

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

DIPLOMOVÁ PRÁCE

***Možnost využití lokální výztuže při návrhu a posouzení primárního ostění podzemních staveb
The possibility of using local reinforcement in the design and assessment of primary lining
of underground structures***

2024

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Hobza</u>	Jméno: <u>Jáchym</u>	Osobní číslo: <u>482395</u>
Zadávací katedra: <u>Geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor/specializace: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Možnost využití lokální výztuže při návrhu a posouzení primárního ostění podzemních staveb</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>The possibility of using local reinforcement in the design and assessment of primary lining of underground structures</u>	
Pokyny pro vypracování: Diplomová práce se bude zabývat problematikou vyztužení primárního ostění ražených podzemních staveb pomocí vyztužných rámu. Řešit bude zejména jejich akceptovatelnost ze statického hlediska v závislosti na délce záběrů ražeb. Na základě statických výpočtů, zpracovaných jako 3D modely s využitím numerických metod, bude ověřeno chování horninového prostředí a primárního ostění s vyztužnými rámy v různých geologických podmínkách a případně zohlední i další aspekty, mající vliv na změnu napjatosti a tím i velikosti působícího zatížení. Současně budou v práci porovnány výsledky statických výpočtů komerčních softwarových programů pro výpočet metodou konečných prvků. Seznam doporučené literatury: 1. Příspěvky ze sborníků tuzemských i zahraničních konferencí o podzemních stavbách 2. Odborné tuzemské i zahraniční časopisy zabývající se problematikou podzemního stavitelství 3. Statické výpočty podzemních staveb v ČR a zahraničí 4. Stříkaný beton v podzemním stavitelství, CzTA, 2008 5. Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR, CzTA, 2006 6. Uživatelské manuály vybraných software	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>19.9.2023</u>	Termín odevzdání DP v IS KOS: <u>8.1.2024</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.</i>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)



ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky

Možnost využití lokální výztuže při návrhu a posouzení primárního ostění podzemních staveb

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma možnost využití lokální výztuže při návrhu a posouzení primárního ostění podzemních staveb vypracoval samostatně pouze za odborných konzultací s vedoucím diplomové práce panem doc. Ing. Alexandrem Butovičem, Ph.D.

Dále prohlašuji, že jsem uvedl všechny použité informační prameny v seznamu použitých zdrojů.

V Praze dne 8. 1. 2024

Jáchym Hobza



Poděkování

Chtěl bych poděkovat svému vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Alexandru Butovičovi, Ph.D. za odborné vedení práce, jeho postřehy a nápady. Dále bych chtěl poděkovat Ing. Tomáši Louženskému za pomoc se softwarem Cesar 3D a dalším, kteří mě při psaní a studiu podporovali.



Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá problematikou vyztužení primárního ostění pomocí výztužných rámu, které se používají při výstavbě ražených podzemních staveb. Cílem práce je zhodnotit vliv výztužných rámu na statické chování primárního ostění. V první části práce byly porovnány dva komerční softwarové programy pro výpočet metodou konečných prvků (MKP): Cesar 3D a Plaxis 3D. V druhé části práce byly vytvořeny numerické 3D modely pro posouzení spolupůsobení výztužných rámu. Byly zkoumány různé vlivy, jako je délka záběru, velikost výrubu a geologické podmínky.

Klíčová slova

Výztužné rámy, primární ostění, metoda konečných prvků, lokální výztuž, délka záběru, tunel, štola

Abstract

This thesis deals with the issue of reinforcement of primary lining by means of lattice girders which are used in the construction of underground structures. The aim of the thesis is to evaluate the effect of lattice girders on the structural behaviour of primary lining. In the first part of the thesis, two commercial finite element method software programs, Cesar 3D and Plaxis 3D, were compared. In the second part of the thesis, numerical 3D models were developed to assess the interaction of the lattice girders. Various effects were investigated. These included length of advance, excavation size and geological conditions.

Key words

Lattice girders, primary lining, finite element method, local reinforcement, the length of advance, tunnel, adit



Obsah

1	Úvod	9
2	Softwarové programy pro výpočet metodou konečných prvků	10
2.1	Metoda konečných prvků	10
2.2	Plaxis 3D	12
2.3	Cesar 3D	12
2.4	Srovnání softwaru Plaxis 3D a Cesar 3D	13
2.4.1	Porovnání uživatelského prostředí	13
2.4.2	Porovnání výsledků modelů	15
2.4.3	Proč byl použit k dalším výpočtům Plaxis 3D	17
2.5	Zajímavosti ze zkušenosti s MKP ve 3D softwarech	19
2.5.1	Nadzvednutí vrcholu kaloty při výrubu dna	20
2.5.2	Náchylnost k chybě	20
2.5.3	Závislost deformace a vnitřních sil na množství konečných prvků	21
3	Numerické 3D modely	23
3.1	Popis modelů	23
3.1.1	Obecný popis modelu	23
3.1.2	Příčný řez	24
3.1.3	Síť konečných prvků	25
3.1.4	Materiálový model hornin	26
3.1.5	Primární ostění	29
3.1.6	Kontrola výsledků	32
3.2	Výsledky modelů	32
3.2.1	Analýza vnitřních sil	33
3.2.2	Výsledky modelu kaloty tunelu	35
3.2.2.1	Písčité břidlice	36
3.2.2.2	Jílovité břidlice	37
3.2.2.3	Vápence kalové	38
3.2.2.4	Spilit	39
3.2.2.5	Porovnání	40
3.2.3	Výsledky modelu štoly	41
3.2.3.1	Písčité břidlice	42
3.2.3.2	Jílovité břidlice	43
3.2.3.3	Vápence kalové	44
3.2.3.4	Spilit	45



3.2.3.5	Porovnání.....	46
3.3	Závěry vyplývající z numerických výpočtů.....	47
3.3.1	Vliv okrajových podmínek.....	47
3.3.2	Změny ve velikostech vnitřních sil.....	48
3.3.3	Statické působení výztužných ráků ve výrubu kaloty tunelu.....	50
3.3.4	Statické působení výztužných ráků ve výrubu štoly.....	51
3.3.5	Vliv délky záběru.....	53
3.3.6	Vliv velikosti výrubu.....	56
4	Závěr.....	57
5	Použité zdroje.....	59
5.1	Bibliografie.....	59
5.2	Seznam obrázků.....	59
5.3	Seznam tabulek.....	60
5.4	Seznam grafů.....	60



Seznam použitých zkratk

$A_{NP(t_1, t_2)}$	Plocha náhradního profilu
c	Soudržnost
E_B	Modul pružnosti stříkaného betonu
$E_{B, \text{stáří 3 dny}}$	Modul pružnosti stříkaného betonu ve stáří 3 dny
E_d	Návrhové zatížení
E_{def}	Modul přetvárnosti
$E_{I \text{ bez rámu}}$	Ohybová tuhost ostění v oblasti bez rámu
$E_{I \text{ s rámem}}$	Ohybová tuhost ostění v oblasti s rámem
E_m	Modul pružnosti modifikovaného profilu
E_s	Modul pružnosti oceli
$f_{1,2}$	Těžiště náhradního profilu
GB	Gigabite
h	Výška
h_m	Výška modifikovaného profilu
$I_{NP(t_1, t_2)}$	Moment setrvačnosti náhradního profilu
I_y	Moment setrvačnosti kolem osy y
I_z	Moment setrvačnosti kolem osy z
M	Ohybový moment
$M_{\text{bez rámu}}$	Ohybový moment v oblasti mezi rámy (minimální)
MKP	Metoda konečných prvků
$M_{\text{s rámem}}$	Ohybový moment v místě výztužného rámu (maximální)
N	Normálová síla
SB	Stříkaný beton
t	Čas
X	Poměr ohybových momentů v místě s výztužnými rámy a bez rámu
α	Mocninný koeficient
γ	Objemová tíha
ν	Poissonovo číslo
σ_{zz}	Svislé napětí v hornině
σ_{yy}	Vodorovné napětí v hornině
ϕ	Úhel vnitřního tření
ψ	Úhel dilatace



1 Úvod

Tato práce se zabývá problematikou vyztužení primárního ostění pomocí výztužných ocelových rámu, které se používají při realizaci ražených podzemních staveb. Výztužné rámy se používají zejména z technologických důvodů, nicméně, jak ukázala bakalářská práce, na kterou tato diplomová práce navazuje, názory na jejich akceptovatelnost ze statického hlediska se v tunelářské komunitě liší. Přitom jejich započítání či nezapočítání do statického posudku může přinést úsporu nákladů na výstavbu až 5 % (dle propočtu z bakalářské práce).

V první části této práce jsou zkoumány výpočty dvou různých komerčních softwarových programů využívajících metodu konečných prvků. Jsou porovnány jejich výsledky a uživatelská rozhraní. Zároveň jsou zmíněny některé aspekty metody konečných prvků, která je použita pro numerické výpočty.

V druhé části práce jsou vytvořeny numerické 3D modely pro posouzení spolupůsobení výztužných rámu. Řešeny jsou různé vlivy, které ovlivňují vnitřní síly primárního ostění i napjatost horninového masivu. Je zkoumáno spolupůsobení v různých geologických podmínkách, ve dvou rozměrově odlišných profilech výrubu. Modely, ve kterých jsou zpracovány statické numerické výpočty, jsou vytvořeny pro záběry délek 1,0 m, 1,5 m a 2,0 m.



2 Softwarové programy pro výpočet metodou konečných prvků

V této kapitole se nachází stručné shrnutí metody konečných prvků, která je použita ke zpracování statických výpočtů potřebných k analýze spolupůsobení výztužných rámu primárního ostění. Dále jsou uvedeny dva softwarové komerční programy pro výpočet MKP (Plaxis 3D a Cesar 3D).

Pro diplomovou práci bylo původně uvažováno s modelováním a výpočty v programu Cesar 3D. Nakonec byl ale využit program Plaxis 3D, který byl také využit pro bakalářskou práci, na kterou tato diplomová práce navazuje. Důvody pro provedení výpočtů v Plaxisu 3D jsou dále v textu popsány. Zkušenosti s prací v těchto dvou programech jsou také porovnány a na příkladu jsou ukázány rozdíly ve výsledcích těchto dvou programů.

2.1 Metoda konečných prvků

Pro problematiku spolupůsobení výztužných rámu se stříkaným betonem primárního ostění je využito metody konečných prvků. MKP je dnes hojně využívaná numerická metoda pro řešení různých inženýrských a vědeckých problémů. Jako další numerické metody lze uvést metodu konečných objemů nebo metodu konečných diferencí. MKP je nástroj mimo geotechniky používaný také v mechanice (stavební i strojní), při modelování elektromagnetického pole nebo při zkoumání chování proudění tekutin nebo rozložení tepla. V geotechnických úlohách se nejčastěji používá pro výpočet napětí v hornině a zatížení geotechnických konstrukcí, lze však pomocí MKP modelovat i proudění vody a tepla v hornině nebo zemině. Tato práce se nicméně zabývá pouze statickým působením napětí a sil.

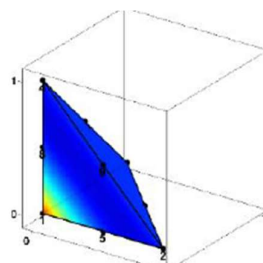
MKP vyžaduje určité zjednodušení a správné předpoklady při tvorbě modelu. Jako příklad zjednodušení, který je použit při modelování spolupůsobení výztužných rámu v rámci této práce, lze uvést opomenutí jakýchkoliv diskontinuit, které se v geologii vyskytují, nebo například zanedbání rozměrů výztužného rámu, který je modelován pouze jako 1D prvek s předepsanou tuhostí a momentem setrvačnosti. 3D model je podrobněji popsán v kapitole 3.1. U výsledků MKP je nutné pamatovat, že výsledek výpočtu je zatížen chybou modelu a aproximační chybou výpočtu. Nejedná se tedy o přesné veličiny, které budou pozorovány i v reálném prostředí. Je ale snahou se co možná nejvíce přiblížit reálnému chování horninového prostředí.

Na následujících stránkách jsou popsány a porovnány dva dostupné komerční softwarové programy pro výpočet metody konečných prvků. Pro lepší orientaci v daných softwarech a lepší pochopení metody konečných prvků je v následujících odstavcích popsáno rozdělení MKP do tří základních fází: (1)

Pre-processing

Cílem této fáze je pomocí modelování vystihnout reálný problém. Snahou je vytvořit takový model, který nebude příliš složitý, a zároveň bude dobře popisovat stavy a procesy probíhající v reálném prostředí.

Je potřeba uvažovat důležité vlivy a stanovit správné předpoklady, což je závislé na znalosti dané problematiky a zkušenostech inženýra, který model vytváří. V této fázi je



Obrázek 1 Referenční prvek, čtyřstěn (2)



jeho úkolem vytvořit model, určit jeho geometrii a stanovit materiálové vlastnosti. Dále je nutné vytvořit síť (mesh), kterou lze matematicky analyzovat.

Síť se skládá z konečných prvků, které rozdělí model na malé dílky, pro které se stanovují materiálové vlastnosti. Tyto prvky jsou propojeny pomocí uzlů. Konečné prvky a uzly sítě jsou vytvářeny pomocí mapovací funkce z referenčních prvků. Pro podobu sítě je důležitý typ referenčního prvku, ve 3D modelech to standardně bývá krychle nebo čtyřstěn. Řád funkce prvku pak určí množství uzlů příslušící každému prvku v modelu. Nastavení referenčního prvku a mapovací funkce může být v softwarech přednastaveno algoritmem, anebo je lze manuálně nastavit. Jedná se o důležitý parametr, protože množství konečných prvků a uzlů sítě rozhoduje o přesnosti numerického modelu. Obecně lze říct, že čím menší konečné prvky jsou a čím více uzlů má jeden prvek, tím je aproximace přesnější, ale zároveň náročnější na výpočet. (2)

Processing

V této fázi probíhá samotný výpočet. Cílem je určit hledané neznáme veličiny v uzlových bodech. V modelu se z rovnic platících pro jednotlivé konečné prvky sestaví matice (v mechanických modelech matice tuhosti). Dále se určí okrajové podmínky na hranicích modelu, čímž se úloha stává řešitelnou.

Poté může „matematický řešitel“ vyřešit rozsáhlý systém rovnic a najít neznámé veličiny v uzlech (v mechanických modelech posuny).

Post-processing

Po stanovení daných veličin v uzlech procesor dopočte hodnoty veličin v celém prostředí modelu. Zároveň lze dopočítat další hodnoty z již spočítaných veličin. Od softwaru je pak požadována vhodná vizualizace výsledků. S přihlédnutím k limitům modelu lze pak vypočtené hodnoty analyzovat a interpretovat.

MKP se v poslední době stala běžně využívanou metodou při posuzování geotechnických konstrukcí. Přes svoji oblibu je ale MKP velmi komplexní úloha s možnými obtížemi, které si zaslouží pozornost.

Největším problémem modelováním v třírozměrném prostředí je čas. Vytvoření vhodného modelu ve 3D vyžaduje hodiny času. Pro projektanty, kteří potřebují produkovat mnoho statických posudků, je 3D modelování zbytečně zdlouhavé. I proto se v praxi, pokud to je možné, využívá 2D modelů, které jsou obvykle dostatečné. Další problémem je také čas strávený vyhodnocováním modelu. Správné interpretování výsledků vyžaduje dobrou orientaci v řezech a vnitřních silách. Dalším problémem je, že i přes velký pokrok výpočetní techniky v posledních letech stále výpočty MKP patří k velice náročným. Klade to vysoké požadavky na výpočetní techniku i na čas výpočtu, který se u složitějších modelů stále pohybuje až v řádu dnů.

Když opomeneme celkovou časovou náročnost, asi největším problémem je obtížná kontrolovatelnost. Je velice důležité dbát na správnost zadávaných hodnot a výstižnost uvažovaného modelu. Při selhání programu během výpočtu, nebo pokud výpočty ukazují nesmyslné výsledky, hledá se chyba velice obtížně. Množství vstupů, které se zadávají do programu, se obtížně kontroluje, a i jen malá chyba například ve vytvoření sítě konečných prvků může způsobit nereálné výsledky či úplný kolaps výpočtu.



2.2 Plaxis 3D

Plaxis 3D (verze 2016) je program od společnosti Bentley Systems, který byl použit pro zpracování modelů dále uvedených v této práci a i v předcházející bakalářské práci. Program určuje výsledky pomocí MKP v třírozměrném prostředí. Existuje i varianta programu pro dvourozměrné prostředí (Plaxis 2D). (3)

Práce v Plaxisu 3D se dělí na dva sub-programy:

- **Input** program je pre-processor, který slouží k nadefinování geometrie, vytvoření sítě konečných prvků a stanovení jednotlivých fází výpočtu.
- **Output** program je post-processor, který slouží k náhledu a analýze výsledků výpočtu v trojrozměrném prostředí.

V rámci input programu je po vytvoření projektu a určení rozměrů modelu uživatel proveden několika fázemi. Nejdříve dojde k nadefinování vlastností zemin (soil menu), poté uživatel modeluje geometrii geotechnické konstrukce a zatížení (structures menu), a následně se vytvoří síť konečných prvků (mesh menu).

Uživatel si může vybírat z rozsáhlých materiálových modelů, k dispozici jsou užitečné nástroje pro tvorbu geometrie tunelů, lze modelovat dynamické zatížení. Při vytváření sítě konečných prvků lze nastavit pouze hustotu sítě konečných prvků, jinak Plaxis 3D defaultně využívá čtyřstěny s 10 uzly, což odpovídá kvadratické funkci prvků.

V dalších fázích dochází k nastavení podmínek proudění vody (pro model této diplomové práce nebylo použito) a ke stanovení jednotlivých fází výstavby geotechnické konstrukce. V rámci fází se aktivují či deaktivují prvky geotechnické konstrukce, případně se mění vlastnosti materiálu tak, aby co nejlépe vystihly postup výstavby.

Poté se přistoupí k samotnému výpočtu, pro který se dají nastavit některé základní parametry jako maximální počet iterací nebo na kolik desetinný míst má být výpočet přesný. V nastavení lze také modelovat výpočet s dynamickým zatížením nebo s konsolidací či lze upravit parametry výpočtu proudění vody. Po spuštění program počítá postupně všechny fáze výstavby.

Pokud jsou všechny fáze úspěšně spočítány, může uživatel nahlédnout do výsledků pomocí output programu. Ten nabízí možnosti filtrování zatížení či deformací jednotlivých částí konstrukce a horniny. Program umožňuje dělat různé řezy, grafy a exportovat data s výsledky.

2.3 Cesar 3D

Cesar 3D (verze 2022) je program od společnosti Itech-soft vyvíjený od 70 let na univerzitě Gustava Eiffela. Existuje i verze pro 2D prostředí. Program používá k výpočtu MKP. (4)

Práce v Cesaru probíhá v dále popsaných krocích:

Vytvoření geometrie geotechnické konstrukce probíhá díky užitečným nástrojům pro kopírování a rozšiřování prvků velmi rychle.

Vytvoření sítě konečných prvků. V Cesaru lze nastavit mnoho parametrů sítě, jako je například tvar prvků nebo řád funkce, čímž se dá jednoduše ovlivnit náročnost výpočtu.

Nyní dojde k vytvoření modelu. V něm se ve vlastnostech nastaví parametry materiálů a jaké části konstrukce budou aktivovány. Poté se nastaví okrajové podmínky a zatížení. V rámci zatížení se označí části horniny nebo konstrukce, u kterých bude počítáno s jejich



vlastní vahou. Také je nutno například při výrubu aktivovat zatížení od horniny. Dále lze přidat další různá zatížení (například od jiných konstrukcí).

V případě, že má model více fází, uživatel kopíruje předchozí model, a poté nastavuje znovu materiálové vlastnosti, okrajové podmínky a zatížení, přičemž je nutno nastavovat pouze změny od předešlého modelu. Také je možné zavést provázání určitých nastavení, takže je pak možné určit například okrajové podmínky pouze v prvním modelu a dále se již s nimi nezabývat.

V záložce analýza (analysis) dochází k nastavení výpočtu. Lze opravit tolerance, maximum iterací, způsob řešení nebo typ algoritmu. Dále se vyberou modely (fáze), které mají být spočítány, a pak už lze spustit výpočet.

V posledních dvou záložkách (results a charts) může uživatel prohlížet výsledky. Deformace a napětí lze sledovat v horninách i samotné konstrukci. Z výsledků lze také exportovat grafy průběhu vnitřních sil a dalších veličin.

2.4 Srovnání softwaru Plaxis 3D a Cesar 3D

Přestože veškeré stěžejní výpočty byly nakonec provedeny na modelech vytvořených v Plaxisu 3D, bylo ze začátku uvažováno s využitím softwaru Cesar 3D, ve kterém také byly některé modely vytvořeny a spočítány.

Na základě této subjektivní zkušenosti s prací v obou softwarech je dále popsáno jejich uživatelské prostředí a porovnání výsledků.

2.4.1 Porovnání uživatelského prostředí

Tvorba geometrie

Oba programy disponují přívětivým uživatelským rozhraním pro tvorbu geometrie, i s moduly vhodnými pro tvorbu tunelů, které bohužel v Plaxisu 3D nejsou dostupné v základní verzi softwaru. Obecně v Cesaru 3D jsou nástroje pro kopírování lépe uplatnitelné a u geotechnických konstrukcí, kde se opakují určité prvky konstrukce, lze vytvořit geometrii rychleji.

Nastavení materiálu

V Plaxisu 3D probíhá nastavení horninového prostředí hned ze začátku tvorby modelu, nicméně vlastnosti všech materiálů (nejen hornin) lze upravovat i v průběhu fázování výstavby konstrukce. Jako užitečný nástroj lze použít zadání hornin pomocí průzkumu z vrtu nebo na základě zkoušek.

V Cesaru 3D se rozdílné vrstvy hornin či zemin musí vymezit v rámci tvorby geometrie. Pro každý vytvořený objem pak lze definovat materiálové vlastnosti. Nastavení vlastností pak probíhá pro každý model zvlášť. Bohužel není možné barevně odlišit jednotlivé materiály, což může být v modelu občas nepřehledné.

V obou softwarech lze vlastnosti materiálů skladovat v knihovně uložené mimo model, takže není nutné materiály vždy znovu definovat, ale stačí je importovat.

Tvorba sítě

Vytváření sítě v Plaxisu 3D probíhá pomocí nastavení globálního faktoru rozložení prvků, který se pohybuje od velmi jemného po velmi hrubý. U jednotlivých částí modelu lze lokálně nastavit rozdílnou jemnost sítě. Podrobnější nastavení základních elementů sítě konečných prvků není umožněno.

V Cesaru 3D se pro jednotlivé prvky geometrie určuje jejich rozdělení. Rozdělení lze definovat podle konstantní délky nebo počtu uzlů na daný prvek. Na základě rozdělení



geometrie se pak vytvoří síť. Generování sítě probíhá pro 3D, 2D a 1D prvky zvlášť, přičemž je možné pokaždé nastavit referenční prvek a řád funkce prvku.

Fázování výstavby geotechnické konstrukce

Popisované programy mají jiný přístup ke stanovení fází výstavby geotechnické konstrukce. V Plaxisu 3D se určují fáze výstavby až bezprostředně před výpočtem. Nejdříve se vymodeluje celá geometrie a nastaví se materiálové vlastnosti prvků modelu, a teprve poté se určují etapy výstavby. U toho se aktivují a deaktivují různé prvky. Zároveň je během toho umožněno měnit vlastnosti materiálů (například u stříkaného betonu).

Na rozdíl od Plaxisu 3D fázování konstrukce v Cesaru 3D probíhá pomocí kopií modelů. Je nutné vždy nastavit zatížení, včetně aktivace gravitačního zatížení daných prvků, aktivace zemních tlaků. V kopiích modelů sedají případně upravit materiálové vlastnosti.

Výpočet

V obou programech lze výsledky kontrolovat během výpočtu a je možné vybrat z nabídky algoritmů hledajících řešení. Výpočet v Cesaru 3D probíhá rychleji. Při výpočtu podobného modelu trval výpočet modelu přibližně 25 minut, kdežto v Plaxisu 3D asi 39 minut.

Nároky na počítač

3D modely se se dnes stále řadí k programům s vysokými nároky na hardwarové prostředky. Proto také vždy, pokud to je možné, používají inženýři 2D modely, což je pro většinu geotechnických výpočtů dostatečné. Plaxis 3D požaduje minimálně 1 GB místa na disku, minimálně dvoujádrový procesor s operační pamětí alespoň 8 GB. Cesar 3D má obdobné nároky na procesor. Program zabere na disku 0,5 GB, nicméně samotný výpočet generuje výrazně více dat než Plaxis 3D. Během výpočtu podobného modelu, který měl porovnat výsledky obou softwarů, Cesar 3D vygeneroval přibližně 9,7 GB, kdežto Plaxis 3D pouze 2,5 GB. (5) (6)

Náhled výsledků

V Plaxisu 3D se zobrazují výsledky pomocí programu Plaxis 3D output. V tomto rozhraní je možné procházet napětí v hornině nebo napětí a vnitřní síly v geotechnické konstrukci. Snadno lze vytvářet příčné řezy, filtrovat vnitřní síly. Výsledky lze také snadno exportovat v grafech nebo v tabulkách.

Cesar 3D má pro náhled výsledků dvě záložky. V první záložce výsledků lze zkoumat napětí v horninovém masivu a globálně zkoumat vnitřní síly a deformace geotechnické konstrukce. V druhé záložce pak lze dělat řezy konstrukcí a zkoumat jednotlivé vnitřní síly, deformace nebo napětí více detailněji. Na základě definovaných bodů a řezů lze z Cesaru 3D exportovat grafy a také tabulky.

Shrnutí

Cesar 3D a Plaxis 3D jsou softwary využívající MKP. Oba softwary mají přívětivé rozhraní, ve kterém se uživatel rychle naučí pracovat. Největší rozdíl ve tvorbě modelu je v přístupu k posloupnosti modelování. V Cesaru 3D se nejdříve vytvoří geometrie, a poté se pro každou fázi výstavby definují zvlášť okrajové podmínky, zatížení a vlastnosti materiálů. V Plaxisu 3D se postupně definuje hornina, geometrie a materiálové vlastnosti a fáze výstavby se určují úplně na závěr.

Plaxis 3D obsahuje mnoho užitečných nástrojů, které umožňují rychlejší modelování. Například definování hornin v modelu pomocí vrtu, nebo snadné nastavení a změna



vlastností materiálů. Také výsledky jsou pro uživatele velice jednoduše interpretovatelné a dobře se v nich orientuje. Obecně je v programu vidět snaha co nejvíce usnadnit projektantům práci. Bohužel však obchodní strategie společnosti Bentley Systems, která software prodává, umožnila v rámci této práce pouze využít starší verzi, která v rámci studentské licence má omezeno využití některých vhodných nástrojů. Jako největší nevýhodu Plaxisu lze uvést neumožnění podrobnějšího nastavení sítě konečných prvků, což může být při výpočtech zásadní.

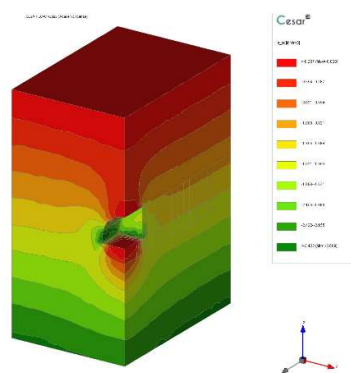
Cesar 3D má lepší nástroje pro tvorbu geometrie, což umožňuje v případě složitějších konstrukcí některé detaily lépe vymodelovat. Stejně tak je jeho silnou stránkou rychlejší výpočet. Bohužel při výpočtech generuje větší množství dat, což je problematické z hlediska náročnosti na paměť počítače a pozdější práci s modelem. Software obsahuje detailnější nastavení sítě konečných prvků a materiálových modelů. Celkově lze konstatovat, že v Cesaru 3D má uživatel více pod kontrolou, co přesně dělá a co přesně nastavuje. To může být vhodné například pro vědecký výzkum. Na druhou stranu projektanti nepotřebují nastavovat úplně vše a bylo by pro ně snazší a rychlejší některé detaily v nastavení neřešit a dosáhnout tím časové úspory. Obzvláště aktivace zatížení od horniny ve výrubu a aktivace gravitačních sil, která se musí nastavit pro každou fázi výstavby zvláště se jeví jako zdlouhavá.

2.4.2 Porovnání výsledků modelů

Nyní jsou prezentovány a porovnány výsledky, které vzešly z výpočtů provedených v Plaxisu 3D a v Cesaru 3D. Snahou bylo vytvořit dva co možná nejpodobnější modely, každý v jednom softwaru, aby výsledky z MKP byly dobře porovnatelné.

Byl proto v obou softwarech vytvořen model s ostěním modelovaným jako 2D prvek a výztužnými rámy modelovanými jako 1D prvek. Pro horninu byl použit Mohr-Coulombův model. (Modely detailněji popsány v kapitole 3.1.4.) Veškeré materiálové parametry i geometrie modelu byla stejná. Podobný byl i počet konečných prvků vytvořené sítě.

Zde jsou uvedeny výsledky nejdůležitějších veličin:



Obrázek 2 Cesar 3D, svislé napětí v hornině

	Cesar 3D	Plaxis 3D
σ_{zz} – svislý tlak na ostění	- 50 kPa	- 80 kPa
σ_{yy} – boční tlak na ostění	- 150 kPa	- 60 kPa
Deformace ve vrcholu ostění	- 41,2 mm	- 44,1 mm
Průměrná minima momentů na 2 h ostění	4,97 kNm/m	2,34 kNm/m
Průměrná normálová síla na 2 h ostění	- 428 kN/m	- 372 kN/m

Tabulka 1 Porovnání výsledků MKP z Cesaru 3D a Plaxisu 3D

První rozdíly lze spatřit už při zkoumání horninového tlaku. Při působícím svislém tlaku v místě vrcholu ostění je vypočtená hodnota - 80 kPa u Plaxisu 3D a - 50 kPa u Cesaru 3D. Tyto hodnoty byly použity z řezu 16 m. Pokud by se horninová klenba nevytvořila,



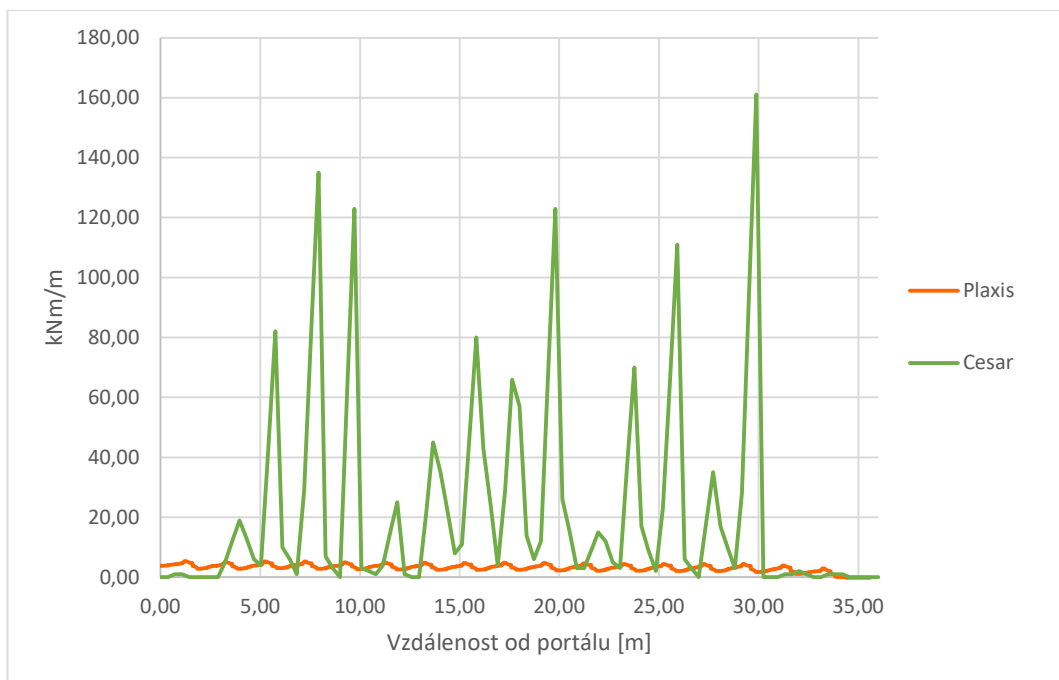
tak by vzhledem k výšce nadloží přibližně 20 m odpovídal tlak - 510 kPa. (Vypočteno z jednoduchého vzorce pro geostatickou napjatost: $\sigma_{zz} = \gamma \cdot h$)

U bočního tlaku vykazuje výrazně vyšší hodnoty Cesar 3D. I když koeficient bočního tlaku je stejný a pro primární napjatost vykazují softwary stejné výsledky, po vyražení tunelu počítá Plaxis s tím, že se boční tlak okolo tunelu lépe rozloží a na ostění nebude vyvíjen tak vysoký tlak.

Vypočtené deformace ve vrcholu ostění, které odpovídají hodnotám poklesu 43,2 mm a 46,6 mm, lze považovat za malou odchylku do 10 %. Oba softwary tedy dochází v případě deformací k podobným výsledkům. Jelikož se v MKP hledají neznámé posuny, jsou to výsledky, které vzešly přímo jako neznámé z rovnic. Lze proto předpokládat, že deformace budou nejpodobnější veličiny, protože se na nich uplatní co nejméně dalších vlivů.

Při nahlédnutí do výsledku vnitřních sil už bohužel k tak podobným výsledkům nedojdeme. V podélném řezu ostěním se ukáží na první pohled jasné nesrovnalosti. Momenty v podélném řezu ze softwaru Cesar mají lokální maxima dosahující hodnot přes 100 kNm/m. V Plaxisu sice hodnoty momentů také kolísají, nicméně se nejedná o násobné rozdíly. Příčina tohoto rozdílu by mohla být v odlišném přístupu při vyhodnocování vnitřních sil v řezu. Zatímco pokud provedeme řez v Plaxisu, jasně softwaru říkáme, jakým konstrukčním prvkem chceme řez provést. V tomto případě provádíme řez 2D prvkem, tedy ostěním. V Cesaru se ale řez definuje geometricky od bodu A do bodu B, a jsou zde poté vykresleny vnitřní síly ve všech konstrukcích. To znamená, že Cesar v místě výztužného rámu uvádí vnitřní síly tohoto rámu, a ne betonového ostění. To by mohlo vysvětlovat velké kolísání vnitřních sil v Cesaru, jak je ale dále ukázáno, příčina těchto ostrých lokálních maxim je pravděpodobně jiná.

Pokud se ale porovnájí výsledky momentů v oblastech mezi výztužnými rámy, lze vidět rozdíl ve výsledcích, nicméně se jedná už o porovnatelné hodnoty.



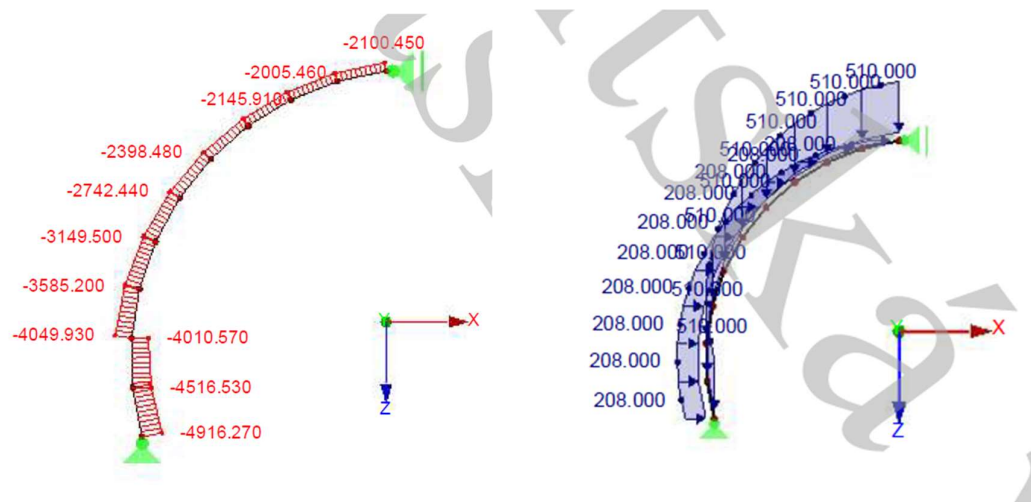
Graf 1 Porovnání momentů na druhé hodině ostění, Plaxis 3D a Cesar 3D



U porovnání normálových sil došlo k větším výsledkům v Cesaru. Při řezu ostění na 2 h dostaneme relevantní výsledek okolo - 400 kN/m. Nicméně v některých místech ostění se lokálně hodnoty normálové síly dostávají do hodnot přes -4 MN/m. Současně v podélném směru Cesar udává normálovou sílu až -8 MN/m, což nemá žádné opodstatnění.

Pokud bychom uvažovali, že ostění ponese plnou tíhu nadloží, znamenalo by to, že by na něj působil svislý tlak 510 kPa. (horizontální tlak 208 kPa) Když však provedeme zjednodušený mechanický prutový model, kde ostění považujeme zjednodušeně za prostý nosník, vychází normálová síla necelých 5 MN/m.

Nutno zdůraznit, že tento prutový model neodpovídá reálnému spolupůsobení primárního ostění s horninou a slouží pouze pro velmi hrubý odhad vnitřních sil. Přesto však lze na něm demonstrovat, že výsledky normálových sil z Cesaru významně překračují v některých místech ostění tento hrubý odhad. Když se navíc uvažuje se vznikem horninové klenby, která svislý a horizontální tlak od nadloží značně redukuje, nutno dojít k závěru, že výsledky normálových sil v Cesaru nelze považovat za reálné. Těžko lze najít důvod, proč by tomu tak mělo být. Pravděpodobně je model vzhledem k odpovídajícímu napětí v hornině a deformacím spočten dobře, nicméně v přepočtu na vnitřní síly dochází k problémům. Tato problematika byla průběžně konzultována s poskytovatelem softwaru, ovšem bohužel bez jasných závěrů.



Obrázek 3 Zjednodušený mechanický model primárního ostění s průběhem normálových sil při plné tíze nadloží

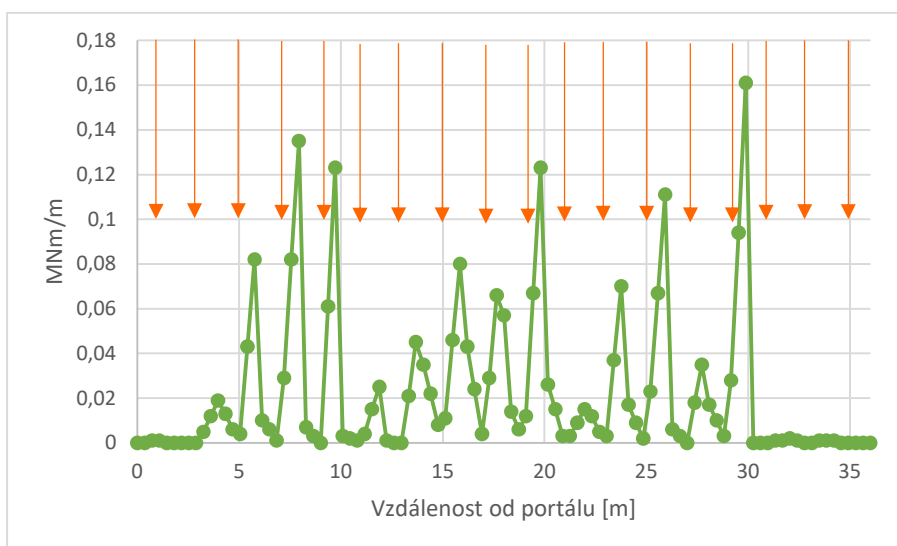
2.4.3 Proč byl použit k dalším výpočtům Plaxis 3D

I když bylo původně v diplomové práci uvažováno s využitím softwaru Cesar 3D, nakonec byly výpočty v modelech provedeny v programu Plaxis 3D. Cesar měl mít výhodu v plné licenci zapůjčené pro účely této práce. To by umožnilo plné využití všech nástrojů a snížit čas strávený modelováním. Došlo však k výše popsaným nejasnostem ve výsledcích. Nereálná velikost normálových sil byla popsána v předešlé podkapitole. V následujících odstavcích jsou detailněji popsány další problémy, proč nebyly využity pro další modelování modely v Cesaru 3D.

Lokální maxima momentů byla další zvláštnost, která byla podrobena detailnější analýze. Příčné řezy ostěním jsou v Cesaru vedeny tak, že v místech, kde je vymodelován



výztužný rám, počítá Cesar s tuhostí rámu, což znamená, že zobrazuje v řezu vnitřní síly odpovídající výrazně vyšší tuhosti rámu. Tak by bylo možné vysvětlit, že maxima momentů zde dosahují výrazně vyšších hodnot než v Plaxisu. Nicméně maxima momentů se nenachází ve výztužných rámech, ale jsou v podélném řezu o 0,8 m až 1 m posunuty, jak je zobrazeno v následujícím grafu. (Oranžové šipky znázorňují místa s výztužnými rámy.)



Graf 2 Momenty na druhé hodině ostění, model Cesar 3D

Dalším problémem bylo kolísání momentů v modelu bez výztužných rámu, který byl pro porovnání s modely obsahujícími výztužnými rámy vytvořen. Jeho cílem bylo potvrzení, že příčinou ostrých maxim momentů v podélném řezu jsou výztužné rámy. Bohužel se však ukázalo, že podélný řez zobrazující momenty v modelu bez výztužných rámu je velice podobný podélnému řezu v modelu s výztužnými rámy. Z toho byl vyvozen závěr, že výztužné rámy nejsou příčinou několikanásobně vyšších maxim momentů. Pravděpodobná příčina těchto obtíží je v diskontinuitách v modelu vytvořených při zobrazování výsledků.

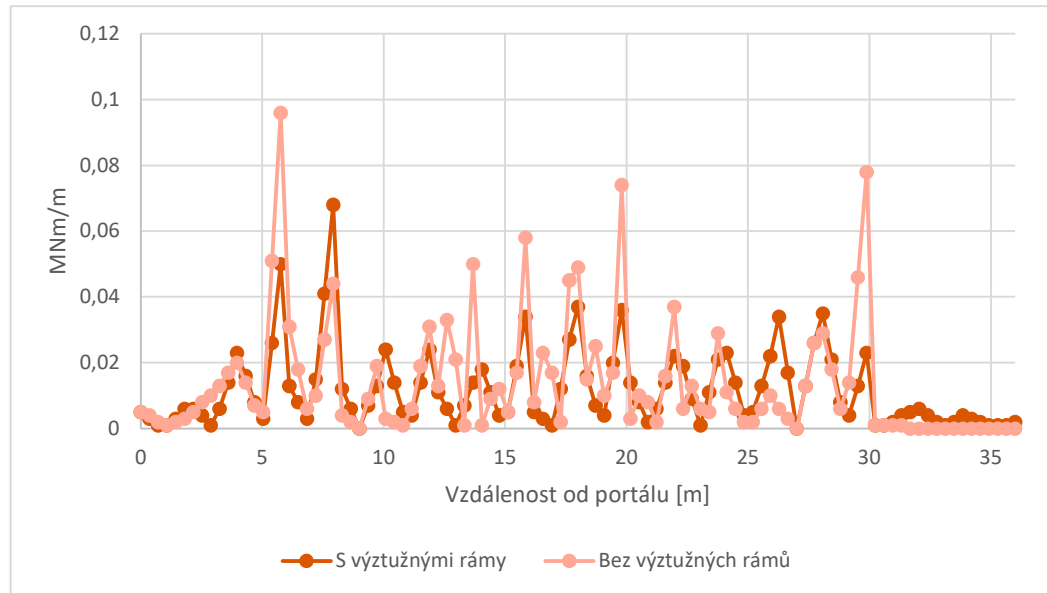
Tyto problémy byly konzultovány se softwarovou podporou sídlící ve Francii. Aby došlo k lepší analýze tohoto problému, bylo doporučeno vytvořit model s větším počtem konečných prvků. Detailnější model se nepodařilo na poprvé úspěšně spočítat. Příčinou bude nejspíše kombinace náročnosti výpočtů a hardwarového vybavení. Výpočet se nakonec povedlo provést na jiném počítači.

Podrobnější model však nepřinesl uspokojující výsledky. Lokální maxima momentů vzrostla, navíc průběh podélným řezem ostění byl ještě náhodnější. Pravděpodobně nejde o úplně špatně spočítaný model, jelikož napětí v horninovém masivu vykazovalo odpovídající hodnoty (jako v původním modelu) a deformace byly také realistické. Závěrem lze z toho vyvodit, že problém je nejspíše ve výpočtu vnitřních sil ostění. Jejich nesouvislé průběhy můžou být způsobeny buď špatně zadanými materiálovými vlastnostmi, nebo diskontinuitami v modelovaných prvcích. Veškeré materiálové vlastnosti byly zkontrolovány, zároveň pro původní model a pro podrobnější model byly použity stejné údaje, se kterými došel Cesar k různým výsledkům v průběhu vnitřních sil.

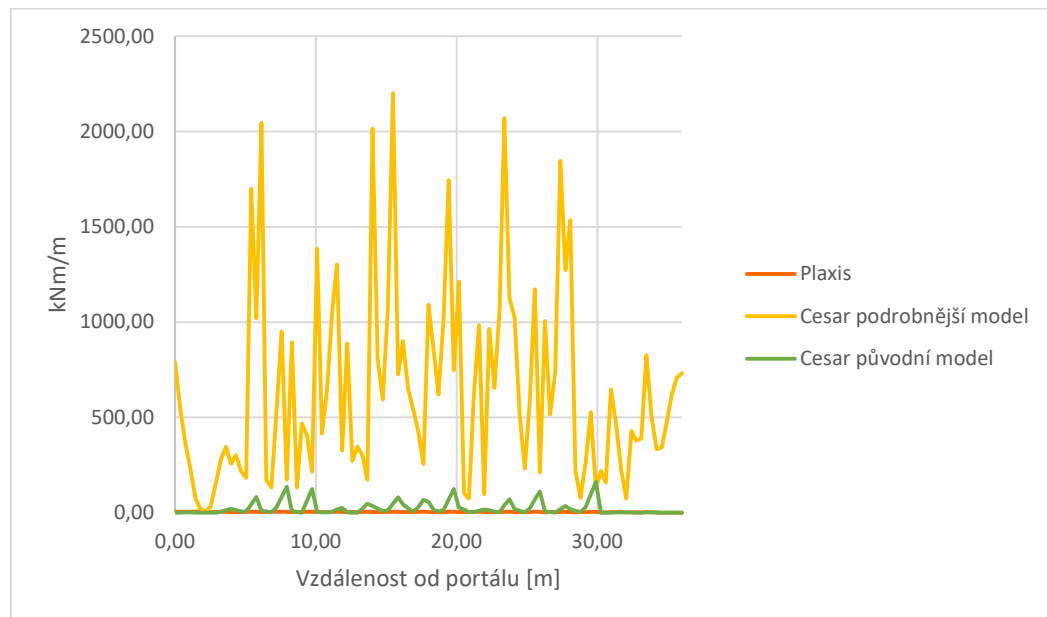


Nelze jednoznačně určit příčinu těchto nejasností, avšak lze se domnívat, že problém se nachází buď ve výpočtech nebo ve zobrazování výsledků vnitřních sil.

Vzhledem k výše zmíněným nejasnostem se autor této práce nakonec rozhodl pracovat v programu Plaxis 3D. Navíc velikost souboru, který obsahoval podrobnější model, byla v programu Cesar 3D natolik velká, že se s ním nedalo efektivně pracovat.



Graf 3 Porovnání průběhů momentů ve vrcholu ostění v modelu s výztužnými ráky a bez výztužných ráků



Graf 4 porovnání ohybových momentů na druhé hodině ostění různých modelů

2.5 Zajímavosti ze zkušenosti s MKP ve 3D softwarech

V této části práce jsou uvedeny některé zajímavosti, na které se narazilo během tvorby modelů a provádění výpočtů ve 3D softwarech. Nevztahují se sice přímo k cílům této



diplové práce, nicméně názorně poukazují na komplexnost a složitost problematiky MKP, a proto jsou zde uvedeny.

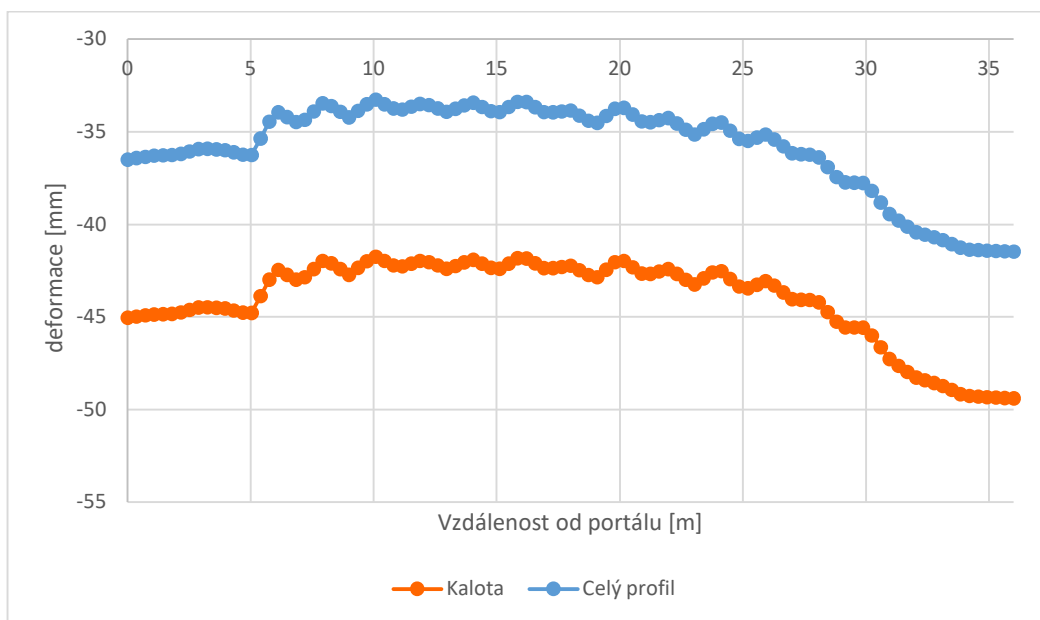
2.5.1 Nadzvednutí vrcholu kaloty při výrubu dna

Při modelování v Cesaru byla pozorována zajímavost při výrubu tunelu. Model, který předpokládá členění výrubu na kalotu a dno, ukazoval zmenšení deformací po výrubu dna tunelu.

Svislé deformace ve vrcholu ostění po výrubu kaloty nejdříve značně narostly, a poté s postupující čelbou tunelu růst mírně pokračoval, až se ustálil na hodnotě okolo 43 mm. Když byl však ražen celý profil tunelu, deformace ve vrcholu ostění se postupně snížila přibližně na 34 mm.

Po výrubu a provedení primárního ostění ve dně tunelu se hornina, která byla předtím zatížená tíhou nadloží, odlehčí. To může způsobit snahu stlačené horniny, na kterou už ale svislý tlak z nadloží, které bylo odebráno, nepůsobí, vrátit se dle Hookova zákona do jakési „původní polohy“ bez zatížení. Tím dojde k tlakovému působení směrem vzhůru na dno primárního ostění, které se poté má tendenci nadzdvihnout. To se také děje, Cesar ale počítá s tím, že tyto deformace budou zaznamenatelné i ve vrcholu ostění. V reálném prostředí se takováto reakce primárního ostění spíše neobjeví, nicméně ji nelze vyloučit.

Pro porovnání: V Plaxisu 3D k tomuto jevu nedošlo. Ve vrcholu ostění po provedení výrubu dna se pouze lehce zvýšily deformace o přibližně 2 mm.



Graf 5 Svislé deformace ve vrcholu ostění v softwaru Cesar 3D, při výrubu kaloty a pozdějšímu výrubu dna

2.5.2 Náchylnost k chybě

Jedna z největších slabín MKP je obtížná kontrolovatelnost. Uživatel vytvoří model, nastaví parametry a spustí výpočet. Po několika hodinách výpočtu vidí výsledek a na jeho základě může určit, zda jsou výsledky správné. Problém je, že v případě nesrovnalostí



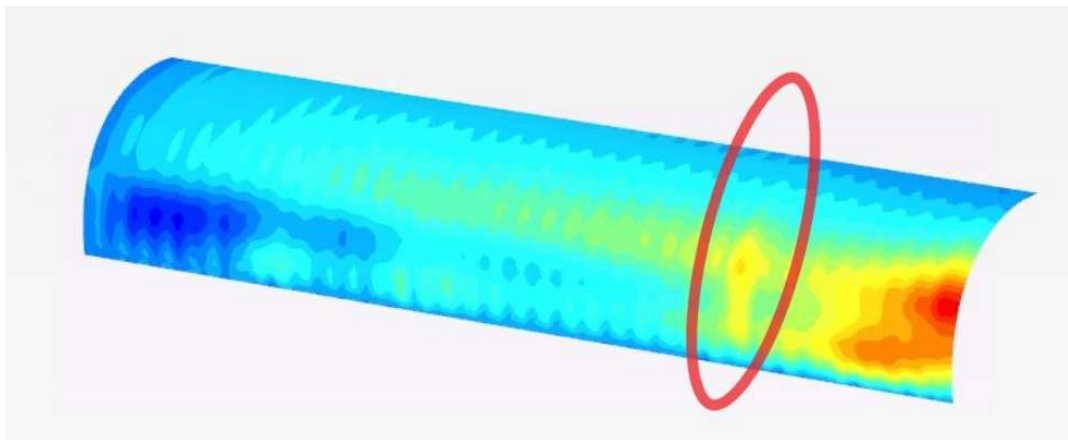
uživatel nemá žádné mezivýsledky a jediné, co může kontrolovat, jsou zadané parametry a model.

V průběhu této práce samozřejmě také došlo k několika nesrovnalostem ve výsledcích. Nejčastěji se jednalo o špatné nastavení vlastností materiálu, špatné umístění geometrického prvku modelu nebo o chybně vytvořenou síť konečných prvků. Na následujícím příkladu je jedna taková chyba ukázána.

Během ražby byl špatně nastavený modul pružnosti v ostění pro devátý metr tunelu. Nikoliv však hned od chvíle nástřiku stříkaného betonu, ale teprve, když čelba už byla o mnoho metrů dále, došlo k nastavení modulu pružnosti odpovídajícímu stáří stříkaného betonu 28 dní namísto 8 dní.

To se projevilo zvýšením vnitřních sil v tomto místě, jak je znázorněno na obrázku níže. Na něm je patrné, že po vyšších ohybových momentech v oblasti portálu dojde k ustálení maxima a minima, ale po pár metrech vykazuje krátký úsek vyšší vnitřní síly než zbytek tunelu.

Chyba byla v tomto případě malicherná a dala se snadno opravit. Nicméně její odhalení bylo velmi náročné. Znamenalo to zkontrolovat celou geometrii modelu, prověřit, zda síť konečných prvků nemá nějakou abnormalitu, a projít všechny fáze modelu. Model, ve kterém se objevila tato chyba, měl 44 fází, které simulovaly kompletní průběh výstavby. Byly tedy postupně zkontrolovány všechny nastavené vlastnosti materiálů v těchto 44 fázích a byla objevena výše zmíněná chyba. K chybě došlo pravděpodobně „kliknutím“ během volby stáří stříkaného betonu pro daný úsek ostění.



Obrázek 4 Průběh ohybových momentů v ostění tunelu s chybou

2.5.3 Závislost deformace a vnitřních sil na množství konečných prvků

Lze předpokládat, že větší množství konečných prvků dodá přesnější výsledky. Pro potřeby této diplomové práce však bylo nutné provádět mnoho výpočtů, a proto byla před zahájením samotných výpočtů prováděna optimalizace modelu. V jejím rámci bylo zkoumáno, jaká podrobnost sítě konečných prvků je nutná pro správné vystihnutí průběhu vnitřních sil a deformací (snahou bylo nemít zbytečně vysoké množství konečných prvků, a tedy i zbytečně dlouhý výpočet). Během toho byla objevena souvislost mezi velikostí deformace a množstvím konečných prvků v síti.



Výzkum probíhal na stejném modelu se stejným počtem fází. Jediné, co se měnilo, byla hustota sítě konečných prvků. Sledovány byly výsledky vnitřních sil a deformací, množství uzlů a čas potřebný k výpočtu.

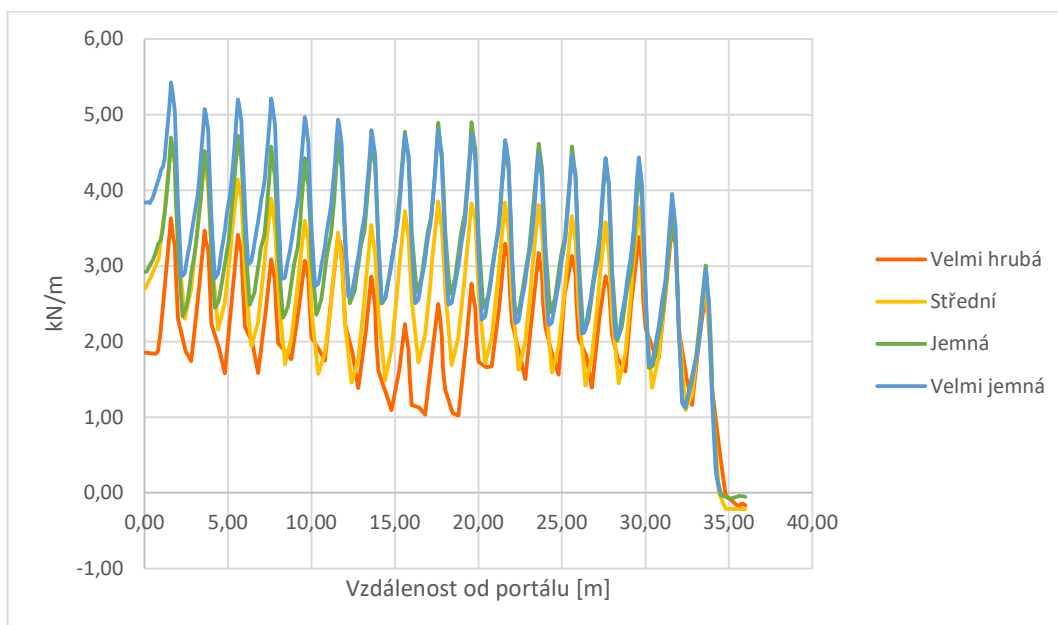
Hustota sítě	Počet uzlů	Počet konečných prvků	Čas výpočtu	Ohybový moment 2h ostění	Deformace vrchol ostění
Velmi hrubá	6 635	4 905	6 min	2,50 kNm/m	- 35,1 mm
Střední	32 075	23 739	16 min	3,85 kNm/m	- 39,1 mm
Jemná	89 193	59 062	39 min	4,86 kNm/m	- 44,1 mm
Velmi jemná	189 152	139 790	119 min	4,80 kNm/m	- 46,5 mm

Tabulka 2 Vybrané parametry a výsledky modelů s různou hustotou sítě konečných prvků

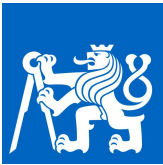
Na první pohled bylo zřejmé, že model s velmi hrubou hustotou sítě konečných prvků nebude dostatečný. Dalo se tak vyčíst z nevyhlazených průběhů vnitřních sil v podélném řezu ostěním. Další modely byly na tom o poznání lépe. Model se střední hustotou sítě už vykazoval očekávané průběhy vnitřních sil, stejně tak i podrobnější modely. Zajímavé je, že momenty u hrubších sítí s větším množstvím konečných prvků rostly. Obdobný trend byl zaznamenán i u normálových sil, nicméně nebyl tak výrazný.

Mezi jemnou a velmi jemnou hustotou sítě už nebyl ve výsledcích vnitřních sil zaznamenán výraznější rozdíl. Lze tedy předpokládat, že při použití dostatečného množství konečných prvků se už vnitřní síly nemění.

Další zajímavý trend byl pozorován u deformací. Čím větší byla hustota sítě konečných prvků, tím větší byly deformace. To se nezměnilo ani u modelů s větší hustotou sítě. U modelů v Cesaru 3D byl zaznamenán u deformací obdobný nárůst. Původní model v Cesaru měl pokles ve vrcholu ostění 41,2 mm a podrobnější model s větší hustotou sítě konečných prvků měl pokles 46,6 mm.



Graf 6 Ohybový moment na druhé hodině ostění v závislosti na hustotě sítě konečných prvků



3 Numerické 3D modely

Tato kapitola se zabývá spolupůsobením výztužných ráků v podzemních stavbách. Pro tento účel bylo vytvořeno několik modelů, na kterých byla tato problematika zkoumána.

Nejdříve jsou popsány 3D modely, které byly využity pro numerické výpočty v programu Plaxis 3D. Vylíčeny jsou uvažované modely chování materiálů a nastavení jejich parametrů. Dále jsou popsány výsledky, které vzešly ze statických výpočtů na těchto modelech pomocí MKP. V závěru kapitoly jsou sepsány pozorované trendy v chování ostění a hornin s ohledem na spolupůsobení výztužných ráků.

3.1 Popis modelů

Pro posouzení spolupůsobení výztužných ráků je potřeba posoudit vnitřní síly nejen v příčném řezu tunelu ale i rozložení sil v podélném řezu tunelu, které je rozhodující pro určení míry spolupůsobení. Posuzování sil pouze v příčných řezech by v tomto případě nebylo dostatečné, a proto bylo přistoupeno k provedení výpočtů v třírozměrném prostředí.

Jedná se tedy o třírozměrnou okrajovou úlohu, která je geometricky vymezená velikostí modelu. Neznámé jsou posuny konstrukce a horniny, a z nich vyplývající napětí a vnitřní síly. Chování horniny a konstrukce je popsáno pomocí softwarem sestavených diferenciálních rovnic na základě materiálových modelů, které jsou dále popsány. Na hranicích modelu jsou definovány okrajové podmínky, které předepisují posunutí. Jelikož se tato práce omezuje na simulaci působení idealizovaného horninového masivu bez diskontinuit, byla zvolena jako vhodná numerická metoda MKP.

3.1.1 Obecný popis modelu

3D model je náročný na výpočty, proto bylo snahou vytvořit takový model, který dobře vystihne chování horniny v okolí výrubu, ale zároveň bude co nejmenší. Vzhledem k tomu, že modelované výrubu byly osově symetrické, byla vymodelována pouze polovina tunelu, resp. štoly. To přineslo velkou úsporu času při výpočtech softwaru.

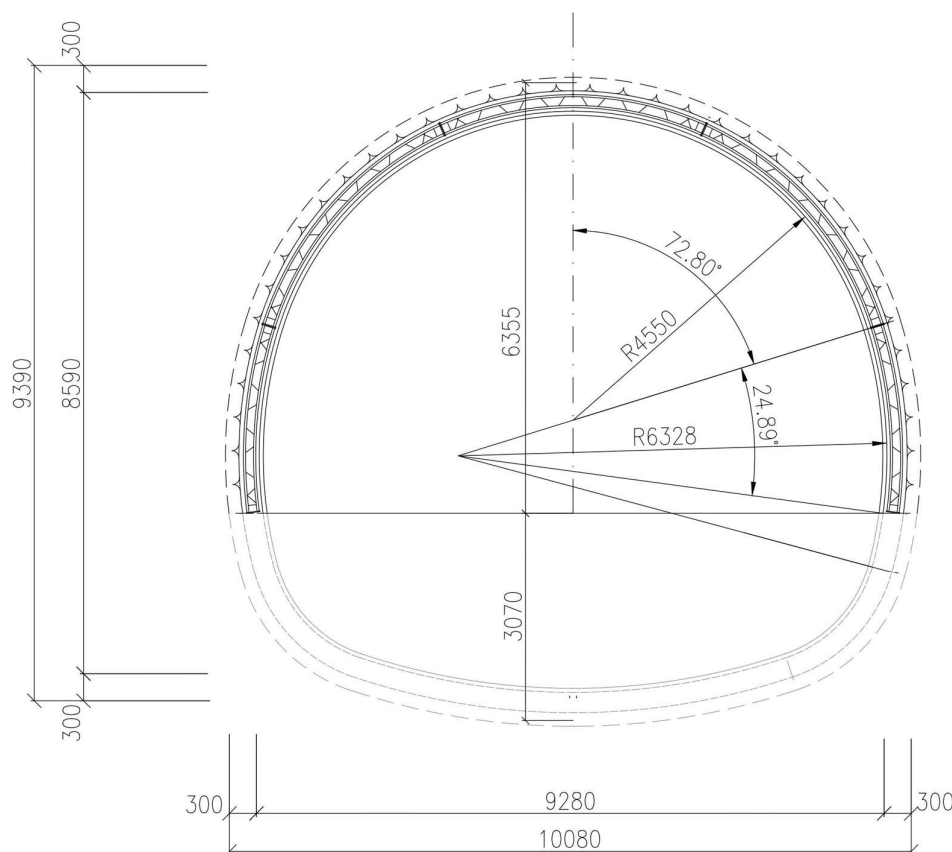
Tunel i štola jsou modelovány s nadložím přibližně 20 m. Vzdálenost od podélné osy tunelu byla zvolena 32 m, což odpovídá více než třem šířkám výrubu. Délka tunelu musela být taková, aby pozorované vnitřní síly ostění a deformace byly v pozorovaném úseku tunelu ustálené a nedocházelo k ovlivnění pozorovaných veličin okrajovými podmínkami, neboli začátkem a koncem tunelu. Délka tunelu byla zvolena 36 m.

Pro porovnání spolupůsobení výztužných ráků byly vytvořeny tři modely s délkou záběru 1 m, 1,5 m, 2 m. Na základě výsledků z bakalářské práce, na kterou tato práce navazuje, se předpokládá, že při kratším záběru bude možné pozorovat větší spolupůsobení výztužných ráků po celé délce ostění.

Nedílnou součástí modelu je také postup ražby tunelu. Po výpočtu primární napjatosti v hornině se postupně modelují jednotlivé fáze výstavby. Nejdříve se vždy uvažuje nevystrojený výrub v dané délce záběru, poté dojde k osazení výztužného ráku a aplikaci stříkaného betonu, u kterého se s dalším postupem ražby uvažuje s jeho stárnutím. Rychlost ražby tunelu je uvažována jako jeden záběr za 12 hodin (2 záběry denně) pro všechny délky záběrů stejně. Ražba celé délky tunelu tedy trvá pro záběr 1 m 18 dní, pro záběr 1,5 m 12 dní a pro záběr 2 m 9 dní.



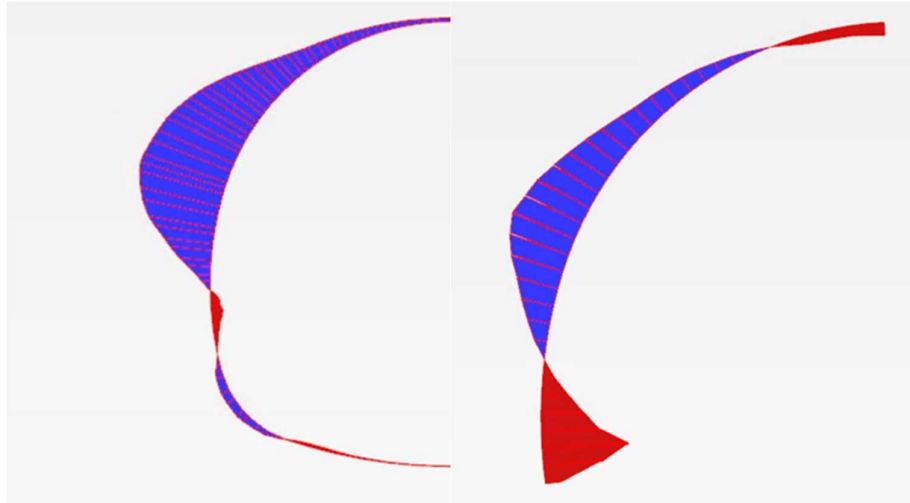
3.1.2 Příčný řez



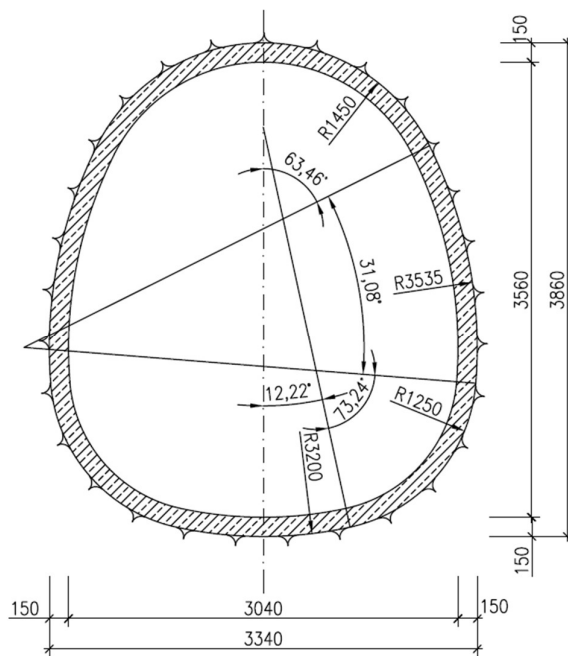
Obrázek 5 Příčný řez tunelem

Pro zkoumání spolupůsobení výztužných rámců byly vytvořeny modely se dvěma typy výrubů. První výrub je příčný řez dvoupruhého silničního tunelu. Jedná se ale pouze o kalotu tunelu. K tomuto zjednodušení bylo přistoupeno z následujících důvodů: urychlení modelování, snížení počtu konečných prvků, a tedy i zrychlení výpočtů a zabránění redistribuci vnitřních sil v důsledku výrubu zbylých částí příčného řezu tunelu.

Pro ověření toho, že vliv působení výztužných rámců na roznos sil v ostění je obdobný v kalotě i v celém výrubu, byl vytvořen model, ve kterém bylo po vyražení kaloty uvažováno také vyražení dna. Model ukázal, že v příčném řezu sice dojde k nárůstu a redistribuci sil, velikost kolísání momentů však zůstává velice podobná. Ohybové momenty při výrubu dna vzrostly ze 4,3 kNm/m na 17,0 kNm/m. Jedná se tedy o přibližně čtyřnásobný nárůst vnitřních sil. Z příčného řezu je patrné, že největší ohybové momenty se vyskytují v kalotě tunelu. Po výrubu dna dochází k jejich redistribuci. I když dochází k nárůstu a k malému posunu maxima ohybového momentu, stále se největší ohybový moment nachází přibližně na druhé hodině ostění.



Obrázek 6 Porovnání průběhů ohybových momentů v příčném řezu ostěním kaloty a celého výrubu



Obrázek 7 Příčný řez štolou

Vzhledem k tomu, že nejdůležitější zatížení ostění a tvorba horninové klenby probíhá po výrubu kaloty, a model s vymodelovaným celým profilem prokázal, že spolupůsobení výztužných rámpů je podobné jako u modelu pouze s kalotou, bylo v dalších modelech a výpočtech uvažováno už pouze s výrubem kaloty. Příčný řez kaloty tunelu má $52,51 \text{ m}^2$.

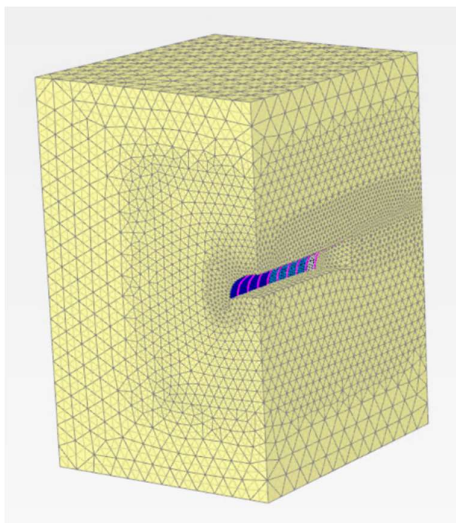
Druhá sada modelů byla vytvořena s příčným profilem štolou. Jejich cílem bylo zkoumat spolupůsobení výztužných rámpů na malém profilu.

Jedná se o výrub o ploše $10,51 \text{ m}^2$. V jednom kroku je vyražen celý profil, protože členění tak malého profilu nemá smysl. Tento příčný řez má uzavřené dno. Odlišný tvar ostění vedl k tomu, že maximální ohybové

momenty nebyly na druhé hodině ostění stejně jako u modelu kaloty tunelu, ale byly na čtvrté hodině.

3.1.3 Síť konečných prvků

Vytvoření kvalitní sítě konečných prvků je klíčová část celého modelování, která má zásadní dopad na výsledky. Vytvořená síť by měla být dostatečně jemná, aby bylo možné získat co nejpřesnější numerické výsledky. Na druhou stranu příliš jemná síť vede k nadměrné délce výpočtu.



Obrázek 8 Síť konečných prvků

Program Plaxis 3D používá plně automatické generování sítí konečných prvků. Jako základní referenční element pro horninové prostředí je využit čtyřstěn s 10 uzly. Pro 2D prvky je použit trojúhelníkový prvek se 6 uzly a pro 1D prvky úsečka se 3 uzly. (3)

Síť konečných prvků byla zahuštěna v oblasti výrubu a jeho okolí, naopak u okrajů modelu není síť tolik jemná. Také síť konečných prvků ostění byla výrazně zjemněna. Cílem těchto úprav bylo provádění detailních výpočtů tam, kde dochází k velkým deformacím a významné redistribuci napětí. Mimo tyto úpravy byla díky symetričnosti počítána pouze polovina tunelu a jeho okolí. To vedlo ke snížení počtu konečných prvků a jejich uzlů, a tedy ke zefektivnění výpočtu.

3.1.4 Materiálový model hornin

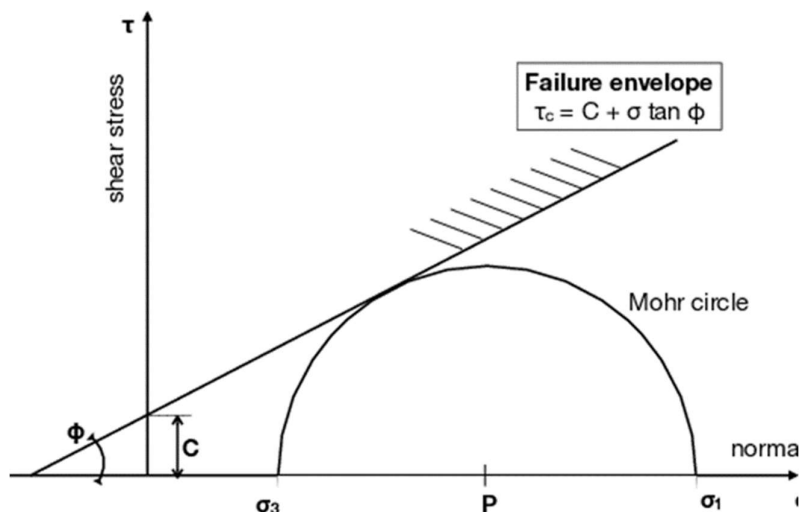
Už samotný typ horniny určuje vhodnost numerické metody pro výpočet. MKP je vhodná pro horniny, u kterých nejsou rozhodující diskontinuity. Může se tedy jednat o horninu s velkým množstvím drobných diskontinuit (tzv. pseudokontinuum), které ale nemají rozhodující vliv na únosnost horniny, nebo o zdravé horniny bez významného narušení. Pro horniny, kde hrají diskontinuity rozhodující roli, je nutné zahrnout jejich vliv. To lze udělat využitím speciálního modelu v MKP (například v Plaxisu je možné použít „Jointed Rock model“) nebo použitím jiné numerické metody například metody oddělených prvků (Distinct element method – DEM). V této práci jsou modelovány zdravé horniny, metoda konečných prvků je tedy vhodná. (3)

Protože je snahou vytvořit co nejjednodušší model, není v modelu uvažována podzemní voda. Zatížení od podzemní vody nemá na spolupůsobení výztužných rámu vliv.

Pro popis chování horniny během výpočtu je použit Mohr-Coulombův materiálový model. Jedná se o lineárně-elastický a ideálně plastický model, který vyžaduje celkem pět parametrů. Dva z nich jsou parametry tuhosti (Youngův modul, Poissonovo číslo) a další tři jsou parametry pevnosti (soudržnost, úhel vnitřního a úhel dilatance). (3)

Youngův modul a Poissonovo číslo určují deformační charakteristiky horniny, úhel vnitřního tření a soudržnost určují hranici plasticity. Tyto parametry jsou známy z podkladů vyšetřovaných hornin. Jediný neznámý parametr je úhel dilatance, který udává velikost plastické objemové expanze. Při úhlu dilatance rovném nule nemění materiál ve smyku svůj objem. To lze uvažovat i u hornin, a proto je ve všech modelech uvažován také roven nule. (7)

Všechny modely a výpočty neuvažují s působením podzemní vody. Zadávané parametry jsou tedy efektivní.



Obrázek 9 Mohrova kružnice (8)

Aby mohlo být vyzkoumáno, jak primární ostění s výztužnými rámy reaguje v různých geotechnických prostředích, byly vytvořeny modely se čtyřmi různými typy hornin. Uvažované horniny pocházejí z reálných geotechnických průzkumů. Jedná se o jílovité břidlice, písčité břidlice, vápence kalové s vložkami vápnitých břidlic a spilit.

V následujících tabulkách jsou uvedeny charakteristické parametry získané z geotechnických průzkumů. Ve výpočtech byly použity pouze parametry zdravých hornin do mocnosti 15 m.

stratigrafický útvar		číslo vrstvy	geologická charakteristika	obj. tíha v přirozeném uložení γ [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]	Přetvárné parametry				Smyk. pevnost		třída podle ČSN 73 1001
					modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	modul pružnosti E [MPa]	modul přitížení/odtížení	E_{ur} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	soudržnost c_{ef} [kPa]	
KVARTÉR HOLOCÉN	holocénní náplavy	1	hlíny písčité, převážně tuhé	19.0	6	12	18.0	0.40	15	23	F3
KVARTÉR PLEISTOCÉN	fluviální sedimenty	2	písky s příměsí jemnozrné zeminy, středně uhlé	20.5	25	50	75.0	0.35	0	34	S3
PALEOZOIKUM ordovik, souvrství libeňské	břidlice jílovité	3	silně zvětralé	22.5	20	40	60.0	0.37	20	23	R5
		4	navětralé	25.0	75	150	225.0	0.31	33	29	R4
		5	zdravé - do mocnosti 15 m	26.0	200	400	600.0	0.28	70	32	R3
		6	zdravé - od mocnosti 15 m	26.5	350	650	1050.0	0.27	100	34	R3

Tabulka 3 Charakteristické geotechnické parametry, Jílovité břidlice (9)



stratigrafický útvar		číslo vrstvy	geologická charakteristika	obj. tíha v přirozeném uložení γ [kN.m ⁻³]	Přetvárné parametry				Smyk. pevnost		třída podle ČSN 73 1001
					modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	modul pružnosti E [MPa]	modul přitížení/odtížení E_{ur} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	soudržnost c_{def} [kPa]	úhel vnitř. tření φ_{def} [°]	
KVARTÉR HOLOCÉN	holocénní náplavy	1	hlíny písčité, převážně tuhé	19.0	6	12	18.0	0.40	15	23	F3
KVARTÉR PLEISTOCÉN	fluviální sedimenty	2	písky s příměsí jemnozrnné zeminy, středně ulehlé	20.5	25	50	75.0	0.35	0	34	S3
PALEOZOIKUM ordovik, souvrství letenské	břidlice písčité	3	silně zvětřalé	22.5	30	60	90.0	0.35	18	25	R5
		4	navětřalé	25.0	140	275	420.0	0.28	35	32	R4
		5	zdravé - do mocnosti 15 m	26.0	350	700	1050.0	0.25	100	36	R3
		6	zdravé - od mocnosti 15 m	26.5	600	1100	1800.0	0.24	150	37	R2

Tabulka 4 Charakteristické geotechnické parametry, Písčité břidlice (9)

stratigrafický útvar		číslo vrstvy	geologická charakteristika	obj. tíha v přirozeném uložení γ [kN.m ⁻³]	Přetvárné parametry				Smyk. pevnost		třída podle ČSN 73 1001
					modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	modul pružnosti E [MPa]	modul přitížení/odtížení E_{ur} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	soudržnost c_{def} [kPa]	úhel vnitř. tření φ_{def} [°]	
KVARTÉR HOLOCÉN	holocénní náplavy	1	hlíny písčité, převážně tuhé	19.0	6	12	18.0	0.40	15	23	F3
KVARTÉR PLEISTOCÉN	fluviální sedimenty	2	písky s příměsí jemnozrnné zeminy, středně ulehlé	20.5	25	50	75.0	0.35	0	34	S3
PALEOZOIKUM ordovik	břidlice	3	silně zvětřalé	24.0	45	85	135.0	0.33	30	29	R5
		4	navětřalé	26.0	245	450	735.0	0.27	155	36	R4
PROTERO-ZOIKUM	spilit	5	zdravé - do mocnosti 15 m	29.0	950	1800	2850.0	0.25	300	40	R2
		6	zdravé - od mocnosti 15 m	29.0	1350	2550	4050.0	0.20	500	44	R2

Tabulka 5 Charakteristické geotechnické parametry, Spilit (10)



stratigrafický útvar		číslo vrstvy	geologická charakteristika	obj. tíha v přirozeném uložení γ [kN.m ⁻³]	Přetvárné parametry				Smyk. pevnost		třída podle ČSN 73 1001
					modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	modul pružnosti E [MPa]	modul přitížení/odtížení E_{ur} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	soudržnost c_{ef} [kPa]	úhel vnitř. tření ϕ_{ef} [°]	
KVARTÉR HOLOCÉN	holocénní náplavy	1	hlíny písčité, převážně tuhé	19.0	6	12	18.0	0.40	15	23	F3
KVARTÉR PLEISTOCÉN	fluviální sedimenty	2	písky s příměsí jemnozrnné zeminy, středně ulehle	20.5	25	50	75.0	0.35	0	34	S3
PALEOZOIKUM devon, souvrství dvorecko- prokopské	vápence	3	silně zvětralé	22.0	45	85	135.0	0.38	23	24	R5
	kalové, s	4	navětralé	24.5	225	415	675.0	0.32	50	32	R4
	vložkami	5	zdravé - do mocnosti 15 m	25.5	500	900	1500.0	0.28	90	36	R3
	vápnnitých břidlic	6	zdravé - od mocnosti 15 m	26.0	750	1400	2250.0	0.26	120	38	R2

Tabulka 6 Charakteristické geotechnické parametry, Vápence kalové s vložkami vápnnitých břidlic (11)

3.1.5 Primární ostění

Primární ostění se v modelu skládá ze dvou prvků. Ze stříkaného betonu, který je modelován jako 2D prvek, a výztužného rámu, který je modelován jako 1D prvek.

Stříkaný beton třídy C 20/25 (SB 20) je modelován jako pružný izotropní materiál. Nárůst pevnosti a dalších vlastností stříkaného betonu je uvažován dle křivky J2 pro stříkaný beton, postupně v časech 12 hodin, 1 den, 3 dny, 8 dní a 28 dní. Tyto zvolené časy mají znázornit postupné tuhnutí stříkaného betonu a zároveň vystihnout logaritmickou křivku nárůstu tuhosti betonu.

Modul pružnosti stříkaného betonu byl vypočten podle vzorce:

$$E_B = E_f \left(1 - e^{-\frac{at}{t_r}}\right)$$

kde E_f je modul pružnosti po 28 dnech, E_B je modul pružnosti v hledaném čase t , t_r je referenční čas 1 den a α je mocninný koeficient stanovený na základě výsledků zkoušek jako 0,14.

Čas	Tunel		Štola	
	E_B [MPa]	h_m [m]	E_B [MPa]	h [m]
12 h	1419	0,15	1419	0,15
1. den	2743	0,15	2743	0,15
3. den	6232	0,297	7202	0,15
8. den	13640	0,299	14148	0,15
28. den	20642	0,299	20583	0,15

Tabulka 7 Parametry SB v závislosti na stáří pro tunel a štola

Tloušťka stříkaného betonu je uvažována pro model tunelu 300 mm a pro model štoly 150 mm. Jelikož lze předpokládat, že při tloušťce ostění 300 mm bude nástřik betonu



probíhat ve dvou vrstvách, je u tohoto ostění počítáno se spolupůsobením dvou vrstev různého stáří. Časový odstup nástřiků těchto vrstev je uvažován jako 1 den. Výpočet, který zohledňuje rozdílný čas nástřiku těchto vrstev, je použit stejný jako v bakalářské práci a je dále uveden na příkladu stříkaného betonu ve stáří tří dnů, kdy první vrstva je stará 3 dny a druhá vrstva je stará 2 dny: (12)

$b_{B1,2} = 1 \text{ m}$	Délka záběru
$h_{B1,2} = 0,150 \text{ m}$	Výška 1. a 2. vrstvy SB
$A_{B1,2} = b_{B1,2} * h_{B1,2} = 0,150 \text{ m}^2$	Plocha průřezu 1. a 2. vrstvy SB
$I_{B1,2} = \frac{1}{12} * b_B * h_B^3 = 0,000281 \text{ m}^4$	Moment setrvačnosti 1. a 2. vrstvy SB
$e_1 = \frac{h_B}{2} = 0,075 \text{ m}$	Souřadnice těžiště 1.vrstvy SB
$e_2 = h_{B1} + \frac{h_B}{2} = 0,075 \text{ m}$	Souřadnice těžiště 2. vrstvy SB
$m_{1,2} = \frac{E_{B, \text{stáří 2 dny}}}{E_{B, \text{stáří 3 dny}}} = \frac{5128,54}{7202,02} = 0,7121$	Převodní součinitel mladší – starší SB

$$f_{1,2} = \frac{m_{1,2} * h_{B2} * b_{B2} * e_2 + h_{B1} * b_{B1} * e_1}{m_{1,2} * h_{B2} * b_{B2} + h_{B1} * b_{B1}} = 0,137 \text{ m}$$

Těžiště náhradního profilu

$$A_{NP(t1,t2)} = m_{1,2} * A_{B2} + A_{B1} = 0,257 \text{ m}^2 \quad \text{Plocha náhradního profilu}$$

$$I_{NP(t1,t2)} = I_{B1} + A_{B1}(e_1 - f_{1,2})^2 + m_{1,2}I_{B2} + m_{1,2}A_{B2}(e_2 - f_{1,2})^2 = 0,0018853 \text{ m}^4$$

Moment setrvačnosti náhradního profilu

$$E_{B, \text{stáří 3 dny}} = 7202,02 \text{ MPa} \quad \text{Modul pružnosti SB stáří 3 dny}$$

$$E_{B, \text{stáří 3 dny}} * A_{NP} = 1\,849\,584 \text{ kN/m} \quad \text{Normálová tuhost náhradního profilu}$$

$$E_{B, \text{stáří 3 dny}} * I_{NP} = 13\,577,69 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad \text{Ohybová tuhost náhradního profilu}$$

$$E_{m(t1,t2)} = \sqrt{\frac{E_{B, \text{stáří 2 dny}}^2 * A_{NP}^3(t1,t2)}{12 * I_{NP}(t1,t2) * b_{B1,2}^2}} = 6231,71 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti modifikovaného profilu

$$h_{m(t1,t2)} = \frac{2 * \sqrt{3 * I_{NP}(t1,t2)}}{\sqrt{A_{NP}(t1,t2)}} = 0,297 \text{ m}$$

Výška modifikovaného profilu

Mimo výše uvedený modul pružnosti a tloušťku je 2D prvku stříkanému betonu předepisovala objemová tíha, uvažovaná jako 25 kN/m^3 , a Poissonovo číslo s hodnotou 0,14.

Vzhledem k postupnému tuhnutí stříkaného betonu bylo nutné jeho parametry s postupem ražby měnit. S každým novým záběrem byly měněny i vlastnosti stříkaného betonu.



V následující tabulce je ukázáno, jak bylo v jednotlivých krocích modelů postupováno: Nejdříve byla spočítána primární napjatost daného horninového prostředí. Následovala ražba výrubu v kroku I, jehož délka závisela na zvolené délce záběru. Od této chvíle se začal počítat čas ražby. Půl dne po ražbě kroku I dojde k ražbě kroku II. Zároveň dojde k osazení výztužného rámu a nástřiku SB v kroku I, u kterého je počítáno s tuhostí odpovídající stáří jednoho dne. V čase jeden den je vyražen krok III. Je osazen výztužný rám a nástřikán SB 12 hodin v kroku II a v kroku I zestárne SB na 1 den. V čase 1,5 dne je vyražen krok IV, je osazen výztužný rám, nástřikán SB v kroku III a starší SB v dřívějších krocích zestárne na odpovídající hodnotu. Takto je postupováno krok za krokem, dokud není vyražen celý tunel a stříkaný beton nezíská konečnou tuhost.

Čas [dny]	Krok I	Krok II	Krok III	Krok IV	Krok V	Krok VI	Krok VII
Primární napjatost							
0	Výrub						
0,5	SB 12h	Výrub					
1	SB 1 den	SB 12h	Výrub				
1,5	SB 1 den	SB 1 den	SB 12 h	Výrub			
2	SB 1 den	SB 1 den	SB 1 den	SB 12 h	Výrub		
2,5	SB 1 den	SB 1 den	SB 1 den	SB 1 den	SB 12 h	Výrub	
3	SB 3 dny	SB 1 den	SB 1 den	SB 1 den	SB 1 den	SB 12 h	Výrub

Tabulka 8 Fázování výstavby tunelu

Výztužné rámy jsou uvažovány jako tříprutové. Jejich parametry byly převzaty z vlastností uvedených u příhradových výztužných rámu od společnosti Ankra. Tyto rámy byly použity při reálné výstavbě tunelů. Pro model tunelu byl referenční rám vybrán GT 100/20/25 s osovou výškou mezi dvěma pruty 147 mm a pro štolu byl vybrán rám GT 78/18/25 s osovou výškou 121 mm. Geometrie výztužných rámu je idealizovaná do jednorozměrného nosníku, jehož uvažované geometrické parametry v modelech jsou uvedeny níže v tabulce. (13)

	Plocha [mm ²]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]
GT 100/20/25	809,3	427	416
GT 78/18/25	751,0	225	222

Tabulka 9 Geometrické parametry příhradových výztužných rámu (13)

Objemová tíha a modul pružnosti jsou uvažovány jako standardní hodnoty pro ocel, tedy 210 GPa pro modul pružnosti a 78,5 KN/m³ pro objemovou tíhu.

Bez ohledu na délku záběru jsou výztužné rámy instalovány vždy 400 mm od čelby. Cílem bylo se co nejvíce přiblížit realitě, kdy jsou výztužné rámy montovány v blízkosti čelby, nicméně kvůli nerovnostem výrubu nemohou být osazeny přímo na čelbu.

Alternativní modely primárního ostění

V této práci je primární ostění modelováno jako 2D prvek, který znázorňuje stříkaný beton. Dalo by se však uvažovat i o jiných modelech s různou mírou zjednodušení, které by popisovaly chování primárního ostění. Dále jsou dva takové modely krátce popsány.



Pro detailnější výzkum spolupůsobení výztužného rámu se stříkaným betonem by mohlo být primární ostění modelováno nikoli jako 2D prvek, ale jako 3D prvek. Díky třetímu rozměru by model lépe vystihl rozklad sil po tloušťce ostění. Výztužný rám by se mohl modelovat jako 1D prvek s umístěním uprostřed stříkaného betonu, případně by se dala jeho geometrie také detailněji popsat pomocí prostorového prvku. (To už by ale opravdu vedlo k výrazně vyšší náročnosti výpočtu.) Dalo by se poté detailněji zkoumat, jak se napětí rozkládá ve stříkaném betonu, nebo jak se koncentruje v oblastech kolem výztužného rámu.

V další variantě modelu by mohlo být primární ostění vymodelováno jako 2D prvek. Výztužné rámy by zde nebyly zadávány jako samostatný prvek modelu, ale jejich vliv na zvýšení tuhosti by byl zohledněn v částech ostění, kde se výztužné rámy nachází. V podélném směru tunelu by se tak střídaly 2D prvky primárního ostění s nižší tuhostí v oblasti bez rámu a vyšší tuhostí v oblasti s rámy. Vzhledem k tomu, že samotná šířka rámu se pohybuje okolo 200 milimetrů, by tento model mohl lépe vystihnout zvýšenou tuhost ostění. Nicméně bylo by sporné, jak dlouhý by měl úsek s vyšší tuhostí být. Zda by měl být pouze na šíři rámu tedy přibližně 200 mm, anebo širší, protože ocelový příhradový rám jistě ovlivňuje chování sil i ve svém okolí. Zároveň nutno dodat, že zvolená šířka tužší části ostění, by pravděpodobně měla zásadní dopad na výsledky.

3.1.6 Kontrola výsledků

Aby se na základě výsledků vzešlých z MKP dalo posuzovat spolupůsobení výztužných rámu, musely být modely prověřeny. Výsledky musely odpovídat očekávaným napětím a přetvořením. Proto také u každého modelu musela proběhnout aspoň základní kontrola vypočtených parametrů.

Úplně nejjednodušší kontrola je ověření primární napjatosti, kdy na základě znalosti objemové tíhy zeminy a výšky nadloží se lehce spočítá svislý tlak v hornině ($\sigma_{zz} = \gamma \cdot h$). Po provedení podzemního díla už přesné veličiny nelze snadno zkontrolovat a musí se porovnávat s očekávaným rozložením napětí a vnitřních sil v konstrukci. To je možné prověřit na příčných řezech horninou a ostěním.

Často lze odhalit chybu na základě nestandardního průběhu vnitřních sil v podélném řezu, kdy se v problémovém místě vnitřní síly náhle změny. Jedna taková chyba byla popsána v kapitole 2.5.2.

3.2 Výsledky modelů

V této kapitole jsou podrobně popsány výsledky výpočtů MKP. Jsou rozděleny zvlášť pro model kaloty tunelu a model štoly. Postupně jsou prezentovány výsledky v různých horninách pro délky záběrů 1 m, 1,5 m a 2 m. Jsou zobrazeny pouze nejdůležitější výsledky a grafy, detailní výsledky pro jednotlivé modely jsou součástí samostatné přílohy této práce.

Cílem této práce je zkoumat spolupůsobení výztužných rámu. Za tímto účelem byly ve výsledcích sledovány vybrané parametry. Především se jednalo o ohybové momenty v podélném řezu ostění, který byl veden místem, kde momenty dosahovaly nejvyšších hodnot. Důvodem pro volbu zrovna tohoto řezu je fakt, že podle maximálního momentu dochází k rozmístění maxim a minim momentů v celém ostění, a navíc maximální moment je rozhodující pro statické posouzení.



3.2.1 Analýza vnitřních sil

Vždy byly sledovány maxima a minima ohybových momentů, případně dalších sil nebo deformací, a to v úseku od 12 do 22 m. V tomto úseku dosahují vnitřní síly stabilních hodnot, jejich kolísání je ustálené a velikost vnitřních sil není ovlivněna okrajovými podmínkami modelu, kde dochází k odlišnému zatížení.

Popis vypočtených veličin: Z úseku 12 až 22 m byla vybrána maxima ohybových momentů a normálových sil nacházejících se v místě výztužných rámu a minima těchto vnitřních sil, které jsou v oblasti bez výztužných rámu. Jak je patrné v tabulce 10, pro záběr 1 m se maxima momentů a normálových sil nachází vždy 0,6 m daného metru, což je místo, kde je umístěn výztužný rám, což je 0,4 m před koncem záběru, kde byla v době osazení výztužného rámu čelba. Toto potvrzuje, že ke zvýšeným hodnotám vnitřních sil dochází vlivem výztužného rámu.

Přesné minimum ohybových momentů se nenachází přesně uprostřed mezi rámy, ale jeho poloha je ovlivněná jednak vzdáleností od čelby (neboli délkou daného záběru) a také sítí konečných prvků, která má omezený počet bodů, kde je vypočtená přesná hodnota.

Nutno podotknout, že normálové síly nemívají minimum přesně ve stejném místě jako ohybové momenty. Zpravidla bývá minimum normálových sil ve směru ražby o něco dříve. Normálové síly po otevření čelby prudce poklesnou, a poté postupně rostou až k výztužnému rámu.

Hodnoty maxim a minim vnitřních sil byly poté pro posuzovaný úsek zprůměrovány. Pro záběr 1 m tento průměr vychází z 10 maximálních a 10 minimálních hodnot, nicméně pro delší záběry je těchto hodnot méně, protože je v posuzovaném úseku méně výztužných rámu, a vnitřní síly tedy nedosahují maxim v podélném řezu ostěním tak často. (Pro záběr 1,5 m je posuzováno 6 hodnot, pro záběr 2 m je pozorováno 5 hodnot.)

Záběr 1 m					
min 2 h	M	N	max 2 h	M	N
12,30	4,55	-374,02	12,6	5,32	-443,10
13,30	4,49	-372,97	13,6	5,26	-442,10
14,30	4,44	-372,07	14,6	5,21	-441,33
15,30	4,41	-372,19	15,6	5,18	-441,71
16,30	4,37	-371,43	16,6	5,15	-441,09
17,30	4,31	-370,14	17,6	5,09	-439,42
18,30	4,19	-368,24	18,6	4,97	-437,69
19,30	4,11	-365,72	19,6	4,88	-434,96
20,30	3,99	-363,14	20,6	4,76	-432,43
21,30	3,95	-362,64	21,6	4,71	-432,11
Průměr	4,28	-369,26	Průměr	5,05	-438,59

Tabulka 10 Maximální a minimální hodnoty vnitřních sil pro záběr 1 m

Z průměru maximálních a minimálních hodnot ohybových momentů byl vypočten podíl. Protože staticky neurčitě konstrukce přirozeně v místech s větší tuhostí na sebe váží větší vnitřní síly, lze očekávat, že v místě s výztužnými rámy budou i větší vnitřní síly. Aby mohlo být ukázáno, jak se primární ostění chová bez vlivu tohoto fenoménu, musel



být podíl maximálních a minimálních ohybových momentů očištěn o tento vliv zvýšené tuhosti. Podíl byl tedy ještě podělen poměrem tuhostí z oblasti s výztužnými rámy a bez rámu.

Výpočet poměrů tuhostí je uveden na následujících řádcích:

$$\text{Průřez bez rámu: } EI_{\text{bez rámu}} = E_B * \frac{1}{12} b h^3 = 21\,000 * \frac{1}{12} * 0,2 * 0,3^3 = 9,45 \text{ MNm}^2$$

Průřez s rámem bude mít ohybovou tuhost větší o ohybovou tuhost výztužného rámu, proto tedy: $EI_{\text{s rámem}} = EI_{\text{bez rámu}} + EI_{\text{s rámem}}$

$$EI_{\text{s rámem}} = EI_{\text{bez rámu}} + E_s * I_{\text{rámu}}$$

$$EI_{\text{s rámem}} = 9,45 + 210\,000 * 427 * 10^{-8}$$

$$EI_{\text{s rámem}} = 10,35 \text{ MNm}^2$$

Poměr tuhostí tedy činí:

$$\frac{10,35}{9,45} = 1,10$$

Z výše uvedených výpočtů vyplývá, že v ostění o tloušťce 300 mm je poměr tuhosti v oblasti s výztužnými rámy a bez rámu 1,1. To znamená, že přidáním výztužného rámu se tuhost ostění v jeho okolí zvýší o 10 %.

Při tloušťce ostění pro štolu odpovídající 150 mm se přidáním výztužného rámu tuhost zvýší o 40 %.

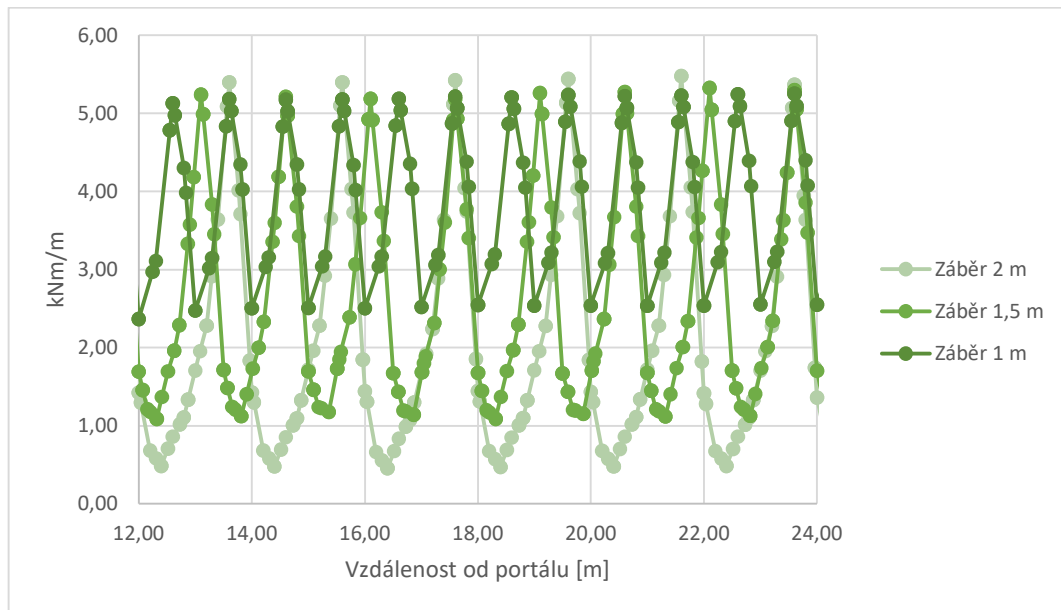
V tabulkách s výsledky je dále v práci tato hodnota uváděna jako „poměr momentů s vlivem tuhosti“ a je velmi důležitá pro ohodnocení toho, jak se výztužné rámy podílí na přenosu statických sil v primárním ostění. Jde o to, aby změny vnitřních sil v podélném řezu byly posuzovány ne jako vliv zvýšené tuhosti, ale v souvislosti s příspěvkem výztužných rámu k únosnosti primárního ostění.

Ve výsledcích jsou pro model tunelů a štoly a pro každou horninu uvedeny nejdůležitější grafy a hodnoty. Zobrazen je vždy graf v podélném řezu ostění zobrazující deformace ve vrcholu ostění a graf zobrazující ohybové momenty v místě, kde dosahují největších hodnot. Dále jsou v tabulce uvedeny některé další hodnoty. Jde o průměrné deformace ve vrcholu ostění, o maximální ohybový moment a maximální normálovou sílu, o poměr momentů s vlivem tuhosti dle výše uvedeného výpočtu a o průměrný rozdíl maximálních a minimálních hodnot ohybových momentů v podélných řezech ostění. Průměrný rozdíl u ohybových momentů a maximální hodnoty vnitřních sil jsou zjištěny na základě výpočtů, které byly uvedeny v tabulce 10. Pro přehlednost jsou tyto hodnoty zobrazeny vedle sebe pro záběr 1 m, 1,5 m a 2 m.

Zajímavé je prozkoumat i vnitřní síly ve „druhém“ směru ostění. Tyto síly se běžně neposuzují, protože v tomto směru vykazuje primární ostění výrazně větší tuhost, nicméně díky 3D modelu se dají také sledovat. Jedná se o normálovou sílu v podélném směru (jak je ostění stlačováno ve směru rovnoběžném s osou tunelu) a o ohybový moment, který ohybá ostění okolo osy kolmé na osu tunelu.



Při pozorování těchto sil v podélných řezech tunelů je také vidět jasná koncentrace sil v místě výztužných rámu i jejich změna v závislosti na délce záběru. Vzhledem k tomu, že tyto statické síly nejsou pro běžné statické výpočty důležité, jsou zde uvedeny pouze pro zajímavost a jako důkaz, že se také koncentrují v oblasti s výztužnými rámy. V této práci s nimi není nikde dále počítáno.



Graf 7 Ohybový moment ohýbající ostění okolo osy kolmé na osu tunelu, s různou délkou záběru

3.2.2 Výsledky modelu kaloty tunelu

Maxima ohybových momentů se vyskytují na druhé hodině ostění, proto byl také pro posuzování míry spolupůsobení výztužných rámu rozhodující řez druhou hodinou ostění. Z tohoto řezu jsou také vzaty normálové síly.

Pro všechny typy hornin vyšly největší ohybové momenty při záběru 1 m. Při delších záběrech docházelo k výpočtu nižších hodnot ohybových momentů. Jejich velikost byla více rozdílná mezi záběrem 1,5 m a 1 m. Mezi záběrem 1,5 m a 2 m byly rozdíly menší. To platilo nejen u ohybových momentů ale i u deformací.

U normálových sil lze pozorovat u hornin rozdílné chování. U jílovitých břidlic dochází s rostoucí délkou záběru k růstu normálových sil. U vápenců jsou nejnižší normálové síly při záběru 1,5 m, při kratším i při delším záběru rostou. U splitů se hodnoty normálových sil v posuzovaných záběrech s rostoucí délkou snižují. Naopak u písčitých břidlic dosahují normálové síly pro všechny posuzované záběry podobných velikostí.

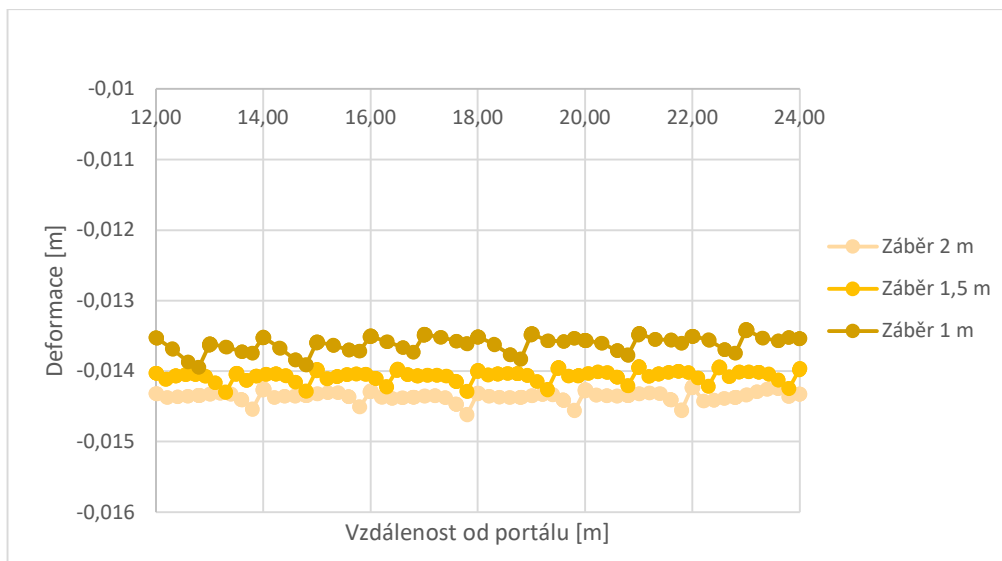
Vzhledem k nejhorším materiálovým parametrům dosahují největších deformací i největších vnitřních sil jílovité břidlice. Naopak nejlepší vlastnosti má split, který má i nejnižší vnitřní síly a u kterého se malé hodnoty deformací mění se změnou záběru velmi nepatrně.



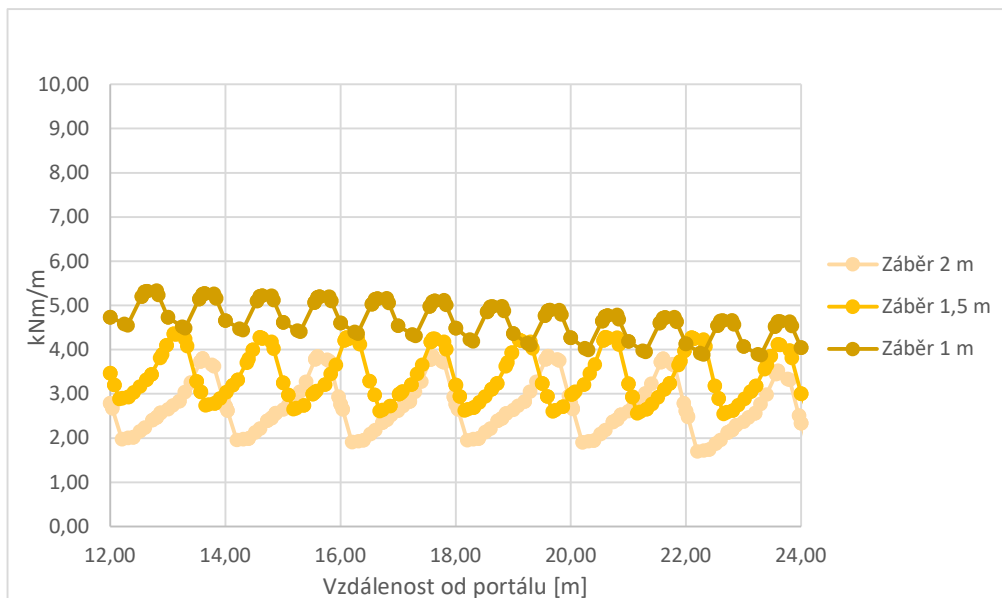
3.2.2.1 Písčité břidlice

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 13,6	- 14,1	- 14,4
Max. M [kNm/m]	5,05	4,28	3,84
Max. N [kN/m]	- 429,7	- 432,1	- 434,0
Poměr M s vlivem tuhosti	1,08	1,41	1,62
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	0,77	1,51	1,67

Tabulka 11 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, písčité břidlice



Graf 8 Tunel, Písčité břidlice, deformace ve vrcholu ostění



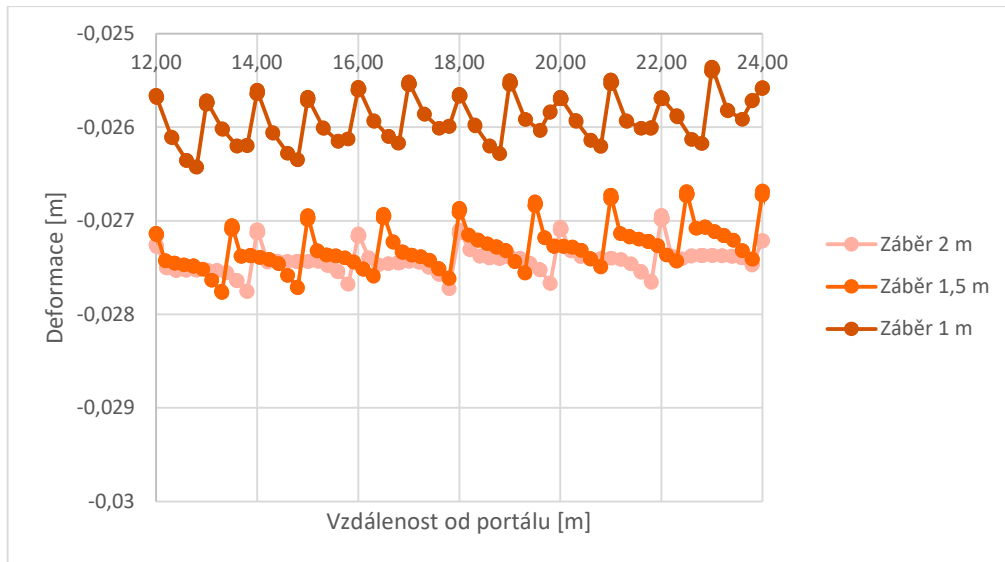
Graf 9 Tunel, Písčité břidlice, ohybový moment na 2. hodině ostění



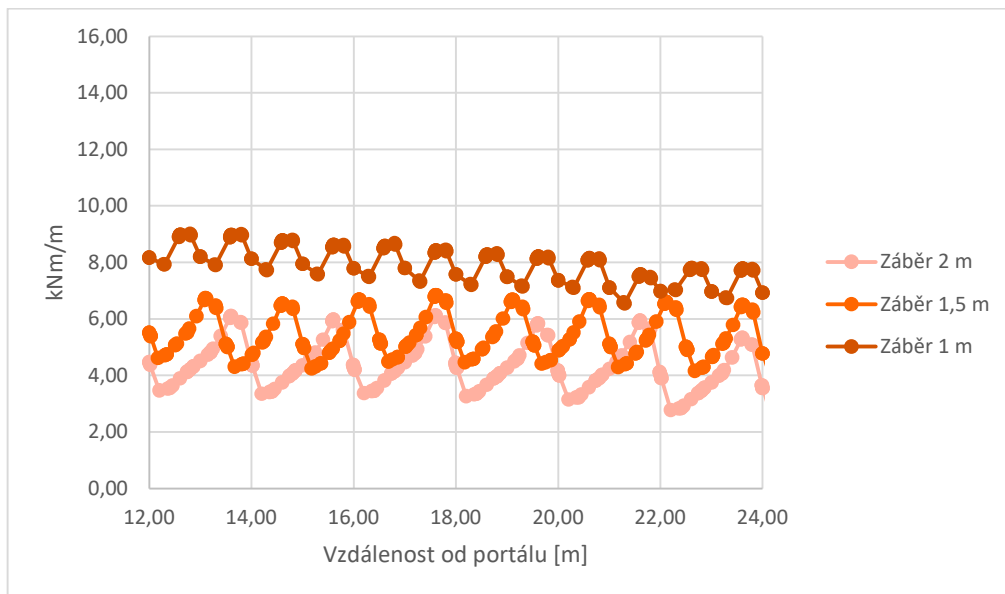
3.2.2.2 Jílovité břidlice

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 25,9	- 27,4	- 27,6
Max. M [kNm/m]	8,44	6,69	5,97
Max. N [kN/m]	- 487,6	- 513,0	- 562,4
Poměr M s vlivem tuhosti	1,04	1,34	1,50
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	1,05	2,13	2,33

Tabulka 12 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, jílovité břidlice



Graf 10 Tunel, Jílovité břidlice, deformace ve vrcholu ostění



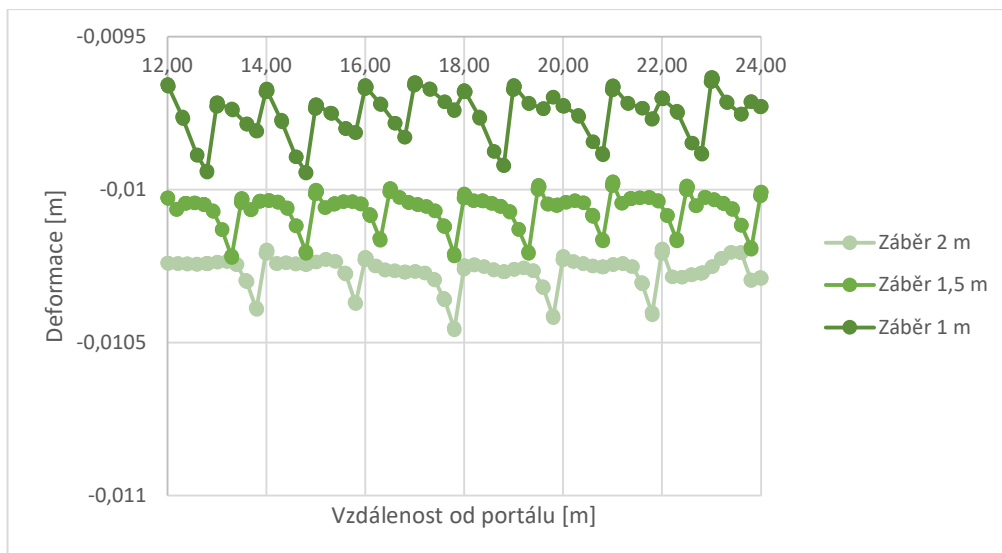
Graf 11 Tunel, Jílovité břidlice, ohybový moment na 2. hodině ostění



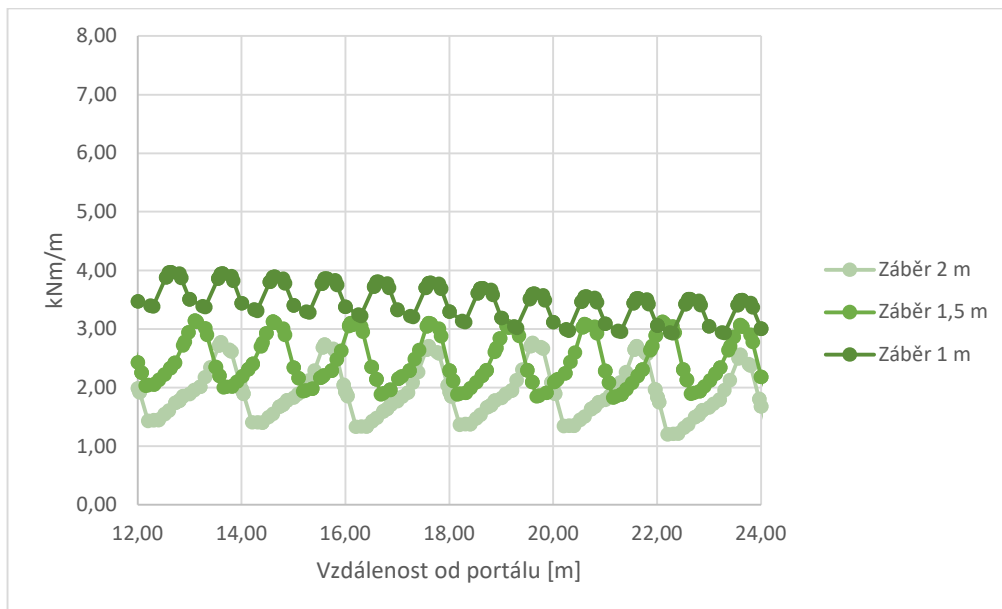
3.2.2.3 Vápence

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 9,8	- 10,1	- 10,3
Max. M [kNm/m]	3,76	3,1	2,73
Max. N [kN/m]	- 389,0	- 314,5	-377,0
Poměr M s vlivem tuhosti	1,08	1,44	1,65
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	0,57	1,13	1,22

Tabulka 13 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, vápence



Graf 12 Tunel, Vápence, deformace ve vrcholu ostění



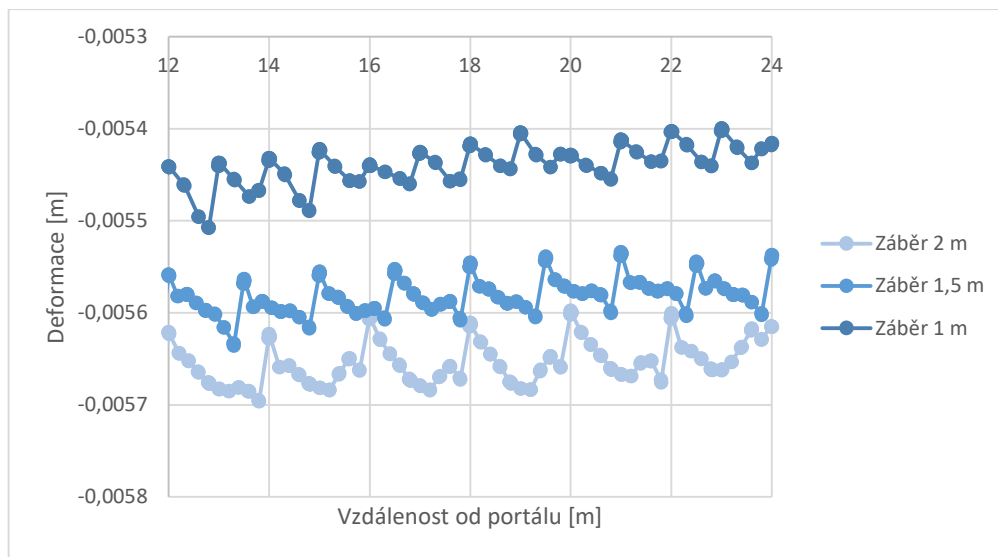
Graf 13 Tunel, Vápence, ohybový moment na 2. hodině ostění



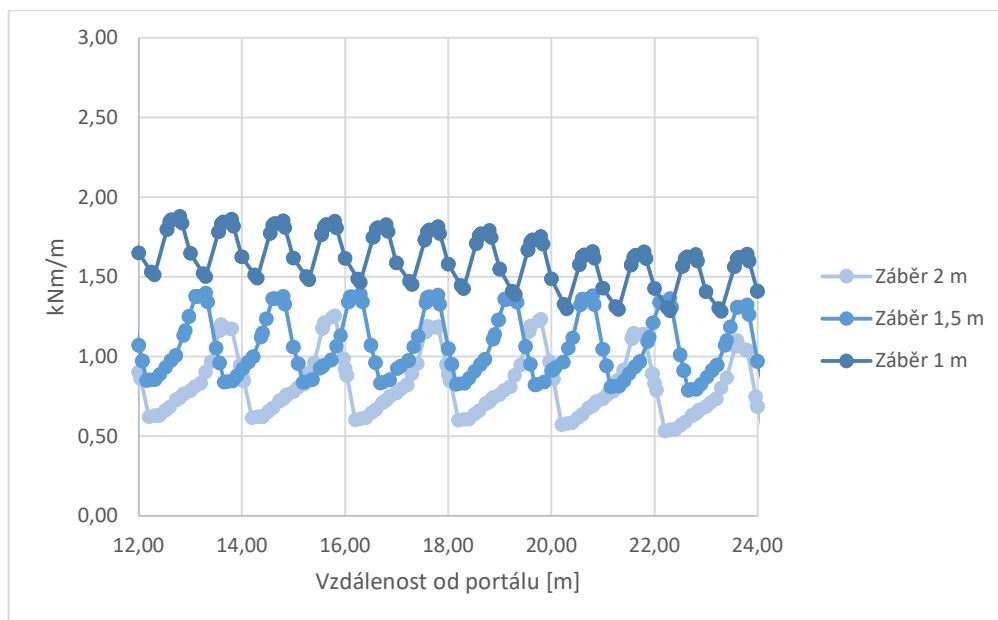
3.2.2.4 Spilit

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 5,4	- 5,6	- 5,7
Max. M [kNm/m]	1,76	1,37	1,18
Max. N [kN/m]	- 298,3	-262,1	-241,3
Poměr M s vlivem tuhosti	1,12	1,47	1,66
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	0,33	0,52	0,53

Tabulka 14 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, spilit



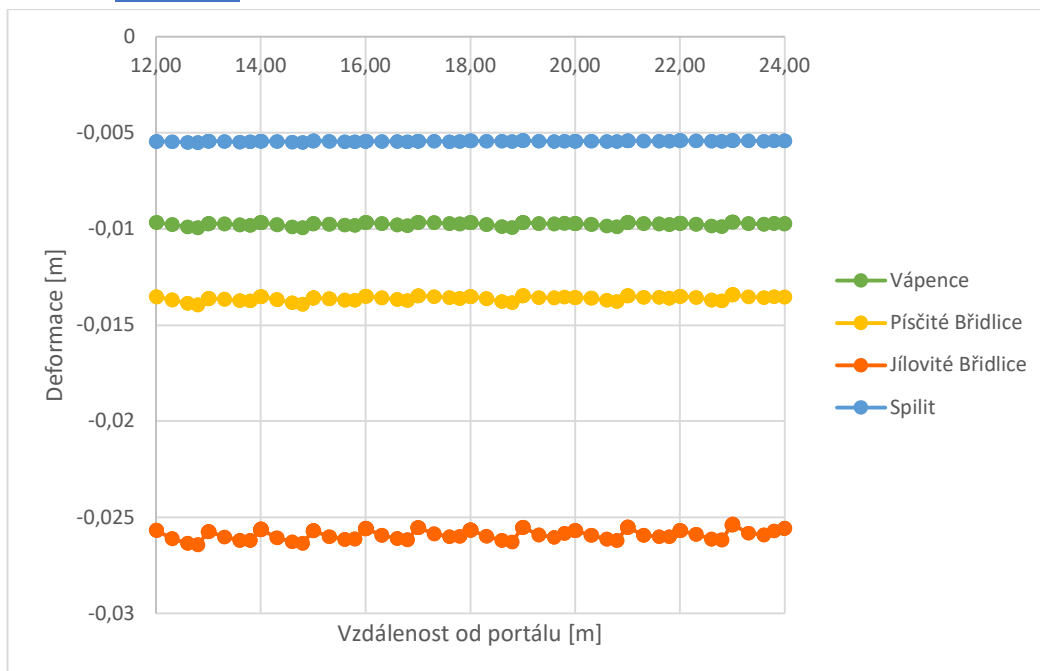
Graf 14 Tunel, Spilit, deformace ve vrcholu ostění



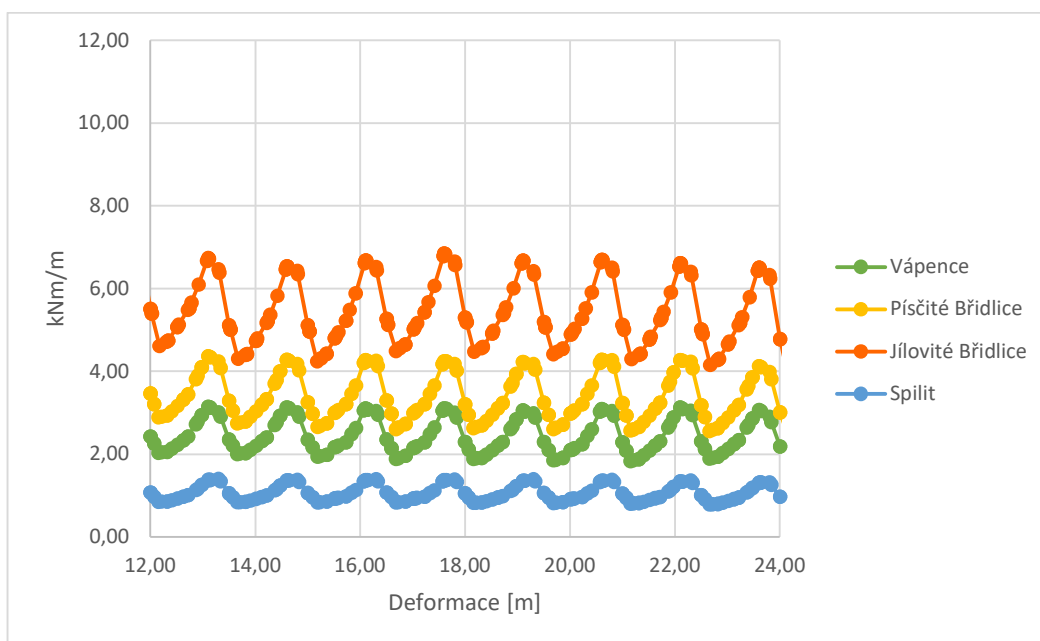
Graf 15 Tunel, Spilit, ohybový moment na 2. hodině ostění



3.2.2.5 Porovnání



Graf 16 Tunel, porovnání hornin, záběr 1 m, deformace ve vrcholu ostění



Graf 17 Tunel, porovnání hornin, záběr 1,5 m, ohybový moment na 2. hodině ostění

Na výše uvedených grafech je ukázáno chování jednotlivých typů hornin. Vybrány jsou pouze dva grafy, více grafů je možné najít v samostatné příloze diplomové práce. U všech hornin je patrné, že rozdíly ve výsledcích mezi záběry 1,5 m a 2 m jsou výrazně nižší než mezi záběry 1 m a 1,5 m. To se projevuje jednak v bližších velikostech deformací, ale i ve velikosti ohybových momentů a normálových sil.

V porovnání hornin má dle očekávání nejmenší deformace a nejmenší vnitřní síly spilit. Následují ho vápence, poté písčité břidlice a s výraznějším odstupem jílovité břidlice,



kteří vykazují až o 80 % vyšší deformace při všech délkách záběrů a také na první pohled vyšší vnitřní síly.

K sobě nejbližší výsledky měly vápence a písčité břidlice. Sice jsou jiného geologického původu, nicméně geotechnické parametry nemají tolik rozdílné jako jiné horniny, a proto i výsledky vzešlé z numerických výpočtů jsou podobnější.

To, že jsou horniny seřazeny při vzájemném porovnání stejně v grafech zobrazující deformace i v grafech zobrazující ohybové momenty a další vnitřní síly, vypovídá o správnosti výsledků.

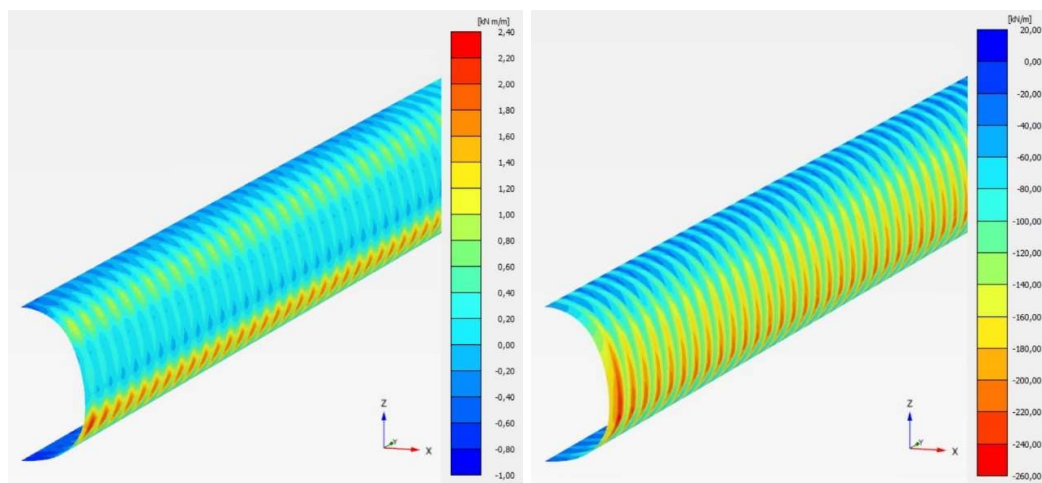
3.2.3 Výsledky modelu štoly

Štola má výrazně menší profil než profil kaloty tunelu. To se projeví i při ražbě, která probíhá na celý profil v jednom záběru. Dalším specifikem je menší šířka primárního ostění ze stříkaného betonu a výztužný rám, který je uzpůsoben tenčímu ostění.

I když ražba štoly probíhá se stejným nadložím, díky menšímu profilu se vytváří menší horninová klenba (ochranný prstenec) a není nutné používat stejně mohutné primární ostění jako u tunelu. Výsledkem jsou menší deformace a vnitřní síly v ostění, což je pozorováno i ve výsledcích vzešlých z numerických výpočtů.

Zajímavostí na profilu štoly je odlišné rozložení vnitřních sil. Jak je patrné na obrázku níže, na ostění lze spatřit dvoje maxima ohybových momentů. Nejdříve jsou ohybové momenty v okolí vrcholu ostění minimální, poté rostou směrem dolů po ostění až ke 2. hodině, kde dosahují lokálního maxima. Dále momenty klesají k lokálnímu minimu někde mezi 2. a 3. hodinou, až opět na 4. hodině ostění vyrostou na nejvyšší hodnoty v celém ostění. Lokální maximum na 2. hodině odpovídá maximu v kalotě tunelu, které je způsobeno horninovým tlakem. Nicméně díky geometrii příčného řezu štoly, která má na 4. hodině menší poloměr, a tedy ostřejší zakřivení profilu, došlo k tomu, že ohybové momenty dosahují maxima na 4. hodině ostění.

Normálové síly mají v primárním ostění jedno maximum přibližně na 3. hodině ostění, což je o něco výše než globální maximum ohybových momentů. Z obrázků je také patrná vyšší koncentrace ohybových momentů i normálových sil v oblasti výztužných rámců.



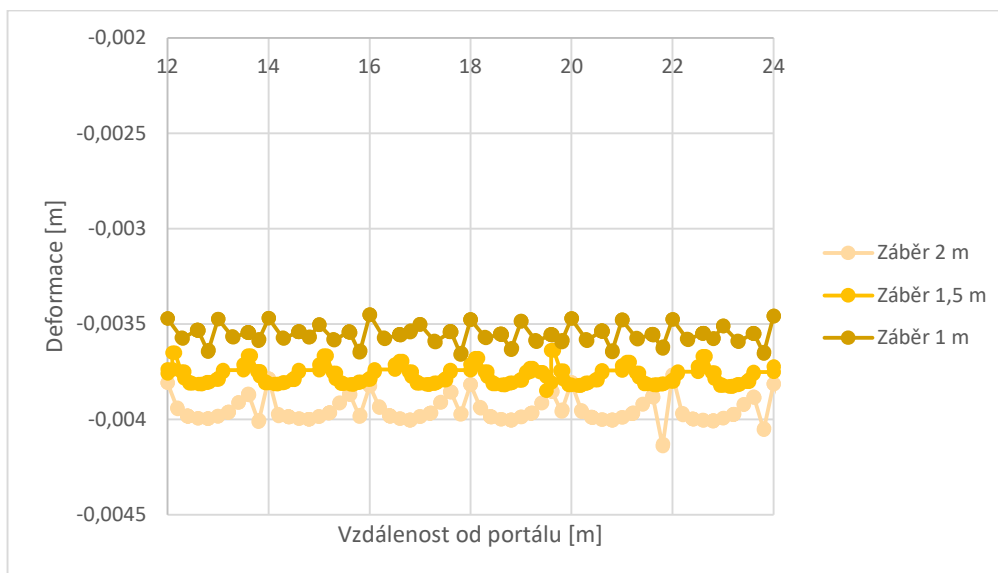
Obrázek 10 Rozložení ohybových momentů a normálových sil na primárním ostění štoly



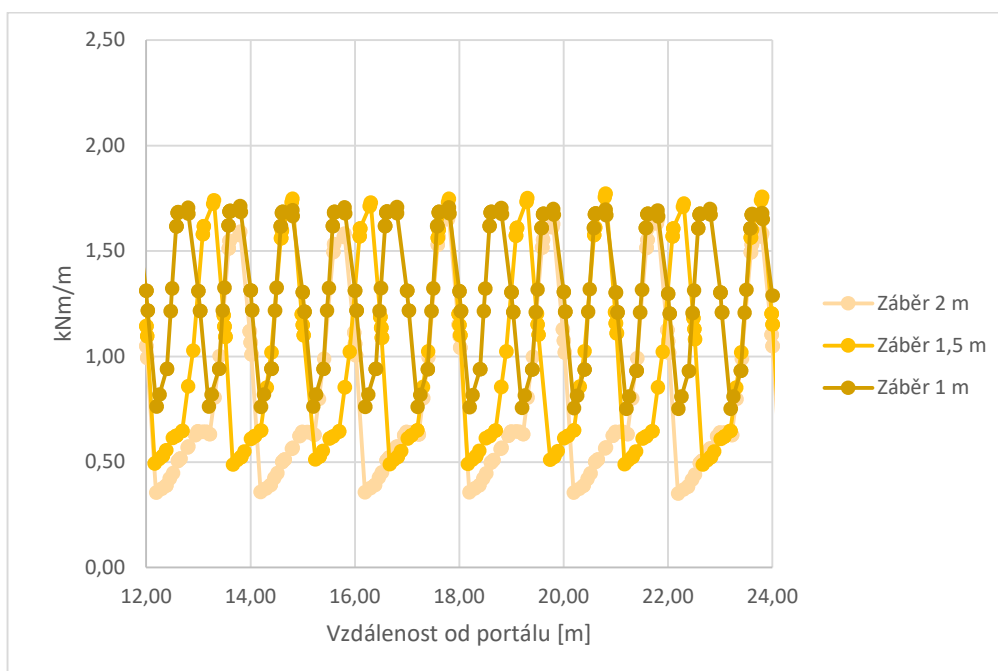
3.2.3.1 Písečné břidlice

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 3,6	- 3,8	- 4,0
Max. M [kNm/m]	1,68	1,61	1,55
Max. N [kN/m]	- 122,4	- 122,6	- 121,6
Poměr M s vlivem tuhosti	1,58	2,08	2,21
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	0,92	1,05	1,05

Tabulka 15 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, písčité břidlice



Graf 18 Štola, písčité břidlice, deformace ve vrcholu ostění



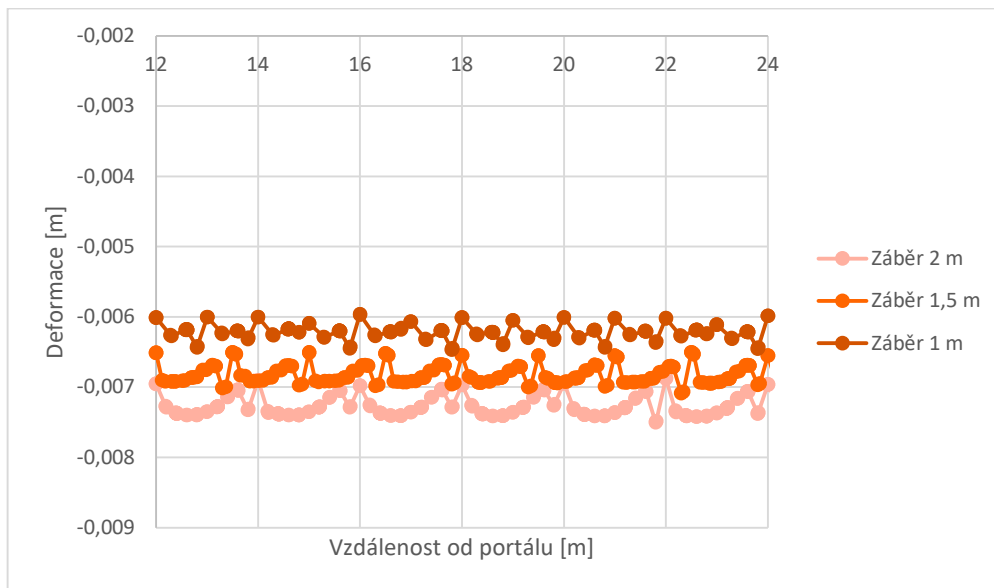
Graf 19 Štola, písčité břidlice, ohybový moment na 4. hodině ostění



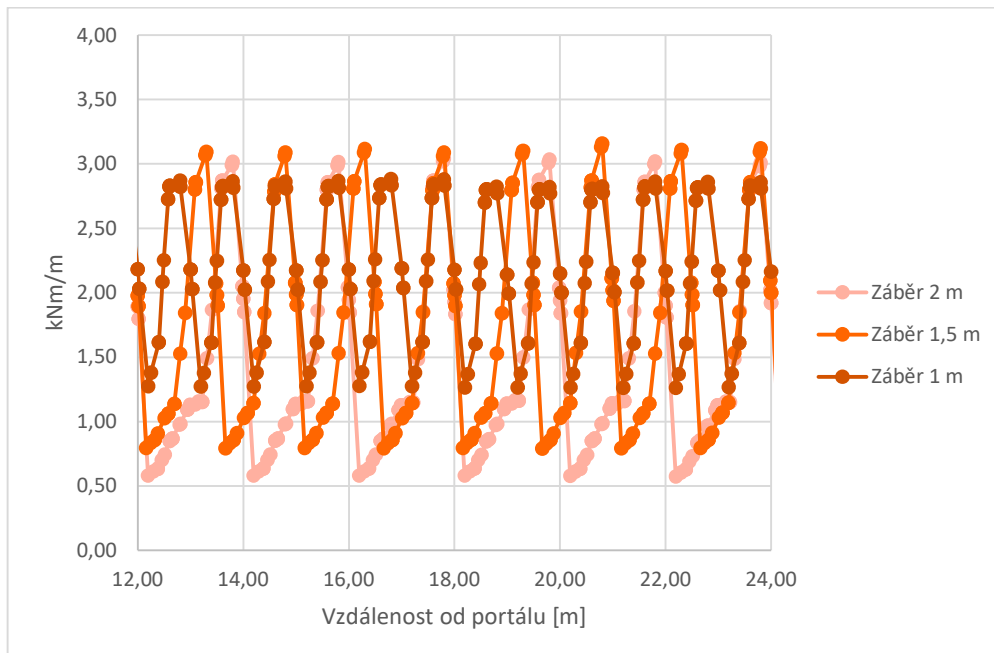
3.2.3.2 Jílovité břidlice

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 6,3	- 6,8	-7,3
Max. M [kNm/m]	2,82	2,86	2,87
Max. N [kN/m]	- 152,7	- 161,3	- 166,3
Poměr M s vlivem tuhosti	1,58	2,24	2,41
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	1,55	1,95	2,02

Tabulka 16 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, jílovité břidlice



Graf 20 Štola, jílovité břidlice, deformace ve vrcholu ostění



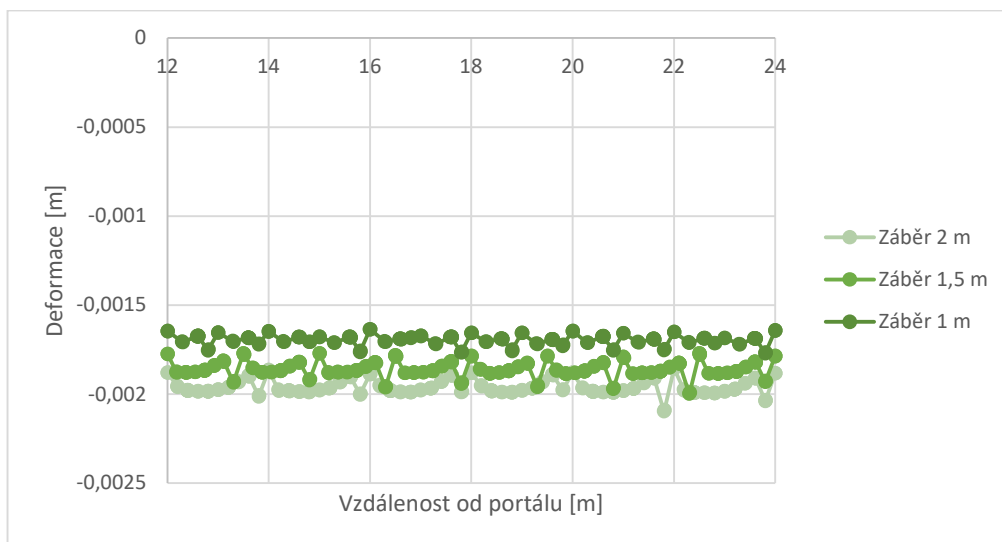
Graf 21 Štola, jílovité břidlice, ohybový moment na 4. hodině ostění



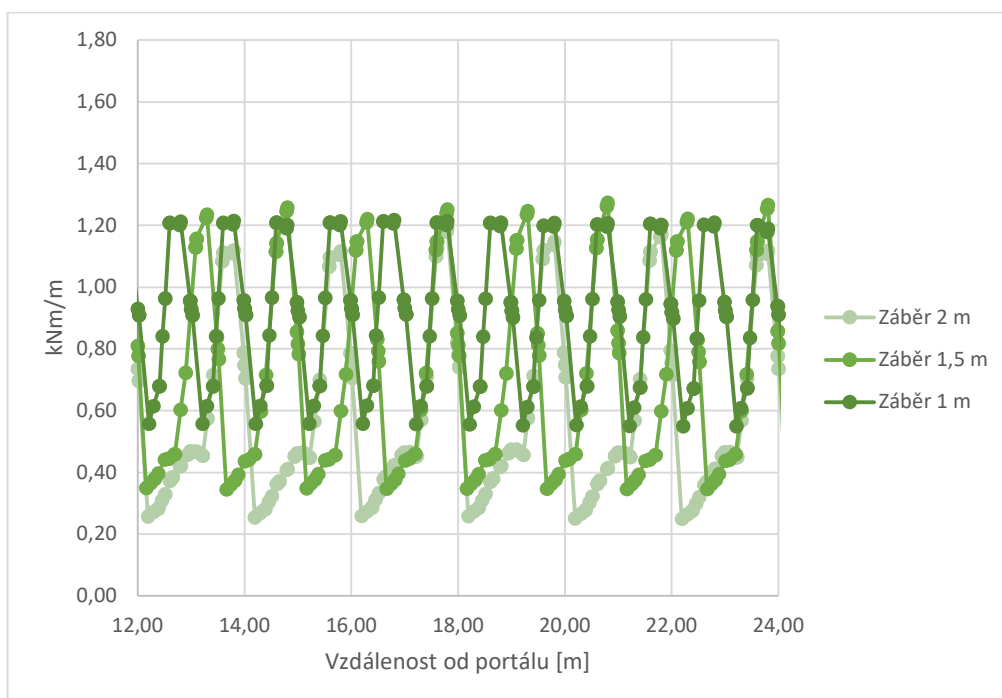
3.2.3.3 Vápence

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 1,7	- 1,9	- 2,0
Max. M [kNm/m]	1,21	1,15	1,11
Max. N [kN/m]	- 105,5	- 102,8	-101,2
Poměr M s vlivem tuhosti	1,55	2,08	2,16
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	0,65	0,76	0,75

Tabulka 17 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, vápence



Graf 22 Štola, vápence, deformace ve vrcholu ostění



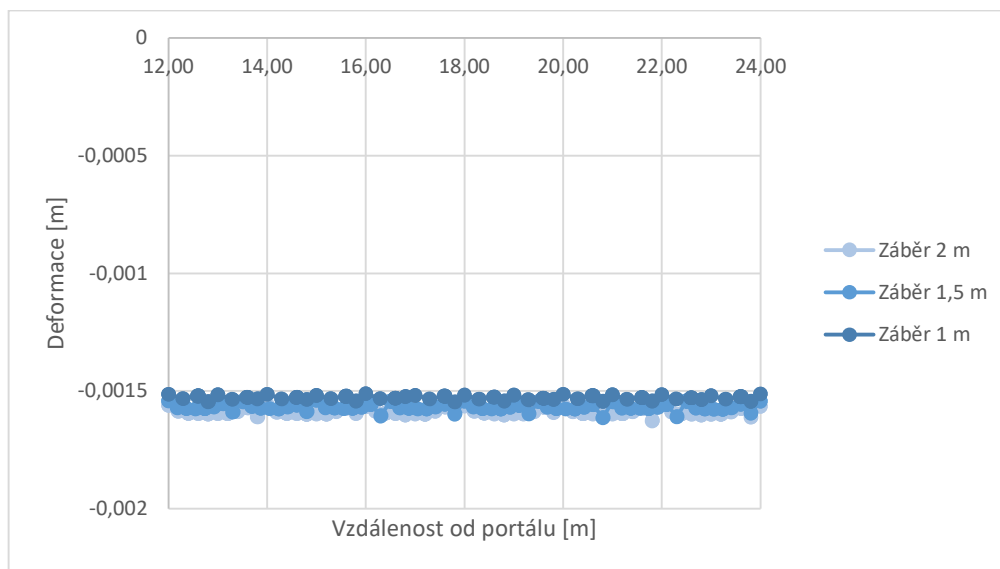
Graf 23 Štola, vápence, ohybový moment na 4. hodině ostění



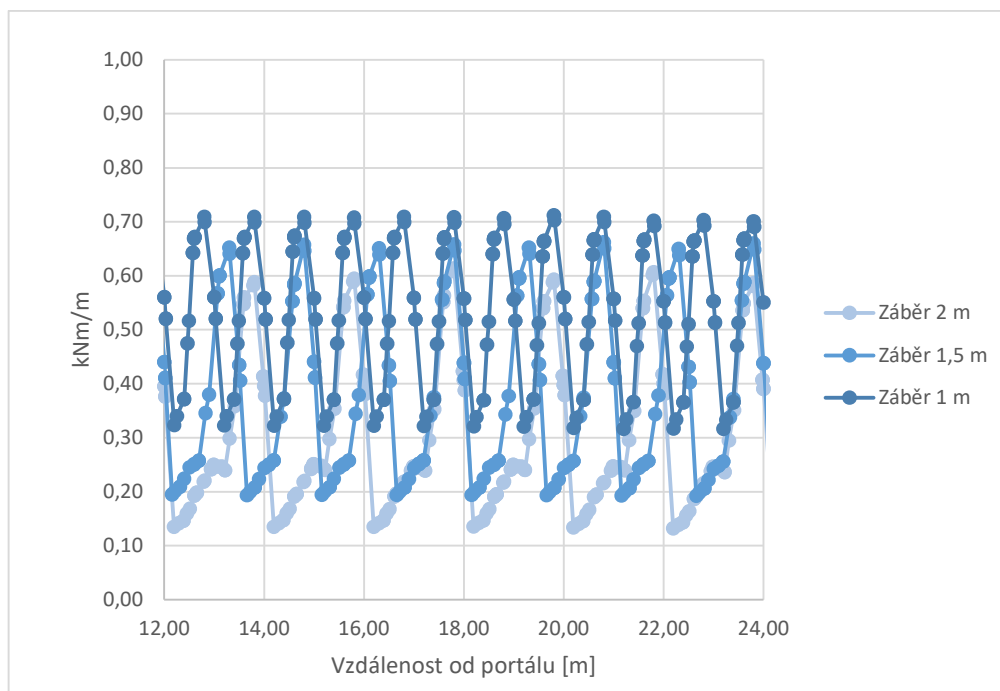
3.2.3.4 Spilit

	1 m	1,5 m	2 m
Průměrné deformace [mm]	- 1,5	- 1,6	- 1,6
Max. M [kNm/m]	0,67	0,59	0,56
Max. N [kN/m]	- 79,9	- 74,1	-70,9
Poměr M s vlivem tuhosti	1,48	1,89	2,08
Průměrný rozdíl M [kNm/m]	0,35	0,37	0,37

Tabulka 18 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, spilit



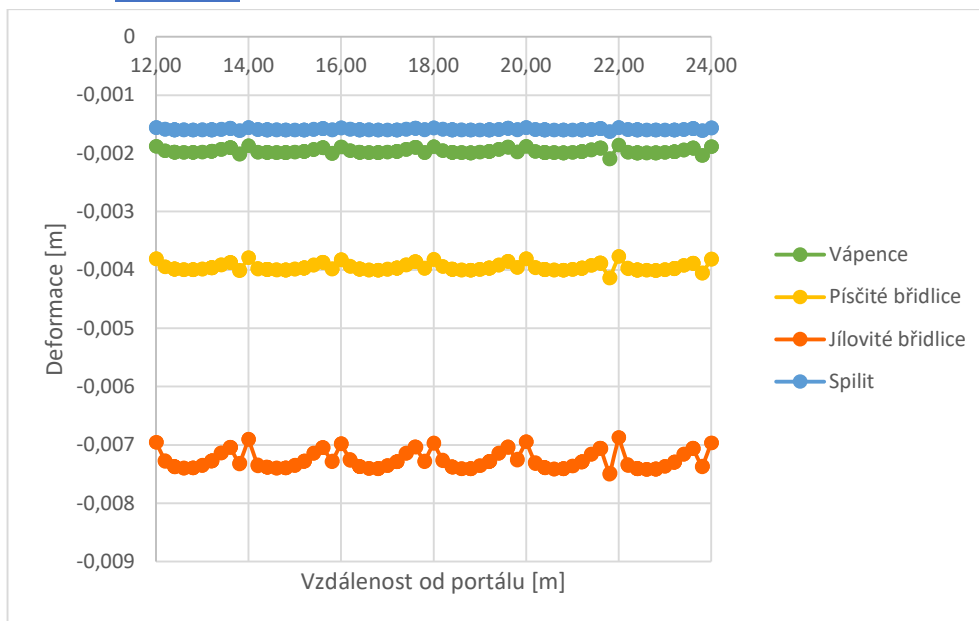
Graf 24 Štola, Spilit, deformace ve vrcholu ostění



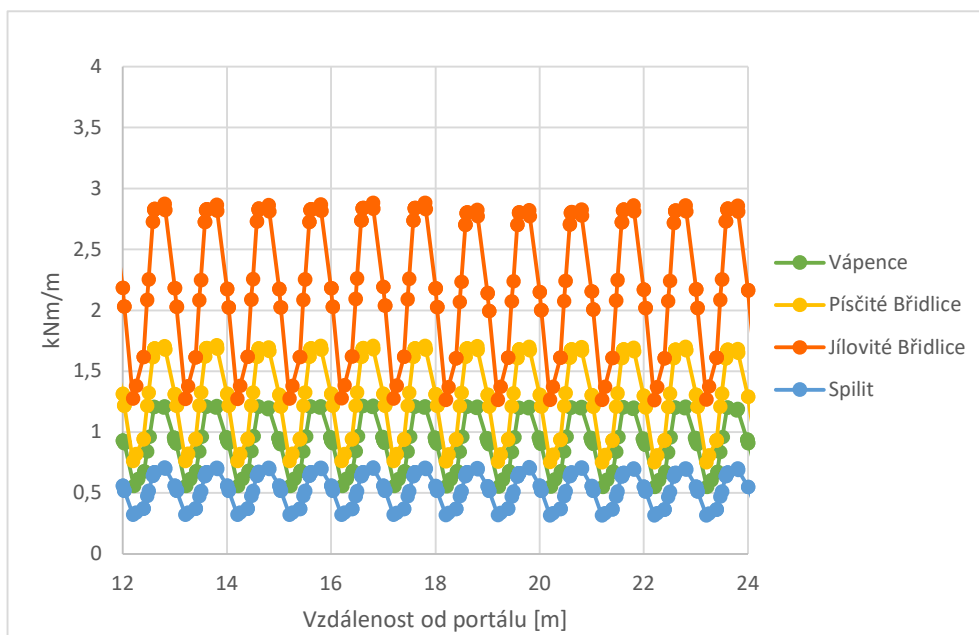
Graf 25 Štola, spilit, ohybový moment na 4. hodině ostění



3.2.3.5 Porovnání



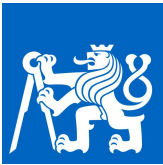
Graf 26 Štola, porovnání hornin, záběr 2 m, deformace ve vrcholu ostění



Graf 27 Štola, porovnání hornin, záběr 1 m, ohybové momenty na 4. hodině ostění

Při porovnání typů hornin lze narazit na obdobné výsledky jako při výrubu kaloty tunelu. Výpočty v horninách s horšími parametry vedou k větším deformacím i vnitřním silám. Zároveň jsou výsledky seřazeny v grafu dle velikosti od jílovitých břidlic po spilit, stejně jako v modelu kaloty tunelu.

Kromě změn, které jsou zapříčiněny menším profilem, je výraznější rozdíl v deformacích. V modelu štoly mají opět největší deformace s výraznějším odstupem jílovité břidlice. O něco menší deformace pak mají ve stejném pořadí další horniny, ale mezi spilitem a vápenci je v deformacích menší rozdíl.



3.3 Závěry vyplývající z numerických výpočtů

3.3.1 Vliv okrajových podmínek

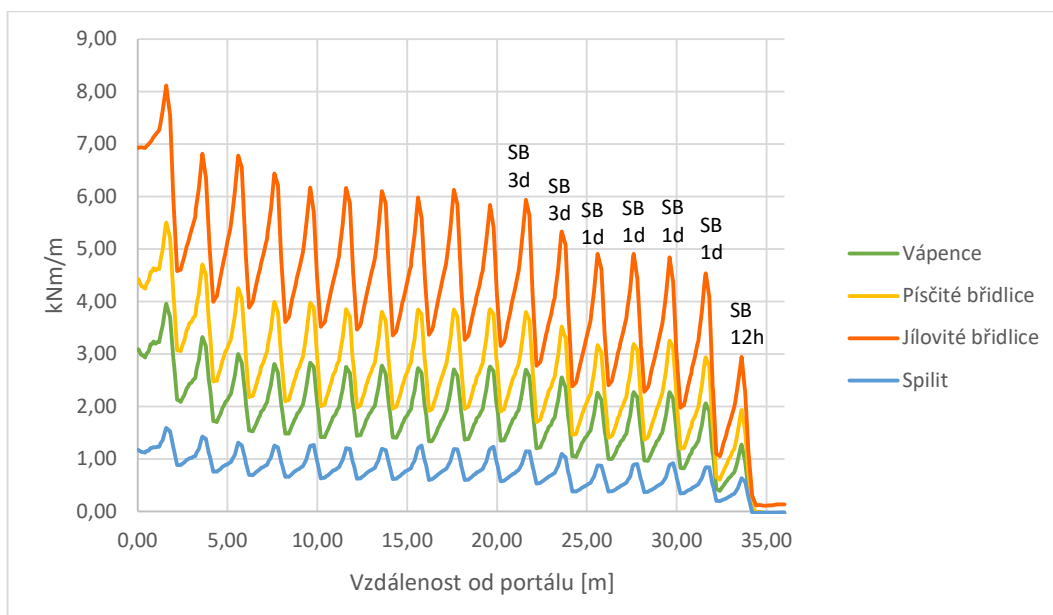
Z důvodu ovlivnění okrajovými podmínkami bylo v rámci zkoumání výsledků uvažováno pouze s deformacemi a vnitřními silami v úseku tunelu a štoly 12 až 22 m. Zde výsledky dosahovaly stabilních hodnot, a proto s nimi bylo možné dále pracovat. Úseky v okolí portálu, kde byla zahájena ražba tunelů, a v okolí čelby dosahují odlišných výsledků, což dokazují i grafy, které zobrazují průběh vnitřních sil či deformací po celé délce tunelů. Níže jsou uvedeny vybrané poznatky, které byly pozorovány.

Určit, kde už jsou vnitřní síly ovlivněny okrajovými podmínkami a kde nejsou, není úplně jednoznačné. Snadno lze sledovat například zvýšená maxima ohybových momentů v blízkosti portálu, které jsou jednoznačně vyšší. Postupně se však vzdalováním od portálu snižují, až se ustálí okolo určité hodnoty. To, kde k ustálení sil dojde, není lehké určit. Ustálení vnitřních sil není lineární, největší změny se odehrávají v okolí portálu a čelby, a poté se zmenšují.

V této práci bylo zkoumáno více vnitřních sil v různých řezech, aby mohlo být přesněji řečeno, až kam mají okrajové podmínky vliv. Zkoumán byl i průběh deformací, nicméně jejich hodnoty nebyly u portálu a čelby tolik odlišné jako u vnitřních sil. Změny deformací se pohybovaly do 20 % a nezasahovaly do takové vzdálenosti jako vnitřní síly. I když se deformace daly pozorovat, bylo zřetelněji možné pozorovat změny ve velikostech vnitřních sil.

Nejlépe pozorovatelné změny byly patrné u jílovitých břidlic. To je však dáno zejména tím, že vnitřní síly jílovitých břidlic dosahují nejvyšších hodnot a jelikož mají nejhorší materiálové vlastnosti ze všech uvažovaných hornin, reagují na změnu zatížení nejcitlivěji. V daném úseku však lze sledovat podobné chování i u ostatních hornin, jenom není tolik citlivé na změnu zatížení. Procentuální nárůsty a poklesy vnitřní sil v oblasti portálu a čelby jsou přibližně stejné u všech typů hornin. Délka úseku ovlivněná okrajovými podmínkami tedy není na typu horniny závislá.

Jak u modelu kaloty tunelu, tak i u štoly, byla pozorována odlišná délka úseku ovlivněná okrajovými podmínkami v oblasti u portálu a v oblasti u čelby. U čelby byla zpravidla delší. Při podrobnějším zkoumání je patrné, že v oblasti čelby rostou vnitřní síly nikoli logaritmicky podle jakési myšlené křivky, dle které by se přibližovaly k ustáleným hodnotám, ale rostou po stupních (viz graf 28). To je způsobeno tím, že tuhost ostění není měněna při každém záběru dle křivky nárůstu modulu pružnosti stříkaného betonu, ale modul pružnosti je měněn pouze po určitém časovém odstupu od nástřiku stříkaného betonu v daném místě ostění. V modelu je definován stříkaný beton pouze pro určité stáří. Při ražbě posledního záběru je pro tvorbu horninové klenby (ochranného prstence) podstatná tuhost primárního ostění odpovídající tomuto okamžiku. V grafu tak lze zřetelně vidět rozdíl ve velikostech sil pro stáří stříkaného betonu 12 hodin, 1 den a 3 dny. Rozdíl ve stáří 3 dny a 8 dní již nebyl při žádné délce záběru pozorován. K tomu dochází pravděpodobně tím, že primární ostění ve stáří 8 dní už je dostatečně vzdáleno od čelby a horninová klenba tvořící se v podélném směru tunelu již do této oblasti nezasahuje. Zjevné odstupňování velikosti vnitřních sil dle stáří stříkaného betonu bylo výrazně zřetelnější u modelů kaloty tunelu než u modelů štoly.



Graf 28 Tunel, porovnání záběru 2 m v celé délce tunelu, ohybový moment na 2. hodině ostění

Délka úseku ovlivněného okrajovými podmínkami modelu je výrazně odlišná u modelu kaloty tunelu a u modelu štoly. To je dáno zejména rozdílnou velikostí výrubu. Ustálení vnitřních sil u portálu trvá pro model tunelu přibližně 11 m. To platí pro záběr 2 m. Pro záběr 1,5 m je to o něco méně a to přibližně 10 m a pro záběr 1 m je to jen 8 m. U štoly dochází k ustálení vnitřních sil o něco dříve, a to už po pěti metrech při záběru 2 m. Při záběru 1,5 m jsou to tři metry a při záběru 1 m jsou to dva metry.

Pro uvedení do souvislosti s velikostí příčného řezu: Šířka výrubu kaloty odpovídá zhruba deseti metrům a šířka výrubu štoly zhruba třem a půl metru. Pokud by se výše uvedené hodnoty pro délku v úseku ovlivněného okrajovými podmínkami u portálu zprůměrovaly, vyšel by u kaloty tunelu průměr 10 m a u štoly 3,3 m. Jak je vidět, šířka výrubu přibližně odpovídá ovlivněnému úseku. Nicméně je zde i jasně patrný vliv délky záběrů, přičemž platí, že **čím delší záběr, tím je i delší úsek ovlivněný okrajovými podmínkami.**

V případě oblasti u čelby, lze konstatovat, že úsek, kde nejsou ustáleny vnitřní síly, je delší, což je dáno tím, že se zde navíc promítá vliv stárí stříkaného betonu. U tunelů je to přibližně o 3 m více. U štoly je tento nárůst ještě větší, a to o přibližně 4 m.

Závěrem lze problematiku vlivu okrajových podmínek shrnout tak, že délka úseku, který ovlivňují, je dána zejména velikostí šířky výrubu a dále délkou záběru. Délka ovlivněného úseku přibližně odpovídá šířce výrubu a současně se s délkou záběru zvětšuje, což je patrné zejména u menších profilů.

3.3.2 Změny ve velikostech vnitřních sil

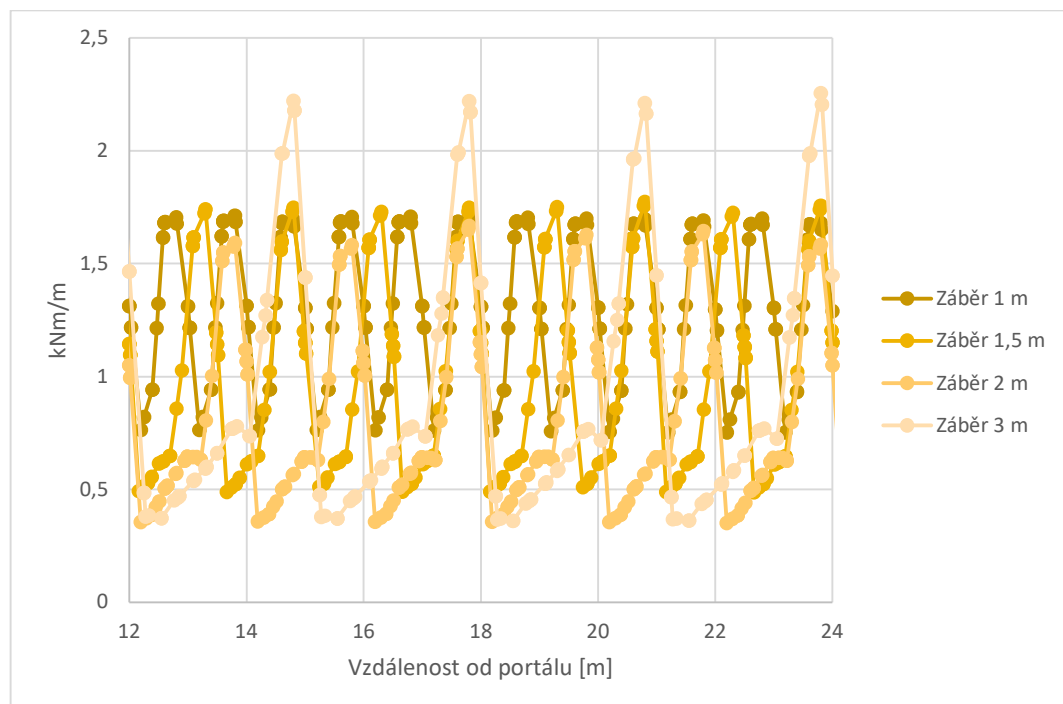
Na výslednou velikost vnitřních sil působí vícero faktorů. Jedná se o geologické prostředí, výšku nadloží, rychlost výstavby, typ horniny, velikost výrubu, délku záběru, vlastnosti primárního ostění a jistě by se dalo ve výčtu faktorů pokračovat. Pokud se omezíme na délku záběru, dají se vyzorovat dva protichůdné vlivy na velikost vnitřních sil.



První vliv je zvýšení tuhosti primárního ostění při kratším záběru. Pokud je výrub budován po kratších záběrech, dochází k hustšímu výskytu výztužných rámců, a navíc díky tvorbě menší horninové klenby (ochranného prstence) se omezují deformace, což podporuje skutečnost, že primární ostění musí přenést více vnitřních sil ze zatížení od horniny. Jedná se v podstatě o princip popsaný Fenner-Pacherovou křivkou, která popisuje chování napětí v hornině. Pokud je primární ostění vybudováno dříve a je tužší, dochází k menším deformacím, které vedou k nutnosti přenést větší namáhání horninovou tlakou, a tedy i k větším vnitřním silám v primárním ostění. Naopak pokud je primární ostění vybudováno později, hornina se více deformuje, dochází k poklesu napětí v hornině, a primární ostění tedy nemusí přenášet tak velké zatížení.

Druhý vliv je ten, že při kratším záběru je nevystrojený výrub kratší, a tudíž je nutno přenést menší zatížení od menší horninové klenby. Čím delší je nevystrojený výrub, tím delší se vytváří horninová klenba ve směru podélné osy tunelu, která je z jedné strany podepřená horninou v čelbě a z druhé strany primárním ostěním. Při větší horninové klenbě je ale nutné zachytit větší vnitřní síly, čímž vzniká větší namáhání primárního ostění.

Tyto popsané vlivy „jdou proti sobě“, a nelze tedy jednoznačně předem určit, jak se budou vnitřní síly měnit s délkou záběru. U většiny modelů platil první princip. S kratší délkou záběru byly větší vnitřní síly. To lze pozorovat v podstatě u všech modelů u ohybových momentů. U normálových sil to ale vždy neplatilo. Například u modelu tunelu s horninou jílovitých břidlic normálové síly s rostoucí délkou záběru neklesaly, ale rostly. U písčitých břidlic byly v podstatě totožné a u vápenců nejdříve při záběru 1,5 m normálové síly poklesly, a poté při prodloužení záběru na 2 m opět rostly. U jílovitých břidlic byl nárůst normálových sil pozorován i v modelu štoly. Obecně lze říci, že u hornin s horšími geotechnickými parametry lze spíše pozorovat i druhý výše popsaný princip.



Graf 29 Štola, jílovité břidlice, ohybový moment na 4. hodině ostění, porovnání se záběrem 3 m

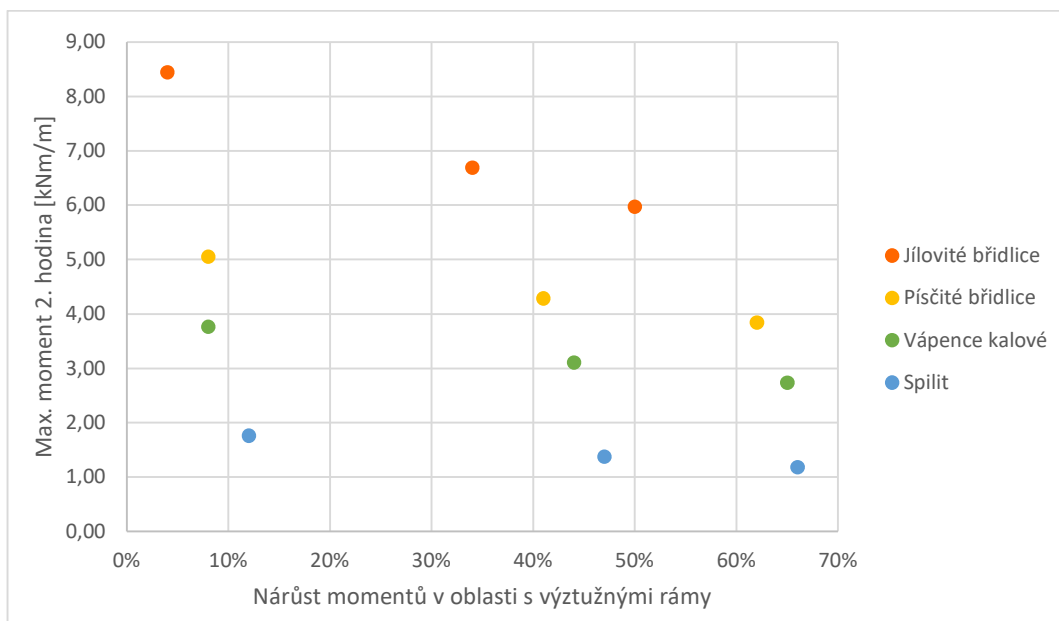


Pro prokázání toho, že při delším záběru mohou i ohybové momenty růst, byl vytvořen model štoly v písčitéch břidlicích se záběrem 3 m. Jak ukazuje předchozí graf, při delším záběru 3 m došlo k nárůstu ohybových momentů. Jakýkoliv delší záběr by tedy také přinesl větší vnitřní síly. Naopak záběr o délce 2 m má minimální ohybový moment a při dalším zkrácení tohoto záběru už dochází dle Fenner-Pacherovy křivky k tužšímu ostění, a tedy i k nárůstu vnitřních sil.

3.3.3 Statické působení výztužných rámu ve výrubu kaloty tunelu

Pro všechny typy hornin bylo umístění výztužného rámu patrné a se zkracující se délkou záběru se spolupůsobení rámu po celé délce primárního ostění zvyšovalo.

V grafu 30 jsou porovnány modely s kalotou tunelu. Každý bod v grafu znázorňuje jeden model. Na vertikální ose je zobrazena velikost maximálních ohybových momentů na druhé hodině ostění a na vodorovné ose je zobrazen procentuální přírůstek těchto ohybových momentů v oblasti výztužného rámu vůči oblasti mezi výztužnými rámy. Tento procentuální přírůstek je očištěn o změnu tuhosti způsobenou tužším ostěním v místě výztužného rámu. Pro určení míry spolupůsobení výztužných rámu se jedná o klíčovou hodnotu, která poukazuje na to, jak se vnitřní síly projeví v oblasti výztužného rámu a mimo tuto oblast. Je očekáváno, že v této oblasti budou vnitřní síly vyšší, nicméně rozdíl mezi oblastí s výztužnými rámy a bez výztužných rámu vypovídá o tom, jestli rám působí pouze lokálně, a jestli v místě, kde je uložen, zvyšuje vnitřní síly pouze díky své větší tuhosti, anebo spolupůsobí po celé délce ostění. To by znamenalo, že zvýšenou tuhost ostění lze pozorovat i v oblasti bez výztužných rámu.



Graf 30 Tunel, porovnání maximálního momentu v závislosti na jeho poměrném nárůstu v oblasti výztužných rámu

Cílem grafu bylo zjistit, jak se jednotlivé horniny chovají s výztužnými rámy při různých délkách záběrů a jaký vliv mají na spolupůsobení výztužných rámu. Zároveň bylo vyloučeno, že procentuální nárůst momentů s výztužnými rámy přímo souvisí s velikostí zatížení. To by znamenalo, že například pro procentuální nárůst ohybových momentů 10 % by odpovídala jedna velikost ohybových momentů na druhé hodině ostění. Je však



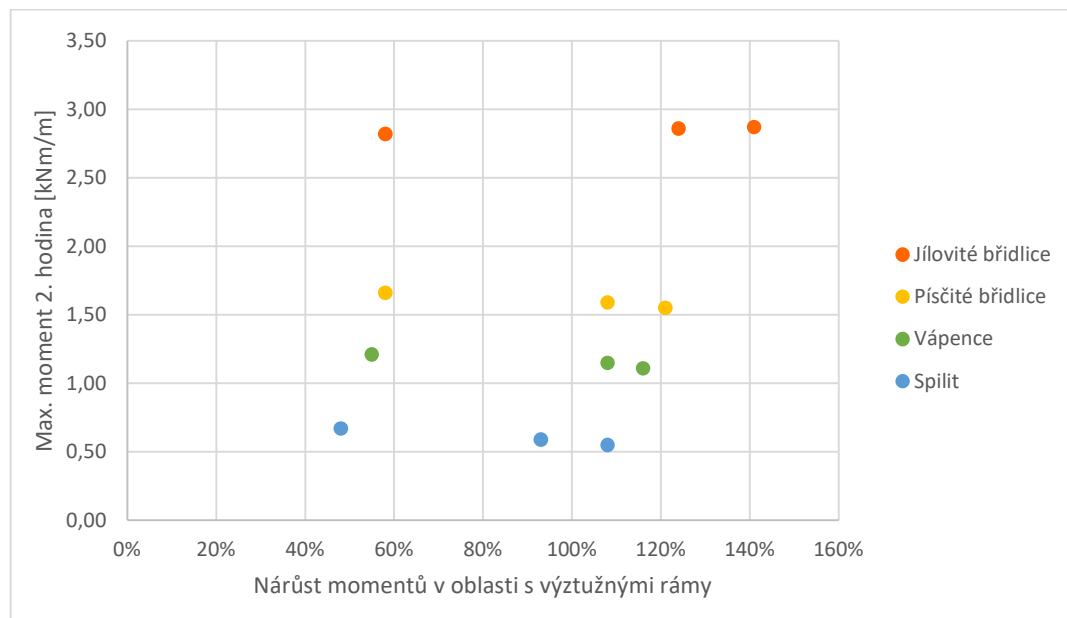
zřejmé, že pro přibližně desetiprocentní nárůst vychází pro různé typy hornin různé ohybové momenty. Z toho lze vyvodit vliv typu horniny na velikost vnitřních sil, což bylo očekáváno a potvrzuje to správnost numerických výsledků. Horniny s lepšími materiálovými vlastnostmi vytváří v hornině menší horninovou klenbu (ochranný prstenec), a tudíž je ostění namáháno menšími silami.

Z grafu jsou patrné i rozdíly pro míru spolupůsobení výztužných rámu. Zásadně je vidět rozdíl mezi délkami záběrů. Pro záběr 1 m byl procentuální přírůstek nejnižší a pro všechny horniny vychází v průměru okolo 8 %. V grafu se to projeví body, znázorňujícími různé horniny, seřazenými zhruba vertikálně pod sebou. Pro delší záběry jsou procentuální přírůstky výrazně vyšší. Pro záběr 1,5 m je nárůst momentů v oblasti s výztužnými rámy v průměru 42 % a pro záběr 2 m je 61 %. Pokud by záběry byly delší, lze očekávat, že procentuální nárůst by stále rostl, až by se ustálil na určité hodnotě, při které už by výztužné rámy byly tak daleko od sebe, že změna jejich vzdálenosti by v rozložení vnitřních sil po délce ostění nevyvolala žádnou změnu.

Další pozorovaný vliv je závislost spolupůsobení výztužných rámu na typu horniny. Pro všechny délky záběrů vychází, že výztužné rámy ve slabších horninách více spolupůsobí s horninou po celé délce ostění. Procentuální změny vnitřních sil v oblasti s výztužným rámem a bez rámu jsou zde nižší. Naopak v lepších horninách (ve spilitech) jsou rozdíly vyšší, a tudíž nedochází k takovému spolupůsobení jako například u jílovitých břidlic. Tento rozdíl však není příliš velký a s kratší délkou záběru se snižuje.

Výsledky ukazují, že typ horniny má vliv na spolupůsobení výztužných rámu, nicméně není tolik zásadní, jedná se o rozdíly v řádu procent. O něco lepší spolupůsobení je pozorováno u hornin s horšími geotechnickými parametry. Naprosto **dominantní vliv na spolupůsobení výztužných rámu se zbytkem ostění má délka záběru.**

3.3.4 Statické působení výztužných rámu ve výrubu štoly



Graf 31 Štola, porovnání maximálního momentu v závislosti na jeho poměrném nárůstu v oblasti výztužných rámu

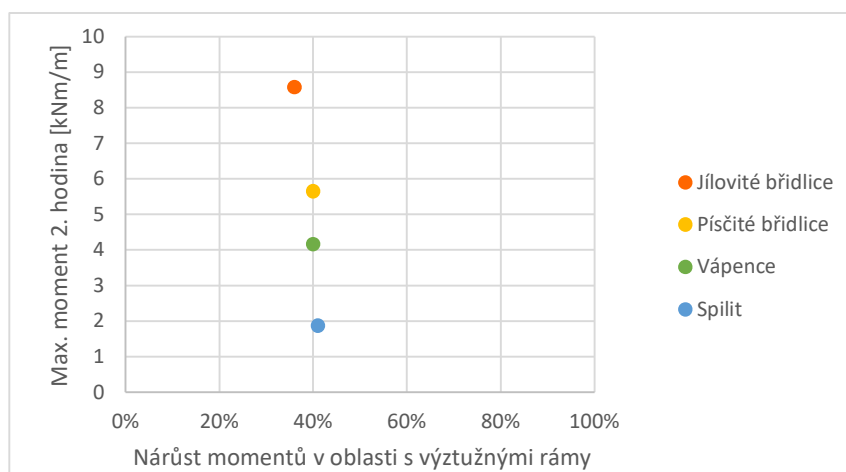
V dalším textu jsou prezentovány výsledky výpočtů v modelu se štolou, jejíž výrub je podstatně menší než u kaloty tunelu. Tomu odpovídají i nižší vnitřní síly a deformace.



V grafu 31 je podobně jako pro výrub kaloty tunelu znázorněna závislost maximálního ohybového momentu na procentuálním nárůstu momentu v oblasti výztužného rámu. Na první pohled jsou zřetelné již dříve zmíněné nižší maximální ohybové momenty a výrazně vyšší nárůst vnitřních sil v oblasti s rámy vůči oblastí bez rámu, a to pro všechny délky záběrů.

Opět je možné sledovat rozdíly mezi jednotlivými záběry. Záběr 1 m si od zbylých záběrů udržuje výraznější odstup. Procentuální nárůst ohybových momentů v místě výztužných rámu se zde pohybuje od 48 % do 58 %. Pro záběr 1,5 m je to 93 až 124 % a pro záběr 2 m je to 108 % až 141 %. Jedná se až o více než dvojnásobné nárůsty vnitřních sil. Z těchto vysokých rozdílů lze vyvozovat nízký vliv výztužných rámu na oblast ostění mezi výztužnými rámy.

V grafu 31 lze také pozorovat vliv horniny. Pro záběr 1,5 m a 2 m se dokonce některé procentuální nárůsty vnitřních sil v oblasti výztužných rámu překrývají, a lze tak například u spilitu najít menší nárůst pro záběr 2 m než pro jílovité břidlice v záběru 1,5 m. Obecně se nezávisle na délce záběru ukazuje, že při hornině s horšími geotechnickými parametry dochází k většímu rozkmitu vnitřních sil, a tedy k menšímu spolupůsobení výztužných rámu i v oblasti mezi rámy. V lepších horninách (např. ve spilitu) se síly rozkládají po ostění rovnoměrněji a dochází zde k lepšímu spolupůsobení. **Jedná se však o zcela opačný trend vlivu horniny než u modelu s kalotou tunelu.** Proto byly provedeny další výpočty.



Graf 32 Štola, porovnání maximálního momentu v závislosti na jeho poměrném nárůstu v oblasti výztužných rámu, pro zvýšené zatížení, záběr 1 m

Pro záběr 1 m byl model štoly upraven. Na povrch terénu bylo přidáno přitížení o hodnotě 1000 kN/m², které bylo uvažováno jako plošné přitížení. Nadloží štoly tedy zůstalo stejné, cílem bylo zabránit změně velikosti horninové klenby. Poté byly provedeny výpočty pro všechny čtyři typy hornin. Následně byly zkoumány vnitřní síly, zejména byly analyzovány poměry momentů v oblasti s výztužnými rámy a bez rámu. V grafu 32 jsou obdobně jako v předešlých grafech znázorněny maximální ohybové momenty v závislosti na procentuálním nárůstu ohybových momentů v oblasti s výztužnými rámy.

Zaznamenány byly tyto změny: S nárůstem vnitřních sil v důsledku přitížení došlo k lehkému poklesu procentuálních nárůstů ohybových momentů v oblasti s rámy. Pro



všechny horniny se pohybovaly okolo 40 %. Zároveň nejnižší procentuální nárůst vykazovaly jílovité břidlice a nejvyšší spilit, což je podobný trend vlivu horniny jako u modelu tunelu.

Tato změna může naznačovat, že původní opačný trend v modelu štoly by mohl být způsoben nízkými hodnotami vnitřních sil. Znamená to, že pokud by zatížení výrubu bylo větší, chovalo by se primární ostění v závislosti na hornině jako v modelu tunelu. Současně je nutné konstatovat, že pro průkaznost tohoto tvrzení by bylo potřeba provést více výpočtů. Vliv horniny na spolupůsobení výztužných rámu tedy není z výsledků jasně určitelný, což poukazuje na komplexnost problematiky spolupůsobení výztužných rámu.

Při porovnání modelu štoly a kaloty tunelu je zřejmé, že vnitřní síly v modelu štoly mají výrazně větší rozkmit a jejich hodnoty se mění v podélném směru více než u modelu kaloty tunelu. To by se dalo vysvětlit tím, že při menším výrubu se celkově geometrie tunelu zmenší, nicméně délka záběrů zůstane zachována. Celkově je geometrie menší, ale výztužné rámy jsou stále stejně daleko. Ostění se poté jeví jako méně homogenní. Pro představu: Šířka výrubu štoly je přibližně třikrát menší než šířka výrubu kaloty tunelu. Aby byla zachována odpovídající hustota výztužných rámu, musely by tedy rámy být třikrát blíže. Je to sice velice zjednodušená představa, kterou lze asi těžko takto jednoduše dokázat, nicméně ukazuje na trend, ke kterému zmenšením výrubu dochází. Více k vlivu velikosti výrubu je popsáno v kapitole 3.3.6.

Dalším důvodem pro větší poměr ohybových momentů v místě výztužných rámu a v oblasti bez rámu by mohla být menší tloušťka primárního ostění. Menší obsah stříkaného betonu způsobí, že přídavek tuhosti od rámu je procentuálně vyšší než u ostění tloušťky 300 mm. Sice jsou vnitřní síly očištěny o tento vliv (jak je popsáno v kapitole 3.1.5), nicméně i tak to může mít dopad na výsledky.

Také je nutné zmínit, že vnitřní síly jsou výrazně menší než v profilu kaloty tunelu a dosahují opravdu nízkých hodnot. Rozložení sil po primárním ostění sice jistě odpovídá realitě, nicméně pro porovnání ohybových momentů v místě s výztužnými rámy a bez rámu by bylo vhodnější mít vyšší síly, u kterých by byl vliv numerické chyby a dalších případných vlivů menší.

Pro shrnutí lze konstatovat, že **ve štole dochází ke slabému spolupůsobení výztužných rámu** na přenosu vnitřních sil po celé délce primárního ostění. Vliv horniny byl také zaznamenán, nicméně je z nevyjasněného důvodu opačný než u výrubu kaloty tunelu.

3.3.5 Vliv délky záběru

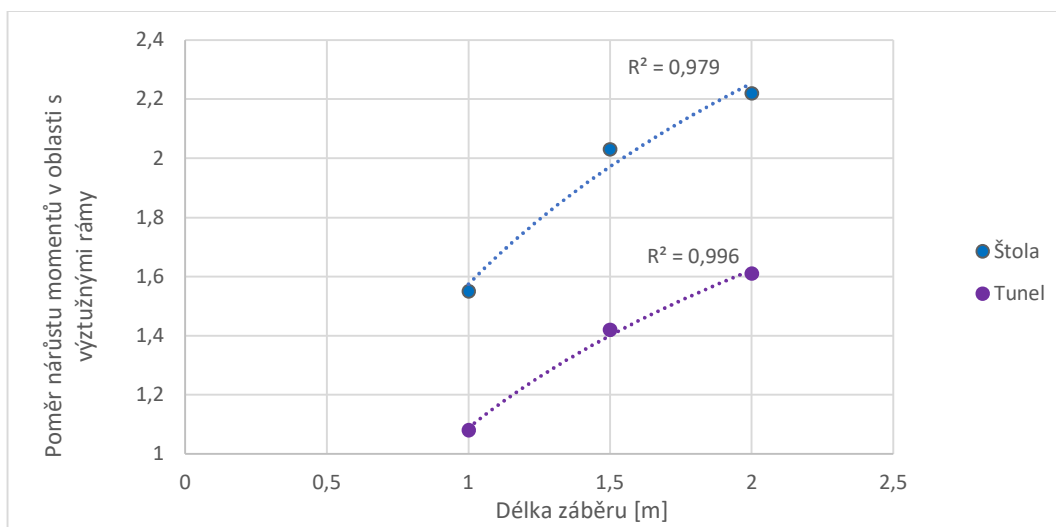
U výrubu kaloty tunelu i štoly, nezávisle na typu horniny, bylo zjištěno, že při záběru 1 m dochází k výraznému snížení rozdílů maxima a minima vnitřních sil v oblasti s výztužným rámem a bez rámu. V modelu s kalotou tunelu byl průměrný nárůst ohybových momentů, očištěných o vliv vyšší tuhosti, v oblasti výztužného rámu při záběru 1 m 8 %. Při záběru 1,5 m to bylo v průměru 42 %, tedy o 34 % více než při záběru 1 m. Pokud by ale nárůst pokračoval stejným tempem, mělo by být v záběru 2 m dosaženo opět hodnoty přibližně o 34 % vyšší, tedy hodnoty 76 %. Nicméně nárůst ohybových momentů v oblasti výztužných rámu při záběru 2 m je v průměru pouze o 19 % vyšší a dosahuje hodnoty 61 %. Přitom se jedná opět o záběr o 0,5 metru delší.

Menší rozdíl mezi záběrem 1,5 m a 2 m lze sledovat také u modelu štoly.



Z tohoto chování vyplývají dva závěry: Hodnoty nárůstu vnitřních sil v oblasti s výztužnými rámy v podélném řezu tunelu budou mít tendenci se s delším záběrem zkracovat až se v podstatě ustálí na určité hodnotě. To znamená, že například mezi záběry o délce 4,5 m a 5 m už bude rozdíl v hodnotách minimální. Za druhé to znamená, že při záběru 1 m dochází k výrazně tužšímu chování primárního ostění, což se projevuje i lepším spolupůsobením výztužných ráků po celé délce ostění v modelu kaloty tunelu. V modelu štoly se sice primární ostění chová také výrazně jako více tuhé, nicméně vliv výztužných ráků na oblast mezi ráky je výrazně nižší.

Při seřazení poměrů momentů v oblasti s výztužnými ráky a bez výztužných ráků (s uvážením rozdílných tuhostí) podle délky záběru získáme následující graf, který zobrazuje model kaloty tunelu i štoly. Jednotlivé body v grafech znázorňují zmiňovaný poměr momentů při dané délce záběru, přičemž se jedná o průměrnou hodnotu poměrů momentů, která byla spočítána z poměrů momentů různých typů hornin pro daný záběr. Pokud tyto body spojíme, zjistíme, že se nejedná o lineární závislost. Změna v poměrech se s delším záběrem snižuje dle logaritmické křivky. To, že se jedná o vhodnou křivku pro proložení těchto bodů dokazuje i vysoký koeficient determinace, který se blíží jedné.



Graf 33 Porovnání závislosti poměrů nárůstu momentů v oblasti s výztužnými ráky na délce záběru pro model tunelu a štoly

Obecnou platnost této závislosti by bylo vhodné prokázat na více délkách záběrů. Vzhledem k tomu, že už byl vytvořen i model štoly v písčitéch břidlicích se záběrem 3 m, byla závislost nárůstu poměrů také porovnána v samostatně vytvořeném grafu pro model štoly v písčitéch břidlicích. Pro záběr 3 m vycházel poměr momentů 2,44. Při proložení bodů grafu logaritmickou křivkou vyšel koeficient determinace 0,981, což potvrzuje předpoklad vzešlý z kratších záběrů.

Lze tedy konstatovat, že **s rostoucí délkou záběru roste poměr momentů v oblasti s výztužnými ráky a bez ráku přibližně podle logaritmické křivky**. V delších záběrech už tedy rozdíly budou minimální. Naopak s kratším záběrem budou rozdíly vyšší, což se ukázalo v modelu kaloty tunelu i štoly. Nicméně pokud bude záběr zkracován, mělo by se při určité délce dosáhnout hodnoty poměrů momentů 1.

Poměr ohybových momentů při hodnotě 1 znamená, že momenty v oblasti s výztužnými ráky a v oblasti bez výztužných ráků si jsou rovny. Pokud by poměr



momentů klesnul pod hodnotu 1, znamenalo by to, že moment v oblasti bez výztužných rámu je větší než moment v místě výztužného rámu. To by pak ale vzhledem k vyšší tuhosti primárního ostění v oblasti výztužného rámu nedávalo smysl.

V grafu 33 je také pozorovatelné, že logaritmická křivka dosáhne u tunelu hodnoty 1 při delším záběru než u štoly. Je to dané tím, že poměr ohybových momentů je v modelu štoly při všech záběrech vyšší, což je způsobeno menší velikostí výrubu. Znamená to, že logaritmická křivka u štoly bude mít počátek při kratším záběru.

Počátek logaritmické křivky by neměl být při kratším záběru menší než 0,5 m a to z toho důvodu, že pokud by byl záběr takto dlouhý, znamenalo by to, že výztužné rámy budou budovány jeden vedle druhého, a tudíž by byly v podstatě „součástí“ ocelových sítí primárního ostění a oblast mezi rámy už by byla natolik malá, že by v podstatě neexistovala. Navíc se jedná o teoretickou úvahu, protože takto krátké záběry se v praxi z technologických důvodů obvykle nedělají.

Pokud bychom čistě matematicky prodloužily křivky v grafu 33 až k hodnotě poměru 1, zjistili bychom, že logaritmická křivka pro štolu začíná při záběru 0,52 m a pro tunel při záběru 0,91 m. Když je záběr kratší než tyto hodnoty, poměr momentů zůstává na hodnotě 1, což znamená, že jsou výztužné rámy natolik blízko, že jejich tuhost přispívá k celkové tuhosti ostění po celé podélné délce výrubu. Díky tomu lze výztužné rámy uvažovat jako součást homogenního ostění a je dle těchto výsledků teoreticky možné jejich ocel zahrnout do statického posudku primárního ostění pomocí interakčního diagramu.

Dále je také na pováženu, zda se při záběru 1 m v modelu kaloty tunelu, kde se poměr momentů pohybuje okolo 1,08, nejedná o numerickou chybu a zda již tato hodnota není natolik blízka 1, že by se dalo uvažovat, že i při záběru 1 m se výztužné rámy chovají jako součást homogenního primárního ostění. Poměr momentů o přesné hodnotě 1 je totiž teoretická úvaha, která v komplikovaném modelu MKP nemusí být dosažitelná.

Samozřejmě je otázkou, do jaké hodnoty poměru momentů lze tvrdit, že výztužné rámy se chovají jako součást homogenního ostění, kdy je s nimi ještě možné ve statickém posudku počítat a kdy ne. Na grafech je sice zřejmé, že byly spočítány výsledky pouze pro záběry 1 m, 1,5 m a 2 m, ale nárůst poměru momentů v oblasti s výztužnými rámy probíhá dle logaritmické křivky nikoliv skokově.

Poměr momentu výztužného rámu může mít zároveň i další význam. Kromě toho, že vypovídá o poměru zvýšených ohybových momentů v oblasti s rámem a bez rámu, dá se z něho také vyčíst, o kolik jsou ohybové momenty v oblastech bez rámu menší, což je v podstatě převrácená hodnota poměru ohybového momentu. Matematický zápis by vypadal takto:

$$M_{\text{bez rámu}} = \frac{M_{\text{s rámem}}}{X}$$

kde X je poměr ohybových momentů v oblasti s výztužnými rámy a bez rámu.

Pokud by toto platilo, znamenalo by to, že oblast mezi výztužnými rámy stačí navrhovat na nižší vnitřní síly. Návrh by nemohl být na minimální vnitřní síly, které jsou v poměru momentů uvažovány. Jak je patrné z grafů ohybových momentů v podélném řezu, momenty jsou na minimálních hodnotách pouze v určitém úseku a směrem k výztužným ráům rostou. Nicméně dalo by se uvažovat, že vnitřní síly v oblasti mezi výztužnými



rámy nedosahují maximálních hodnot jako v místech výztužných ráků, a tudíž není nutné počítat s maximálními hodnotami, které by mohly být částečně poníženy dle výše uvedeného vzorce. Je ale nutné vzít v úvahu, že je zde pořád prezentován zjednodušený teoretický model, který počítá s homogenním prostředím, a tedy vylučuje lokální namáhání primárního ostění poruchami v hornině.

3.3.6 Vliv velikosti výrubu

Z výše prezentovaných výsledků je zřejmé, že velikost výrubu má významný vliv na spolupůsobení výztužných ráků v primárním ostění. Model štoly má ve všech případech výrazně vyšší poměr ohybových momentů v místě výztužných ráků a v oblasti mezi ráky. Zatímco u modelu kaloty tunelu se může uvažovat, že se při záběru 1 m výztužné ráky chovají jako součást homogenního ostění, ve štole už je poměr momentů natolik vysoký, že o takovém spolupůsobení výztužných ráků nelze bezpečně uvažovat.

Velice zajímavá je závislost šířky výrubu a poměru momentů. Šířka výrubu štoly je přibližně třikrát menší než šířka výrubu kaloty tunelu. Pokud se procentuální nárůst momentů u štoly vydělí třemi, jak ukazuje následující tabulka, dostaneme tyto hodnoty:

	Záběr 1 m	Záběr 1,5 m	Záběr 2 m
Štola (procentuální nárůst momentů vydělený třemi)	18 %	36 %	41 %
Tunel	8 %	42 %	61 %

Tabulka 19 Procentuální nárůst ohybových momentů v oblasti s ráky s uvážením menšího výrubu štoly

Jak je vidět, rozdíly mezi procentuálním nárůstem momentů v modelu štoly a v modelu tunelu po vydělení třemi již nejsou tak velké.

Samozřejmě jsou mezi štolou a tunelem stále značné rozdíly, což je dáno tím, že mezi šířkou výrubu a procentuálním nárůstem momentu v oblasti s ráky není lineární závislost. Rozdíl mezi záběrem 1,5 m a 2 m je ve štole výrazně menší. V grafu 33 je vidět logaritmická křivka pro štolu a pro tunel, přičemž křivka štoly začíná o něco dříve, při kratším záběru. Proto v modelu štoly rozdíly mezi jednotlivými záběry již nejsou tak velké, protože zkoumané záběry jsou již na logaritmické křivce dále, kde křivka tolik neroste. Naproti tomu křivka pro tunel teoreticky začíná jen o něco málo před 1. metrem, a proto vykazuje větší rozdíly v procentuálních přírůstcích momentů v oblasti ráku při různých záběrech.

Dát do souvislosti poměr momentů a šířku výrubu pouhým podílem šířek výrubů je samozřejmě značně zjednodušující. Realita je komplikovanější. Z předešlých výsledků vyplývá, že se jedná o logaritmickou závislost, navíc by se mohlo projevit více vlivů než pouze šířka výrubu. Vytvořit však souvislost mezi velikostí výrubu (vyjádřenou šířkou nebo například plochou) by mohlo být dalším krokem pro pochopení principu spolupůsobení výztužných ráků. V této práci ale byly vytvořeny pouze dva typy výrubu, a tudíž není možné vyvodit jasné závěry, které by přesněji popisovaly závislost spolupůsobení výztužných ráků na velikosti výrubu. Zpracování výpočtů pro větší počet výrubů však značně přesahuje rámec diplomové práce.



4 Závěr

Diplomová práce se zabývá problematikou vyztužení primárního ostění ražených podzemních staveb pomocí výztužných rámu. Pro řešení, jak výztužné rámy působí v primárním ostění, byly vytvořeny 3D modely, na kterých byly provedeny statické výpočty pomocí metody konečných prvků.

První část práce se zabývá softwary pro MKP a dalšími aspekty, které souvisí s numerickými výpočty pomocí MKP. V této části práce jsou porovnány dva komerční softwarové programy Cesar 3D a Plaxis 3D. V nich je vytvořen totožný 3D model, na kterém jsou provedeny numerické výpočty. Výsledky jsou následně porovnány. Deformace vykazují podobné hodnoty v obou softwarech, napětí v hornině je také srovnatelné, ale výsledky vnitřních sil jsou rozdílnější.

Největším problémem jsou lokální extrémy některých vnitřních sil v Cesaru 3D, které se navíc vyskytují na neočekávaných místech primárního ostění. Objasnění tohoto problému nepřináší ani podrobnější model, který navíc vyžaduje vysoké nároky na hardware počítače. Proto byl v práci dále využit software Plaxis 3D.

Plaxis 3D je více uživatelsky přizpůsoben pro efektivní modelování geotechnických podmínek, nicméně v Cesaru 3D má uživatel k dispozici podrobnější nastavení a má průběh numerických výpočtů více pod kontrolou, což je u MKP podstatné.

Obecně největším problémem MKP je její obtížná kontrolovatelnost. Uživatel zadá do softwaru spoustu parametrů a nastavení, spustí výpočet, a poté bez jakýchkoliv mezikroků vidí výsledek. I proto by bylo vhodné pro problematiku spolupůsobení výztužných rámu v primárním ostění vytvořit další modely. V této práci je primární ostění modelováno jako dvourozměrný prvek stříkaného betonu a jako jednorozměrný prvek simulující chování výztužného rámu. Ověření výsledků a závěrů numerických 3D modelů by mohlo být provedeno pomocí modelů, které popíší chování primárního ostění s výztužnými rámy jinak, například jak bylo popsáno v kapitole Primární ostění na straně 31.

V druhé části práce je vytvořeno celkem 8 modelů, na kterých jsou provedeny numerické výpočty s cílem prověřit spolupůsobení výztužných rámu. Ve výsledcích jsou zkoumány různé vlivy na změnu chování horninového prostředí a primárního ostění, které jsou v následujících odstavcích shrnuty.

Největší vliv na rozložení vnitřních sil v podélném směru primárního ostění a na spolupůsobení výztužných rámu má délka záběru a velikost výrubu. **U délky záběru platí, že čím kratší je záběr, tím jsou rozdíly mezi vnitřními silami v místě výztužného rámu a v oblasti bez něj nižší, a dochází tedy k homogennějšímu chování primárního ostění. Tato závislost není lineární. Předpokládá se, že do určité délky záběru, která se odhaduje pro štolu 0,5 m a pro tunel 0,9 m, se primární ostění chová homogenně, a teoreticky tedy není rozdíl mezi vnitřními silami (očištěnými o rozdílnou tuhost) v oblasti s výztužnými rámy a bez nich. Poté se od určité délky začne poměr momentů v místě s výztužným rámem a bez rámu zvětšovat dle logaritmické křivky. Nejdříve se tedy bude jednat o prudší nárůst poměrů momentů, který se ale při delších délkách záběrů bude snižovat.**



V tunelu při záběru 1 m dochází k nárůstu ohybových momentů v místě rámu přibližně o 8 %. Jedná se o velmi malý nárůst, proto lze uvažovat, že se primární ostění chová jako homogenní. Do jaké délky záběrů toto tvrzení platí není možné z výpočtů v této práci přesně určit, ale pro záběr 1,5 m je nárůst vnitřních sil v místě rámu již o 42 %, a nelze tedy chování primárního ostění považovat za homogenní.

Při delších záběrech lze uvažovat, že oblast primárního ostění mezi výztužnými rámy je namáhána méně než v oblasti rámu. Proto by bylo v těchto případech správné při návrhu primárního ostění částečně snížit velikosti vnitřních sil dle jejich poměru v místě výztužného rámu a v oblasti mezi rámy a posoudit ostění bez uvažování výztužného rámu.

Z modelů zároveň vyplývá, že ve větším výrubu (kalota tunelu) dochází k lepšímu spolupůsobení výztužných rámu i v oblasti mezi rámy, a to ve všech délkách záběrů. Vzhledem k pouze dvěma druhům profilů však nelze říci, o jakou závislost se jedná, ale při větších profilech bude spolupůsobení pravděpodobně lepší.

V modelech jsou také simulovány různé geotechnické podmínky. V modelu kaloty tunelu vychází, že výztužné rámy lépe spolupůsobí v horninách s horšími geotechnickými parametry. Nicméně v modelu štoly dochází k opačnému trendu. Jedná se o komplikovanou problematiku, na kterou má vliv vícero faktorů, jenž nelze omezeným množstvím modelů a výpočtů v této práci objasnit.

V modelech jsou pozorovány také vlivy, které přímo se spolupůsobením výztužných rámu nespojují. Jedná se o změnu vnitřních sil (nezávisle na výztužných rámech) v závislosti na délce záběru a o vliv okrajových podmínek modelů na výsledky MKP. Bylo zjištěno, že dosah vlivu okrajových podmínek je určen v podélném směru podzemního díla zhruba šířkou výrubu a dále je také ovlivněn délkou záběru. Čím delší je záběr, tím větší je oblast ovlivněná okrajovými podmínkami.

Další výzkum problematiky spolupůsobení výztužných rámu by se mohl zabývat návrhy zmíněnými v následujících odstavcích:

Ověření závislosti na délce záběru vyplývající z této práce na jiných modelech, kde je primární ostění modelováno jiným způsobem. V úvahu také připadá jiný materiálový model hornin, případně jiná metoda než MKP, která bude lépe simulovat nehomogenní prostředí horninového masivu, zejména u velmi porušených hornin (například metoda oddělených prvků).

Dalším bodem zájmu by mohl být vliv velikosti výrubu. Při vytvoření více profilů by mohla být zkoumána závislost poměru momentů v oblasti s výztužnými rámy a bez rámu na velikosti profilu.

Nejasný také zůstává vliv geologických podmínek. Vhodné by bylo vyzkoušet různé geologické podmínky v jiných modelech. Dále existují faktory, které jistě mají na distribuci vnitřních sil vliv a nebyly v této práci zkoumány. Jedná se například o tloušťku primárního ostění, rychlost výstavby podzemního díla nebo velikost nadloží. Může se například stát, že při nízkém nadloží, kdy se nevytvoří horninová klenba, bude spolupůsobení výztužných rámu v primárním ostění odlišné.



5 Použité zdroje

5.1 Bibliografie

1. Univ.-prof.Dr.-Ing. habil. Thomas-Peter Fries. *The FEM in a nutshell*. Graz : Institute of Structural Analysis TU Graz, 2022/23.
2. Univ.-prof.Dr.-Ing. habil. Thomas-Peter Fries . *Mapping of functions*. Graz : TU Graz, Institute of Structural Analysis, 2022/23.
3. Bentley Systems. PLAXIS 3D-Reference Manual. [Online] 1. 6 2020. [Citace: 20. 11 2023.] https://communities.bentley.com/cfs-file/__key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/PLAXIS3DCE_2D00_V20.03_2D00_2_2D00_Reference.pdf.
4. Itech-soft. About us. *Cesar*. [Online] 2022. [Citace: 25. 10 2023.] <https://www.cesar-lcpc.com/about-us.php>.
5. itech-soft. Cesar 3D: Reference manual. *Cesar Downloads*. [Online] 2022. [Citace: 15. 9 2023.] <https://www.cesar-lcpc.com/download-documentation.php>.
6. Micha van der Sloot. Bentley Communities. *System requirements - PLAXIS*. [Online] Bentley Systems, 2023. [Citace: 1. 11 2023.] <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/wiki/45417/system-requirements---plaxis>.
7. Fine spol. s.r.o. Úhel dilatance. *Fine*. [Online] [Citace: 20. 11 2023.] <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/uhel-dilatance-01/>.
8. Diego Paul Sánchez. The Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr's circle. *ResearchGate*. [Online] 7 2019. [Citace: 12. 12 2023.] https://www.researchgate.net/figure/The-Mohr-Coulomb-failure-criteria-and-Mohrs-circle-The-failure-criterion-represents-the_fig4_334288502.
9. *Podrobný inženýrsko-geologický průzkum pro Bubenečský tunel (tunelový komplex Blanka)*.
10. *Podrobný inženýrsko-geologický průzkum pro Ejpovický tunel*.
11. *Podrobný inženýrsko-geologický průzkum pro Radlický tunel (Radlická radiála)*.
12. Sudop Praha a.s. *Statický výpočet - ražby a primární ostění Tunel Kamenný vrch*. 2016.
13. Ankra spol. s.r.o. *Příhradový výztužný nosník*. místo neznámé : Ankra spol. s.r.o., 2001.
14. Jan Skácel. *Chvála dřeva. A znovu láska*. Praha : Vyšehrad, 2011.

5.2 Seznam obrázků

Obrázek 1 Referenční prvek, čtyřstěn (2)	10
Obrázek 2 Cesar 3D, svislé napětí v hornině.....	15
Obrázek 3 Zjednodušený mechanický model primárního ostění s průběhem normálových sil při plné tíze nadloží.....	17
Obrázek 4 Průběh ohybových momentů v ostění tunelu s chybou.....	21
Obrázek 5 Příčný řez tunelem	24
Obrázek 6 Porovnání průběhů ohybových momentů v příčném řezu ostěním kaloty a celého výrubu.....	25



Obrázek 7 Příčný řez štolou	25
Obrázek 8 Síť konečných prvků.....	26
Obrázek 9 Mohrova kružnice (8).....	27
Obrázek 10 Rozložení ohybových momentů a normálových sil na primárním ostění štoly	41

5.3 Seznam tabulek

Tabulka 1 Porovnání výsledků MKP z Cesaru 3D a Plaxisu 3D.....	15
Tabulka 2 Vybrané parametry a výsledky modelů s různou hustotou sítě konečných prvků.....	22
Tabulka 3 Charakteristické geotechnické parametry, Jílovité břidlice (9).....	27
Tabulka 4 Charakteristické geotechnické parametry, Písečné břidlice (9).....	28
Tabulka 5 Charakteristické geotechnické parametry, Spilit (10).....	28
Tabulka 6 Charakteristické geotechnické parametry, Vápence kalové s vložkami vápnitých břidlic (11).....	29
Tabulka 7 Parametry SB v závislosti na stáří pro tunel a štolu	29
Tabulka 8 Fázování výstavby tunelu	31
Tabulka 9 Geometrické parametry příhradových výztužných ráků (13)	31
Tabulka 10 Maximální a minimální hodnoty vnitřních sil pro záběr 1 m	33
Tabulka 11 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, písčité břidlice	36
Tabulka 12 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, jílovité břidlice	37
Tabulka 13 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, vápence	38
Tabulka 14 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, tunel, spilit	39
Tabulka 15 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, písčité břidlice	42
Tabulka 16 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, jílovité břidlice.....	43
Tabulka 17 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, vápence.....	44
Tabulka 18 Porovnání výsledků nejdůležitějších veličin, štola, spilit.....	45
Tabulka 19 Procentuální nárůst ohybových momentů v oblasti s ráky s uvažem menšího výrubu štoly.....	56

5.4 Seznam grafů

Graf 1 Porovnání momentů na druhé hodině ostění, Plaxis 3D a Cesar 3D	16
Graf 2 Momenty na druhé hodině ostění, model Cesar 3D.....	18
Graf 3 Porovnání průběhů momentů ve vrcholu ostění v modelu s výztužnými ráky a bez výztužných ráků.....	19
Graf 4 porovnání momentů na druhé hodině ostění různých modelů.....	19
Graf 5 Svislé deformace ve vrcholu ostění v softwaru Cesar 3D, při výrubu kaloty a pozdějšímu výrubu dna.....	20
Graf 6 Ohybový moment na druhé hodině ostění v závislosti na hustotě sítě konečných prvků.....	22
Graf 7 Ohybový moment ohýbající ostění okolo osy kolmé na osu tunelu, s různou délkou záběru.....	35
Graf 8 Tunel, Písečné břidlice, deformace ve vrcholu ostění	36
Graf 9 Tunel, Písečné břidlice, ohybový moment na 2. hodině ostění.....	36
Graf 10 Tunel, Jílovité břidlice, deformace ve vrcholu ostění	37
Graf 11 Tunel, Jílovité břidlice, ohybový moment na 2. hodině ostění.....	37
Graf 12 Tunel, Vápence kalové, deformace ve vrcholu ostění	38



Graf 13 Tunel, Vápence kalové, ohybový moment na 2. hodině ostění.....	38
Graf 14 Tunel, Spilit, deformace ve vrcholu ostění.....	39
Graf 15 Tunel, Spilit, ohybový moment na 2. hodině ostění	39
Graf 16 Tunel, porovnání hornin, záběr 1 m, deformace ve vrcholu ostění.....	40
Graf 17 Tunel, porovnání hornin, záběr 1,5 m, ohybový moment na 2. hodině ostění .	40
Graf 18 Štola, písčité břidlice, deformace ve vrcholu ostění	42
Graf 19 Štola, písčité břidlice, ohybový moment na 4. hodině ostění.....	42
Graf 20 Štola, jílovité břidlice, deformace ve vrcholu ostění.....	43
Graf 21 Štola, jílovité břidlice, ohybový moment na 4. hodině ostění	43
Graf 22 Štola, vápence kalové, deformace ve vrcholu ostění.....	44
Graf 23 Štola, vápence kalové, ohybový moment na 4. hodině ostění	44
Graf 24 Štola, Spilit, deformace ve vrcholu ostění.....	45
Graf 25 Štola, spilit, ohybový moment na 4. hodině ostění	45
Graf 26 Štola, porovnání hornin, záběr 2 m, deformace ve vrcholu ostění.....	46
Graf 27 Štola, porovnání hornin, záběr 1 m, ohybové momenty na 2. hodině ostění ...	46
Graf 28 Tunel, porovnání záběru 2 m v celé délce tunelu, ohybový moment na 2. hodině ostění.....	48
Graf 29 Štola, jílovité břidlice, ohybový moment na 4. hodině ostění, porovnání se záběrem 3 m.....	49
Graf 30 Tunel, porovnání maximálního momentu v závislosti na jeho poměrném nárůstu v oblasti výztužných ráků	50
Graf 31 Štola, porovnání maximálního momentu v závislosti na jeho poměrném nárůstu v oblasti výztužných ráků	51
Graf 32 Štola, porovnání maximálního momentu v závislosti na jeho poměrném nárůstu v oblasti výztužných ráků, pro zvýšené zatížení, záběr 1 m.....	52
Graf 33 Porovnání závislosti poměrů nárůstu momentů v oblasti s výztužnými ráky na délce záběru pro model tunelu a štoly.....	54

Doslov

Problematika dočasného zajištění výrubu provází člověka po staletí a jistě tomu tak bude i nadále. Není proto překvapivé, že má svůj odraz i v umění, jak ukazuje následující báseň:

„Chvála dřeva

A jak milosrdné dřevo k horníkům

Sám dávno mrtvý

dovede varovat strom před smrtí

Pod tíhou kamene

když je to k neudržení jak někdy láska bývá

zastěná stojka v sloji

dřív než se zřítí strop“ (14)