quad (1.7)$$

$$\boldsymbol{\epsilon}^T = \{\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \gamma_{xy}, \epsilon_{zz} = 0\} \quad (1.8)$$

Pro modelování zemního tělesa lze použít trojúhelníkové nebo čtyřúhelníkové prvky. Ty mohou být tříuzlové/čtyřuzlové, které mají uzly pouze ve vrcholech, nebo víceuzlové s uzly ve vrcholech a v polovinách stran. V každém uzlu zavádíme dva neznámé posuny, těmi jsou  $u$  ve směru osy  $x$  a  $v$  ve směru osy  $y$ . Od počtu uzlů se tedy odvíjí počet stupňů volnosti prvku. Jak již bylo zmíněno, hodnoty neznámých uvnitř prvku se odvozují z uzlových hodnot pomocí aproximačních funkcí. Z toho jasně vyplývá, že s použitím víceuzlových prvků dostáváme přesnější představu o skutečném chování zemního tělesa. Použití tříuzlových prvků obvykle vede k predikci tužšího chování zemního tělesa neodpovídajícího skutečnosti a nevystihujícího lokální extrém deformací. Proto se i přes časově náročnější výpočet dává v geotechnických úlohách přednost sítím z víceuzlových prvků. Při vytváření sítě a následných výpočtech je nutné uvědomovat si skutečnost, že kruhový výrub tunelu je aproximován pomocí prvků ohraničených úsečkami a jedná se o simulaci skutečného chování konstrukce, takže je třeba počítat s určitými nepřesnostmi [6].

### 1.2.1 Metoda exkavace

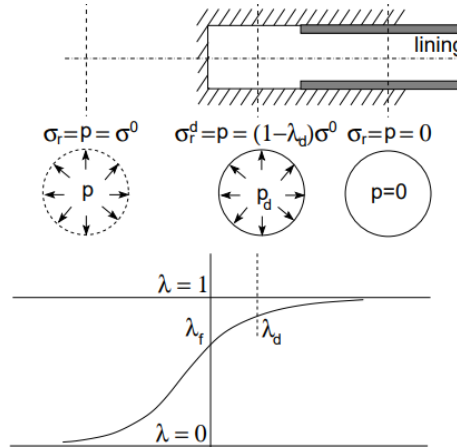
Zavedení etap výstavby do numerického modelu může být značně problematické. Při modelování ražené konstrukce tunelu v rovinném prostředí je třeba vhodným způsobem zohlednit vzájemné spolupůsobení primárního ostění a horninového masivu, které se při probíhající ražbě snaží dosáhnout rovnovážného stavu a na horninový masiv působí trojosá napjatost [6].

Metoda exkavace, také nazývaná lambda metoda, je nejčastěji používanou konvergenční metodou. Její použití je aplikováno zejména pro tunely ražené pomocí *Nové rakouské tunelovací metody* (NRTM), což je cyklický postup ražby tunelu s použitím vhodných těžebních strojů nebo trhavin. Ražba je v tomto případě rozdělena do několika pracovních záběrů. Dalším možným způsobem ražby tunelu je použití *plnoprofilového tunelovacího stroje* (TBM = Tunnel Boring Machine), při kterém ražba není prováděna v pracovních záběrech, ale kontinuálně. Při vytváření numerického modelu tunelu raženého tímto strojem se využívají metody zohledňující účinky tunelovacího stroje na výrub, avšak zahrnout některé faktory do 2D modelu není možné [6].

Důležitým aspektem použití metody exkavace je vhodné zvolení *parametru*  $\lambda$  v jednotlivých fázích výpočtu. Hodnota  $\lambda$  určuje, jaké procento z celkového horninového tlaku působí v dané fázi na nevystrojený výrub, tzn. výrub bez primárního ostění<sup>1</sup>. Tím aproximuje ztrátu určitého objemu horniny před výstavbou samotného primárního ostění, které je modelováno v další fázi. V té se systém ostění-hornina zatíží zbylým horninovým tlakem, tedy hodnotou  $(1 - \lambda)$ . Určení vhodné hodnoty parametru je závislé na mnoha

<sup>1</sup> Primární ostění je provizorní konstrukce obvykle z armovaného stříkaného betonu s dalšími podpůrnými prvky (např. svorníková výtuž), ty se do modelu zavádějí samostatně, ačkoliv tvoří s primárním ostěním spojitý systém. Pro účely této práce není nutné dosáhnout co nejpřesnější aproximace konstrukce ostění. Postup modelování ostění v Geo5 MKP je popsán v [6].

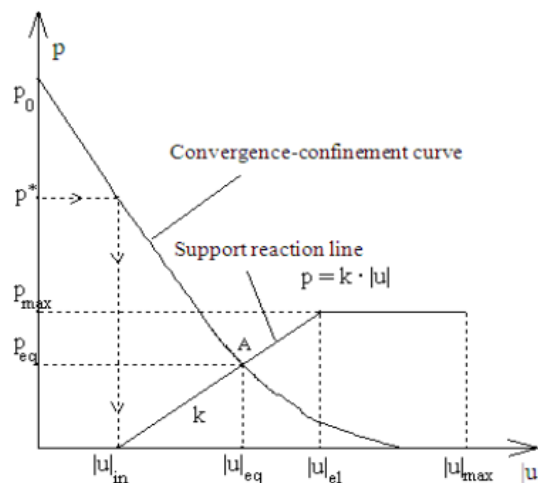
faktorech týkajících se geologických a hydrogeologických podmínek, geometrie tunelu i použitím primárním ostění. Parametr  $\lambda$  ovlivňuje deformace v okolí výrubu a vnitřní síly působící na ostění. Čím větší  $\lambda$  bude, tím větších hodnot dosáhnou deformace. Vnitřní síly se naopak s větší hodnotou  $\lambda$  zmenšují. Obr. 1.2 ukazuje míru, ve které se nevystrojený výrub podílí na přenosu horninového tlaku v oblasti blízko čelby tunelu [6] [7].



Obr. 1.2: Hodnoty parametru  $\lambda$  v blízkosti čelby, převzato z [7]

Princip metody exkavace lze popsat *Fenner-Pacherovou křivkou*. Křivka znázorňuje závislost mezi hodnotou přemístění koruny nebo dna tunelu a hodnotou  $(1 - \lambda)$ , případně tlakem  $(1 - \lambda)\sigma^\theta$ , kde  $\sigma^\theta$  je hodnota celkového horninového tlaku ve fázi geostatické napjatosti. Pomocí této závislosti můžeme sledovat vývoj přemístění s průběhem ražby tunelu [6] [7].

Příklad Fenner-Pacherovy křivky je znázorněn na Obr. 1.3, kde  $p_0$  značí původní celkový horninový tlak. V tomto bodě je parametr  $\lambda$  roven nule. Z grafu je vidět klesající tendence napětí v horninovém masivu, přičemž parametr  $\lambda$  nabývá vyšších hodnot. V bodě A dochází k realizaci podpůrné konstrukce – primárního ostění. Maximální tlak, který může toto ostění přenést je v grafu značen jako  $p_{max}$ ,  $k$  je tuhost ostění [8].

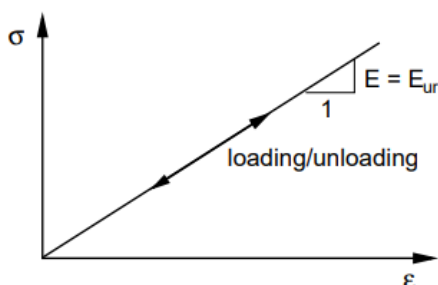


Obr. 1.3: Příklad Fenner-Pacherovy křivky, převzato z [8]

### 1.3 Materiálové modely

Geo5 MKP umožňuje zvolit model pro izotropní lineárně elastický materiál (Obr. 1.4), ačkoliv tento model nevystihuje typické chování zemin, ve kterých obvykle dochází k plastickým deformacím. Pro vztah mezi napětím a přetvořením lineárně pružného materiálu platí Hookeův zákon. Izotropní materiál je definován dvěma nezávislými materiálovými konstantami. Těmi jsou *Poissonovo číslo*  $\nu$  a *Youngův modul pružnosti*  $E$  [7].

V případě elastického materiálového modelu je materiálovou konstantou deformační modul pružnosti  $E_{def}$  získaný z hodnoty edometrického modulu naměřeného při edometrické laboratorní zkoušce. Při použití modifikované verze elastického modelu lze zadat rozdílnou hodnotu modulu odtížení  $E_{ur}$  a tím vystihnout tužší chování konsolidované zeminy.



Obr. 1.4: Elastický materiálový model, převzato z [7]

Vzhledem k typickému nelineárnímu chování zemin a neznámému vztahu mezi napětím a přetvořením, je při tvorbě numerického modelu obvykle nutné použít některý z modelů teorie plasticity. K jejich formulaci v MKP jsou používány tzv. *invariantní veličiny*<sup>2</sup> [6].

Prvním z invariantních veličin je *střední napětí*  $\sigma_m$ . To je definováno jako průměrná hodnota složek normálových napětí:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \mathbf{m}^T \boldsymbol{\sigma} \quad (1.9)$$

kde  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  jsou *hlavní napětí* působící ve směrech hlavních souřadnicových os a vektor  $\mathbf{m}$  pro podmínky rovinné napjatosti je dán:

$$\mathbf{m} = \left\{ \frac{1}{3}, \frac{1}{3}, 0, \frac{1}{3} \right\}^T \quad (1.10)$$

Dalším z invariantů používaných pro popis stavu napětí je *ekvivalentní deviatorické napětí*  $J$ , které vyjadřuje skalární míru deviatoru napětí a je definováno rovnicí:

$$J = \sqrt{I_{2s}} = \sqrt{\frac{1}{2} \boldsymbol{\sigma}^T \mathbf{P} \boldsymbol{\sigma}} = \sqrt{\frac{1}{2} \mathbf{s}^T \mathbf{Q}^{-1} \mathbf{s}} \quad (1.11)$$

<sup>2</sup> Invariantní veličiny jsou skalární veličiny, jejichž hodnota nezávisí na volbě souřadného systému, to znamená, že se při natočení souřadného systému nemění.



kde vektor  $\mathbf{s}$  je *deviátor napětí*, což je část napjatosti, která vyvolává pouze tvarové přetvoření a lze ji získat odečtením izotropní části napětí od napětí celkového.

$$\mathbf{s} = \boldsymbol{\sigma} - 3\mathbf{m}\sigma_m \quad (1.12)$$

Posledním ze tří invariantů popisujících napětí je *Lodeho úhel*  $\theta$ , který nabývá hodnot  $-30^\circ$  (stav triaxiálové extenze) až  $+30^\circ$  (stav triaxiálové komprese). Hodnotu Lodeho úhlu lze získat ze vztahu:

$$\theta = -\frac{1}{3} \arcsin\left(\frac{3\sqrt{3}I_{3s}}{2J^3}\right) \quad (1.13)$$

kde  $I_{3s}$  je *třetí invariant deviátoru napětí*, který je determinantem deviátoru napětí  $\mathbf{s}$ .

Při znalosti středního napětí  $\sigma_m$ , ekvivalentního deviatorického napětí  $J$  a Lodeho úhlu  $\theta$  lze určit jakýkoliv stav napjatosti ze vztahu:

$$\sigma_i = \sigma_m + \frac{2}{\sqrt{3}}J \sin\left[\theta - (i-2)\frac{2\pi}{3}\right] \quad (1.14)$$

Obdobným způsobem lze pomocí invariantů vyjádřit tenzor přetvoření. Poměrné přetvoření elementárního objemu se nazývá *objemové přetvoření*  $\varepsilon_v$ . Jeho hodnotu lze získat pomocí složek normálových přetvoření ve směru hlavních souřadnicových os ze vztahu (1.15). Část tenzoru přetvoření, která vyvolává pouze tvarové změny vyjadřuje rovnice (1.16) a je nazývána *deviátor přetvoření*  $\mathbf{e}$ . Skalární míra deviátoru přetvoření invariantní vůči natočení souřadného systému je definována jako *ekvivalentní deviatorické přetvoření*  $E_d$  (1.17).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = 3\mathbf{m}^T \boldsymbol{\varepsilon} \quad (1.15)$$

$$\mathbf{e} = \boldsymbol{\varepsilon} - \mathbf{m}\varepsilon_v \quad (1.16)$$

$$E_d = \sqrt{2\boldsymbol{\varepsilon}^T \mathbf{Q} \mathbf{P} \mathbf{Q} \boldsymbol{\varepsilon}} = \sqrt{2\mathbf{e}^T \mathbf{Q} \mathbf{e}} \quad (1.17)$$

V následujících odstavcích budou popsány dva modely teorie plasticity, Mohr-Coulombův model (Odst. 1.3.1) a modifikovaný Cam Clay model (Odst. 1.3.2). Ty budou v dalších kapitolách aplikovány na konkrétní úlohu.

### 1.3.1 Mohr-Coulombův model

Mohr-Coulombova podmínka porušení je charakterizována dvěma parametry:

- *soudržností*  $c$  (kPa)
- *úhlem vnitřního tření*  $\varphi$  ( $^\circ$ )

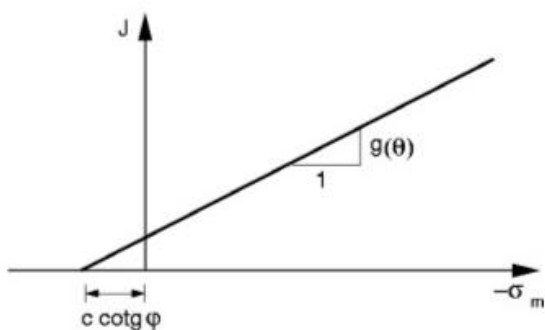
Jelikož program uvažuje uživatelem zadané hodnoty parametrů jako konstantní v oboru zatěžování, lze Mohr-Coulombovu podmínku porušení použít pouze pro ideálně pružnoplastický materiál. Parametry  $\varphi$  a  $c$  určují tvar plochy plasticity (viz rovnice 1.18), která se v prostoru hlavních napětí zobrazuje jako nepravidelný šestiboký jehlan, což je patrné z Obr. 1.5. Uvnitř plochy plasticity se zemina chová jako lineárně pružný materiál a stav mezi napětím a deformací závisí na hodnotách Youngova modulu  $E$  a Poissonova čísla  $\nu$ . Při odtížení se předpokládá elastické chování, přičemž stejně jako u elastického

modelu lze zadat modul odtížení  $E_{ur}$ . S použitím MC modelu lze dosáhnout pouze smykového porušení, přičemž smyková pevnost se zvyšuje při zvyšování středního napětí [6].

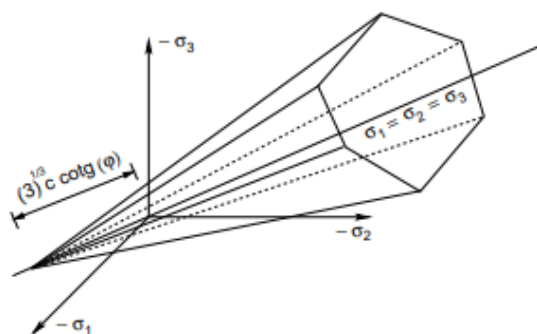
Plochu plasticity lze zapsat pomocí invariantů napětí popsanych na začátku této kapitoly:

$$F(\boldsymbol{\sigma}) = J + (\sigma_m - c \cot \varphi)g(\theta) = 0 \quad (1.18)$$

kde  $g(\theta)$  reprezentuje funkci, která určuje tvar plochy plasticity v tzv. *deviatorické rovině* znázorněný na Obr. 1.6. Deviatorická rovina je rovina kolmá na hydrostatickou osu  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ , pro kterou platí, že střední napětí je konstantní.



Obr. 1.5: Průmět MC podmínky porušení do meridiánové roviny, převzato z [9]

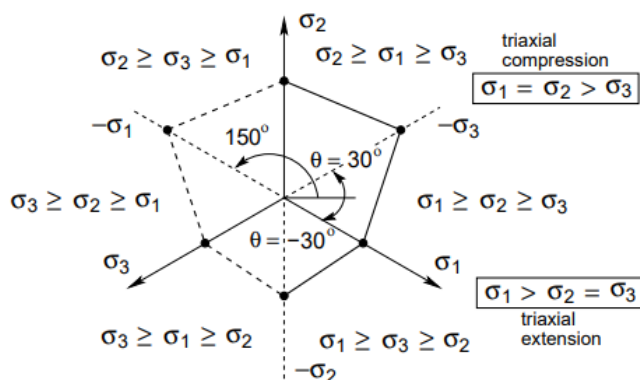


Obr. 1.6: Zobrazení MC plochy plasticity v prostoru hlavních napětí, převzato z [7]

Návrat na plochu plasticity se řídí tzv. *úhlem dilatance*  $\psi(^{\circ})$ . Zvolená hodnota úhlu dilatance ovlivňuje výsledné hodnoty plastického objemového přetvoření. Pokud  $\psi = \varphi$ , jedná se o tzv. *asociovaný zákon plastického tečení*, směr návratu je kolmý na plochu plasticity a výsledkem jsou obvykle hodnoty objemového přetvoření neodpovídající realitě. Pokud  $\psi < \varphi$ , jedná se o tzv. *neasociovaný zákon plastického tečení*, jehož výsledkem je nesymetrická matice tuhosti, a tedy větší náročnost výpočtu. Pokud  $\psi = 0^{\circ}$ , výsledkem jsou nulové hodnoty objemové plastické deformace [6].

Jsou známé obecně doporučované hodnoty úhlu dilatance:

- pro písky  $\psi = \varphi - 30^{\circ}$
- pro jíly  $\psi = 0^{\circ}$



Obr. 1.7: Zobrazení MC plochy plasticity v deviatorické rovině, převzato z [7]

### 1.3.2 Modifikovaný Cam Clay model

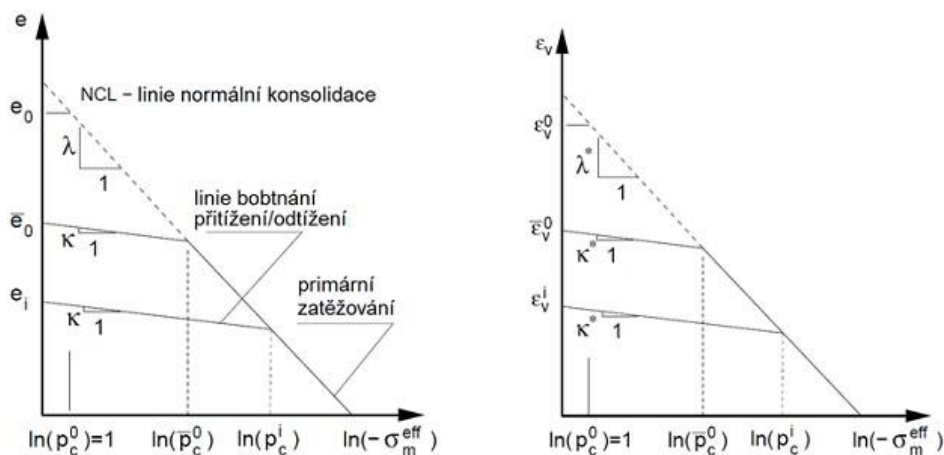
Modifikovaný Cam Clay model patří do skupiny modelů teorie plasticity, kterými lze popisovat tzv. *kritický stav*. Ten je definován jako stav zeminy, při kterém se vyvíjí plastická deformace bez změny objemu a napjatosti. Existuje vztah mezi změnou objemu a změnou čísla pórovitosti  $e$ . Pokud tedy nedochází ke změnám objemu, můžeme říci, že se nemění ani číslo pórovitosti. Pro každý materiálový bod existuje limitní hodnota čísla pórovitosti, ve kterém při postupném zatěžování končí vývoj napjatosti. Tomuto bodu přísluší jedinečná plocha plasticity v prostoru vymezeném středním napětím  $\sigma_m$ , ekvivalentním deviatorickým napětím  $J$  a číslem pórovitosti  $e$  [7].

Definice čísla pórovitosti:

$$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{n}{n-1} \quad (1.19)$$

kde  $V_p$  je objem pórů,  $V_s$  je objem pevného skeletu a  $n$  je pórovitost.

Předpokládejme podmínky izotropní konsolidace, kdy  $J = 0$ . Průběh zatěžování je možné vykreslit do diagramu, kde svislá osa reprezentuje číslo pórovitosti  $e$  a vodorovná osa velikost středního napětí  $\sigma_m$ , resp.  $\ln(-\sigma_m)$ . Diagram pro izotropní konsolidaci je vyobrazen na Obr. 1.8. Linie normální konsolidace popisuje chování tzv. *panenské zeminy*, tj. zemina, která v minulosti nebyla zatížena. Sklon této linie určuje parametr  $\lambda^3$ , proto je také nazývána  $\lambda$ -linií. V případě odtížení materiálového bodu zatíženého určitým napětím dojde ke zpětnému nárůstu čísla pórovitosti. Toto chování popisuje linie bobtnání, nebo také  $\kappa$ -linií. Po opětovném zatížení se pohybujeme po  $\kappa$ -linii, dokud vztah mezi napětím a číslem pórovitosti nedosáhne bodu ležícího na  $\lambda$ -linii. Od té chvíle se materiál chová jako panenská zemina a při zvyšování zatížení se pohybujeme po linii normální konsolidace [7] [9].



Obr. 1.8: Diagram pro izotropní kompresi MCC modelu, převzato z [9]

Z Obr. 1.8 je zřejmé, že sklon  $\kappa$ -linií je menší než sklon linie při zatěžování. To je dáno skutečností, že objemová tuhost již zkonsolidovaných zemín je větší než objemová tuhost panenské zeminy [6].

<sup>3</sup> V tomto případě má parametr  $\lambda$  zcela odlišný význam než parametr  $\lambda$  popsany v kap. 1.2.1

Průběh zatěžování (1.20) a odtěžování (1.21) popisují následující vztahy:

$$e(\sigma_m) = e_0 - \lambda \ln(-\sigma_m) \quad (1.20)$$

$$e(\sigma_m) = e_i - \kappa \ln(-\sigma_m) \quad (1.21)$$

Odhad parametrů  $\lambda$  a  $\kappa$  získáme ze vztahů:

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (1.22)$$

$$\kappa = 3 \frac{1 - \nu C_s}{1 + \nu 2,3} \quad (1.23)$$

$C_c$  a  $C_s$  jsou součinitele určované pomocí laboratorních zkoušek.

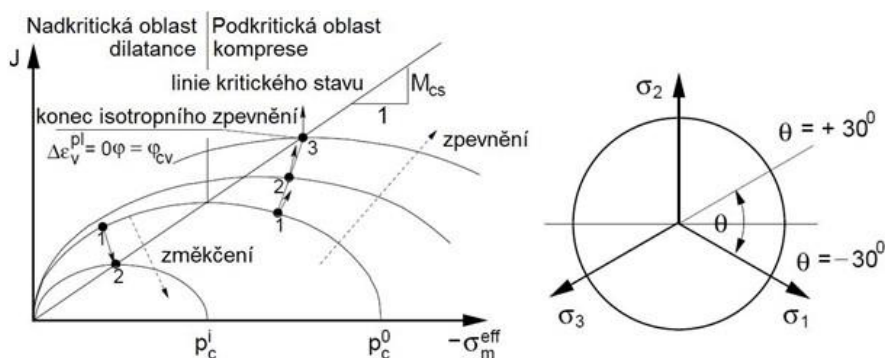
Tvar plochy plasticity v meridiánové rovině je dán rovnicí:

$$F(\sigma, \kappa) = \frac{J^2}{M_{cs}^2} + \sigma_m^2 + \sigma_m p_c = 0 \quad (1.24)$$

kde  $p_c$  je příslušná (aktuální) hodnota překonsolidačního napětí a  $M_{cs}$  je směrnice linie kritického stavu.  $M_{cs}$  je materiálová konstanta, která závisí na kritické hodnotě součinitele vnitřního tření  $\varphi_{cv}$  a pro účely této práce bude vypočítána ze vztahu (1.25) určeného pro podmínky rovinné deformace, viz [10] str. 342,

$$M_{cs} = \sqrt{3} \sin \varphi_{cv}. \quad (1.25)$$

V meridiánové rovině se plocha plasticity zobrazuje jako elipsa, jejíž velikost se mění v závislosti na aktuální hodnotě překonsolidačního tlaku  $p_c$ . Jednou z výhod použití modelu MCC je možnost uvažování *lineárního zpevnění* nebo *změkčení* materiálu. Ve chvíli, kdy materiálový bod dosáhne plochy plasticity, je mu umožněno dále se přetvářet, aniž by došlo ke smykovému porušení. Plastická deformace má směr normály k ploše plasticity. Při dalším přetváření dochází buď k expanzi (zpevnění) nebo kontrakci (změkčení) plochy plasticity v závislosti na stavu překonsolidace, dokud není dosaženo linie kritického stavu. Vzhledem k tomu, že v tomto bodě nevznikají objemové plastické deformace, příslušná normála k ploše plasticity má svislý směr. Po dosažení kritického stavu se zemina dále plasticky přetváří bez změny čísla pórovitosti a středního napětí. Tvar plochy plasticity v meridiánové rovině a v deviatorické rovině je znázorněn na Obr. 1.9 [7] [9].



Obr. 1.9: Plocha plasticity modelu MCC v meridiánové a v deviatorické rovině, převzato z [9]

## 1.4 Drénované a nedrénované prostředí

Na pevnou složku struktury zeminy působí *pórový tlak*  $p$  způsobený vyplněním pórů plynnou a kapalnou fází. Obsah vody v pórech popisuje *stupeň nasycení*  $S$ . Pro účely naší úlohy uvažujeme, že  $S = 1$ , tedy že všechny póry skeletu jsou plně nasyceny vodou. Vektor totálních napětí po zahrnutí účinků vody bude mít následující tvar:

$$\boldsymbol{\sigma}_{tot} = \boldsymbol{\sigma}_{eff} - 3mp, \quad (1.26)$$

kde *efektivní napětí*  $\boldsymbol{\sigma}_{eff}$  vyjadřuje napětí působící mezi zrny a vektor  $\mathbf{m}$  daný pro podmínky rovinné napjatosti je definován v (1.10).

Odvození tvaru vektoru totálních napětí pro danou tuhost skeletu a zrn lze najít v publikaci [6], zde bude uveden pouze konečný tvar:

$$\boldsymbol{\sigma}_{tot} = \mathbf{D}^{el} \boldsymbol{\varepsilon} - \alpha 3m p, \quad (1.27)$$

kde  $\alpha$  je *Biotova konstanta*, která zohledňuje právě poměr tuhosti skeletu a tuhosti pevné fáze. Pro soudržné zeminy se  $\alpha$  blíží 1, pro horniny je menší než 0,5.  $\mathbf{D}^{el}$  je *elastická matice tuhosti skeletu*.

Pokud předpokládáme, že se pórový tlak nemění s deformací pevné fáze, a zanedbáme časový faktor, můžeme definovat dva základní typy úloh. První úloha řeší oblast zeminy s propustnou hranicí. Pórové tlaky mají známé hodnoty odpovídající hodnotám hydrostatického tlaku a lze je získat předepsáním hloubky hladiny podzemní vody, přičemž nad hladinou podzemní vody je pórový tlak roven nule. Z hlediska MKP se vliv vody projeví pouze na pravé straně rovnice (1.5), kde se objeví vektor přitížení uzlovými hodnotami pórového tlaku. Tato úloha odpovídá ustálenému stavu v čase  $t = \infty$  a říkáme, že zemina je *odvodněná* [6].

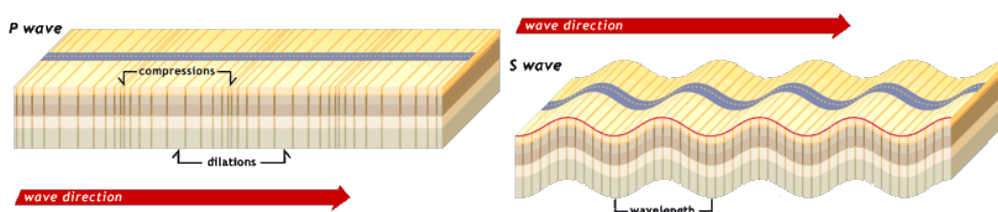
V druhé úloze má oblast zeminy nepropustnou hranici, která ovlivňuje hodnoty pórových tlaků bráněním úniku vody – zemina je *neodvodněná*. Jedná se o řešení sdruženého problému, kdy deformace ovlivňují hodnoty pórových tlaků a naopak. Pórový tlak vystupuje jako neznámá veličina. S uvážením rovnice kontinuity v čase  $t = 0$  můžeme hodnoty pórového tlaku určit na základě deformací určených ze zjištěných hodnot uzlových posunutí ze vztahu:

$$p = -\alpha M 3\mathbf{m}^T \boldsymbol{\varepsilon}, \quad (1.28)$$

kde  $M$  je *Biotův modul*. Jeho hodnota by měla být (100 ~ 1000) násobek tuhosti skeletu [6].

## 1.5 Princip posouzení konstrukce při seismickém zatížení

Dopad zemětřesení na konstrukci je ovlivněn mnoha faktory, především to jsou tvar a rozměry konstrukce, parametry okolního zeminového nebo horninového prostředí, intenzita zemětřesení a hloubka, ve které se konstrukce nachází. Účinek seismické aktivity má dynamický charakter a seismické vlny se šíří od místa zdroje zeminovým prostředím několika způsoby. Povrchové vlny se šíří na povrchu zemního tělesa a pohybují se buď po vertikálních elipsách (Rayleighovy vlny) nebo vodorovně kolmo na směr šíření (Loveovy vlny). Oproti tomu objemové vlny se šíří uvnitř zemního tělesa a dělí se na tlakové a smykové. Při zaznamenávání seismické aktivity se jako první projeví vlny tlakové, které se šíří rychleji, proto jsou nazývány primární nebo také P-vlny. Při šíření P-vln dochází ke stlačování a natahování zeminového prostředí ve směru šíření. Smykové vlny se šíří pomaleji a jsou nazývány sekundární nebo S-vlny. Působení šíření objemových vln na zemní masiv je patrné z Obr. 1.10.



Obr. 1.10: Šíření objemových vln zemním tělesem, převzato z [11]

Rychlost šíření objemových vln je závislá na tuhosti a hustotě prostředí, kterým prochází. Čím je zemina nebo hornina tužší, tím rychleji se vlna šíří. U P-vln se rychlost šíření odvíjí od hodnoty edometrického Youngova modulu  $E$  a u S-vln od smykového modulu  $G$ . Na rozhraní dvou prostředí se objemová vlna částečně odrazí zpět do původní vrstvy a částečně prochází do vrstvy další a předává jí část své energie. To, jak velká část vlny projde rozhraním a jak velká část se odrazí zpět, závisí na poměru tuhostí obou vrstev. V případě elastického chování je součet energie odražené a procházející vlny roven energii původní přichodící vlny. Tato publikace řeší pouze odezvu zemního tělesa a konstrukce na smykové vlny šířící se zemním tělesem svislým směrem s ohledem na to, že z hlediska deformací a porušení konstrukce jsou smykové vlny považovány za nejnebezpečnější.

Rychlost šíření smykové vlny se určí ze vztahu:

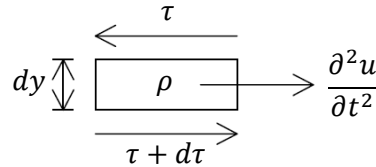
$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad (1.29)$$

### 1.5.1 Free field analýza

Free field analýza vyhodnocuje odezvu samotného zeminového a horninového prostředí bez jakékoliv konstrukce na procházející vlnu. Základním předpokladem free field úlohy je homogenní geologické prostředí v horizontálním směru. V takovém případě lze rovinnou úlohu převést na 1D problém nehomogenního sloupce zemin, kdy zrychlení, rychlost a deformace prostředí, kterým se objemové vlny šíří, jsou proměnné pouze s časem  $t$  a svislou souřadnicí  $y$ . Osa  $y$  směřuje směrem nahoru a její počátek  $y = 0$  je na spodní hranici modelu. V případě smykových vln hledáme pole vodorovných posunů  $u(y, t)$ , které je popsáno vlnovou rovnicí (1.32).

Vlnová rovnice byla odvozena z rovnováhy na elementárním kvádru pro šíření smykové vlny v jednom směru. Na povrchu elementárního kvádrů na Obr. 1.11 vzniká smykové napětí, pro které musí platit podmínka:

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.30)$$



Obr. 1.11: Podmínka rovnováhy na elementárním kvádru

Po dosazení Hookeova zákona  $\tau = G \frac{\partial u}{\partial y}$  a rychlosti šíření smykové vlny  $c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$  přejde podmínka rovnováhy na tvar:

$$\frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = c_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.31)$$

Z toho vlnová rovnice:

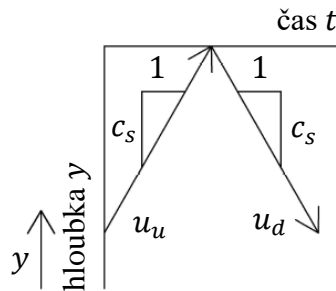
$$c_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (1.32)$$

Obecné řešení vlnové rovnice se skládá z vlny  $u_l(y, t)$  šířící se směrem vzhůru a vlny  $u_o(y, t)$ , která směřuje dolů.  $u_u$  a  $u_d$  jsou libovolné funkce.

$$u(y, t) = u_u(y - c_s t) + u_d(y + c_s t) \quad (1.33)$$

$$u_l(y, t) = u_u(y - c_s t)$$

$$u_o(y, t) = u_d(y + c_s t)$$



Obr. 1.12: Odvození obecného řešení vlnové rovnice

Vstupní informací pro řešení free field úlohy je časový průběh zrychlení, tzv. *akcelerogram*. Následnou integrací akcelerogramu získáváme časový průběh rychlosti. V případě, že máme k dispozici záznam akcelerogramu měřený na povrchu terénu, jedná se o tzv. *outcrop motion*. Záznam naměřený na povrchu skály se nazývá *rock outcrop motion*. Obecně se smykové vlny od zdroje seismicity nešíří kolmo k úrovni

terénu, ale po určité dráze. Nicméně zdroj vlnění se obvykle nachází v hloubce desítek až stovek kilometrů a v blízkosti terénu lze uvažovat šíření vlny po svislé ose.

Rozhraní skály nebo zemního tělesa se vzduchem představuje speciální typ rozhraní materiálu s určitou tuhostí a nekonečně poddajného materiálu, kdy veškerá energie nahoru putující vlny se od povrchu terénu odrazí a vrací se zpět do zemního tělesa s původní amplitudou. Amplituda na terénu má potom hodnotu součtu vzhůru jdoucí a odražené vlny, to znamená, že amplituda outcrop motion má dvojnásobnou hodnotu oproti amplitudě uvnitř tělesa. To vychází také z okrajové podmínky pro volný okraj, kdy smykové napětí na povrchu musí být rovno nule.

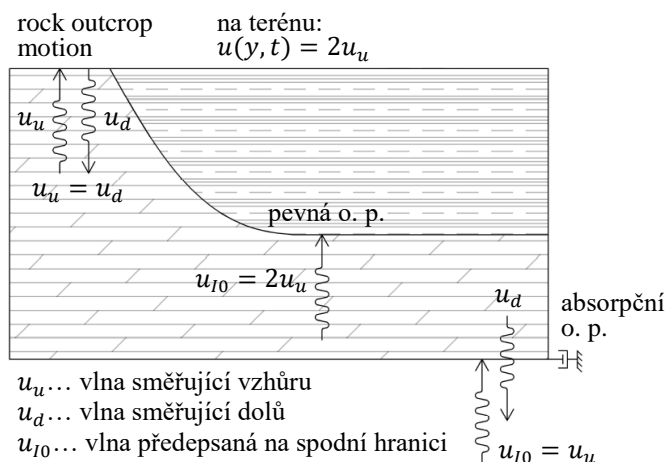
Podmínka nulového smykového napětí na terénu v  $y = y_{max}$ :

$$\tau = G \frac{\partial u(y_{max}, t)}{\partial y} = 0$$

Na povrchu potom platí:

$$u(y, t) = 2u_u$$

Na spodní hranici modelu lze předepsat dva typy okrajových podmínek – pevnou okrajovou podmínku na rozhraní zeminy a výrazně tužší horniny nebo absorpční okrajovou podmínku, která se dá použít uvnitř jakkoliv tuhé vrstvy zeminy nebo horniny, nikoliv však na rozhraní. Schéma šíření vln s ohledem na použité okrajové podmínky je vyobrazeno na Obr. 1.13. Obě podmínky jsou popsány v následující podkapitole.



Obr. 1.13: Typy rozhraní a odpovídající okrajové podmínky

### 1.5.2 Okrajové podmínky na spodní hranici

V této podkapitole budou uvedeny všechny rovnice a předpoklady vztahující se ke spodní hranici modelu, chování vlny při kontaktu se spodním okrajem a z toho plynoucím okrajovým podmínkám.

#### Pevná okrajová podmínka (fixed)

Pevnou okrajovou podmínku lze použít v případě, že modelujeme zeminové poddajné prostředí uložené na teoreticky nekonečně tuhém skalním podloží, které pokračuje do nekonečné hloubky. Chování vlny na takovém rozhraní je obdobné jako na volném okraji a veškerá energie dolů jdoucí vlny se odrazí od spodního okraje zpět nahoru. To znamená, že při definování okrajové podmínky na dolní hranici předepisujeme součet vlny odchozí



a vlny přichází. Na dolní hranici lze předepsat přímo naměřené outcrop motion, pokud zanedbáme určitý útlum vlnění při průchodu zeminou, ke kterému dojde před jejím zaznamenáním na povrchu.

Při řešení free field úlohy pomocí MKP definuje pole posunutí pro případ pevné okrajové podmínky na spodní hranici rovnice:

$$u(y, t) = u(0, t) + u_R(y, t), \quad (1.34)$$

kde  $u(0, t)$  je posunutí spodní hranice modelu (rozhraní skalního podloží a zeminy) a  $u_R(y, t)$  je pole relativního posunutí.

Pro spodní hranici modelu tedy platí, že  $u_R(0, t) = 0$ . Celkové pole posunutí bodu na spodním okraji je potom shodné s polem posunutí získaným dvojnásobnou integrací akcelerogramu. Graficky je pevná okrajová podmínka znázorněna na Obr. 1.14.

### Absorpční okrajová podmínka (quiet)

Absorpční okrajovou podmínkou lze popsat spodní hranici modelu v jakékoliv hloubce, není tedy vázána na rozhraní dvou prostředí. Předepsáním této podmínky předpokládáme, že pod spodní hranicí modelu se nachází nekonečná doména elastického homogenního prostředí a přicházející vlna zcela projde předepsanou hranicí. Proto quiet podmínka nemůže být použita na rozhraní dvou materiálů s rozdílnou tuhostí, kde vždy dochází k nějakému odrazu. Předepisujeme pouze vlnu putující směrem vzhůru a na spodní hranici je nutné uvažovat okrajovou podmínku pro utlumení smykové vlny odražené od terénu a vracející se dolů. Časový průběh akcelerace a rychlosti předepsaný na spodní hranici lze uvažovat poloviční oproti naměřenému outcrop motion při zanedbání útlumu. Graficky je absorpční okrajová podmínka znázorněna na Obr. 1.14.

Pole posunutí pro případ absorpční okrajové podmínky má tvar:

$$u(y, t) = u_{I0}(t) + u_R(y, t) \quad (1.35)$$

Obecné řešení vlnové rovnice má tvar:

$$u(y, t) = u_I(y, t) + u_O(y, t) \quad (1.36)$$

Pro vlnu putující dolů platí:

$$u_O(y, t) = u_{I0}(t) + u_R(y, t) - u_I(y, t) \quad (1.37)$$

$$u'_O(y, t) = u'_R(y, t) - u'_I(y, t) \quad (1.38)$$

Vztah mezi polohovou a časovou derivací pole posunutí dolů se šířící vlny s odkazem na [12], *Apendix A*:

$$u'_O(y, t) = \frac{1}{c_s} u_O(y, t) \quad (1.39)$$

Obdobně pro vlnu putující vzhůru:

$$u'_I(y, t) = -\frac{1}{c_s} u_I(y, t) \quad (1.40)$$

Pro spodní hranici modelu platí, že:

$$u_o(0, t) = u_R(0, t)$$

$$\dot{u}_o(0, t) = \dot{u}_R(0, t)$$

$$u'_o(0, t) \neq u'_R(0, t)$$

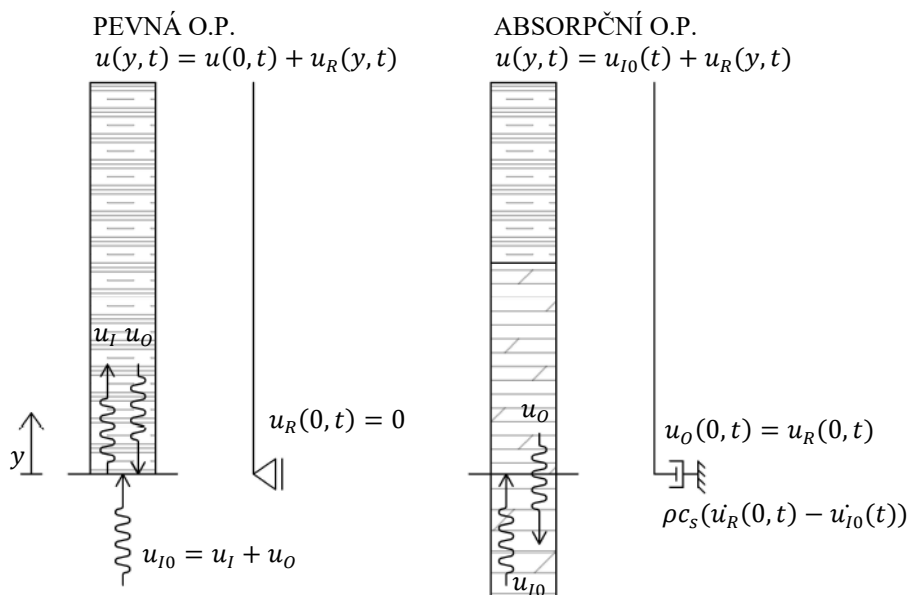
$$u_I(0, t) = u_{I0}(t)$$

Dosazením rovnice (1.39) a rovnice (1.40) do (1.38) pro bod na spodní hranici  $y = 0$  dostaneme:

$$u'_o(0, t) = u'_R(0, t) + \frac{1}{c_s} u_{I0}(t) = \frac{1}{c_s} \dot{u}_R(0, t) \quad (1.41)$$

Smykové napětí na spodní hranici:

$$\tau(0, t) = G u'_R(0, t) = \frac{G}{c_s} (\dot{u}_R(0, t) - \dot{u}_{I0}(t)) \quad (1.42)$$



Obr. 1.14: Okrajové podmínky pro spodní hranici při šíření smykové vlny

### 1.5.3 Dynamický výpočet v MKP

Výsledkem free field úlohy řešené pomocí Geo5 MKP je časový průběh zrychlení, rychlosti, posunutí a zkosení každého uzlu sítě konečných prvků na obou svislých hranicích modelu zemního tělesa bez výrubu nebo jakékoliv konstrukce. Diskretizaci free field úlohy metodou konečných prvků pro pole vodorovných a svislých posunů (2D úloha) lze nalézt v [12]. Výsledkem diskretizace s využitím principu virtuálních prací při zanedbání materiálového útlumu je rovnice:

$$\delta \mathbf{r}_R^T \mathbf{K} \mathbf{r}_R + \delta \mathbf{r}_R^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{r}}_R + \delta \mathbf{r}_R^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{r}}_{I0} + \delta \mathbf{r}_R^T \mathbf{C}_p (\dot{\mathbf{u}}_R - \dot{\mathbf{u}}_{I0}) \Big|_{y=0} = 0, \quad (1.43)$$

kde  $\mathbf{M}$  je matice hmotnosti,  $\mathbf{K}$  matice tuhosti a  $\mathbf{C}_p$  matice tlumení.

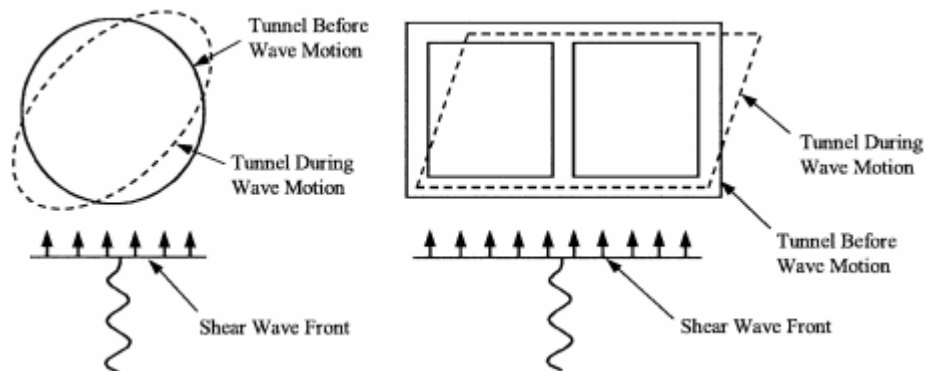
### 1.5.4 Pseudostatický výpočet

Odezva tunelové konstrukce na seismické zatížení je ovlivněna spíše odezvou okolního prostředí než parametry samotné konstrukce, proto jsou základními faktory při posuzování konstrukce pseudostatickou metodou deformace zemního tělesa a interakce konstrukce s okolním prostředím. Posouzení konstrukce pseudostatickou metodou se dá provést dvěma způsoby. V prvním případě dle [13] se řešení omezuje na tunelové konstrukce s kruhovým nebo rámovým příčným řezem. Je známá určitá průměrná hodnota rychlosti kmitání materiálového bodu v podloží  $v_s$  a smyková deformace  $\gamma$  je určena ze vztahu:

$$\gamma = \frac{v_s}{c_s} \quad (1.44)$$

kde  $c_s$  je rychlost šíření smykové vlny daná vztahem (1.29).

Hodnota zkosení je poté jedním ze vstupních parametrů pro analytický výpočet vnitřních sil na ostění. Deformace příčného řezu tunelové konstrukce způsobená průchodem smykové vlny, která se šíří podložím ve svislém směru, je pro případ kruhového i rámového ostění znázorněna na Obr. 1.15. V případě kruhového ostění pak mluvíme o *zoválnění*. Metoda předepsání smykové deformace uvedeným způsobem nezohledňuje interakci zeminy s konstrukcí, ale může poskytnout odhad očekávané deformace konstrukce. V případě rozdílné tuhosti ostění oproti okolnímu prostředí by mohlo dojít k podcenění nebo nadhodnocení deformací [13].



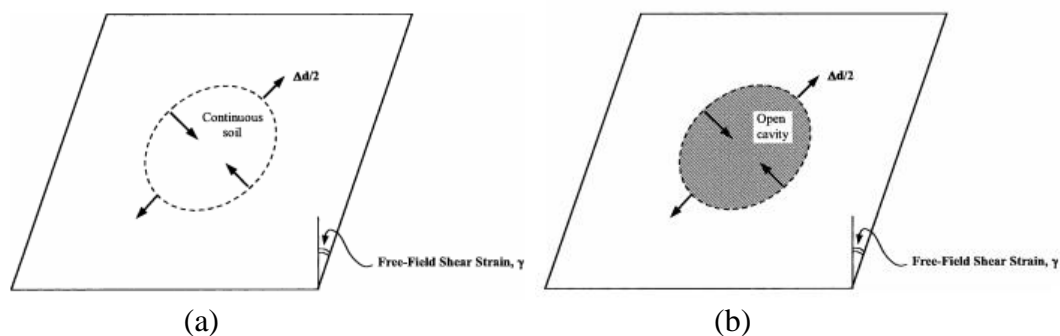
Obr. 1.15: Smykové přetvoření příčného řezu kruhového a rámového ostění tunelu, převzato z [13]

Analytickým výpočtem vnitřních sil dle [13] se zabývá kap. 7.

Způsob předepsání zkosení homogenní vrstvě zeminy je znázorněn na Obr. 1.16(a). Obr. 1.16(b) odpovídá provedení výrubu bez ostění nebo případu, kdy má ostění stejnou tuhost jako okolní zemina.

Přesnějších výsledků bychom měli dosáhnout při použití dynamického výpočtu smykového přetvoření free field analýzou s použitím MKP. Prvním krokem pro řešení úlohy je definice parametrů zemětřesení pomocí časového průběhu zrychlení a rychlosti, na spodní hranici modelu a určení jedné z okrajových podmínek popsanych v kap. 1.5.2. Přímým výpočtem smykového přetvoření pomocí MKP získáme průběh maximálních hodnot zkosení po výšce 1D sloupce, ze kterého lze určit průměrnou hodnotu zkosení po výšce geologické vrstvy. Následně se numerický model zatíží konstantním smykovým přetvořením po výšce homogenní vrstvy a výpočet napjatosti, deformací a vnitřních sil je

proveden metodou konečných prvků za předpokladu rovinné deformace. Jakým způsobem se zavádí zkosení do numerického modelu bude ukázáno v kap. 6.1, kde bude tento přístup aplikován na konkrétní úlohu. Určení optimální délky konečného prvku pro výpočet free field deformací v závislosti na rychlosti šíření vlny a délce časového kroku bude uvedeno v kap. 5.1, kde budou popsány numerické modely pro výpočet free field deformací.



Obr. 1.16: (a) Zkosení homogenní vrstvy zeminy, (b) Provedení výrubu bez ostění, převzato z [13]

## 2. Vstupní parametry úlohy

Posuzovanou konstrukcí je kruhový tunel sloužící pro vedení kolejové tratě mezi dvěma stanicemi linky metra. Úsek je dlouhý asi 1 500 m v půdorysném průmětu se dvěma směrovými oblouky o poloměrech 1 200 m a 2 600 m. Stanice se nacházejí v rozdílných hloubkách, traťový úsek překonává výškový rozdíl 25,65 m a je veden ve sklonu 1,90 %. Směrové i výškové vedení trasy je patrné z Obr. 2.1.

Ražba tunelu probíhala kontinuálně s využitím plnoprofilového tunelovacího stroje o průměru 6 m. Vrtným nástrojem TBM je razící hlava s rozpojovacími nástroji, která je přitlačena k čelbě tunelu pomocí štítových lisů a otáčí se kolem své osy. Odtěžená zemina nebo hornina je zároveň pásovým dopravníkem tunelovacího stroje přemísťována do místa odvozu. Štítové lisy mají určitý dosah, po jeho vyčerpání dochází k uvolnění lisů a automatickému osazení betonových segmentů ostění. Ty musejí být dimenzované na tlak vyvíjený štítovými lisami při ražbě dalšího záběru. Následně je prostor mezi segmenty a výrubem vyplněn pomocí tlakové injektáže. V našem případě je konstrukce ostění složena z železobetonových segmentů tloušťky 0,3 m, vnitřní průměr tubusu je tedy 5,4 m.

### 2.1 Geologický profil

Povrch zemního tělesa pokrývá tenká vrstva sedimentů, podloží je tvořeno vrstvami jílu o střední a nízké plasticitě a horninovým masivem z vápence. V zemním tělese se vyskytují ložiska písku a pískovce. Pro určení návrhových parametrů zemin jsou k dispozici výsledky geotechnických zkoušek, které byly prováděny pro vzorky zemin z několika vrtů (Obr. 2.2). Provedeny byly jak laboratorní zkoušky (v edometru, krabicovém přístroji nebo triaxiálu), tak in situ zkoušky (SPT test, pressuremeter test).

Edometrická zkouška konsolidace spočívá ve stlačování vzorku zeminy ve tvaru nízkého válce při zabránění boční deformace, což zajišťuje podmínky jednoosé deformace. Zatěžování vzorku probíhá v zatěžovacích krocích za současného měření sedání. Výsledkem je závislost mezi působícím napětím a deformací, ze které lze určit hodnotu edometrického modulu pružnosti. Dalšími parametry určenými edometrickou zkouškou jsou parametry  $C_c$  a  $C_s$  důležité pro popsání modifikovaného Cam Clay modelu.

Pro zjištění smykových parametrů zemin se používá krabicová smyková zkouška nebo triaxiálová zkouška za trojosé napjatosti. Usmyknutí zeminy pomocí krabicového přístroje probíhá za současného stlačování ve svislém směru. Zkouška se vyhodnocuje závislostí smykového napětí na svislém tlakovém napětí a výsledkem jsou smykové parametry – úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy. Při triaxiálové zkoušce je vzorek zeminy válcového tvaru umístěn do válcové komory triaxiálu, která je následně napuštěna a natlakována a tím napodobuje vnější tlak okolní zeminy. Díky tomu triaxiálová zkouška nejlépe vystihuje skutečné chování zeminy při zatěžování. Vzorek je po natlakování komory svisle zatěžován do vytvoření smykové plochy a porušení. Výsledkem je dvojice napětí – komorový tlak a svislé napětí při porušení. Aby mohly být vyhodnoceny smykové parametry zemin, musí být zkouška provedena pro několik hodnot komorových tlaků.

Principem pressuremeter testu je vložení válcové sondy do předem připraveného vrtu a následném zvětšování objemu válce, čímž se vnáší tlak do stěn vrtu a zároveň se zaznamenává průběh objemových změn. Výsledkem jsou mezní hodnoty tlaků v různých hloubkách vrtu a presiometrický modul pružnosti.

SPT test neboli standardní penetrační zkouška probíhá zarážením odběrného válce výšky 0,3 m a zaznamenáváním počtu úderů potřebných pro jeho zaražení. Tento počet se následně pro další výpočty upravuje v závislosti na použitém zkušebním zařízení a dalších faktorech.

Volba zadávaných parametrů jílu a vápence do numerických modelů se odvíjí od výsledných hodnot geotechnických zkoušek uvedených v geotechnické zprávě projektu, obecně doporučených hodnot a odborné konzultace s jedním z autorů projektové dokumentace. Vzhledem k tomu, že se ložiska písku a pískovce nevyskytují ve velké míře, byl jejich vliv zanedbán. Uvažuje se vrstva jílu neměnných parametrů, přičemž základní parametry jako objemová hmotnost nebo součinitel bočního tlaku jsou dány průměrnými hodnotami uvedenými pro dva typy jílu o rozdílné plasticitě. Prováděný výrub se nachází pod hladinou podzemní vody, její přibližná poloha je patrná z Obr. 2.2.

### Použité parametry zemín

Pro materiál vápence byl zvolen elastický materiálový model s parametry shrnutými v Tab. 2.1. Pro jíly v nadloží byly použity dva materiálové modely – modifikovaný Cam Clay (MCC) a Mohr-Coulombův model (MC). Parametry  $\lambda$ ,  $\kappa$  a  $M$  pro model Cam Clay byly určeny s použitím vztahů uvedených v kap. 1.3.2, tyto i ostatní parametry modelu jsou shrnuty v Tab. 2.2. Mohr-Coulombův model má nastavenou lineárně proměnnou hodnotu tuhosti po výšce jílové vrstvy, kdy na povrchu je modul pružnosti  $E$  roven 15 MPa a na rozhraní zemina-hornina má hodnotu 40 MPa, přírůstek na jednotku metru je tedy 0,51 MPa. Takto nastavená hodnota modulu pružnosti koresponduje se skutečností, že tuhost zeminy stoupá s větší tíhou nadloží. Obvyklá hodnota modulu odtížení  $E_{ur}$  se pohybuje mezi dvou až tří násobkem původní hodnoty modulu pružnosti, v tomto případě byla zvolena hodnota 80 MPa. Shrnutí materiálových parametrů pro Mohr-Coulombův model je v Tab. 2.3.

Výpočet parametrů pro MCC model:

$$C_c = 0,115, C_s = 0,03, v = 0,4, \varphi_{cv} = 25^\circ$$

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} = \frac{0,115}{2,3} = 0,0500$$

$$\kappa = 3 \frac{1 - v}{1 + v} \frac{C_s}{2,3} = 3 \frac{1 - 0,4}{1 + 0,4} \cdot \frac{0,03}{2,3} = 0,0168$$

$$M = \sqrt{3} \sin \varphi_{cv} = \sqrt{3} \sin 25 = 0,732$$

*Vápenec*

Materiálový model:	elastický		
<i>Veličina</i>	<i>Ozn.</i>	<i>Hodnota</i>	<i>Jednotky</i>
Objemová tíha	$\gamma$	21,70	kN/m <sup>3</sup>
Poissonovo číslo	$\nu$	0,30	-
Modul pružnosti	$E$	630,00	MPa
Biotův parametr	$\alpha$	1,00	-
Součinitel bočního tlaku v klidu	$K_0$	0,60	-
Objemová tíha sat. zeminy	$\gamma_{sat}$	22,00	kN/m <sup>3</sup>

Tab. 2.1: Shrnutí parametrů pro elastický model vápence

*Jíl*

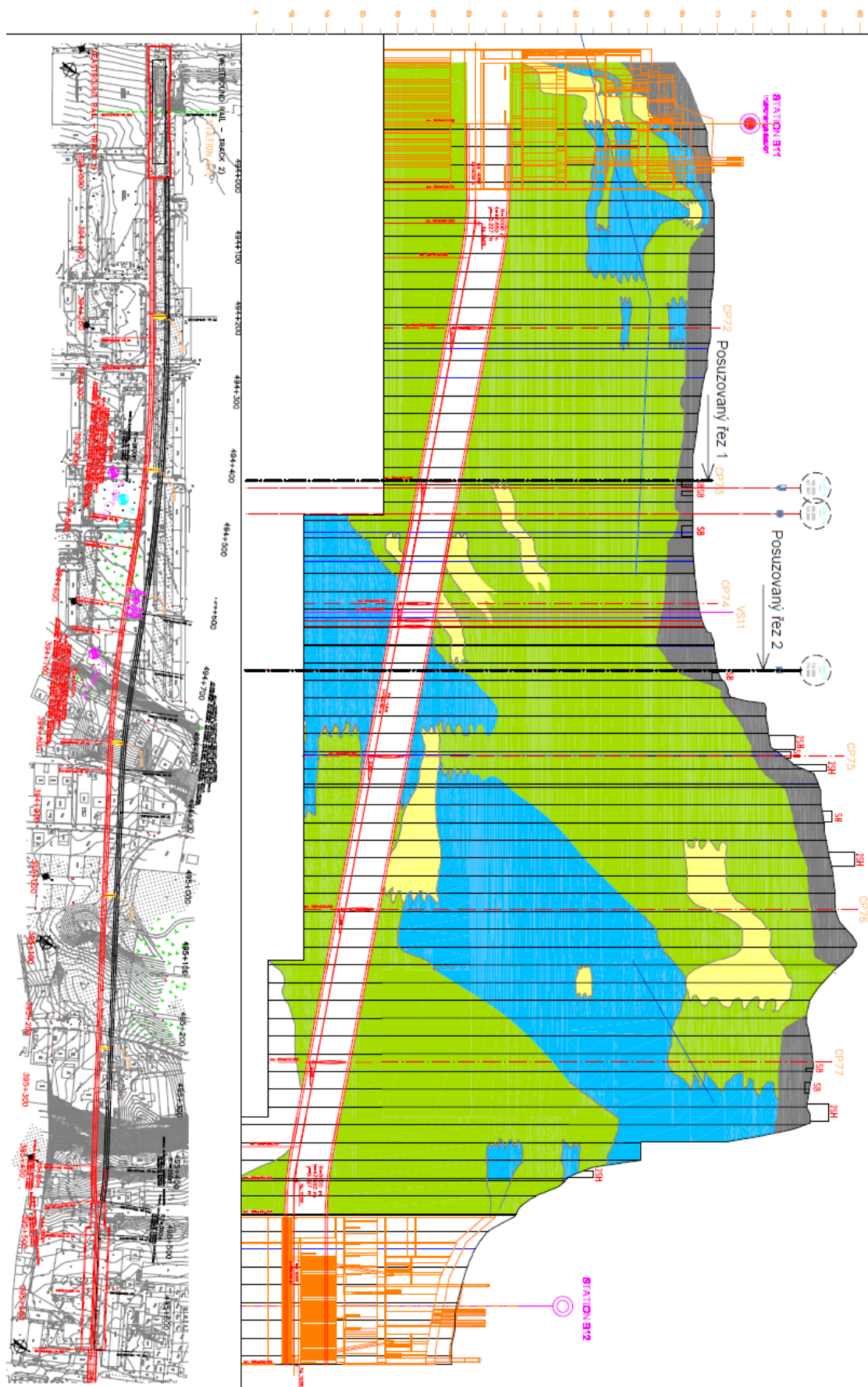
Materiálový model:	Modifikovaný Cam Clay		
<i>Veličina</i>	<i>Ozn.</i>	<i>Hodnota</i>	<i>Jednotky</i>
Objemová tíha	$\gamma$	19,60	kN/m <sup>3</sup>
Poissonovo číslo	$\nu$	0,40	-
Biotův parametr	$\alpha$	1,00	-
Součinitel bočního tlaku v klidu	$K_0$	0,70	-
Směrnice linie bobtnání	$\kappa$	0,0168	-
Směrnice NCL	$\lambda$	0,0500	-
Směrnice linie kritického stavu	$M_{cs}$	0,732	-
Počáteční číslo pórovitosti	$e_0$	0,7	-
Číslo překonsolidace	$OCR$	1,00	-
Objemová tíha sat. zeminy	$\gamma_{sat}$	20,60	kN/m <sup>3</sup>

Tab. 2.2: Shrnutí parametrů pro jíly – model MCC

*Jíl*

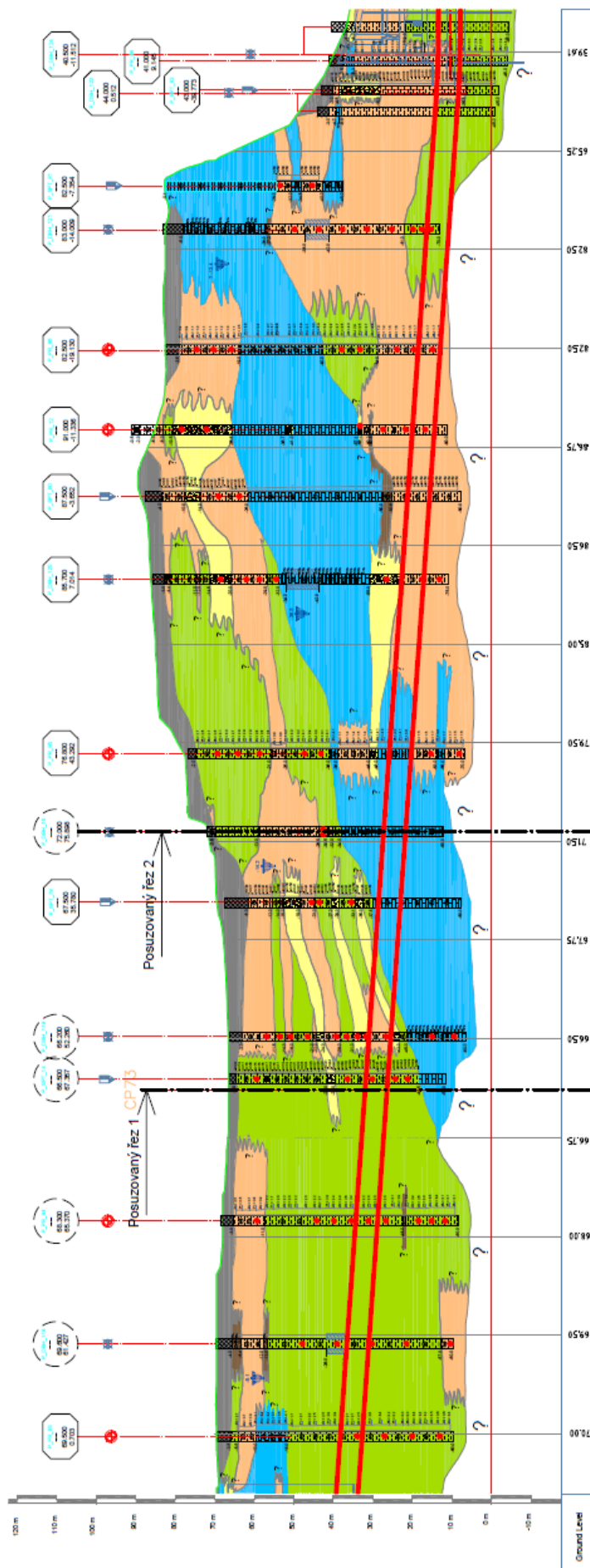
Materiálový model:	Mohr-Coulomb		
<i>Veličina</i>	<i>Ozn.</i>	<i>Hodnota</i>	<i>Jednotky</i>
Objemová tíha	$\gamma$	19,60	kN/m <sup>3</sup>
Poissonovo číslo	$\nu$	0,40	-
Biotův parametr	$\alpha$	1,00	-
Součinitel bočního tlaku v klidu	$K_0$	0,70	-
Modul pružnosti na povrchu	$E$	15,00	MPa
Modul pružnosti na rozhraní	$E$	40,00	MPa
Modul odtížení	$E_{ur}$	80,00	MPa
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef}$	25,00	°
Soudržnost zeminy	$c_{ef}$	10,00	kPa
Objemová tíha sat. zeminy	$\gamma_{sat}$	20,60	kN/m <sup>3</sup>
Úhel dilatance	$\psi$	0,00	°

Tab. 2.3: Shrnutí parametrů pro jíly – model MC



Obr. 2.1: Podélný řez s vyznačenými posuzovanými řezy, směrové vedení trasy





Obr. 2.2: Podélný řez s naznačenými vrtky pro odběr vzorků



### 3. Numerický model pro drénované podmínky

Vzhledem k náročnosti aproximace ražby tunelu pomocí TBM ve 2D prostředí a ke skutečnosti, že Geo5 MKP neumožňuje použití doporučených postupů pro tento způsob ražby, byly při tvorbě sítě konečných prvků a vytváření jednotlivých fází numerického modelu použity standardy modelování ražby Novou rakouskou tunelovací metodou. Ta umožňuje použití metody exkavace popsané v kap. 1.2.1. Dalšími skutečnostmi, které nelze ve 2D numerickém modelu zohlednit, jsou výškové a směrové vedení tunelové konstrukce a po délce se měnící geologický profil. Z toho důvodu jsou posuzovány modely odpovídající dvěma příčným řežům vyznačeným na Obr. 2.1, kdy první model simuluje ražbu tunelu vrstvou jílovité zeminy a druhý horninovým prostředím. Geometrie modelu a rozměry konečných prvků byly v první fázi tvorby modelu voleny na základě praktických doporučení a následně optimalizovány dle studie vlivu na výsledky výpočtů. Pro oba modely byl zvolen vlastní optimální stupeň exkavace. Při určení geostatické napjatosti je používána  $K_0$  procedura.  $K_0$  je součinitel bočního tlaku v klidu, který určuje poměr mezi svislým a bočním tlakem zeminy. Výpočet bočního tlaku zajišťuje aproximaci reálných podmínek všesměrné napjatosti v podloží.

V této kapitole byl model nastaven na předpoklad drénovaných podmínek, kdy je zemina odvodněná a účinek vody se do výpočtu zavádí pouze předepsáním hloubky hladiny podzemní vody, viz kap. 1.4.

#### 3.1 Model pro výrub v zemině

##### *Geometrie modelu*

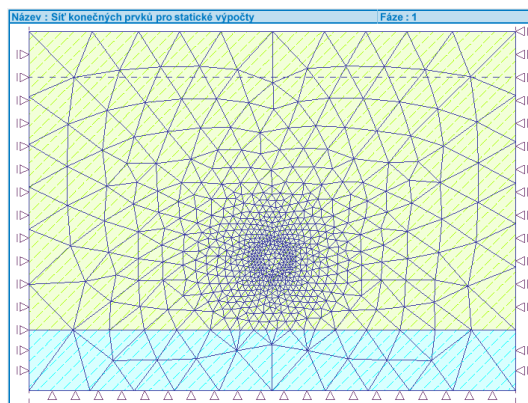
V místě řezu odpovídajícího posuzovanému modelu pro ražbu v zemině se dno tunelu nachází v hloubce -40,35 m a koruna tunelu v hloubce -34,35 m, vztaženo k úrovni terénu. Rozhraní mezi jílovou vrstvou a horninovým masivem lze předpokládat v hloubce -49 m. Hranice modelu mají být voleny tak, aby podepření okrajů nemělo vliv na výsledné pole napětí a deformace a model se choval jako nekonečný. Doporučená vzdálenost hranic modelu je 5ti až 6ti násobek průměru tunelu, od toho se odvíjí zvolené svislé hranice vzdálené 40 m od svislé osy tubusu. Dle doporučení byl vytvořen model sahající do hloubky 79 m pod úroveň terénu, nicméně bylo ověřeno, že použití modelu hloubky 59 m vede na stejné hodnoty sedání, plastické deformace i vnitřních sil na ostění. Z toho důvodu byl jako dostatečný zvolen zkrácený model s hloubkou 10 m pod rozhraním zemina-hornina, resp. 18,65 m pod dnem tunelu.

##### *Materiálové modely*

Tunel byl modelován v zemině za použití obou materiálových modelů pro jíly (MCC a MC) a elastickým modelem pro vápenec s parametry uvedenými v kap. 2.1. Výsledky výpočtů pro dvě varianty modelu pro jíly budou porovnány v následujících kapitolách.

##### *Sít' konečných prvků – Obr. 3.1*

Volba sítě konečných prvků je podložena studií uvedenou v kap. 3.1.1, kde se jako optimální z hlediska náročnosti výpočtu a přesnosti výsledků ukázala síť z šestiuzlových trojúhelníkových prvků o maximální délce hrany 8 m na hranicích modelu se zahuštěním kolem výrubu prvky o délce hrany 0,5 m do vzdálenosti 10 m od ostění tunelu.



Obr. 3.1: Sít' konečných prvků pro statické výpočty tunelu v zemině

#### *Fáze budování [1]: Geostatická napjatost*

V první fázi budování dochází k výpočtu geostatické napjatosti a určení průběhu pórových tlaků pro podloží bez výrubu. Pole napjatosti je určeno na základě známých objemových hmotností vrstev geologického podloží a hodnoty pórových tlaků odpovídají hodnotám hydrostatického tlaku získaných předepsáním hloubky hladiny podzemní vody. Ta se pro model tunelu v zemině nachází v hloubce 7,55 m.

#### *Fáze budování [2]: Exkavace 30 %*

Pro druhou fázi budování bylo hledáno takové procento exkavace, při kterém hodnota sedání na terénu na konci exkavace nepřesáhne 20 mm. Model tunelu v zemině vykazuje tužší odezvu při použití Mohr-Coulombova materiálového modelu, proto bylo procento exkavace primárně určeno pro model Cam Clay, který dosahuje limitní hodnoty sedání na terénu při nižším procentu exkavace. Při zatížení nevystrojeného výrubu hodnotou 30 % z celkového horninového tlaku je sedání na terénu na konci exkavace 16,90 mm pro model Cam Clay a 5,8 mm pro Mohr-Coulombův model.

#### *Fáze budování [3]: Dokončení exkavace*

V další fázi je do modelu zabudováno ostění tloušťky 0,3 m dle tloušťky segmentu v projektové dokumentaci. Toto ostění spolu s výrubem v zemině je zatíženo zbylou částí celkového horninového tlaku a exkavace je dokončena.

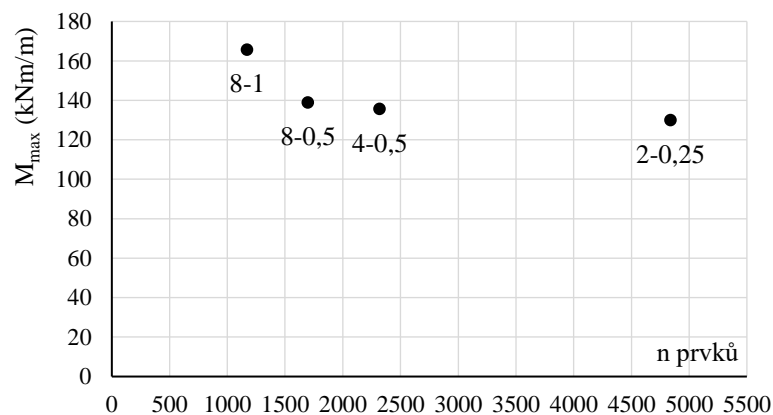
### **3.1.1 Studie sítě pro statické výpočty**

Pro výběr optimální sítě konečných prvků pro statické výpočty byl zvolen numerický model s použitím MCC modelu pro jílovou vrstvu zeminy. Studie byla provedena pouze pro sítě s šestiúhelníkovými trojúhelníkovými prvky, které vykazují spolehlivější odezvu než prvky tříúhelníkové. Nejřidší použitá síť měla maximální délku hrany prvku 8 m, nejhustší 2 m. Pro všechny použité sítě bylo nastaveno zhuštění prvků na délku hrany 1 m, 0,5 m nebo 0,25 m v oblasti kolem ostění s dosahem 10 m.

Tab. 3.1 shrnuje výsledky statického výpočtu pro čtyři použité sítě. K vyhodnocení vhodnosti sítě pro statický výpočet byl vytvořen graf na Obr. 3.2, který znázorňuje vývoj extrémní hodnoty momentů na ostění v závislosti na počtu použitých prvků. Graf dokazuje konvergenci k určité hodnotě při použití většího počtu konečných prvků. Na základě této tendence byl jako dostatečně přesný zvolen model s maximální délkou hrany 8 m se zhuštěním kolem ostění na délku hrany 0,5 m.

Síť	Počet prvků	Sedání (mm)			Vnitřní síly		$\varepsilon_{eq,pl}$ (-)
		Terén	Koruna	Dno	$N_{max}$ (kN/m)	$M_{max}$ (kNm/m)	
2-0,25	4840	16,4	53,5	-26,8	952,8	129,8	0,91%
4-0,5	2322	16,6	53,5	-26,3	958,4	135,5	0,85%
8-0,5	1700	16,9	54,2	-26,6	948,6	138,8	0,86%
8-1	1172	16,7	52,8	-24,7	935,2	165,6	0,59%

Tab. 3.1: Výsledky statického výpočtu pro studii sítě konečných prvků



Obr. 3.2: Vývoj maximální hodnoty momentu na ostění v závislosti na počtu konečných prvků

### 3.1.2 Optimalizace tuhosti Mohr-Coulombova modelu

Pokud je pro jílovou vrstvu použita MC podmínka plasticity s tuhostí nastavenou dle projektové dokumentace v rozmezí 15–40 MPa, model vykazuje výrazně tužší chování než při použití MCC modelu, které se projeví nižšími hodnotami sedání na terénu a v koruně tunelu a nižší hodnotou zvednutí dna výrubu. V závislosti na použitém materiálovém modelu se také značně mění průběhy momentů na ostění, přičemž změna normálové síly není až tak významná.

U MCC modelu plasticity se změna tuhosti po výšce vrstvy odvíjí od zadaných hodnot parametrů  $\lambda$  a  $\kappa$ , které slouží pro popsání závislosti mezi pórovým číslem a středním napětím a tím reprezentují tuhost zeminy (viz kap. 1.3.2). Pokud tedy známe průběh středního napětí  $\sigma_m$ , lze pomocí experimentálně odvozeného vztahu (3.1) získat konkrétní hodnotu objemové tuhosti  $K$  v určitém materiálovém bodě.

$$K = \frac{1 + e}{\kappa} \sigma_m \quad (3.1)$$

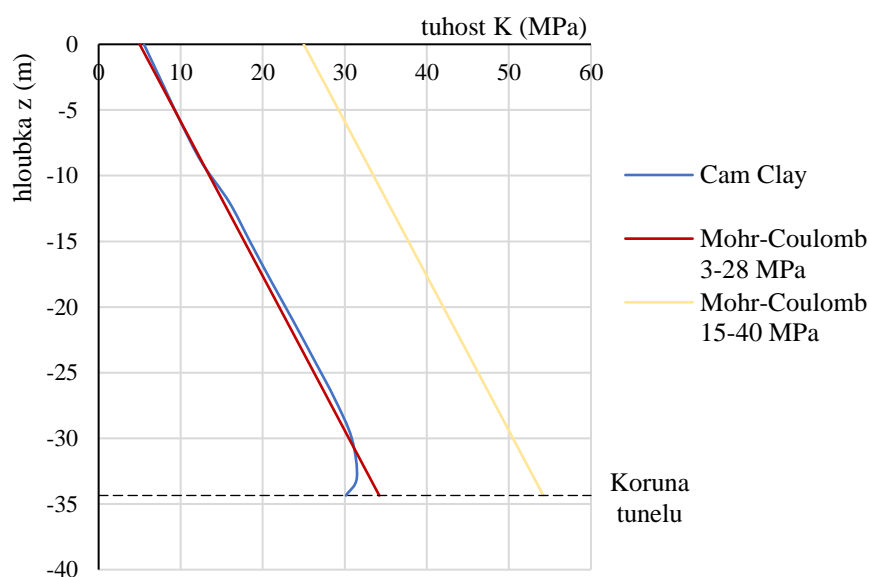
kde číslo pórovitosti  $e = 0,7$  a parametr  $\kappa = 0,0168$  (viz Tab. 2.2).

Pro MC model je závislost mezi zadaným průběhem modulu pružnosti  $E$  a objemovým modulem  $K$  dána vztahem:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (3.2)$$

kde Poissonovo číslo  $\nu = 0,4$ .

Na základě těchto vztahů lze optimalizovat tuhost MC modelu tak, abychom dosáhli obdobného průběhu napjatosti, sedání a vnitřních sil na ostění jako u MCC modelu. Graf na Obr. 3.3 znázorňuje přizpůsobení objemové tuhosti MC modelu tak, aby její průběh s hloubkou jílové vrstvy co nejlépe kopíroval průběh objemové tuhosti u MCC. Takovému průběhu odpovídá model s tuhostí 3 MPa v úrovni terénu lineárně se zvyšující do hodnoty 28 MPa na rozhraní zemina-hornina v hloubce -49 m. Na tomto grafu je také ukázána rozdílná tuhost původního modelu s vyšším modulem pružnosti. V následujících tabulkách jsou uvedeny hodnoty tuhosti, napětí a sedání pro tři klíčové body modelu. Těmi jsou terén (0,00 m), koruna výrubu (-34,35 m) a dno výrubu (-40,35 m). Po přizpůsobení tuhosti modelu došlo k úplnému vyrovnání průběhu napětí s hloubkou modelu, ke zmenšení rozdílů mezi hodnotami sedání na terénu a v koruně výrubu a hodnotami momentů na ostění (Obr. 3.4(a), Obr. 3.5(a), Obr. 3.6(a)). Naopak tato změna téměř neovlivnila zvednutí dna výrubu a hodnoty normálových sil na ostění (Obr. 3.4(b), Obr. 3.5, Obr. 3.6(b)).



Obr. 3.3: Průběh tuhosti porovnávaných modelů s hloubkou

<b>Mohr-Coulomb E = 15-40 MPa</b>					
$z$ (m)		$E$ (MPa)	$K$ (MPa)	$\sigma_{m,eff}$ (kPa)	$dz$ (mm)
Terén	0,00	15,00	25,00	55,06	5,8
Koruna	-34,35	32,52	54,20	288,07	16,2
Dno	-40,35	35,58	59,30	316,63	-9,8

Tab. 3.2: Tuhost původního MC modelu

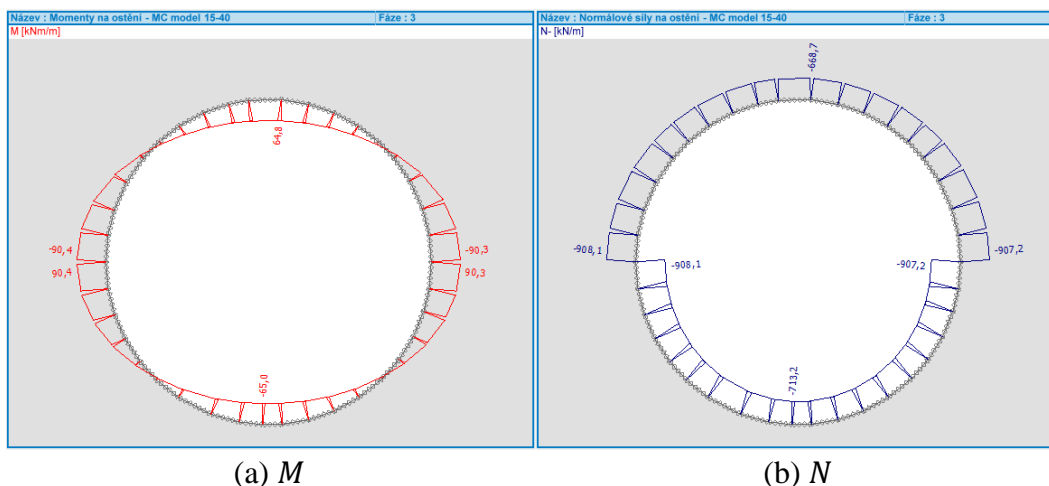
<b>Modifikovaný Cam Clay</b>				
$z$ (m)		$\sigma_{m,eff}$ (kPa)	$K$ (MPa)	$dz$ (mm)
Terén	0,00	54,68	5,53	16,9
Koruna	-34,35	298,22	30,18	54,2
Dno	-40,35	332,64	33,66	-26,6

Tab. 3.3: Tuhost MCC modelu

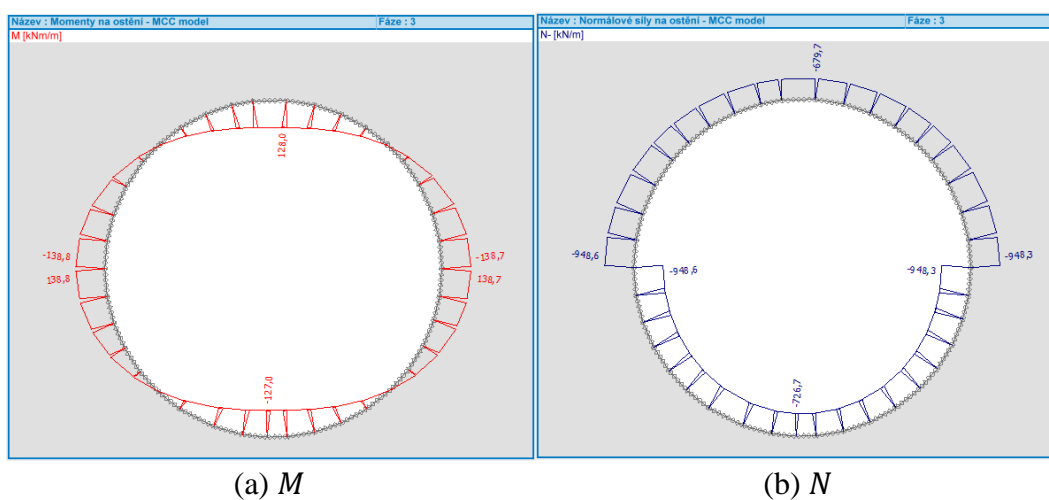
<b>Mohr-Coulomb E = 3-28 MPa</b>					
<i>z (m)</i>		<i>E (MPa)</i>	<i>K (MPa)</i>	<i><math>\sigma_{m,eff}</math> (kPa)</i>	<i>dz (mm)</i>
Terén	0,00	3,00	5,00	54,63	9,2
Koruna	-34,35	20,52	34,20	308,34	20,2
Dno	-40,35	23,58	39,30	332,18	-9,9

Tab. 3.4: Tuhost přizpůsobeného MC modelu

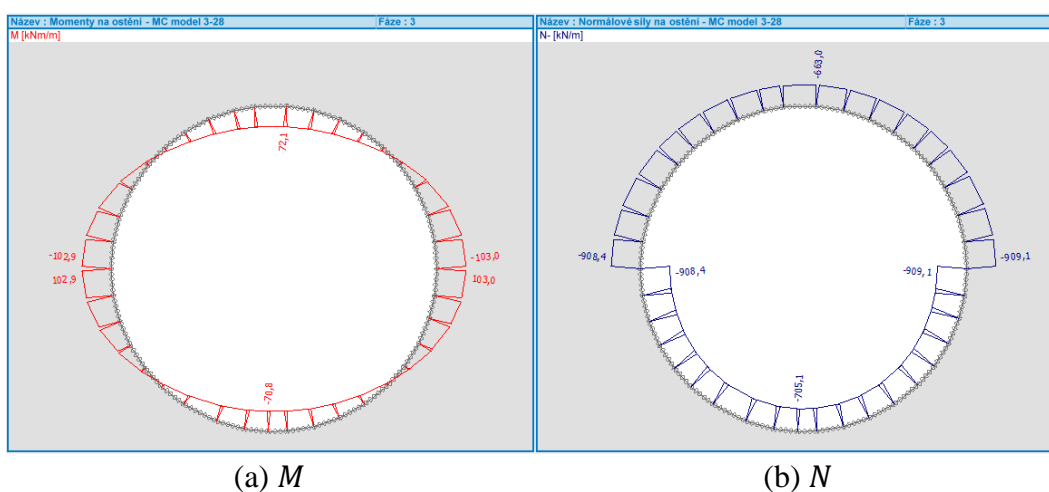
### 3.1.3 Vnitřní síly na ostění při odvodněných podmínkách



Obr. 3.4: Vnitřní síly na ostění – MC model s tuhostí 15-40 MPa (a) momenty, (b) normálové síly



Obr. 3.5: Vnitřní síly na ostění – MCC model (a) momenty, (b) normálové síly

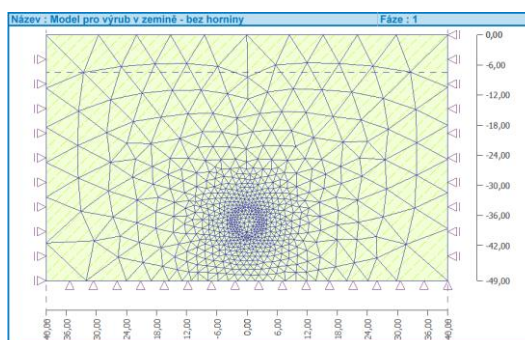


Obr. 3.6: Vnitřní síly na ostění – MC model s tuhostí 3-28 MPa (a) momenty, (b) normálové síly



### 3.1.4 Model bez horniny v podloží

Spodní hranice modelu při free field analýze s pevnou okrajovou podmínkou reprezentuje rozhraní relativně měkké zeminy a nekonečně tuhé skalní horniny (viz kap. 1.5.2). V případě našeho geologického profilu se jedná o rozhraní jílovité zeminy a vápence v hloubce -49 m. Model zkrácený o vrstvu skalního podloží je tvořen homogenní vrstvou jílu. Provedením statického výpočtu na tomto modelu bylo ověřeno, že nahrazení vrstvy horniny liniovou podporou pro pozdější provedení free field analýzy s pevnou okrajovou podmínkou nemá zásadní vliv na výsledné hodnoty sedání, vnitřních sil na ostění nebo plastické deformace. Tuto skutečnost dokazují následující tabulky porovnávající výsledky výpočtů pro model s horninou a model bez horniny. Geometrie modelu a síť konečných prvků pro statický výpočet jsou patrné z Obr. 3.7.



Obr. 3.7: Geometrie a síť konečných prvků pro model bez horniny

Veličina	(a) MCC		(b) MC E = 3-28		(c) MC E = 15-40	
	s horn.	bez horn.	s horn.	bez horn.	s horn.	bez horn.
Terén (mm)	16,9	17,0	9,2	9,3	5,8	5,8
Koruna (mm)	54,2	54,3	20,2	20,3	16,2	16,3
Dno (mm)	-26,6	-26,2	-9,9	-9,5	-9,8	-9,4
$M_{max}$ (kNm/m)	138,8	138,7	103,0	102,5	90,4	89,8
$N_{max}$ (kN/m)	948,6	948,6	909,1	907,6	908,1	907,1
$\epsilon_{eq,pl}$ (-)	0,86	0,85	0,17	0,01	0,00	0,00

Tab. 3.5: Porovnání výsledků pro modely s horninou a bez horniny (a) MCC, (b) MC s E = 3-28 MPa, (c) MC s E = 15-40 MPa

## 3.2 Model pro výrub v hornině

### Geometrie modelu

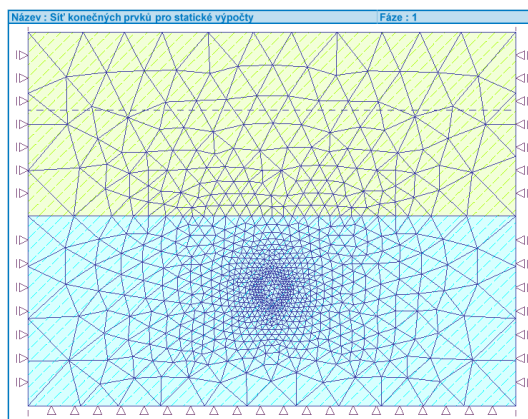
Dno tunelu posuzovaného řezu 2 v hornině leží v hloubce -50,54 m a jeho koruna se nachází v hloubce -44,54 m pod úrovní terénu. Rozhraní mezi zeminou a horninou má hloubku -34 m. Vodorovný dosah modelu je 45 m od svislé osy, dolní hranice dosahuje hloubky -79 m, což odpovídá vzdálenosti 35 m od rozhraní zemina-hornina a 28,46 m od dna tunelu.

*Materiálové modely*

Po ověření, že v blízkosti výrubu nedochází k vytváření plastických oblastí byl jako výchozí materiálový model pro vápenec zvolen elastický s konstantní tuhostí a parametry dle Tab. 2.1. Pro jíly byl použit Mohr-Coulombův model s tuhostí zvyšující se s hloubkou vrstvy, parametry MC modelu odpovídají Tab. 2.3.

*Sít' konečných prvků – Obr. 3.8*

Rozměr konečných prvků byl převzat z provedené studie sítě na předchozím modelu, tedy rozměr prvku na hranicích 8 m zahuštění kolem ostění 0,5 m do vzdálenosti 10 m.



Obr. 3.8: Sít' konečných prvků pro statické výpočty tunelu v hornině

*Fáze budování [1]: Geostatická napjatost, pórové tlaky*

Hladina podzemní vody pro model výrubu v hornině se nachází v hloubce 14,40 m. Popis této fáze viz kap. 3.1.

*Fáze budování [2]: Exkavace 100%*

Pro výrub tunelu v hornině nelze dosáhnout hodnoty sedání na terénu 20 mm, proto je ve druhé fázi exkavace 100 %, přičemž sedání na terénu má hodnotu 0,20 mm. Ve stejné fázi je do modelu zavedeno ostění tunelu.

**3.2.1 Výsledky statického výpočtu tunelu v hornině**

Tab. 3.6 udává hodnoty sledovaných výsledků statického výpočtu tunelu v hornině. Oproti tunelu v zemině je dosaženo nižších hodnot sedání a maximální hodnoty momentu na ostění. Hodnota normálové síly na ostění má naopak značně vyšší hodnotu než v případě výrubu v zemině, což je dáno větší hloubkou tunelu, a tedy větším svislým zatížením nadloží.

dz (mm)		$M_{\max}$ (kNm/m)	$N_{\max}$ (kN/m)
Terén	0,2	35,8	1671,6
Koruna	1,3		
Dno	-1,2		

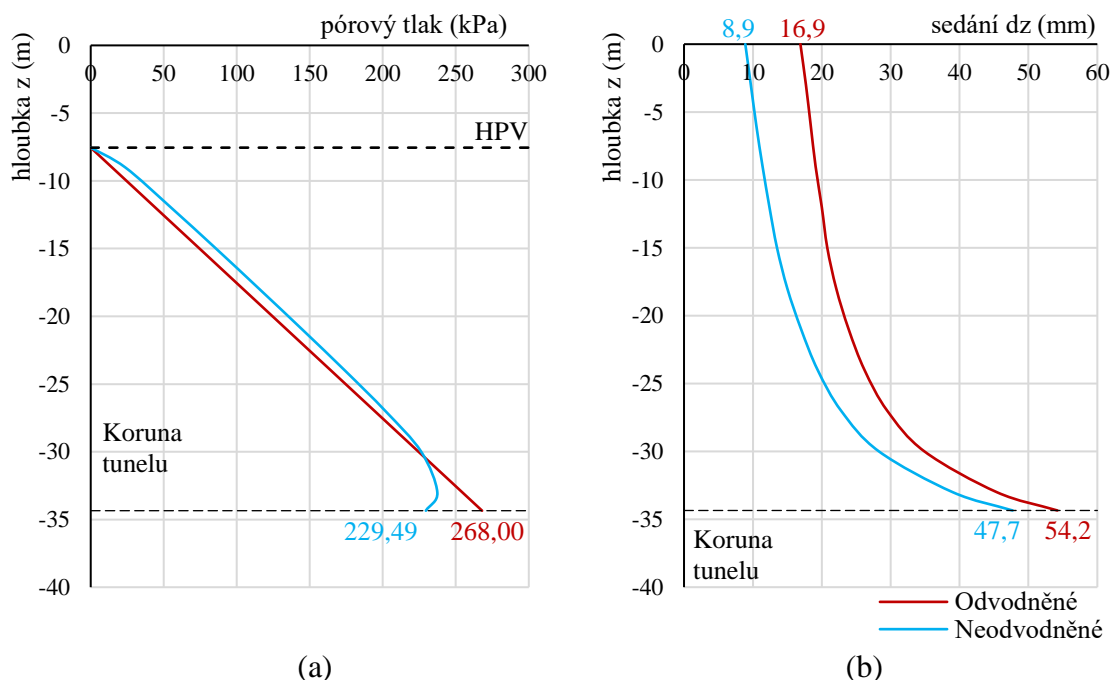
Tab. 3.6: Výsledky statického výpočtu tunelu v hornině

## 4. Porovnání řešení úlohy pro drénované a nedrénované podmínky

Při provádění výrubu v zemině dochází k postupné konsolidaci a vytlačování vody z pórů skeletu. Při zanedbání časového průběhu sedání a proudění vody se zemina bezprostředně po provedení výrubu nachází v neodvodněném stavu před vyrovnáním pórových tlaků, což ovlivňuje napjatost a deformace v okolí výrubu. Použitím neodvodněných podmínek se numerický model přiblíží skutečnosti ražby pomocí TBM, kdy ze samotného způsobu těžby zeminy vyplývá, že před osazením betonových segmentů nedochází k úplnému vytlačení vody z pórů a dosažení rovnovážného stavu.

Dosud používaný model pro statické výpočty za předpokladu drénovaných podmínek lze v Geo5 MKP optimalizovat pro nedrénované podmínky změnou nastavení zeminy od druhé fáze budování, kdy dochází k první exkavaci. Nová neodvodněná vrstva se z hlediska zadávaných parametrů rozšíří o Biotův modul  $M$ . Jako dostatečně velká hodnota tohoto parametru je zvolena  $M = 1000$  MPa. Nastavení zeminy v první fázi, ve které je určen průběh geostatické napjatosti a pórových tlaků před začátkem provádění výrubu, zůstává dle původního nastavení modelu. Výpočty byly provedeny pro model s hloubkou 59 m včetně dolní vrstvy horniny a optimální sítí dle kapitoly 3.1.1.

Graf na Obr. 4.1(b) porovnává průběh sedání po vrstvě zeminy od terénu po korunu výrubu pro odvodněnou a neodvodněnou zeminu s MCC modelem. Vývoj sedání nad výrubem dokazuje, že vzhledem k nestlačitelnosti vody je vrstva zeminy za předpokladu nepropustné hranice tužší a hodnoty sedání jsou po výšce vrstvy nižší než v případě propustné hranice. Tab. 4.1 shrnuje výsledky sedání na terénu a v koruně výrubu a hodnoty zvednutí dna výrubu při obou okrajových podmínkách. Obr. 4.1(a) porovnává pro řez nad korunou průběh pórových tlaků. Z grafu lze vidět, že při neodvodněných podmínkách dochází na konci exkavace v místě koruny výrubu k poklesu pórového tlaku.



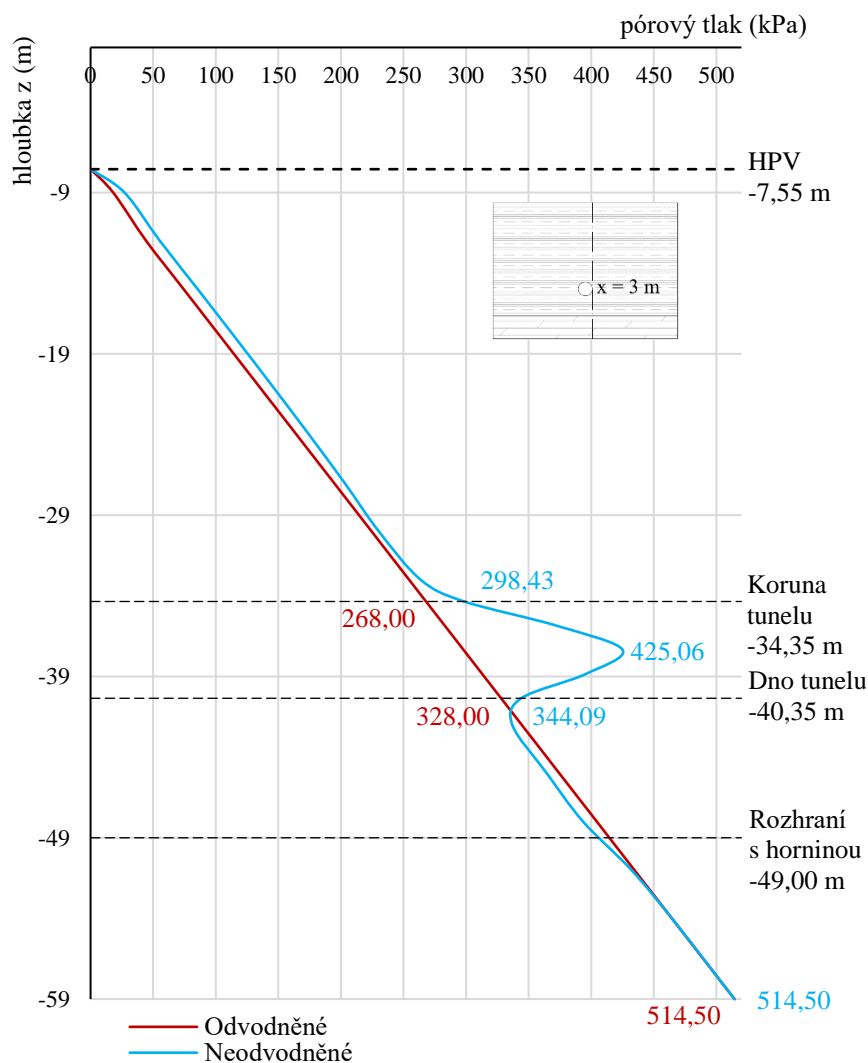
Obr. 4.1: MCC model – drénované a nedrénované podmínky (a) průběh sedání od terénu po korunu výrubu, (b) průběh pórového tlaku od terénu po korunu výrubu

#### 4 POROVNÁNÍ ŘEŠENÍ ÚLOHY PRO DRÉNOVANÉ A NEDRÉNOVANÉ PODMÍNKY

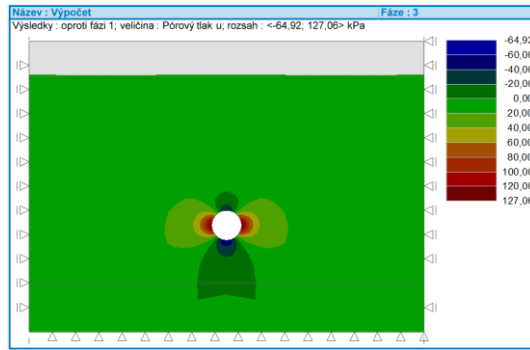
z (m)		dz (mm)	
		drénované	nedrénované
Terén	0,00	16,9	8,9
Koruna	-34,35	54,2	47,7
Dno	-40,35	-26,6	-23,8

Tab. 4.1: Porovnání sedání pro MCC model – drénované a nedrénované podmínky

Obr. 4.2 znázorňuje průběh pórového tlaku po výšce modelu v řezu v  $x = 3$  m na konci exkavace. Ve fázi geostatické napjatosti odpovídají hodnoty pórového tlaku pro neodvodněné podmínky hodnotám při odvodněných podmínkách. V následujících fázích budování až po dokončení exkavace nedochází při odvodněné zemině ke změnám pórového tlaku a jeho hodnoty se řídí pouze předepsanou polohou hladiny podzemní vody. Odečtením lineárního průběhu pórového tlaku při drénovaných podmínkách od křivky pro nedrénované podmínky bychom tedy dostali změnu pórového tlaku na konci exkavace oproti fázi geostatické napjatosti neodvodněného modelu v daném řezu. Tato změna pórového tlaku je pro celý model znázorněna v izoplochách na Obr. 4.3.



Obr. 4.2: Průběh pórového tlaku po výšce modelu na svislé hranici výrubu ( $x = 3$  m)



Obr. 4.3: Změna pórového tlaku oproti geostatické napjatosti

Průběhy vnitřních sil na ostění při neodvodněných podmínkách pro MCC model mají obdobný tvar jako při odvodněných podmínkách a liší se pouze extrémními hodnotami. Tab. 4.2 porovnává extrémní hodnoty vnitřních sil při odvodněných podmínkách z kap. 3.1.3. s extrémními hodnotami vnitřních sil při neodvodněné zemině. Vzhledem k nestlačitelnosti vody neodvodněná zemina vykazuje tužší chování, proto její použití vede nejen k menšímu sedání, ale také menším hodnotám vnitřních sil na ostění.

Model	$M_{\max}$ (kNm/m)		$N_{\max}$ (kN/m)	
	drénované	nedrénované	drénované	nedrénované
<b>MCC</b>	138,8	124,3	948,6	921,1
<b>MC E = 3-28</b>	103,0	77,4	909,1	898,0
<b>MC E = 15-40</b>	90,4	72,2	908,1	895,4

Tab. 4.2: Porovnání vnitřních sil na ostění při odvodněných a neodvodněných podmínkách

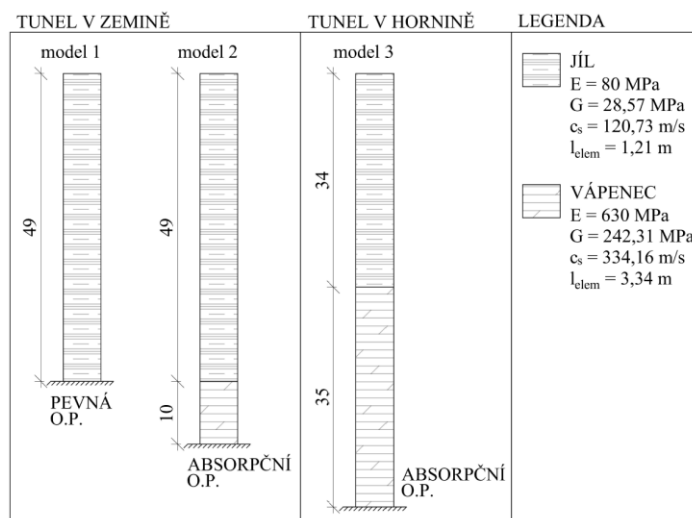


## 5. Výpočet free field deformace

1D free field úloha bude řešena celkem pro tři geometrie zemního tělesa bez výrubu. Model 1 odpovídá geologickému profilu v místě výrubu v zemině s homogenní vrstvou jílu hloubky po rozhraní s horninou (kap. 3.1.4). Hornina v tomto případě reprezentuje nekonečně tuhé skalní podloží sahající do teoreticky nekonečné hloubky, což odpovídá pevné okrajové podmínce na spodním okraji. Model 2 stejného řezu odpovídá geometrii modelu v kap. 3.1 s dolní vrstvou vápence. Spodní hranice se v tomto případě nachází uvnitř vrstvy, a proto musí být použita absorpční okrajová podmínka. Ta bude použita i pro model 3 – model druhého příčného řezu (poloha tunelu v hornině), geometrie viz kap. 3.2. Schémata 1D sloupců zemin a použitých okrajových podmínek pro free field analýzu jsou na Obr. 5.1.

Výstupem dynamické úlohy je celkové pole posunů, relativní pole posunů, časové průběhy rychlostí a zrychlení a časový průběh zkosení v každém uzlu obou svislých hranic sítě konečných prvků, kdy svislé hranice odpovídají uvedeným 1D sloupcům. Ze znalosti časových průběhů rychlostí lze určit maximální hodnoty rychlosti v každém uzlu sloupce nezávisle na tom, v jakém čase trvání výpočtu touto rychlostí bod kmitá. Z vývoje maximální rychlosti po výšce modelu je následně možné určit průměrnou rychlost kmitání po výšce modelu a tu použít pro výpočet smykové deformace způsobem uvedeným v kap. 1.5.4. Tento přístup bude aplikován na uvedené 3 modely nejprve pro jednoduchý zkušební impuls a následně pro skutečný záznam zemětřesení. Výsledné průměrné hodnoty zkosení budou porovnány s dynamickým výpočtem přímo určenými hodnotami smykového přetvoření. Na základě této studie bude zhodnocena přesnost používané metody určení náhradního statického zatížení v podobě smykové deformace, kdy máme k dispozici pouze určitou průměrnou hodnotu rychlosti.

Při dynamickém výpočtu je vhodné nahradit statický modul pružnosti modulem pružnosti dynamickým, který dává lepší představu o rychlosti šíření smykových vln v masivu. Dynamický modul pružnosti pro jíly odpovídá spíše modulu pružnosti po odtížení, proto pro výpočet free field deformace uvažujeme po výšce vrstvy konstantní hodnotu  $E = 80 \text{ MPa}$ , modul pružnosti vápence je stejný jako u statického výpočtu  $E = 630 \text{ MPa}$ . Výpočet rychlosti šíření vlny závislé na tuhosti a hustotě prostředí je uveden v následující kapitole.



Obr. 5.1: Schéma okrajových podmínek free field analýzy pro 3 řešené modely

## 5.1 Optimální síť konečných prvků

Protože pro dynamický výpočet v Geo5 MKP nelze použít víceuzlové prvky, bude pro výpočet free field deformace vytvořena nová síť z trojúhelníkových tříuzlových prvků. Navíc je možné pro řešení 1D free field úlohy určit optimální rozměr konečného prvku, který se neshoduje s rozměrem prvku sítě vhodné pro statický výpočet. Délka konečného prvku na hranicích modelu, neboli vzdálenost mezi uzly na 1D sloupci, by měla být taková, aby co nejvíce korespondovala se zadaným záznamem akcelerogramu, přičemž uvnitř modelu může být síť řidší. Délka prvku  $l_{elem}$  vypočítaná pomocí následujících vztahů odpovídá dráze, kterou vlna šířící se rychlostí  $c_s$  urazí za integrační krok akcelerogramu  $\Delta t$ . Pro umělý impuls i záznam zemětřesení je  $\Delta t = 0,01$  s. Vzhledem k tomu, že se délka prvku odvíjí od rychlosti šíření vlnění závislé na tuhosti zeminy, bude se optimální délka prvku pro vrstvu jílu a horninu v podloží lišit.

Dynamický modul pružnosti pro jílu je  $E = 80$  MPa, Poissonovo číslo jílu je  $\nu = 0,4$ . Smykový modul pružnosti jílu je dán:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{80}{2(1 + 0,4)} = 28,57 \text{ MPa}$$

Rychlost smykové vlny pro jílu s hustotou  $\rho = 1960$  kg/m<sup>3</sup>:

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{28,57 \cdot 10^6}{1960}} = 120,73 \text{ m/s}$$

A nakonec optimální délka konečného prvku pro jílu:

$$l_{elem} = c_s \Delta t = 120,73 \cdot 0,01 = 1,21 \text{ m}$$

Obdobně pro horninu (parametry vápence dle Tab. 3.1 v kap. 3.1):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{630}{2(1 + 0,3)} = 242,31 \text{ MPa}$$

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{242,31 \cdot 10^6}{2170}} = 334,16 \text{ m/s}$$

$$l_{elem} = c_s \Delta t = 334,16 \cdot 0,01 = 3,34 \text{ m}$$

## 5.2 Free field úloha pro zkušební impuls

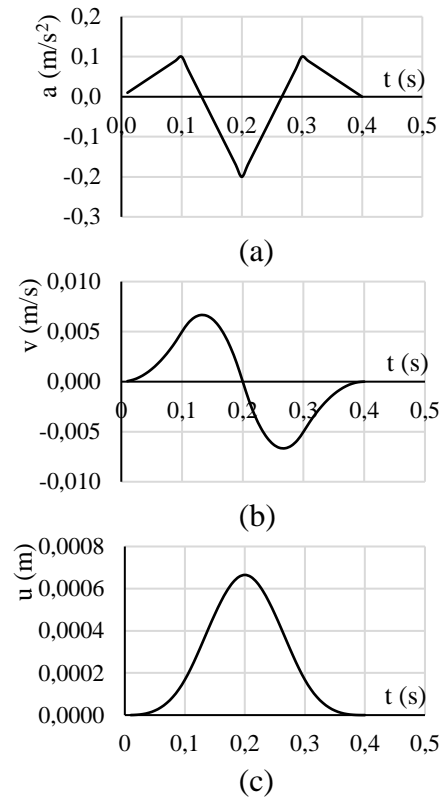
Free field odezva zemního tělesa bude pro názornost výsledků zhodnocena nejprve pro zkušební umělý impuls nastavený dle geometrie modelu 1 a jeho materiálových parametrů.

### Časové průběhy vstupních parametrů zkušební impulsu

Impuls trvá 0,4 s a integrační body má po 0,01 s. Impuls je nastavený tak, aby celá vlna znázorněná na Obr. 5.2(c) prošla zemním tělesem za dobu odpovídající trvání celého



impulsu. Grafy na Obr. 5.2(a) a Obr. 5.2(b) tvoří vstupní parametry pro dynamickou úlohu, kdy pro pevnou okrajovou podmínku na spodní hranici je předepsán impuls s uvedeným průběhem, což odpovídá součtu příchozí a odchozí vlny, a pro absorpční okrajovou podmínku s průběhem polovičním odpovídajícím vstupující vlně.



Obr. 5.2: Časový průběh veličin pro zkušební impuls (a) zrychlení, (b) rychlost, (c) vodorovný posun

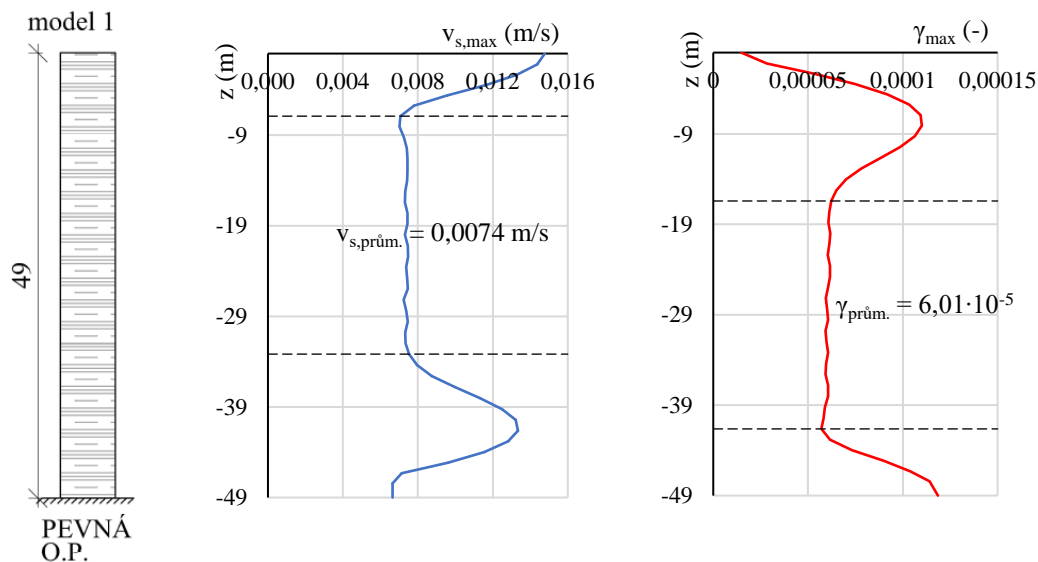
### Rozbor výsledků free field analýzy se zkušebním impulsem

Průběhy maximálních hodnot sledovaných veličin s hloubkou jsou patrné z Obr. 5.3, Obr. 5.4 a Obr. 5.5. Nejvyšší hodnota maximální rychlosti se vyskytuje při povrchu terénu. To je dáno podmínkou nulového smykového napětí na terénu, kdy amplituda příchozí vlny a vlny odražené od volného okraje se sečtou a amplituda na povrchu je právě dvojnásobná oproti amplitudě uvnitř tělesa. V případě pevné okrajové podmínky použité u modelu 1 navíc dojde na spodní hranici k součtu vlny odražené od terénu vracející se zpět dolů a vlny odražené od spodní hranice. Pro získání správné hodnoty smykového přetvoření je nutné do výpočtu použít rychlost kmitání při průchodu jedné vlny nezávisle na tom, zda putuje dolů nebo nahoru. Při výpočtu přetvoření tedy eliminujeme okolí terénu a rozhraní a počítáme zkosení z téměř konstantní části průběhu rychlosti po výšce modelu. Meze pro výpočet rychlostí jsou v grafech značeny čárkovanou čarou.

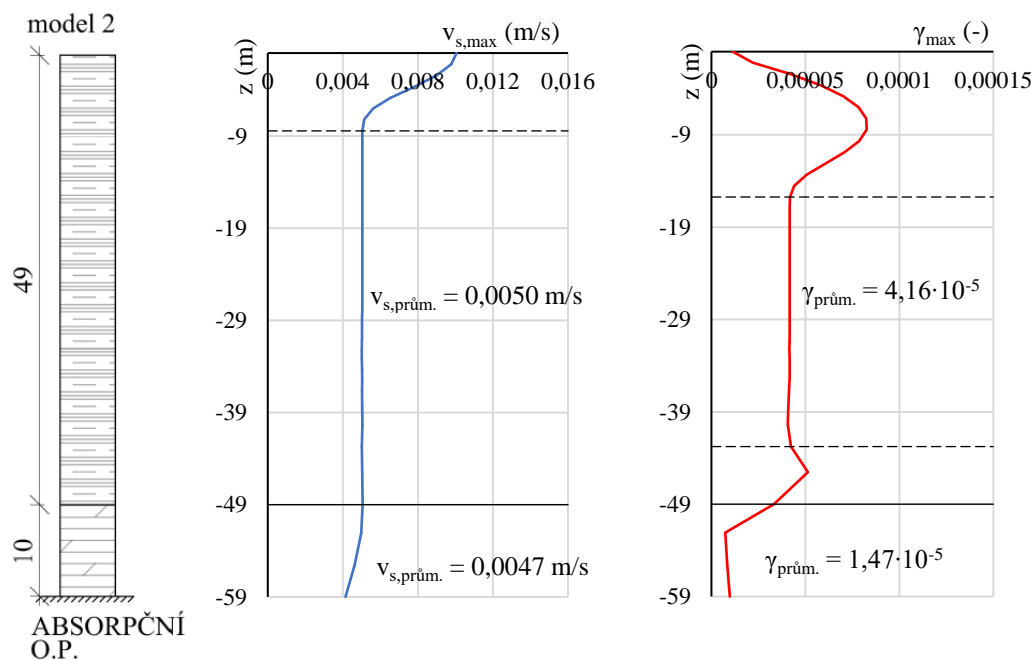
Hodnota smykového přetvoření na terénu, jak vyplývá z Hookeova zákona, by měla být nulová vzhledem k nulovému smykovému napětí. Určitá nenulová hodnota vyskytující se na povrchu je dána numerickou chybou z přepočtu hodnot určených v integračních bodech do uzlů sítě. Na rozhraní zemina-hornina je patrná změna smykového přetvoření při přechodu vlny mezi dvěma materiály s rozdílnou tuhostí, kdy větší tuhost logicky vede k menšímu smykovému přetvoření.

Výsledky free field analýzy pro zkušební impuls jsou uvedeny v Tab. 5.1. V případě jednoduchého impulsu je možné určit rychlost kmitání odpovídající průchodu jedné vlny natolik přesně, že z rychlosti spočtené smykové přetvoření odpovídá hodnotě

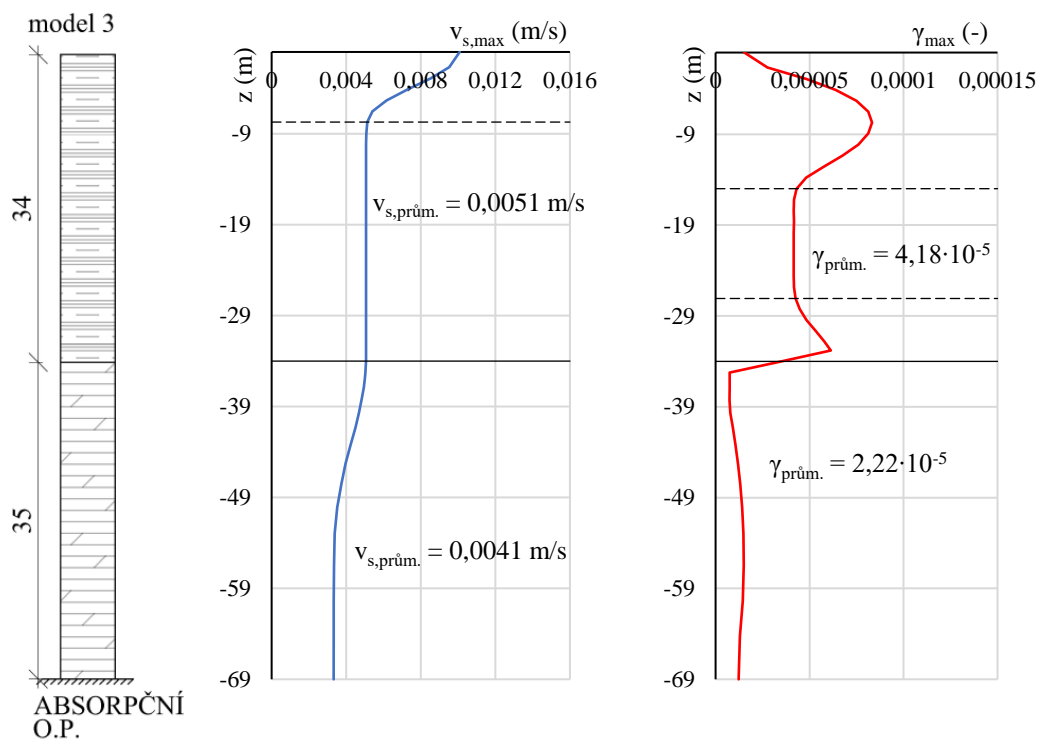
smykového přetvoření určeného přímým výpočtem. Výraznější rozdíl se projevil pouze u smykového přetvoření horniny v případě modelu 3 s absorpční okrajovou podmínkou. Rozdíl mezi hodnotami smykového přetvoření horniny u dvou různých modelů by se dal přisoudit menší hloubce vrstvy horniny u modelu 2, kdy před utlumením vlny na spodní hranici nedojde k ustálení hodnoty smykového přetvoření po průchodu rozhraním mezi zemínou a horninou, jako se děje u modelu 3.



Obr. 5.3: FF analýza se zkušebním impulsem – model 1



Obr. 5.4: FF analýza se zkušebním impulsem – model 2



Obr. 5.5: FF analýza se zkušebním impulsem – model 3

		$c_s$	$v_{s,prům.}$	$\gamma = v_s/c_s$	$\gamma_{prům.}$
<b>model 1</b>	zemina	120,73	0,00737	6,101E-05	6,007E-05
	hornina	334,16	0,00470	1,407E-05	1,472E-05
<b>model 2</b>	zemina	120,73	0,00503	4,168E-05	4,155E-05
	hornina	334,16	0,00470	1,407E-05	1,472E-05
<b>model 3</b>	zemina	120,73	0,00507	4,196E-05	4,181E-05
	hornina	334,16	0,00414	1,238E-05	2,220E-05

Tab. 5.1: Porovnání výsledků FF analýzy – zkušební impuls

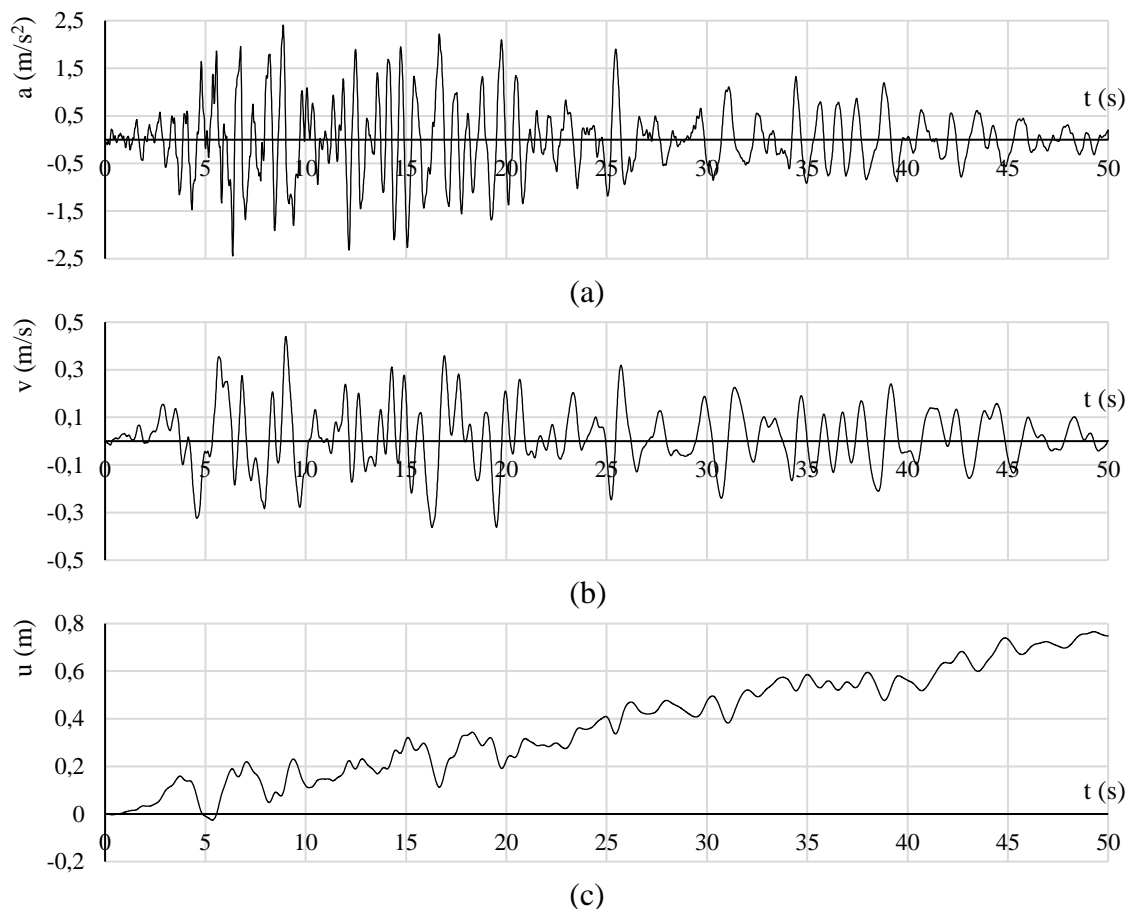
### 5.3 Free field úloha se skutečným záznamem zemětřesení

#### Vstupní časové průběhy veličin charakterizujících zemětřesení

Základní veličinou používanou seismology pro charakteristiku velikosti zemětřesení je momentové magnitudo, které vyjadřuje energii uvolněnou při zemětřesení a jeho hodnota je dekadickým logaritmem amplitudy zrychlení naměřeného seismografem. Zemětřesení naměřené v roce 2015 v blízkosti lokality tunelu dosahovalo hodnoty magnituda  $M_w = 5.5$  a ohnisko se nacházelo v hloubce 14 km. Doba trvání záznamu je 200,95 s. Časový průběh zrychlení zaznamenaný seismografem byl pro účely řešení úlohy v této práci upraven tak, aby maximální amplituda odpovídala 0,25g PGA<sup>4</sup>, což je hodnota maximálního zrychlení určená technickou zprávou projektu jako návrhová. Přeshkálovaný záznam byl pro snížení výpočetní náročnosti zkrácen na dobu trvání 50 s. Integrační body vstupního časového záznamu jsou po 0.01 s, výpočet tedy po zkrácení záznamu představuje provedení 5 000 kroků v rámci časové integrace. Průběhy veličin vstupujících do výpočtu dynamické úlohy v závislosti na čase jsou patrné z Obr. 5.6. Pro

<sup>4</sup> Hodnota zrychlení je při charakteristice zemětřesení často udávána ve srovnání s tíhovým zrychlením. Zkratka PGA znamená „peak ground acceleration“, tedy zrychlení měřené na povrchu.

výpočet s absorpční okrajovou podmínkou byly vytvořeny časové průběhy odpovídající polovičním hodnotám zrychlení a rychlosti. Pro úpravy akcelerogramu byl použit software s názvem Prism [14].



Obr. 5.6: Časový průběh veličin skutečného zemětřesení na povrchu (a) zrychlení, (b) rychlost, (c) vodorovný posun

### Rozbor výsledků free field analýzy se skutečným zemětřesením

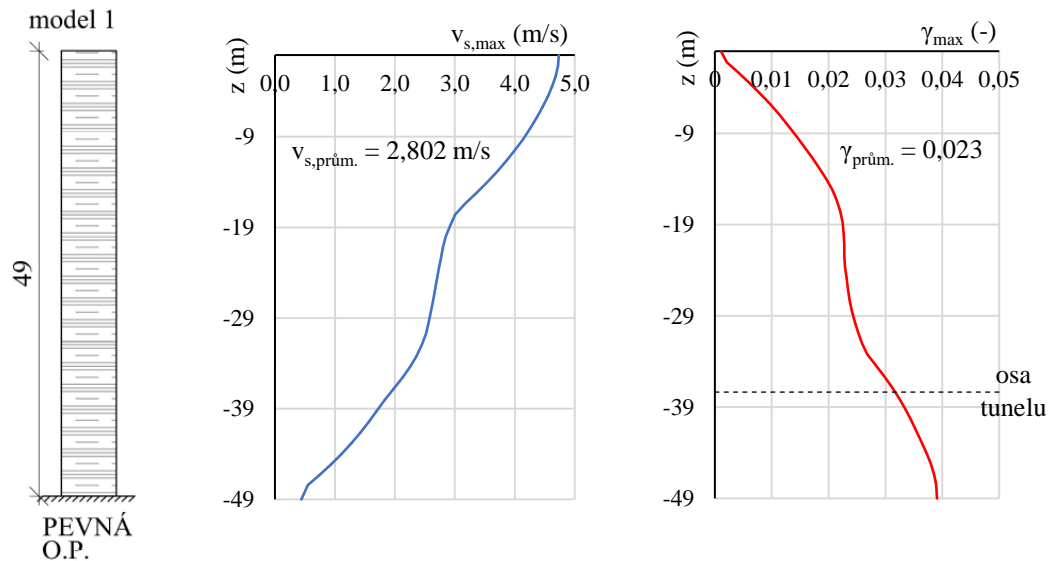
Vzhledem ke složitosti průběhů veličin definujících záznam skutečného zemětřesení není analýza výsledků free field výpočtu tak jednoznačná, jako je tomu při použití umělého impulsu, navíc upraveného pro konkrétní geometrii modelu. Z průběhu maximálních rychlostí po výšce modelu lze jen těžko odvodit hodnotu rychlosti odpovídající průchodu jedné vlny, proto smyková přetvoření získaná výpočtem pomocí průměrné rychlosti nemusejí vždy odpovídat průměrným hodnotám získaným přímým výpočtem, který je skutečně prováděn na základě jedné procházející vlny. To dokazují hodnoty v posledních dvou sloupcích Tab. 5.2. Průběhy veličin s hloubkou jsou znázorněny na Obr. 5.7, Obr. 5.8 a Obr. 5.9.

Pokud porovnáваме hodnoty získané z modelu 2 s hodnotami získanými z modelu 3 v posledním sloupci Tab. 5.2, tedy hodnoty získané přímým výpočtem zkosení metodou konečných prvků, můžeme vidět, že bylo dosaženo obdobných výsledků přetvoření jednotlivých vrstev a rozdíly mezi získanými hodnotami se pohybují v řádech desetitisícin až statisícin.

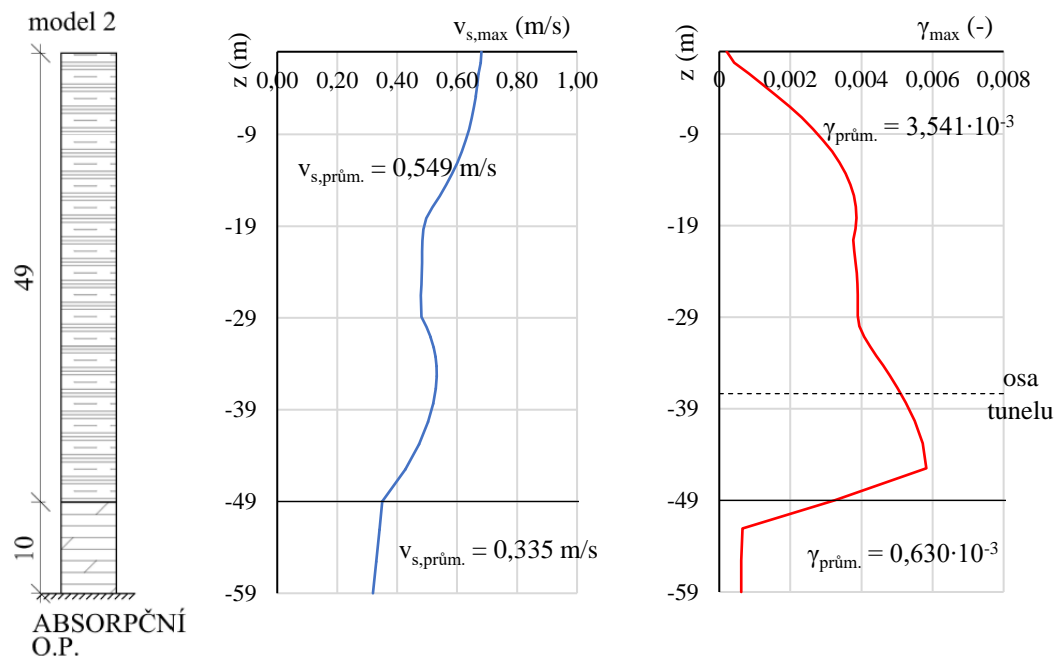
Oproti tomu u modelu 1 s použitím pevné okrajové podmínky byla získána hodnota zkosení v zemině asi 6-7násobná oproti dalším dvěma modelům. Důvodem může být relativně malý rozdíl mezi tuhostmi vrstev masivu, kdy poměr tuhosti horniny 630 MPa

k tuhosti zeminy 80 MPa není dostatečně velký pro přiblížení se předpokladu nekonečně tuhého materiálu pod spodní hranicí s pevnou okrajovou podmínkou. Okrajová podmínka uvažující úplný odraz vlny od spodní hranice poté zcela neodpovídá skutečnosti, kdy větší část energie naopak prochází rozhraním do další vrstvy. Z tohoto hlediska je při daných geologických podmínkách vhodnější pro úlohu tunelu v zemině zvolit na spodní hranici absorpční okrajovou podmínku.

Na rozhraní dvou materiálů lze obdobně jako při výpočtu se zkušebním impulsem pozorovat změnu smykového přetvoření způsobenou přechodem vlny do prostředí s rozdílnou tuhostí.

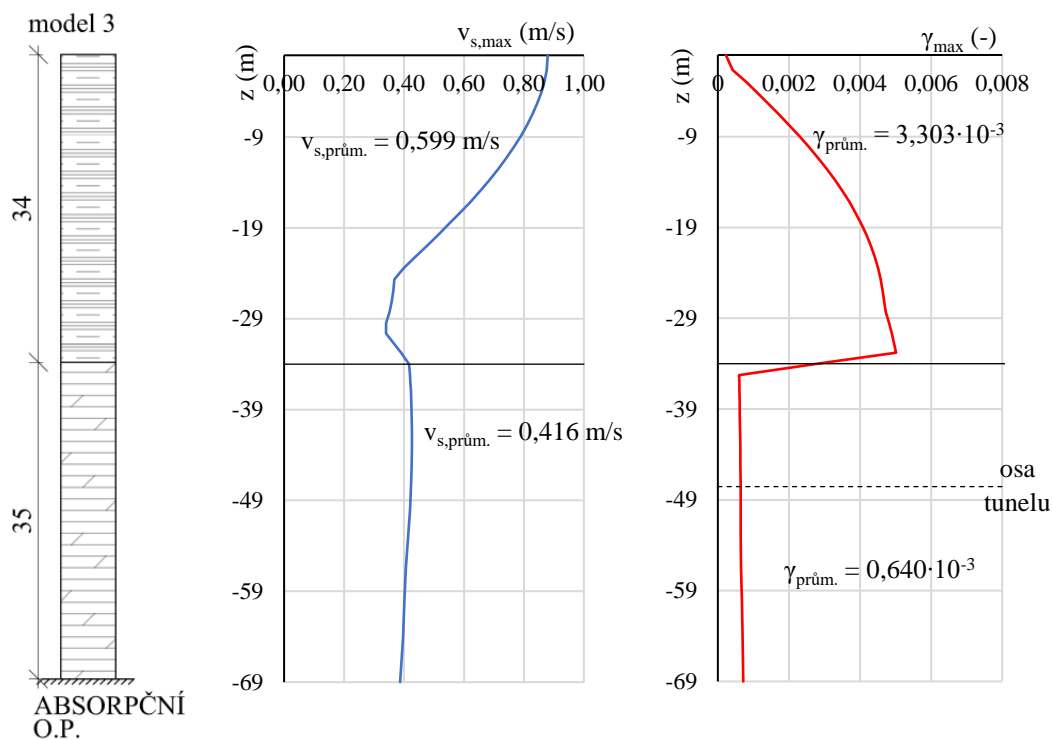


Obr. 5.7: FF analýza se skutečným záznamem – model 1



Obr. 5.8: FF analýza se skutečným záznamem – model 2

## 5 VÝPOČET FREE FIELD DEFORMACE



Obr. 5.9: FF analýza se skutečným záznamem – model 3

		$c_s$	$v_{s,prům.}$	$\gamma = v_s/c_s$	$\gamma_{prům.}$
<b>model 1</b>	zemina	120,73	2,8020	2,321E-02	2,300E-02
	hornina	334,16	0,3350	1,003E-03	6,300E-04
<b>model 3</b>	zemina	120,73	0,5990	4,961E-03	3,303E-03
	hornina	334,16	0,4160	1,245E-03	6,400E-04

Tab. 5.2: Porovnání výsledků FF analýzy – skutečný záznam

Do pseudostatického výpočtu budou použity hodnoty z posledního sloupce Tab. 5.2, tedy průměrné hodnoty z maximálních smykových přetvoření přímo určených výpočtem, které by měly odpovídat jedné procházející vlně.

### 5.3.1 Porovnání rychlostí získaných MKP s tabulkovými hodnotami

V běžné praxi do výpočtu smykového přetvoření pro následný analytický výpočet vstupuje rychlost  $v_s$  určená z Tab. 5.3 převzaté z [13]. Pro volbu správné rychlosti je nutné znát údaje o měření a charakteristikách daného zemětřesení, kterému je konstrukce vystavena, jako je velikost (momentové magnitudo) zemětřesení a vzdálenost místa měření od zdroje vlnění. Hledané rychlosti také závisejí na tuhosti geologického prostředí, od kterého se odvíjí rychlost šíření smykové vlny. Ta určuje zatřídění daného prostředí do jedné ze tří skupin. Získaná rychlost je v jednotkách cm/s/g a její hodnotu lze redukovat v závislosti na hloubce, ve které se tunel nachází.

Maximální amplitudě zrychlení 0,25g PGA přibližně odpovídá magnitudo zemětřesení 6.5. Vzdálenost místa zaznamenání původního nepřeskálovaného akceleroogramu od zdroje vlnění je 256 km, nicméně zmíněná tabulka uvádí hodnoty rychlosti do vzdálenosti maximálně 100 km. Zvolená rychlost odpovídá maximální možné uvažované vzdálenosti. Vzhledem k tomu, že osa tunelu se nachází v hloubce 37,35 m v případě tunelu v zemině a 47,54 m v případě tunelu v hornině, je vhodné získanou rychlost redukovat určitým poměrem mezi rychlostí pohybu v úrovni tunelu a rychlostí zaznamenanou na povrchu. Pro hloubku větší než 30 m je uváděn minimální možný poměr 0,7, viz Tab. 5.4.

Rychlost šíření smykových vln v zemině je 120,73 m/s (výpočet lze dohledat v kap. 5.1). Tím se jíly řadí do skupiny měkkých zemin, v tabulce označovaných jako *soft soils*. Vápenec spadá do třídy tuhých zemin s rychlostí šíření vln 334,16 m/s, v tabulce je možné nalézt pod pojmem *stiff soil*.

Zohlednění všech uvedených parametrů vede k hodnotám rychlostí:

- v zemině  $v_s = 0,99$  m/s
- v hornině  $v_s = 0,76$  m/s

Následující rychlosti byly určeny 1D free field analýzou s absorpční okrajovou podmínkou na spodní hranici, která lépe vystihuje chování putující vlny vzhledem k tuhostem jednotlivých vrstev.

- v zemině  $v_{s,prům.} = 0,549-0,599$  m/s
- v hornině  $v_{s,prům.} = 0,335-0,416$  m/s

Rozdílnost získaných hodnot pravděpodobně plyne ze zanedbání mnoha faktorů ovlivňujících rychlosti pohybu materiálového bodu při určování hodnoty pomocí tabulek. Tabulkové hodnoty nemůžou zohlednit místní geologické poměry, heterogenitu prostředí a tím pádem možné odrazy při průchodu rozhraním materiálů s různou tuhostí a hustotou. Při hledání hodnoty rychlosti pro horninu zanedbáváme vrstvu jílu v nadloží, která ovlivňuje zrychlení naměřené na povrchu. Z celkového akceleroogramu zemětřesení vstupuje do určení rychlosti pouze maximální amplituda zrychlení, ze které plyne magnitudo reprezentující velikost zemětřesení.

Oproti tomu MKP umožňuje přiřazení různých materiálových vlastností jednotlivým prvkům sítě konečných prvků, a tím aproximovat heterogenitu geologického profilu a při výpočtu zohlednit změnu chování vlny při průchodu rozhraním. Výpočet pomocí MKP nevyplývá z maximální amplitudy akceleroogramu, ale je založen na předepsání průběhu zrychlení a rychlosti na spodní hranici modelu během celé doby trvání záznamu, to znamená, že na rozdíl od dostupných tabulek zohledňuje celkový průběh zemětřesení.

## 5 VÝPOČET FREE FIELD DEFORMACE

Moment magnitude ( $M_w$ )	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0–20	20–50	50–100
<i>Rock<sup>a</sup></i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil<sup>a</sup></i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil<sup>a</sup></i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

<sup>a</sup>In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock  $\geq 750$  m/s; stiff soil is 200–750 m/s; and soft soil  $< 200$  m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Tab. 5.3: Tabulkové rychlosti pro pseudostatický výpočet, [13] *Table 2*

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
$\leq 6$	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
$> 30$	0.7

Tab. 5.4: Redukce rychlosti vzhledem k hloubce tunelu, [13] *Table 4*



## 6. Pseudostatický výpočet MKP

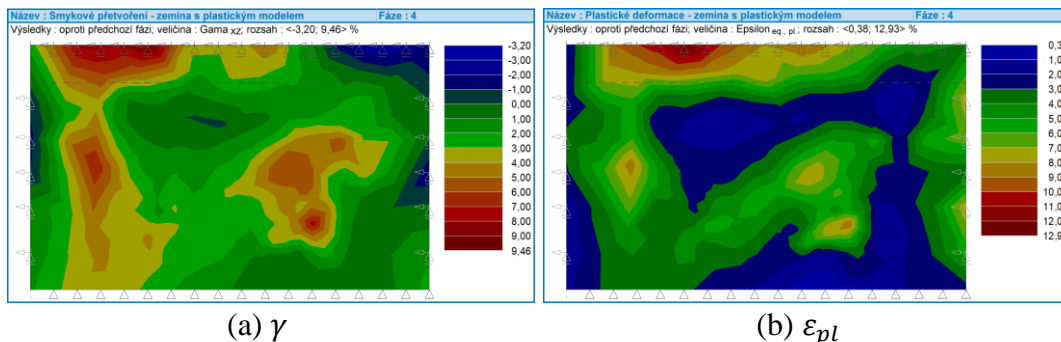
Zjednodušená metoda výpočtu bude aplikována na modely uvedené v kap. 3. V případě Mohr-Coulombova materiálového modelu bude zachována tuhost uvedená v geotechnické zprávě 15-40 MPa. Bylo dokázáno, že tento model vykazuje tužší chování než modifikovaný Cam Clay model, proto lze očekávat rozdílné výsledné hodnoty vnitřních sil na ostění v závislosti na použitém materiálovém modelu při modelování výstavby.

### 6.1 Předepsání smykové deformace 2D modelu

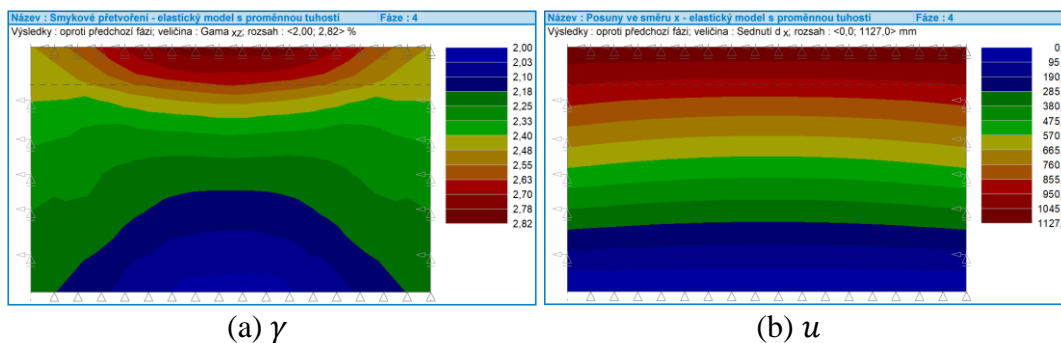
Pro získání předpokládané odezvy konstrukce na zatížení způsobené zemětřesením je třeba určitým způsobem zavést výsledek free field analýzy do numerického modelu za podmínek rovinné deformace. Modely popsané v kap. 3 se tak rozšíří o další fázi, ve které budou definovány nové okrajové podmínky na hranicích modelu pro dosažení konstantní hodnoty zkosení po vrstvě zeminy nebo horniny. Na spodní hranici je zachována liniová podpora neumožňující vodorovný ani svislý posun, horní hranice modelu má předepsaný vodorovný posun odpovídající danému smykovému přetvoření při zabránění svislé deformace. Podél svislých hranic modelu jsou vloženy bodové podpory s odpovídajícím vynuceným posunem ve směru osy  $x$  a zabraňující poklesu ve směru osy  $y$ . Bodové podpory jsou umístěny v poloze uzlů sítě konečných prvků použité v kap. 3 z důvodu zachování původní sítě konečných prvků určené studií jako optimální, a tím přesnému zachování stavu napjatosti, deformace a vnitřních sil na ostění na konci exkavace uvedených také v kap. 3.

Pro dodržení předpokladu konstantního zkosení po výšce vrstvy je nutné ve fázi předepsání posunů použít elastický materiálový model s konstantní hodnotou tuhosti, přičemž nastavení v předchozích fázích zůstává stejné. Pro horninu je elastický model používán od první fáze, pro zeminu bude v poslední fázi použit elastický model s tuhostí odpovídající dynamickému modulu pružnosti  $E = 80$  MPa.

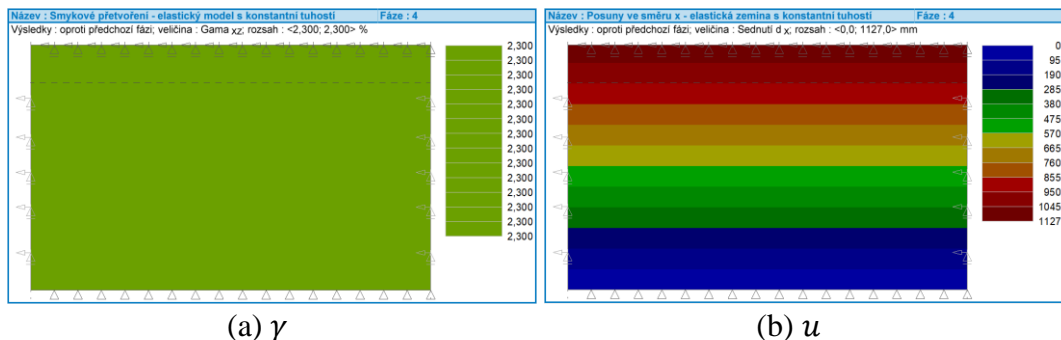
Zdůvodnění nutnosti přechodu na elastickou zeminu poskytují následující obrázky. Obr. 6.1(a) ukazuje průběh smykového přetvoření po předepsání vodorovných posunů na svislých hranicích homogenní vrstvy zeminy s plastickým materiálovým modelem, konkrétně MC s tuhostí proměnnou po výšce. Předepsané posuny odpovídají konstantnímu přetvoření 0,023. V masivu nejen není dosaženo stavu konstantního smykového přetvoření, ale výsledkem jsou nežádoucí hodnoty přetvoření i plastických deformací v okolí terénu. Průběh plastických deformací je znázorněn na Obr. 6.1(b). Po změně materiálového modelu na elastický se zachováním proměnné tuhosti s hloubkou je dosaženo stavu, kdy smykové přetvoření na Obr. 6.2(a) je blízké zadané hodnotě podél svislých okrajů, kde je předepsáno, a odchylky v ostatních oblastech nejsou tak významné, nicméně není dosaženo konstantní hodnoty v celém masivu. Nevhodnost proměnné tuhosti zeminy lze také ukázat na průběhu předepsaných posunů po celém modelu na Obr. 6.2(b), kdy jsou viditelné určité změny v rámci jedné hloubkové úrovně, to znamená, že ve střední části vývoj vodorovného posunu s hloubkou neodpovídá tomu předepsanému na svislých hranicích. Ideální stav po předepsání přetvoření je uveden na Obr. 6.3(a), který ukazuje průběh smykového přetvoření pro elastický model s konstantní hodnotou tuhosti. Smykové přetvoření odpovídá zadanému v celé oblasti. Obr. 6.3(b) dokazuje, že předepsané posuny jsou pro každou souřadnici  $y$  konstantní.



Obr. 6.1: Zemina s plastickým modelem a proměnnou tuhostí (a) smykové přetvoření, (b) plastická deformace



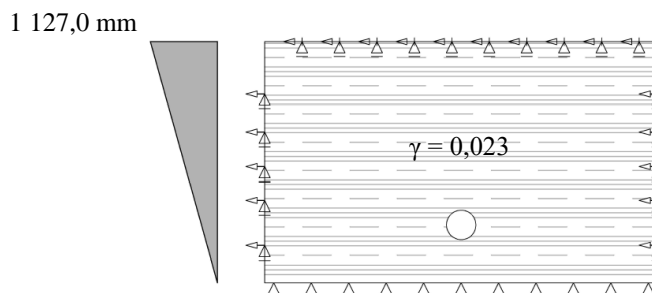
Obr. 6.2: Elastický model s proměnnou tuhostí (a) smykové přetvoření, (b) posuny ve směru x



Obr. 6.3: Elastický model s konstantní tuhostí (a) smykové přetvoření, (b) posuny ve směru x

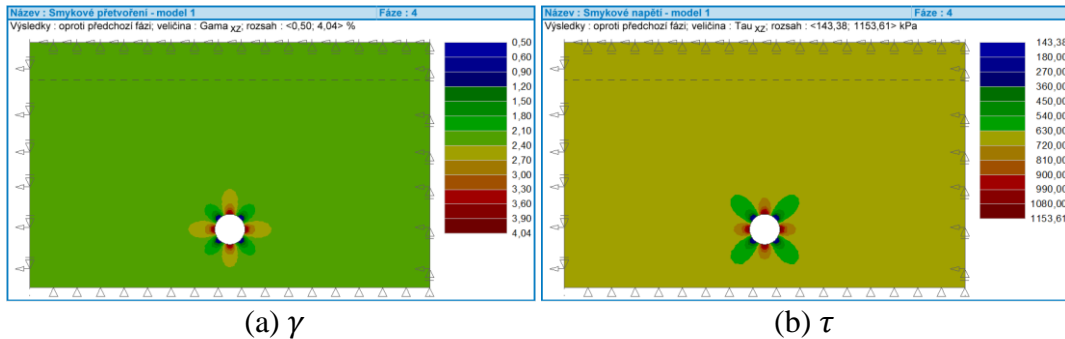
### 6.1.1 Model pro tunel v zemině – bez horniny

Modelu bez horniny odpovídá výsledek free field analýzy modelu 1 s pevnou okrajovou podmínkou na spodní hranici. Hodnota smykového přetvoření, předepsaných posunů a okrajové podmínky na hranicích 2D modelu jsou patrné z Obr. 6.4.



Obr. 6.4: Zavedení výsledků FF analýzy – model tunelu v zemině bez horniny

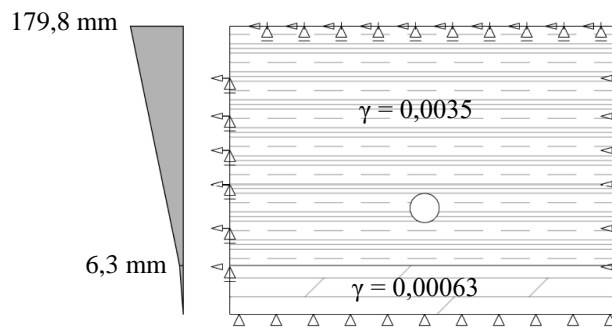
Průběh předepsaného zkosení a z něj plynoucí průběh smykového napětí v rámci homogenní vrstvy zeminy je znázorněn pomocí izoploch na Obr. 6.5(a) a (b). Tyto průběhy dokazují, že v oblastech mimo dosah vlivu výrubu je pole zkosení konstantní a odpovídá předepsané hodnotě.



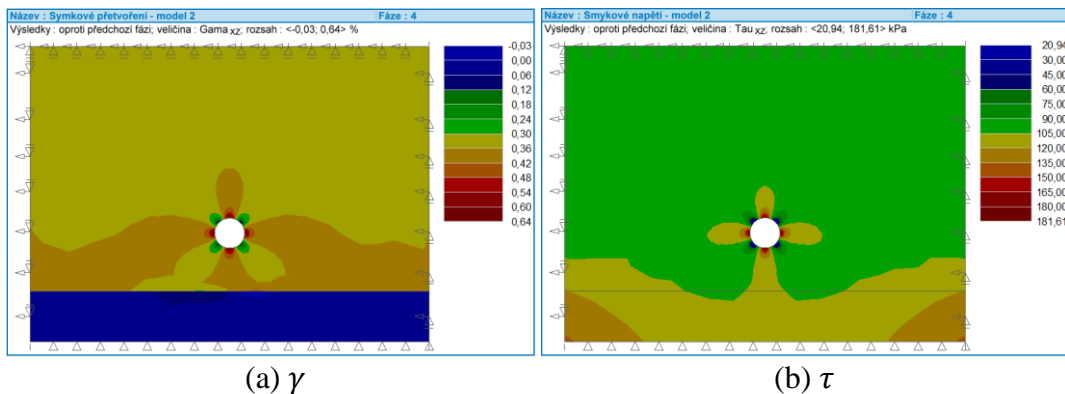
Obr. 6.5: Předepsaná deformace modelu 1 (a) zkosení, (b) smykové napětí

### 6.1.2 Model pro tunel v zemině – s horninou

Průběh vynucených posunů po výšce modelu je při heterogenním podloží po částech lineární, což je patrné z Obr. 6.6. Rozdíl mezi hodnotami posunutí vrstvy zeminy se u modelu s horninou za použití absorpční okrajové podmínky při free field analýze a u předchozího modelu pohybuje v řádech desítek centimetrů. To je způsobeno několikanásobně menším smykovým přetvořením získaným z free field analýzy. Tento jev byl vysvětlen v kap. 5.3 věnující se rozboru výsledků free field analýzy na jednotlivých modelech. Ověření předepsání konstantních hodnot zkosení po vrstvách poskytují Obr. 6.7(a) a (b).



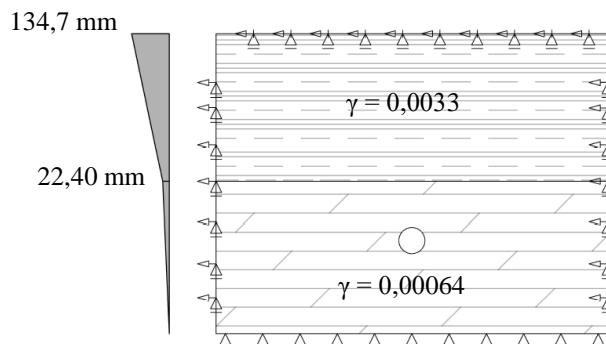
Obr. 6.6: Zavedení výsledků FF analýzy – model tunelu v zemině s horninou



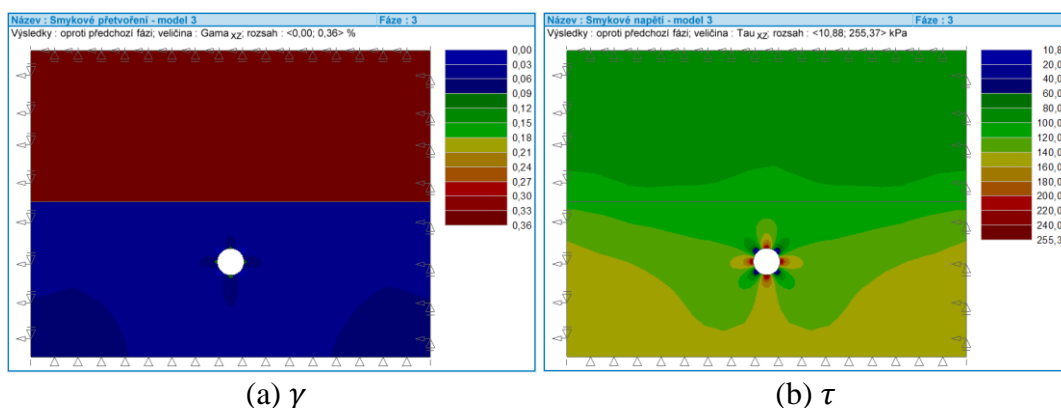
Obr. 6.7: Předepsaná deformace modelu 2 (a) zkosení, (b) smykové napětí

### 6.1.3 Model pro tunel v hornině

Pro geologický profil v místě výrubu v hornině byly z free field výpočtu získány obdobné hodnoty smykového přetvoření jako u předešlého modelu, takže maximální posunutí horní hranice modelu se liší pouze v závislosti na hloubce vrstvy zeminy a rozdíl mezi jejich hodnotami představuje několik centimetrů. Geometrie a okrajové podmínky modelu jsou patrné z Obr. 6.8, průběhy zkosení a smykového napětí jsou vykresleny na Obr. 6.9.



Obr. 6.8: Zavedení výsledků FF analýzy do modelu – model tunelu v hornině



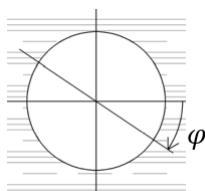
(a)  $\gamma$

(b)  $\tau$

Obr. 6.9: Předepsaná deformace modelu 3 (a) zkosení, (b) smykové napětí

## 6.2 Vnitřní síly na ostění po předepsání deformace zemnímu masivu a provedení pseudostatického výpočtu MKP

V této kapitole budou uvedeny výsledky statického výpočtu vnitřních sil na ostění po předepsání deformace zemnímu masivu způsobem popsáným v předchozí kapitole. Konkrétně budou sledovány hodnoty ohybového momentu a normálových sil. Všechny výpočty byly provedeny za předpokladu odvozených podmínek a hodnoty lze porovnat s původními hodnotami vnitřních sil před vynucením smykového přetvoření, jejichž průběhy jsou vykresleny v kap. 3.1.3.



Obr. 6.10: Počátek a orientace souřadnice  $\varphi$

Grafy popisující průběhy ohybového momentu na ostění se řídí pravidlem kladné hodnoty na vnitřní straně ostění, extrémní hodnoty na jednotlivých intervalech jsou v grafech uváděny v absolutní hodnotě. Průběhy jsou vykreslovány v závislosti na polární souřadnici  $\varphi$ , jejíž počátek a orientace jsou patrné z Obr. 6.10. Kromě hodnot momentu na konci exkavace a po zavedení účinku zemětřesení předepsáním deformace jsou vykreslovány samotné změny momentů mezi těmito dvěma fázemi numerického modelu. Tato změna představuje příspěvek namáhání ostění jeho zoválněním.

### 6.2.1 Model pro tunel v zemině – bez horniny

Výsledky statického výpočtu po zkosení zemního masivu na Obr. 6.11 a Obr. 6.12 potvrzují, že použití průměrné hodnoty maximálních free field deformací s předpokladem pevné okrajové podmínky na spodní hranici vede při daných geologických podmínkách na nereálné hodnoty vnitřních sil na ostění, kdy maximální hodnota momentu na ostění představuje více než desetinásobek původní hodnoty před zkosením a normálová síla dosahuje přes 1 600 kN/m v tahu. Namáhání konstrukce tak velkými tahovými silami při působení zadaného zemětřesení je vzhledem k hloubce tunelu, a tedy svislému zatížení způsobujícímu vznik velkých tlakových sil uvnitř ostění, nepravděpodobné.

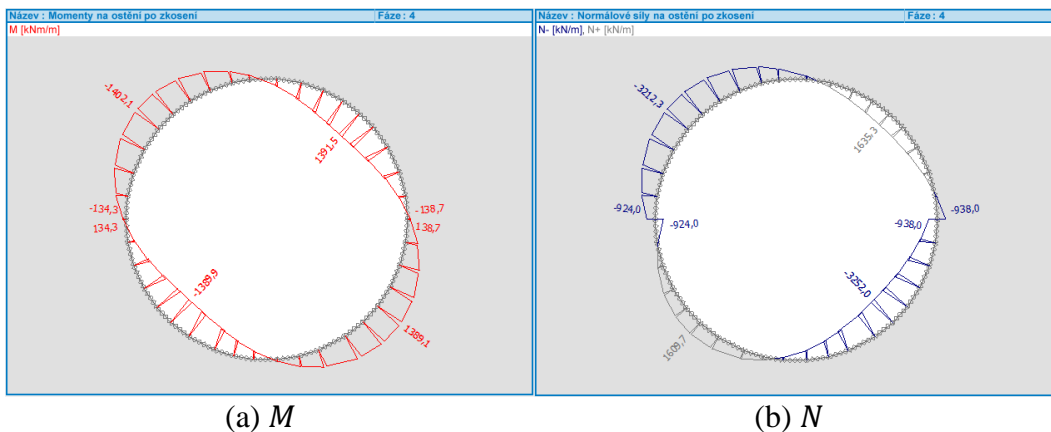
Graf na Obr. 6.13(a) ukazuje pro použití MCC modelu u jílu průběh ohybových momentů na ostění na konci exkavace v závislosti na polární souřadnici  $\varphi$  v porovnání s průběhem po zoválněním. Z grafu je vidět, že posunutí extrémních hodnot momentů na zoválněném ostění je oproti původní poloze extrémů posunuta o  $\pi/4$ . Extrémní příspěvek momentu z poslední fáze výpočtu odpovídá poloze nulového ohybového momentu před deformací a nachází se v místě  $\varphi = \pi/4$  a následně v násobcích  $\pi/2$ . Příspěvek momentu vyvolaného deformací je vykreslen na Obr. 6.13(b). Tento příspěvek má pro použití materiálového modelu MC obdobný průběh vzhledem k tomu, že ve fázi zoválnění je v obou případech materiálový model jílu nahrazen elastickým modelem se shodnou konstantní tuhostí z důvodu nutného dosažení konstantního průběhu smykového přetvoření.

### 6.2.2 Model pro tunel v zemině – s horninou

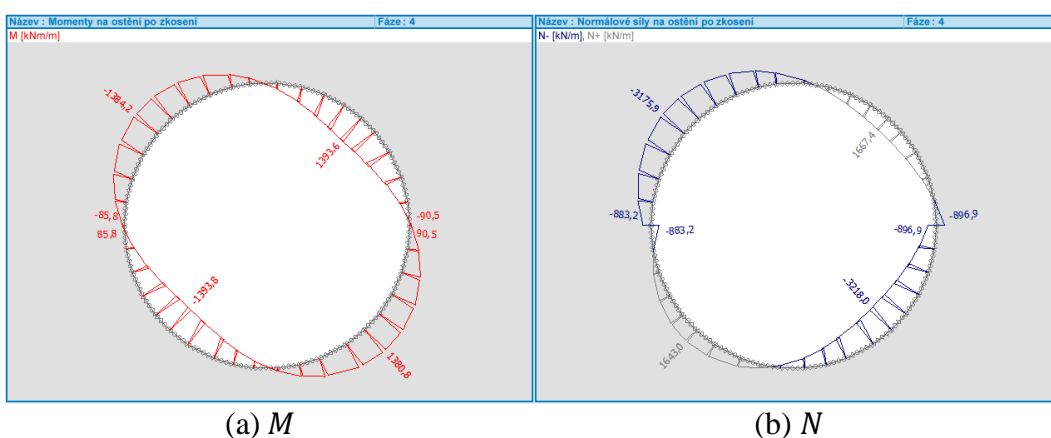
Vnitřní síly na ostění získané z numerického modelu s horninou v podloží, kterému je předepsána deformace z free field analýzy s volnou okrajovou podmínkou jsou vykresleny na Obr. 6.14 a Obr. 6.15. Uvedené průběhy vnitřních sil po vynuceném zoválněním ostění se liší pouze v závislosti na použitém materiálovém modelu ve fázích výstavby do dokončení exkavace. V ostění po deformaci nevznikají namáhání tahovými normálovými silami jako je tomu v předchozím případě.

Momentový příspěvek od deformace zemního masivu shodný pro obě varianty materiálových modelů při výstavbě je vykreslený na Obr. 6.16(b). Obr. 6.16(a) porovnává původní průběh momentů před zoválněním a průběh po zoválněním pro variantu s MCC modelem. Poloha extrémních a nulových hodnot modelu je shodná jako u předchozího modelu, hodnoty se ale výrazně liší. Poměr mezi extrémním ohybovým momentem získaným z modelu bez horniny a modelu s horninou odpovídá poměru mezi free field deformacemi modelu 1 a modelu 2 z kap. 5.3. Porovnání průběhu změny momentů po deformaci v závislosti na použité okrajové podmínce ve free field analýze poskytuje Obr. 6.17.

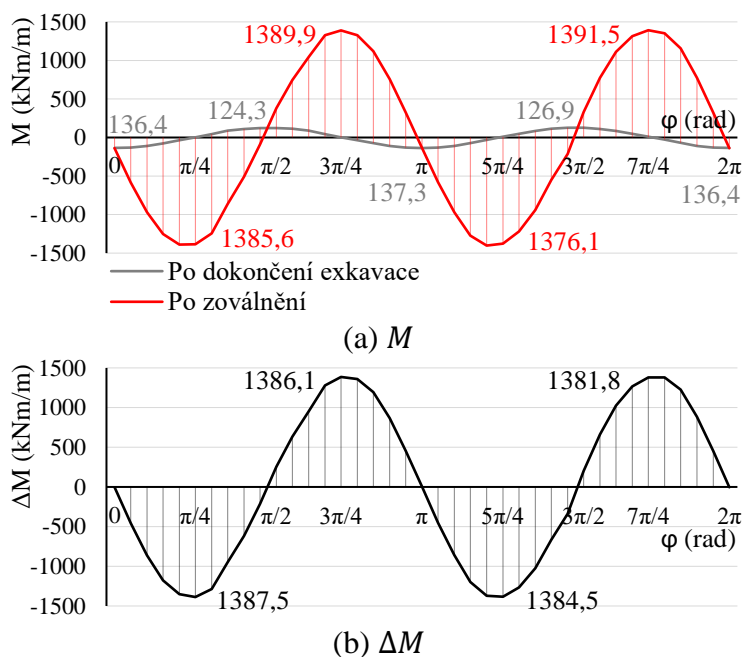
## 6 PSEUDOSTATICKÝ VÝPOČET MKP



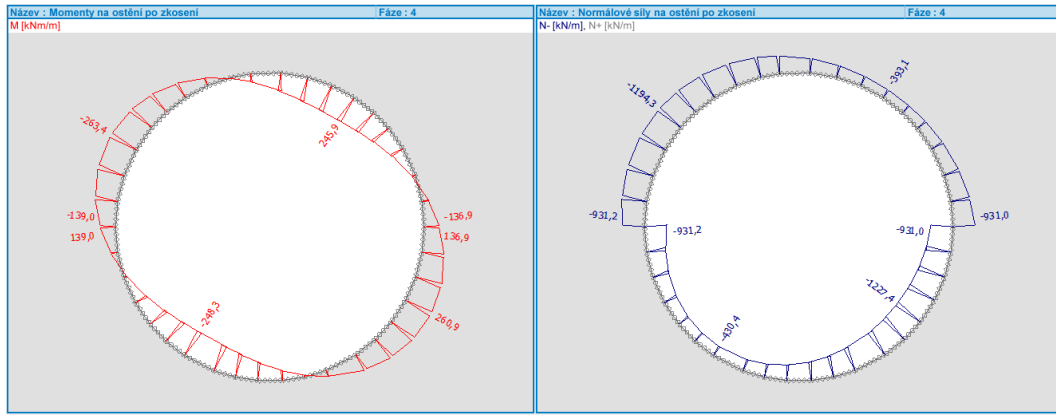
Obr. 6.11: Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků free field analýzy – MCC model bez horniny (a) momenty, (b) normálové síly



Obr. 6.12: Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků free field analýzy – MC model bez horniny (a) momenty, (b) normálové síly



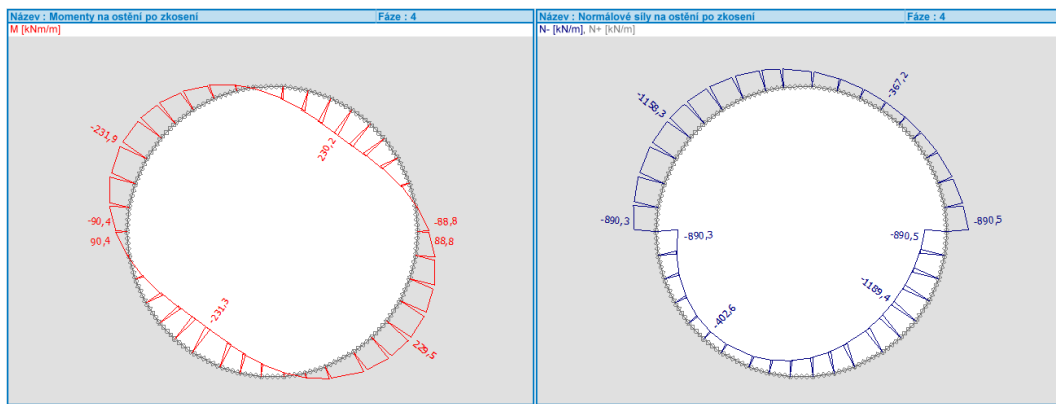
Obr. 6.13: Model bez horniny (a) porovnání průběhu ohybového momentu po dokončení exkavace a ohybového momentu po zavedení výsledků FF analýzy, (b) přírůstek momentu v poslední fázi výpočtu



(a)  $M$

(b)  $N$

Obr. 6.14: Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků FF analýzy – MCC model s horninou (a) momenty, (b) normálové síly



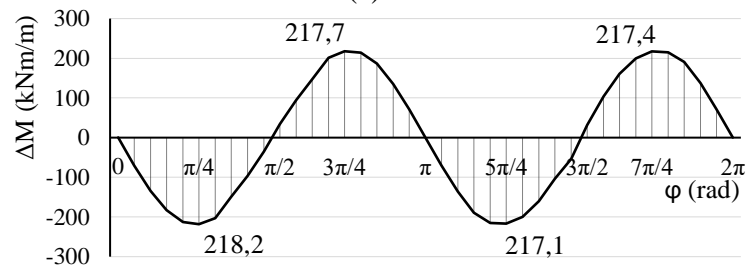
(a)  $M$

(b)  $N$

Obr. 6.15: Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků FF analýzy – MC model s horninou (a) momenty, (b) normálové síly

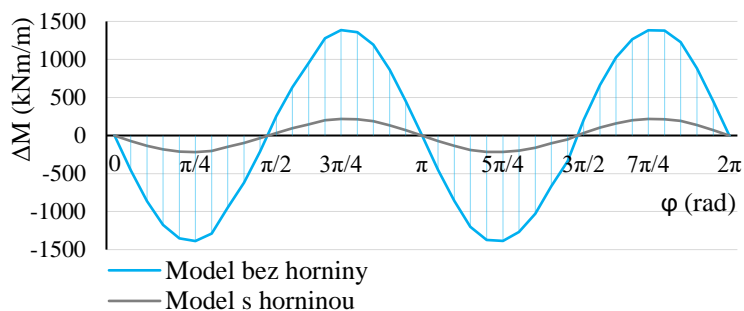


(a)  $M$



(b)  $\Delta M$

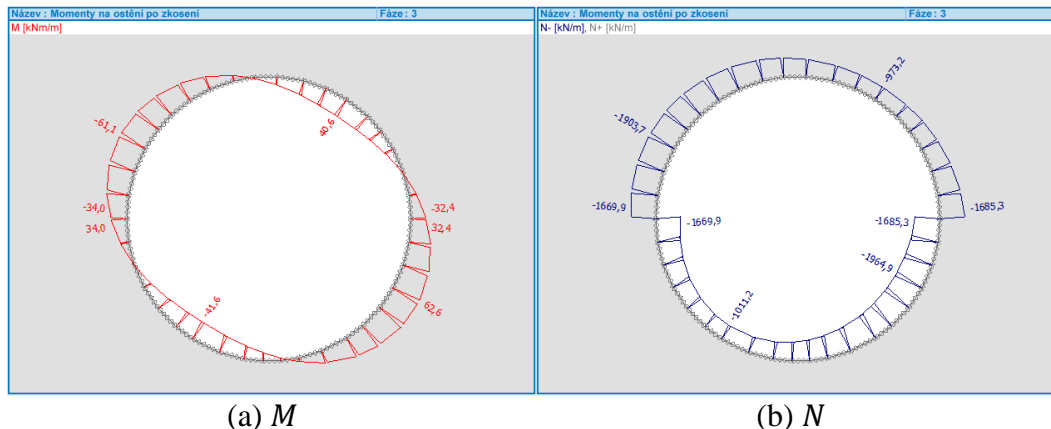
Obr. 6.16: Model s horninou (a) Porovnání průběhu ohybového momentu po dokončení exkavace a ohybového momentu po zavedení výsledků FF analýzy, (b) přírůstek momentu v poslední fázi výpočtu



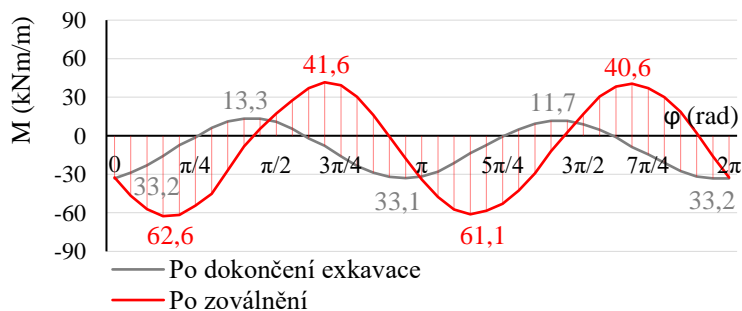
Obr. 6.17: Porovnání přírůstků momentů v závislosti na použité okrajové podmínce ve FF analýze

### 6.2.3 Model pro tunel v hornině

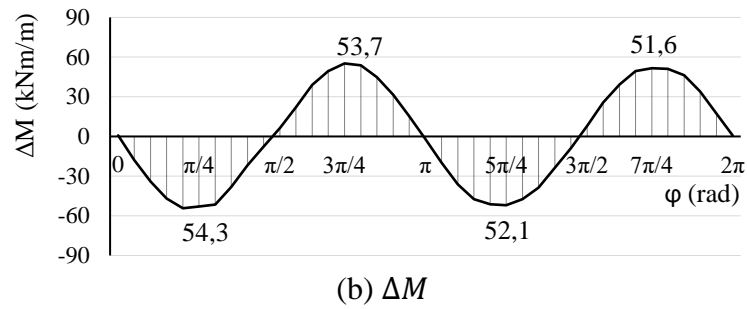
Průběhy vnitřních sil na ostění tunelu v hornině jsou znázorněny na Obr. 6.18. V extrémně namáhaných oblastech dochází v poslední fázi výpočtu k nárůstu normálové síly až na 1 965 kN/m, nicméně namáhání ostění v tlaku je s ohledem na větší hloubku tunelu vyšší než v případě tunelu v zemině již po dokončení exkavace. Vzhledem k relativně malému předepsanému smykovému přetvoření z free field analýzy a větší tuhosti prostředí v okolí tunelu nedochází k tak výrazným přírůstkům namáhání konstrukce jako v případě tunelu v zemině. Průběhy momentů po dokončení exkavace a po zavedení účinku zemětřesení jsou patrné z Obr. 6.19(a), přírůstek vlivem zoválnění je vykreslen na Obr. 6.19(b). Graf na Obr. 6.20 poskytuje porovnání nárůstu ohybového momentu na ostění pro tunel v zemině a hornině při deformaci zemního masivu smykovým přetvořením z free field analýzy modelu 2 (tunel v zemině) a modelu 3 (tunel v hornině) v kap. 5.3, u kterých byla použita stejná okrajová podmínka na spodní hranici.



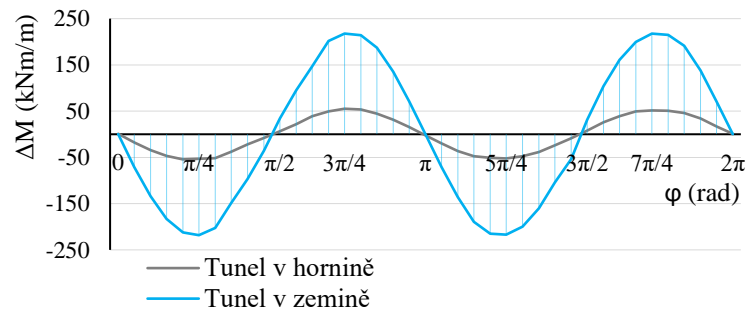
Obr. 6.18: Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků free field analýzy – model pro výrub v hornině (a) momenty, (b) normálové síly

(a)  $M$





Obr. 6.19: Model pro tunel v hornině (a) porovnání průběhu ohybového momentu po dokončení exkavace a ohybového momentu po zavedení výsledků FF analýzy, (b) přírůstek momentu v poslední fázi výpočtu



Obr. 6.20: Porovnání nárůstu ohybového momentu na ostění tunelu v hornině a v zemině při použití výsledků FF analýzy se stejnou okrajovou podmínkou



## 7. Analytický výpočet

V běžné inženýrské praxi se při výpočtu vnitřních sil a posouzení konstrukce na účinky zemětřesení postupuje tak, že se z magnitudy dostupného zemětřesení a vzdálenosti od zdroje seismicity určí tabulková hodnota rychlosti postupem uvedeným v kap. 5.3.1, z materiálových parametrů se vypočítá rychlost šíření vlny a na základě těchto hodnot se vypočítá příslušná smyková deformace. Ta je poté použita v analytickém výpočtu vnitřních sil na kruhovém ostění uvedeném v [13]. V našem případě bude pro výpočet použita hodnota zkosení z free field analýzy MKP. Analytický výpočet lze provést pouze pro homogenní prostředí jedné vrstvy zeminy, tomu odpovídá geometrií model 1. Reálné odezvě zemního masivu při daných geologických poměrech se ale blíží spíše hodnota zkosení určená při použití absorpční okrajové podmínky na dolní hranici. Abychom tedy porovnávali dvě totožné úlohy, bude na model bez horniny aplikována hodnota zkosení z free field analýzy na modelu 2 a stejná hodnota bude použita v analytickém výpočtu. Rozboru výsledků free field analýzy se věnuje kap. 5.3. Vstupní parametry zeminy a ostění pro analytický výpočet jsou uvedeny v Tab. 7.1.

$\gamma = 0,0035$	
Zemina	
modul pružnosti ve smyku:	$G_m = 28,57 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu_m = 0,4$
Ostění z betonových segmentů (beton C30/37)	
Youngův modul pružnosti:	$E_l = 33 \text{ GPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu_l = 0,2$
průměr tunelu:	$d = 6 \text{ m}$
tloušťka segmentu:	$h = 0,3 \text{ m}$
moment setrvačnosti průřezu:	$I = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$

Tab. 7.1: Vstupní parametry pro analytický výpočet

Deformační poměr mezi ostěním a přilehlou zeminou:

$$R^n = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha^n + 1} \quad (7.1)$$

$\alpha^n$  je poměr mezi tuhostí materiálu ostění a přilehlé zeminy daný vztahem:

$$\alpha^n = \frac{24 E_l I (3 - 4\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)} \quad (7.2)$$

Rovnice (7.2) platí pro případ, kdy uvažujeme tzv. *no slip* podmínku, tedy nepředpokládáme pokluz mezi ostěním a okolní zeminou. Tato podmínka lépe popisuje skutečné spolupůsobení systému zeminy a ostění při zatížení.

Deformace na ostění:

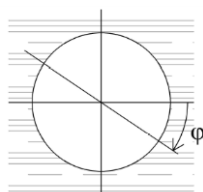
$$\Delta d_{lin} = R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{\gamma_{max} d}{2} \quad (7.3)$$

Ze znalosti deformace ostění se dají určit přírůstky vnitřních sil vyvolané touto deformací z rovnic (7.4), (7.5) a (7.6) v závislosti na polární souřadnici  $\varphi$ . Odvození těchto rovnic lze nalézt v [12]. Kladná orientace polární souřadnice je patrná z Obr. 7.1.

$$M(\varphi) = -\frac{3 E_l I \Delta d_{lin}}{2R^2(1 - \nu_l^2)} \cos \left[ 2 \left( \varphi + \frac{\pi}{4} \right) \right] \quad (7.4)$$

$$V(\varphi) = \frac{3 E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1 - \nu_l^2)} \sin \left[ 2 \left( \varphi + \frac{\pi}{4} \right) \right] \quad (7.5)$$

$$N(\varphi) = -\frac{6 E_l I \Delta d_{lin}}{R^3(1 - \nu_l^2)} \cos \left[ 2 \left( \varphi + \frac{\pi}{4} \right) \right] \quad (7.6)$$



Obr. 7.1: Orientace polární souřadnice

Výpočet deformace ostění s dosazením konkrétních parametrů:

$$\alpha = \frac{24 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3} \cdot (3 - 4 \cdot 0,4)}{6^3 \cdot 28,57 \cdot 10^6 \cdot (1 - 0,2^2)} = 0,421$$

$$R = \frac{4(1 - 0,4)}{0,421 + 1} = 1,689$$

$$\Delta d_{lin} = 1,689 \cdot \frac{0,0035 \cdot 6}{2} = 0,018 \text{ m}$$

Extrémní hodnoty přírůstku momentu a normálové síly na kruhovém ostění po deformaci lze očekávat ve  $\varphi = \frac{\pi}{4}$ .

Maximální hodnota přírůstku momentu:

$$M\left(\frac{\pi}{4}\right) = -\frac{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3} \cdot (-0,018)}{2 \cdot 3^2(1 - 0,2^2)} \cos \left[ 2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4} \right) \right] = -232,03 \text{ kNm/m}$$

Maximální hodnota přírůstku normálové síly:

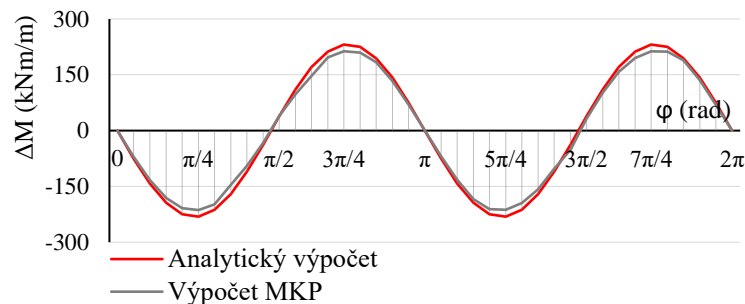
$$N\left(\frac{\pi}{4}\right) = -\frac{6 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3} \cdot (-0,018)}{3^3(1 - 0,2^2)} \cos \left[ 2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4} \right) \right] = -309,375 \text{ kN/m}$$

Extrémní přírůstek posouvající síly ve  $\varphi = \frac{\pi}{2}$ :

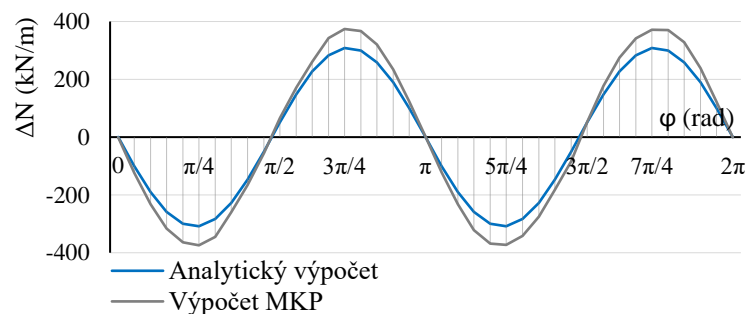
$$V\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3} \cdot (-0,018)}{3^3(1 - 0,2^2)} \sin \left[ 2 \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \right] = 154,69 \text{ kN/m}$$

## 7.1 Porovnání výsledků analytického výpočtu a výpočtu MKP

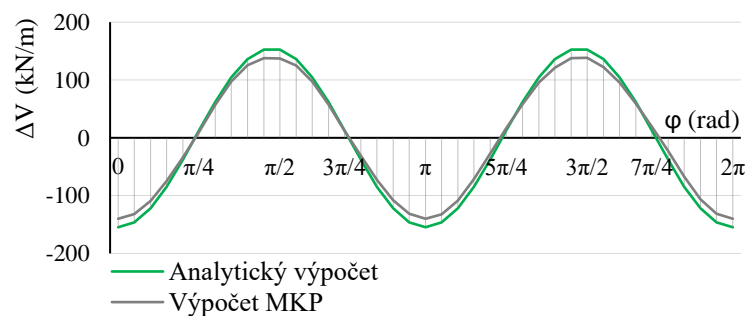
Následující grafy poskytují porovnání průběhu přírůstků vnitřních sil získaných oběma zjednodušenými metodami v rozsahu celého ostění, tedy polární souřadnice dosahující hodnot  $\varphi = 0-2\pi$ . Je zřejmé, že ohybové momenty a posouvající síly získané analytickým výpočtem dosahují vyšších hodnot než při výpočtu MKP, jejich výsledky jsou ale srovnatelné. Je dokázáno, že deformace ostění z MKP je v dobré shodě s analytickým řešením, viz [12]. Protože jsou hodnoty momentů určovány z křivosti, shoda MKP s analytickým výpočtem se dá v případě ohybových momentů a posouvajících sil očekávat. V průběhu normálových sil jsou patrné větší rozdíly, které lze přisoudit zanedbání interakce mezi zeminou a ostěním. Porovnání konkrétních hodnot v polohách extrémních přírůstků vnitřních sil na ostění je uvedeno v Tab. 7.2.



(a)



(b)



(c)

Obr. 7.2: Grafické porovnání přírůstků vnitřních sil na ostění z analytického výpočtu a výpočtu MKP (a) přírůstek momentů, (b) přírůstek normálových sil, (c) přírůstek posouvajících sil

$\varphi$	Analytický výpočet			MKP		
	M (kNm/m)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	V (kN/m)
0	0,00	0,00	-154,69	-0,40	-1,10	-140,00
$\pi/4$	-231,24	-308,32	12,77	-213,60	-374,20	9,90
$\pi/2$	38,19	50,92	152,58	39,20	66,10	137,40
$3\pi/4$	231,24	308,32	12,77	213,30	374,00	12,30
$\pi$	0,00	0,00	-154,69	0,40	1,30	-140,00

Tab. 7.2: Tabulkové porovnání přírůstků vnitřních sil z analytického výpočtu a výpočtu MKP

Zde porovnááme jednoduchou úlohu, kdy ostění má pravidelný kruhový tvar a v okolí předpokládáme homogenní zeminové prostředí. V takovém případě lze dosáhnout obdobných výsledků při použití obou metod, ale je třeba si uvědomit, že při řešení složitější úlohy nelze analytickým výpočtem dosáhnout přesných výsledků. Použití analytického výpočtu je možné pouze pro jednoduché tvary ostění, oproti tomu MKP umožňuje řešit numerický model ostění libovolného tvaru. Při umístění tunelu v heterogenním prostředí bychom navíc museli do analytického výpočtu zavést určité zjednodušení v podobě určení průměrné tuhosti okolního prostředí, což by vedlo ke zvýšení nepřesnosti výpočtu.

## Závěr

Tato práce řeší aplikaci zjednodušených metod výpočtu predikce odezvy podzemní tunelové konstrukce na působení zemětřesení. Je zde ukázáno zavedení účinků zemětřesení pomocí ekvivalentního statického zatížení získaného z řešení 1D dynamické úlohy, která dává představu o chování samotného zemního tělesa při šíření smykové vlny v konkrétních geologických podmínkách včetně uvažování heterogenity prostředí. Úloha je řešena za předpokladu různých okrajových podmínek s následným rozborem výsledků a zhodnocením vhodnosti použití jednotlivých předpokladů. Poslední kapitola poskytuje porovnání řešení úlohy na numerickém modelu, kde předepisujeme deformaci získanou z free field dynamické úlohy, s běžně používanou analytickou metodou výpočtu vnitřních sil na ostění. Analytická metoda je založena na výpočtu deformace ostění při zohlednění poměru tuhostí ostění a okolní zeminy. Je dokázáno, že v případě homogenní vrstvy zeminy a jednoduchého tvaru ostění je možné těmito dvěma metodami dosáhnout obdobných výsledků.

Rozbor výsledků free field analýzy vede k závěru, že použití pevné okrajové podmínky na spodní hranici je vhodné pouze ve velmi specifických případech, kdy tuhost horniny v podloží dosahuje dostatečně vysokých hodnot. O tom vypovídají velké rozdíly mezi získanými deformacemi a následně i vnitřními silami na kruhovém ostění při použití pevné nebo absorpční okrajové podmínky při stejných geologických poměrech.

Kromě získání určité představy o chování zemního masivu v průběhu zemětřesení a možnosti použití výsledků do pseudostatického výpočtu představuje 1D free field analýza první fázi řešení dynamické úlohy na 2D numerickém modelu, který by umožnil řešit úlohu tunelového ostění plně dynamickým výpočtem. V tom případě výsledek 1D free field analýzy na svislých hranicích modelu slouží pro definici okrajových podmínek na těchto hranicích, kdy v případě provedení výrubu je třeba do numerického modelu zavést tlumení vln odražených od konstrukce a zabránění jejich odrazu od svislých hranic.

V současnosti se pracuje na vývoji nové verze softwaru Geo5 MKP, která umožňuje řešení této 2D dynamické úlohy za použití správných okrajových podmínek a dosažení reálnější odezvy konstrukce na procházející smykovou vlnu se zohledněním časového faktoru trvání zemětřesení.





# Literatura

- [1] ČSN EN 1990, Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. 2004.
- [2] ČSN EN 1997, Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1 - Obecná pravidla. 2006.
- [3] ČSN EN 1998, Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. 2006.
- [4] Fine spol. s.r.o., *Geo 5 - geotechnický software*. [software]: <https://www.fine.cz>, 2018.
- [5] BITTNAR, Zdeněk a Jiří ŠEJNOHA. *Numerické metody mechaniky I*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1992. ISBN 80-01-00855-X.
- [6] ŠEJNOHA, Michal, Tomáš JANDA, Jan PRUŠKA a Miroslav BROUČEK. *Metoda konečných prvků v geomechanice: Teoretické základy a Inženýrské aplikace*. 1. vydání. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2015. ISBN 978-80-01-05743-8.
- [7] ŠEJNOHA, Michal. *Finite Element Analysis in Geotechnical Design*. Praha, 2014.
- [8] ORESTE, Pierepaolo. The Convergence-Confinement Method: Roles and Limits in Modern Geomechanical Tunnel Design. In: *American Journal of Applied Sciences* [online]. 2009, s. 757-771 [cit. 2018-04-01]. DOI: 10.3844/ajassp.2009.757.771. ISSN 1546-9239. Dostupné z: <http://www.thescipub.com/abstract/10.3844/ajassp.2009.757.771>
- [9] Geo5 Online nápověda. Fine software [online]. b.r. [cit. 2018-04-02]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/materialove-modely-01/>
- [10] BUDHU, M. *Soil mechanics and foundations*. 3rd ed. New York: Wiley, 2011. ISBN 978-0-470-55684-9.
- [11] Quake basics - Waves. In: *Faultline: Seismic science at the epicenter* [online]. b.r. [cit. 2018-05-19].
- [12] KUČERA, David. *Posouzení geotechnické konstrukce na seizmické zatížení*. Praha, 2017. Diplomová práce. Fakulta stavební ČVUT v Praze.
- [13] HASHASH, Y.M.Y. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunneling and Underground Space Technology*. 2001.
- [14] I. University, Prism for Earthquake Engineering. [software]: <http://sem.inha.ac.kr/prism/>, 2010.



## Seznam obrázků

<b>Obr. 1.1:</b> Standardní Newton-Raphsonova metoda .....	7
<b>Obr. 1.2:</b> Hodnoty parametru $\lambda$ v blízkosti čelby .....	9
<b>Obr. 1.3:</b> Příklad Fenner-Pacherovy křivky .....	9
<b>Obr. 1.4:</b> Elastický materiálový model .....	10
<b>Obr. 1.5:</b> Průmět MC podmínky porušení do meridiánové roviny.....	12
<b>Obr. 1.6:</b> Zobrazení MC plochy plasticity v prostoru hlavních napětí .....	12
<b>Obr. 1.7:</b> Zobrazení MC plochy plasticity v deviatorické rovině .....	12
<b>Obr. 1.8:</b> Diagram pro izotropní kompresi MCC modelu .....	13
<b>Obr. 1.9:</b> Plocha plasticity modelu MCC v meridiánové a v deviatorické rovině.....	14
<b>Obr. 1.10:</b> Šíření objemových vln zemním tělesem .....	16
<b>Obr. 1.11:</b> Podmínka rovnováhy na elementárním kvádru .....	17
<b>Obr. 1.12:</b> Odvození obecného řešení vlnové rovnice.....	17
<b>Obr. 1.13:</b> Typy rozhraní a odpovídající okrajové podmínky .....	18
<b>Obr. 1.14:</b> Okrajové podmínky pro spodní hranici při šíření smykové vlny .....	20
<b>Obr. 1.15:</b> Smykové přetvoření příčného řezu kruhového a rámového ostění tunelu ...	21
<b>Obr. 1.16:</b> (a) Zkosení homogenní vrstvy zeminy, (b) Provedení výrubu bez ostění ...	22
<b>Obr. 2.1:</b> Podélný řez s vyznačenými posuzovanými řezy, směrové vedení trasy .....	26
<b>Obr. 2.2:</b> Podélný řez s naznačenými vrty pro odběr vzorků .....	27
<b>Obr. 3.1:</b> Síť konečných prvků pro statické výpočty tunelu v zemině .....	30
<b>Obr. 3.2:</b> Vývoj maximální hodnoty momentu na ostění v závislosti na počtu konečných prvků .....	31
<b>Obr. 3.3:</b> Průběh tuhosti porovnávaných modelů s hloubkou .....	32
<b>Obr. 3.4:</b> Vnitřní síly na ostění – MC model s tuhostí 15-40 MPa (a) momenty, (b) normálové síly .....	34
<b>Obr. 3.5:</b> Vnitřní síly na ostění – MCC model (a) momenty, (b) normálové síly .....	34
<b>Obr. 3.6:</b> Vnitřní síly na ostění – MC model s tuhostí 3-28 MPa (a) momenty, (b) normálové síly .....	34
<b>Obr. 3.7:</b> Geometrie a síť konečných prvků pro model bez horniny .....	35
<b>Obr. 3.8:</b> Síť konečných prvků pro statické výpočty tunelu v hornině.....	36
<b>Obr. 4.1:</b> MCC model – drénované a nedrénované podmínky (a) průběh sedání od terénu po korunu výrubu, (b) průběh pórového tlaku od terénu po korunu výrubu .....	37
<b>Obr. 4.2:</b> Průběh pórového tlaku po výšce modelu na svislé hranici výrubu ( $x = 3$ m)	38
<b>Obr. 4.3:</b> Změna pórového tlaku oproti geostatické napjatosti .....	39
<b>Obr. 5.1:</b> Schéma okrajových podmínek free field analýzy pro 3 řešené modely.....	41
<b>Obr. 5.2:</b> Časový průběh veličin pro zkušební impuls (a) zrychlení, (b) rychlost, (c) vodorovný posun .....	43
<b>Obr. 5.3:</b> FF analýza se zkušebním impulsem – model 1 .....	44
<b>Obr. 5.4:</b> FF analýza se zkušebním impulsem – model 2 .....	44

<b>Obr. 5.5:</b> FF analýza se zkušebním impulsem – model 3 .....	45
<b>Obr. 5.6:</b> Časový průběh veličin skutečného zemětřesení na povrchu (a) zrychlení, (b) rychlost, (c) vodorovný posun .....	46
<b>Obr. 5.7:</b> FF analýza se skutečným záznamem – model 1 .....	47
<b>Obr. 5.8:</b> FF analýza se skutečným záznamem – model 2 .....	47
<b>Obr. 5.9:</b> FF analýza se skutečným záznamem – model 3 .....	48
<b>Obr. 6.1:</b> Zemina s plastickým modelem a proměnnou tuhostí (a) smykové přetvoření, (b) plastická deformace .....	52
<b>Obr. 6.2:</b> Elastický model s proměnnou tuhostí (a) smykové přetvoření, (b) posuny ve směru x .....	52
<b>Obr. 6.3:</b> Elastický model s konstantní tuhostí (a) smykové přetvoření, (b) posuny ve směru x .....	52
<b>Obr. 6.4:</b> Zavedení výsledků FF analýzy – model tunelu v zemině bez horniny .....	52
<b>Obr. 6.5:</b> Předepsaná deformace modelu 1 (a) zkosení, (b) smykové napětí .....	53
<b>Obr. 6.6:</b> Zavedení výsledků FF analýzy – model tunelu v zemině s horninou .....	53
<b>Obr. 6.7:</b> Předepsaná deformace modelu 2 (a) zkosení, (b) smykové napětí .....	53
<b>Obr. 6.8:</b> Zavedení výsledků FF analýzy do modelu – model tunelu v hornině .....	54
<b>Obr. 6.9:</b> Předepsaná deformace modelu 3 (a) zkosení, (b) smykové napětí .....	54
<b>Obr. 6.10:</b> Počátek a orientace souřadnice $\varphi$ .....	54
<b>Obr. 6.11:</b> Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků free field analýzy – MCC model bez horniny (a) momenty, (b) normálové síly .....	56
<b>Obr. 6.12:</b> Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků free field analýzy – MC model bez horniny (a) momenty, (b) normálové síly .....	56
<b>Obr. 6.13:</b> Model bez horniny (a) porovnání průběhu ohybového momentu po dokončení exkavace a ohybového momentu po zavedení výsledků FF analýzy, (b) přírůstek momentu v poslední fázi výpočtu .....	56
<b>Obr. 6.14:</b> Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků FF analýzy – MCC model s horninou (a) momenty, (b) normálové síly .....	57
<b>Obr. 6.15:</b> Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků FF analýzy – MC model s horninou (a) momenty, (b) normálové síly .....	57
<b>Obr. 6.16:</b> Model s horninou (a) Porovnání průběhu ohybového momentu po dokončení exkavace a ohybového momentu po zavedení výsledků FF analýzy, (b) přírůstek momentu v poslední fázi výpočtu.....	57
<b>Obr. 6.17:</b> Porovnání přírůstků momentů v závislosti na použité okrajové podmínce ve FF analýze .....	58
<b>Obr. 6.18:</b> Vnitřní síly na ostění po zavedení výsledků free field analýzy – model pro výrub v hornině (a) momenty, (b) normálové síly .....	58
<b>Obr. 6.19:</b> Model pro tunel v hornině (a) porovnání průběhu ohybového momentu po dokončení exkavace a ohybového momentu po zavedení výsledků FF analýzy, (b) přírůstek momentu v poslední fázi výpočtu .....	59
<b>Obr. 6.20:</b> Porovnání nárůstu ohybového momentu na ostění tunelu v hornině a v zemině při použití výsledků FF analýzy se stejnou okrajovou podmínkou .....	59

<b>Obr. 7.1:</b> Orientace polární souřadnice .....	62
<b>Obr. 7.2:</b> Grafické porovnání přírůstků vnitřních sil na ostění z analytického výpočtu a výpočtu MKP (a) přírůstek momentů, (b) přírůstek normálových sil, (c) přírůstek posouvajících sil .....	63

## Seznam tabulek

<b>Tab. 2.1:</b> Shrnutí parametrů pro elastický model vápence .....	25
<b>Tab. 2.2:</b> Shrnutí parametrů pro jíly – model MCC .....	25
<b>Tab. 2.3:</b> Shrnutí parametrů pro jíly – model MC .....	25
<b>Tab. 3.1:</b> Výsledky statického výpočtu pro studii sítě konečných prvků .....	31
<b>Tab. 3.2:</b> Tuhost původního MC modelu .....	32
<b>Tab. 3.3:</b> Tuhost MCC modelu .....	32
<b>Tab. 3.4:</b> Tuhost přizpůsobeného MC modelu .....	33
<b>Tab. 3.5:</b> Porovnání výsledků pro modely s horninou a bez horniny (a) MCC, (b) MC s $E = 3-28$ MPa, (c) MC s $E = 15-40$ MPa .....	35
<b>Tab. 3.6:</b> Výsledky statického výpočtu tunelu v hornině .....	36
<b>Tab. 4.1:</b> Porovnání sedání pro MCC model – drénované a nedrénované podmínky ...	38
<b>Tab. 4.2:</b> Porovnání vnitřních sil na ostění při odvodněných a neodvodněných podmínkách .....	39
<b>Tab. 5.1:</b> Porovnání výsledků FF analýzy – zkušební impuls .....	45
<b>Tab. 5.2:</b> Porovnání výsledků FF analýzy – skutečný záznam .....	48
<b>Tab. 5.3:</b> Tabulkové rychlosti pro pseudostatický výpočet, [13] <i>Table 2</i> .....	50
<b>Tab. 5.4:</b> Redukce rychlosti vzhledem k hloubce tunelu, [13] <i>Table 4</i> .....	50
<b>Tab. 7.1:</b> Vstupní parametry pro analytický výpočet .....	61
<b>Tab. 7.2:</b> Tabulkové porovnání přírůstků vnitřních sil z analytického výpočtu a výpočtu MKP .....	64

# Seznam použitých zkratk a symbolů

## Zkratky

MKP	metoda konečných prvků
NR metoda	Newton-Raphsonova metoda
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
TBM	tunnel boring machine
MC	Mohr-Coulombův materiálový model
MCC	modifikovaný Cam Clay materiálový model
FF	free field
PGA	peak ground acceleration

## Obecné značení

$u$	vektor posunutí
$\varepsilon$	vektor přetvoření
$\sigma$	vektor napětí
$X$	vektor objemových sil
$D$	elastická matice tuhosti materiálu
$\bar{p}$	vektor povrchových sil
$K$	matice tuhosti
$r$	vektor uzlových posunů
$F$	vektor uzlového zatížení
$M$	matice hmotnosti
$C_p$	matice tlumení
$p$	pórový tlak
$\tau$	smykové napětí
$\gamma$	smykové přetvoření

## Popis materiálových modelů

$\sigma_m$	střední napětí
$J$	ekvivalentní deviatorické napětí
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	hlavní napětí působící ve směru hlavních souřadnicových os
$I_{2s}$	druhý invariant deviatoru napětí
$I_{3s}$	třetí invariant deviatoru napětí
$s$	deviátor napětí
$\theta$	Lodeho úhel
$\varepsilon_v$	objemové přetvoření
$e$	deviátor přetvoření
$E_d$	ekvivalentní deviatorické přetvoření
$\psi$	úhel dilatance
$\lambda$	směrnice linie primární konsolidace
$\kappa$	směrnice linie rekonsolidace
$M_{cs}$	sklon linie kritického stavu
$p_c$	překonsolidační napětí

## **Materiálové charakteristiky**

$E$	Youngův modul pružnosti
$\nu$	Poissonovo číslo
$E_{def}$	deformační modul
$E_{ur}$	modul odtížení
$c$	soudržnost
$\varphi$	úhel vnitřního tření
$e$	číslo pórovitosti
$G$	smykový modul pružnosti
$\rho$	hustota
$\gamma$	objemová tíha zeminy
$\gamma_{sat}$	objemová tíha saturované zeminy
$K$	objemová tuhost zeminy
$K_0$	součinitel bočního tlaku v klidu

## **Ostatní**

$\alpha$	Biotova konstanta
$M$	Biotův modul
$c_s$	rychlost šíření smykové vlny
$\varepsilon_{eq,pl}$	plastická deformace
$\dot{u}(y, t)$	časová derivace pole posunutí
$u'(y, t)$	polohová derivace pole posunutí