



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

NÁVRH OSTĚNÍ TRAMVAJOVÉHO TUNELU

DESIGN OF THE TRAM TUNNEL LINING

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Katka Pokorná

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

BRNO 2023

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav geotechniky
Studentka: **Bc. Katka Pokorná**
Vedoucí práce: **doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.**
Akademický rok: 2022/23
Studijní program: N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

Návrh ostění tramvajového tunelu

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

V Brně – Žabovřeskách je dokončována stavba tramvajového tunelu. Předmětem DP je navrhnout alternativní postup(y) raženého úseku podzemní stavby, a to především s přihlédnutím k zajištění výrubu v primárním i sekundárním ostění.

Cíle a výstupy diplomové práce:

V Brně – Žabovřeskách je dokončována stavba tramvajového tunelu. Předmětem DP je navrhnout alternativní postup(y), a to především s přihlédnutím k zajištění výrubu raženého úseku stavby. Týká se to jak primárního, tak i sekundárního ostění.

Seznam doporučené literatury a podklady:

Budou předány diplomantovi postupně zvlášť.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 15. 3. 2022

L. S.

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
vedoucí ústavu

doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
vedoucí práce

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.
děkan

OBSAH

Úvod	3
1. Důvod stavby	4
2. Poloha stavby	6
3. Přírodní poměry	8
3.1. Geomorfologie	8
3.2. Geologie	9
3.2.1. Niva řeky Svratky	9
3.2.2. Kwartérní pokryv oblasti svahu Wilsonova lesa	10
3.2.3. Předkvartérní podloží a masiv Wilsonova lesa	10
3.3. Hydrogeologie	12
4. Popis tunelu	13
4.1. Přesypaná část tunelu	14
4.2. Ražená část tunelu	16
4.1. Technologické třídy výrubu	18
4.1.1. Předpoklad	18
4.1.2. Skutečnost	19
5. Realizované řešení	21
5.1. Primární ostění	21
5.2. Hydroizolace a sekundární ostění	22
6. Alternativní řešení	24
6.1. Výpočet vnitřních sil primárního ostění	26
6.1.1. Geotechnické vlastnosti horniny	28
6.1.2. Parametry ostění	29
6.1.3. Fáze výstavby	31
6.1.4. Výsledky	32
6.2. Posouzení primárního ostění	43
6.2.1. Vliv vláken na únosnost ostění	43
6.2.2. Účinek kompozitních sítí	44
6.2.3. Mezní stav únosnosti	46
6.2.4. Šířka trhlin	50
6.3. Statický výpočet sekundárního ostění	53
6.3.1. Posouzení sekundárního ostění	57

6.4. Technologický postup	59
7. Ekonomické Porovnání variant	60
Závěr.....	63
Seznam použitých zdrojů	64
Seznam obrázků	67
Seznam tabulek.....	69

ÚVOD

Předmětem diplomové práce je návrh variant betonového ostění tramvajového tunelu v Brně – Žabovřeskách. Projektem navržená a zrealizovaná varianta je primární ostění ze stříkaného betonu (SB) s kari sítěmi a sekundární ostění jako monolitická klenba. Druhou variantou bude primární i sekundární ostění ze SB. Obě varianty budou zpracovány pro charakteristická místa trasy z pohledu geologické stavby masivu, pevná skalní hornina a hornina velmi postižená.

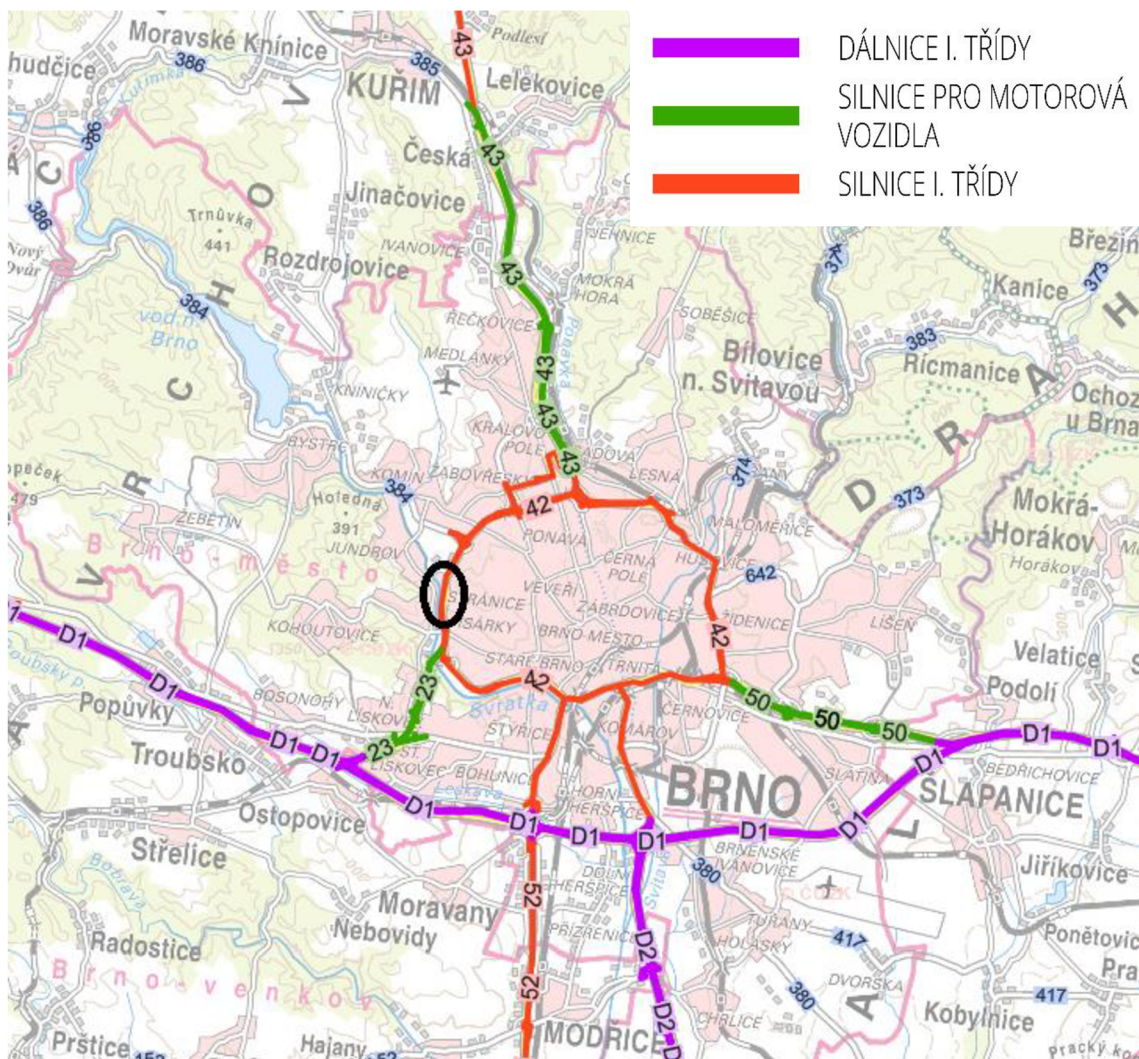
Výstavbou tramvajového tunelu Žabovřeská se docílí odstranění kritického zúžení mezi dvěma již vybudovanými úseky VMO, viz Obr. 2 [2] a tím zajištění plynulé dopravy v severozápadní části města. Výsledným navrhovaným řešením je čtyřpruhová směrově rozdělená komunikace vedena podél tramvajové trati (TT). Vzhledem k úzkému koridoru mezi řekou a skalním masivem Wilsonova lesa je komunikace odsunuta od řeky a TT musí být přeložena do nového tunelu [3, 4]. Toto řešení je diskutováno velmi dlouhou dobu, cca od poloviny 70. let 20. století.



Obr. 2 Kritické místo během výstavby

2. POLOHA STAVBY

Stavba I/42 Brno, VMO Žabovřeská I – Etapa II se nachází v městských částech Brno Žabovřesky a Brno-střed na silnici I/42. Jedná se o část VMO mezi MÚK Hlinky a MÚK Kníničskou. Umístění stavby na VMO je černě zaznačeno v situaci širších vztahů, Obr. 3 [5].



Obr. 3 VMO Brno – situace širších vztahů

Komunikace prochází úzkým hrdlem mezi korytem řeky Svatky a převážně skalními svahy Wilsonova lesa od jihu, tedy od MÚK Hlinky směrem na sever k MÚK Kníničská. TT je zde přeložena do průrazu skalním ostrohem Wilsonova lesa, viz Obr. 4 [4]. Portály tunelu jsou situovány v místech bývalých lomů.



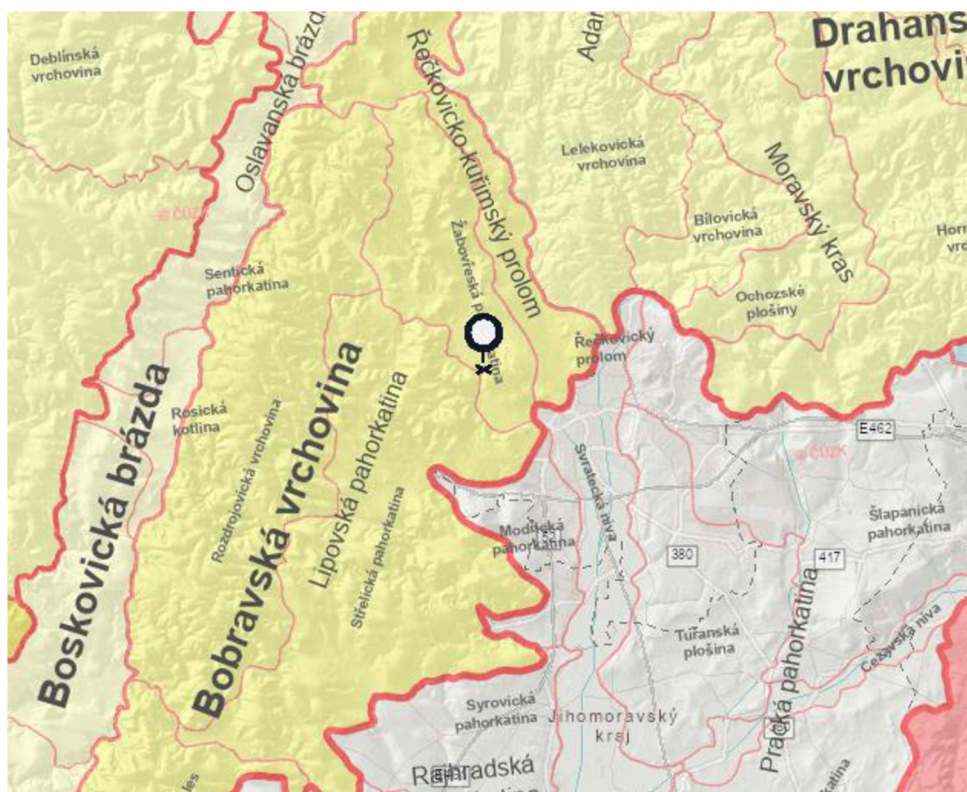
Obr. 4 Poloha tunelu

Stavba současně prochází víceméně zastavěným územím. Při pravém břehu Svatky se jedná o ulici Veslařskou, na okraji Wilsonova lesa jde o vilovou zástavbu Masarykovy čtvrti a v severní části stavby je dotčena ulice Bráfova [6].

3. PŘÍRODNÍ POMĚRY

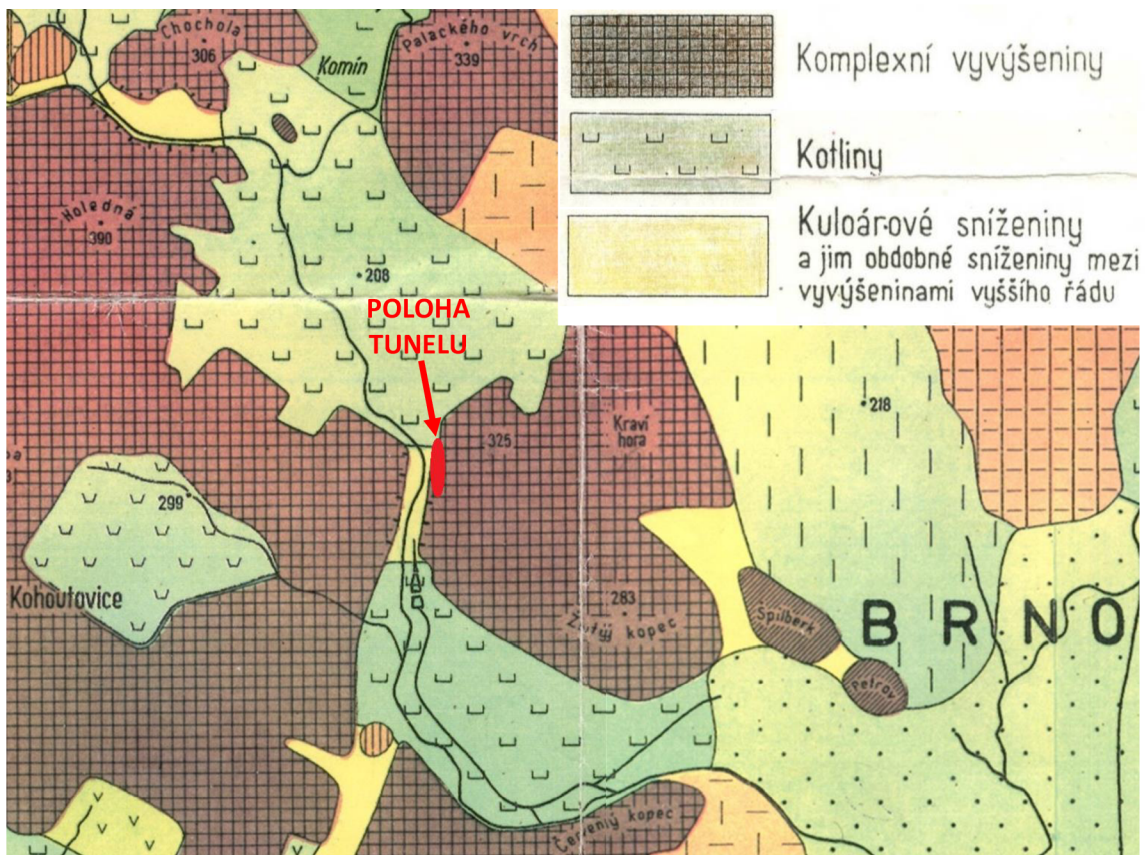
3.1. Geomorfologie

Zájmové území se nachází na jižním okraji Žabovřeské pahorkatiny, přesněji mezi Pisáreckou a Žabovřeskou kotlinou. Žabovřeská pahorkatina patří do celku Bobravské vrchoviny. Ta je součástí geomorfologické oblasti Brněnské vrchoviny, jež leží v Česko-moravské subprovincii, Obr. 5 [7].



Obr. 5 Geomorfologické jednotky

V morfologickém detailu, viz Obr. 6 [8] jde o komplexní vyvýšeninu Wilsonova lesa ve velmi úzkém údolí Žabovřeských luk s průlomem řeky Svatky, mezi ostrohem Wilsonova lesa a masivem Holedné.



Obr. 6 Výřez z reliéfu brněnského prostoru

3.2. Geologie

3.2.1. Niva řeky Svatky

Svrchní, recentní, část reliéfu tvoří sekundárně deponovaný materiál – pestré navážky, hlinité štěrky, štěrky s příměsí jemně zrnitých zemin a štěrkovitých hlín. Antropogenní navážky představuje značně různorodý materiál, od stavebního odpadu (cihly, beton, sklo), konstrukčních vrstev komunikací, po valouny štěrku (balvany), zbytky konstrukcí a ostrohranného kameniva místy velikosti i přes 50 až 70 cm (ověřeno kopanými sondami). Tyto navážky jsou minimálně středně ulehlé až ulehlé.

Povodňové (fluviální) sedimenty charakteru jílovitých a jílovitopísčitých hlín řeky Svatky jsou ve víceméně souvislých vrstvách do 2 m konzistence měkké až tuhé.

Bázi kvartéru představují písky a štěrky v mocnostech 2 až 3 m minimálně středně ulehlé.

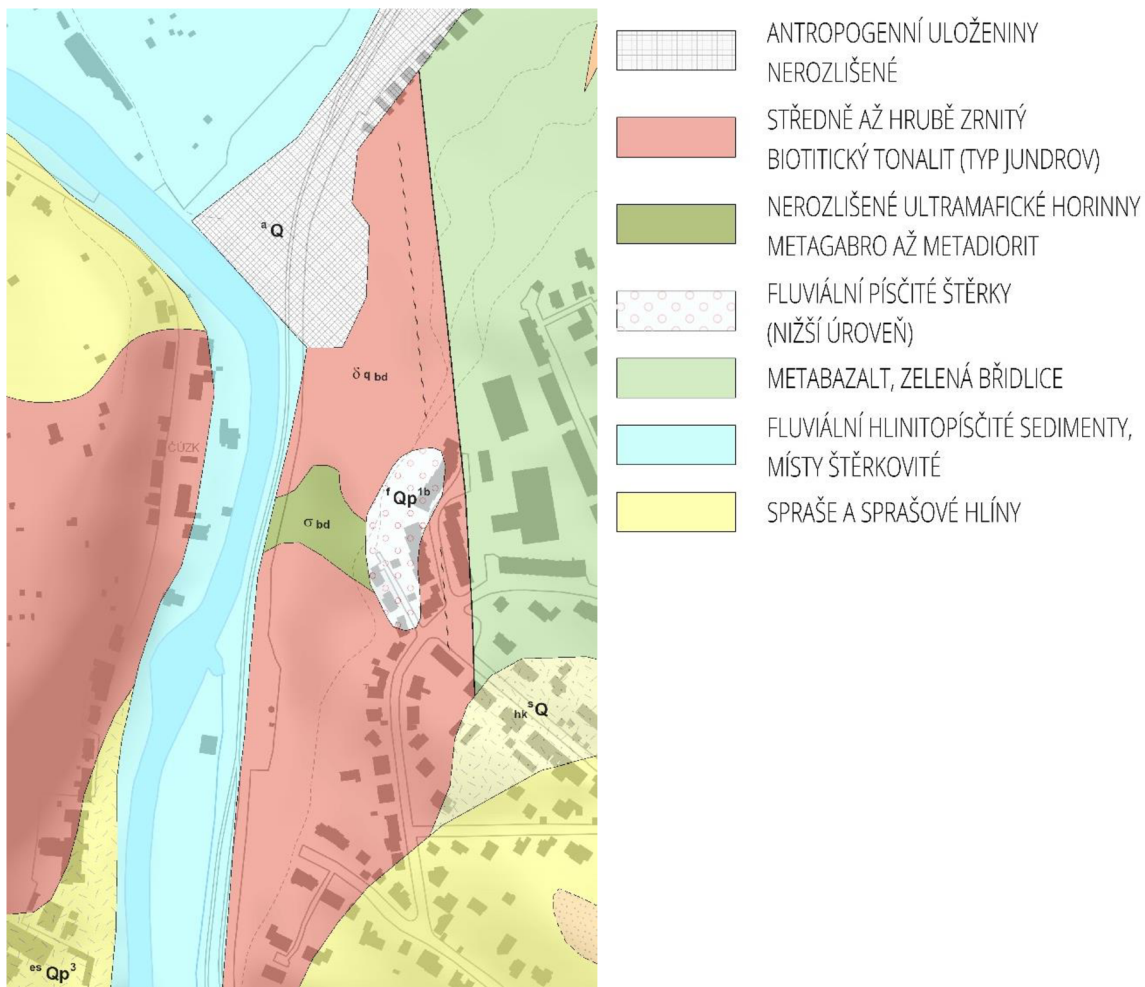
3.2.2. Kvartérní pokryv oblasti svahu Wilsonova lesa

Kvartérní pokryv v oblasti svahu tvoří nespojitě vyvinutá souvrství suťových (deluviálních) sedimentů. V oblastech portálů jsou vyvinuty suťové (dejekční) kužely u paty stěn přirozeného původu [9]. Terén v okolí přesýpané části tunelu je velmi silně přeměněn nedávnou lidskou činností, neboť se nachází v místě zbouraného areálu učiliště. Kvartérní pokryv tak z větší části úplně chybí, případně je tvořen pouze navážkou ze stavební suti zanedbatelné mocnosti [10].

3.2.3. Předkvartérní podloží a masiv Wilsonova lesa

Předkvartérní podloží a masiv Wilsonova lesa je v zájmovém území reprezentováno proterozoickými horninami Brněnského masivu. Z litologického hlediska se zde uplatňují středně až hrubě zrnité biotitické až amfibol biotitické granodiority až tonality označované jako „typ Jundrov“. Hornina je složena z plagioklasu (45–60 obj. %), draselného živce (0–5 obj. %), křemene (25–5 obj. %), amfibolu (0–25 obj. %) a biotitu [10]. V horní části Wilsonova lesa se nacházejí kvarcdiority a metabazalty, viz Obr. 7 [11]. Jedná se o velmi pevné horniny dosahující tlakové pevnosti až 120 MPa [12]. Průzkumnými pracemi byly tyto horniny zastiženy již v nevelkých hloubkách a při povrchu jsou velmi proměnlivě navětralé až zvětralé. Pod zvětralinovým pláštěm se již vyskytují horniny navětralé [9].

Tyto horniny při samém okraji Brněnského masivu jsou standardně velmi silně postiženy také tektonicky. Horninový masiv je místy velmi silně rozpukaný. Nejčtenější diskontinuity se uklánějí k jihozápadu pod poměrně strmými úhly, tj. přibližně ve směru sklonu stěny bočního omezení v přesýpané části, a určují tak její bezpečný sklon 45°, stanovený stabilitními výpočty. V této stěně zůstávají nestabilní horninové bloky uložené v úžlabí tvořeném plochami sklánějícími se k líci a hrozící vyjetím ze stěny. Stěna nad severním provizorním portálem má vypočtený bezpečný sklon strmější – 51°, což je dáno příznivějšími orientacemi odlučných ploch [10].

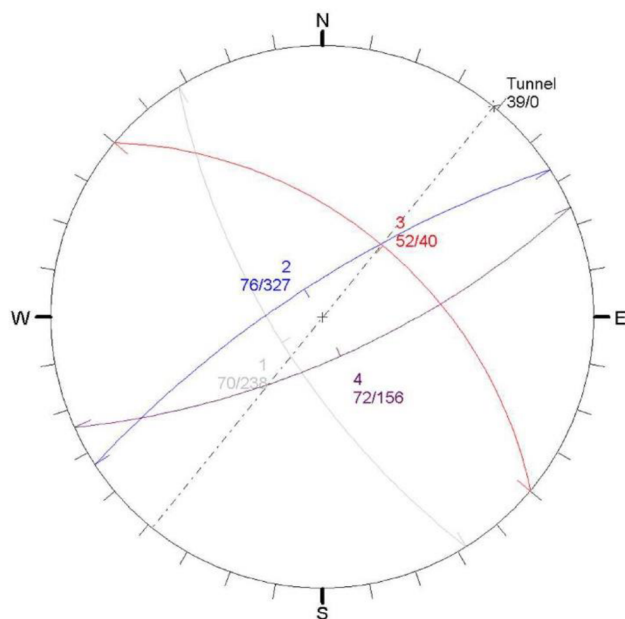


Obr. 7 Geologická mapa území

Na základě inženýrskogeologických (IG) průzkumů byl odvozen tektonogram průměrných puklin, viz Obr. 8 [13], pro 4 hlavní systémy puklin, viz Tab. 1 [13]. Rozpukání souvisí velmi pravděpodobně s Alpickým vrásněním.

Tab. 1 Puklinový systém

Označení pukliny	Číslo pukliny	Úklon [°]	Orientace [°]
P1	1	238	70
P2	2	327	76
P3	3	4	52
P4	4	156	72



Obr. 8 Orientace puklin

3.3. Hydrogeologie

Zcela zvětralé části horninového masivu jsou charakterizovány průlinovou propustností. V hlubších částech masivu je propustnost puklinová. Z důvodu sevření puklin a odkanalizování zastavěné oblasti nad hranou svahu je vydatnost puklinových zvodní ve velmi malé intenzitě [10].

Hladina podzemí vody se nachází převážně v horizontech fluviálních náplavů, v hloubkách 3,5 až 7 m pod terénem, přibližně na úrovni hladiny řeky Svratky. Výjimkou je prostor severního portálu, kde byla zastižena voda mělce přípovrchového oběhu infiltrujících srážek. Z hlediska tunelu se tedy jedná o ražby hornině suché, s celkovým přítokem do 2 l/s [12].

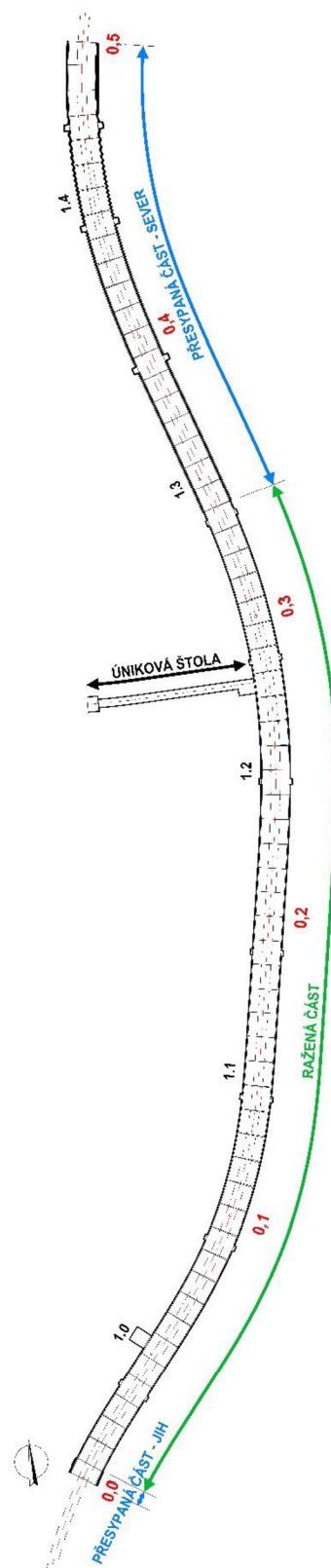
Dle klasifikace chemického působení podzemní vody na beton (ČSN EN 206+A2) bylo zjištěno, že voda v oblasti fluviální nivy vytváří slabě agresivní chemické prostředí, stupeň XA1 (podle normové tabulky 2).

4. POPIS TUNELU

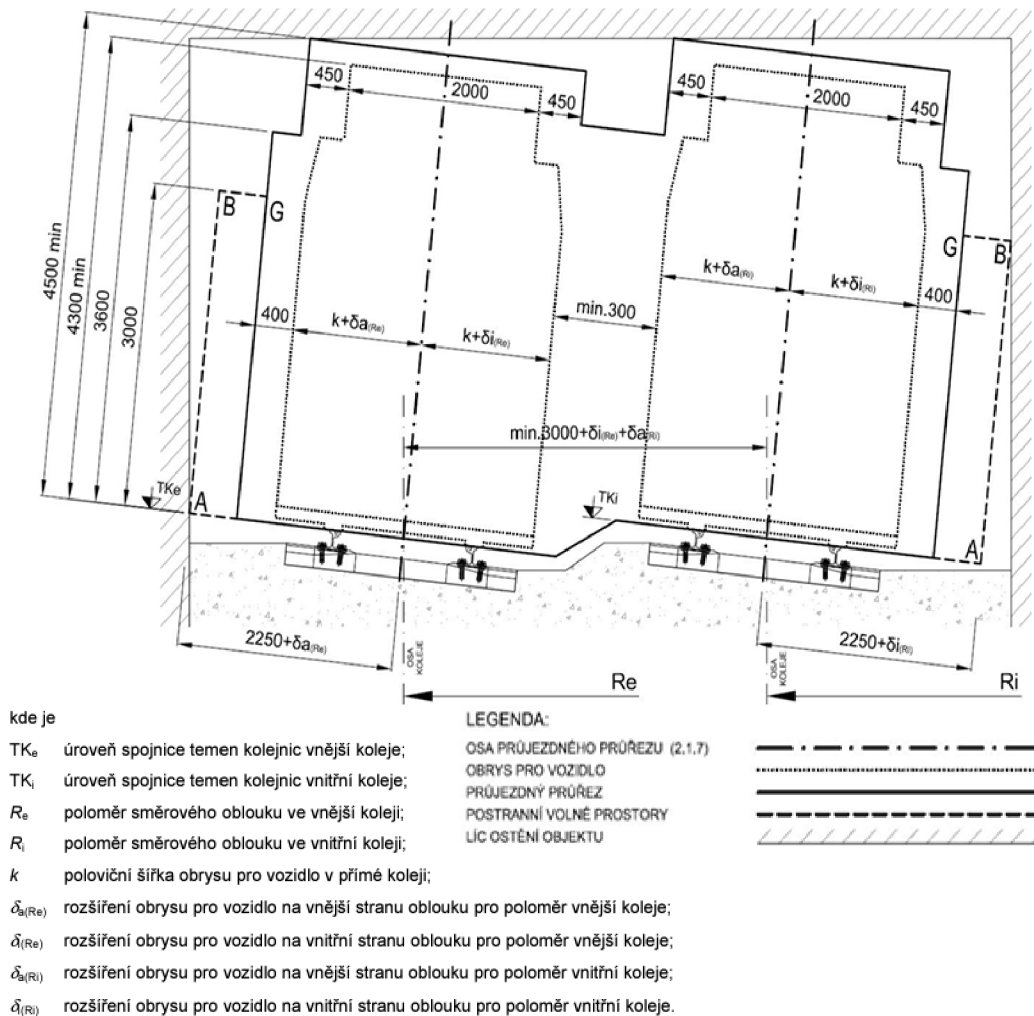
Tunel má celkovou délku 500 m, z toho je 332,915 m ražená část a 167,088 m přesypaná část (na severní straně 161,944 m a na jižní straně 5,144 m). Směrově je tunel trasován pomocí soustavy protisměrných oblouků kopírující trasu kolejí. Schématická situace viz Obr. 9. Tunelová roura má střechovitou niveletu s podélným sklonem výškového polygonu 0,5 %, s vrcholovým obloukem přibližně v polovině délky.

Tramvajový tunel je dvoukolejný, standardního rozchodu 1435 mm, osová vzdálenost kolejí je 3,10 m. Z hlediska příčného uspořádání odpovídá průřeznému profilu dvoukolejného tramvajového tunelu podle ČSN 28 0318 (Průřezné průřezy tramvajových tratí a obrysy pro vozidla provozovaná na tramvajových dráhách) viz Obr. 10 [14].

Součástí tunelu je samostatná úniková ražená štola o délce 55,470 m. Štola je situována zhruba v polovině délky tunelu a umožňuje bezpečnou evakuaci osob západním směrem do prostoru nouzového zálivu přilehlé silniční galerie.



Obr. 9 Schématická situace



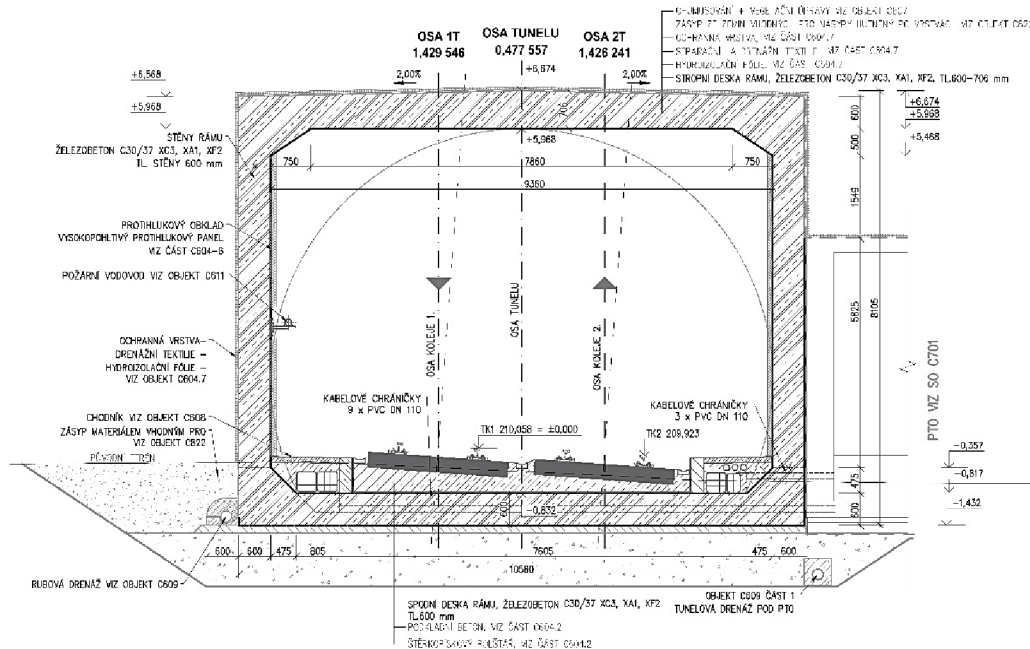
Obr. 10 Prostorové uspořádání dvoukolejné trati v oblouku s převýšením v tunelu

4.1. Přesypaná část tunelu

Tunel v této části je navržen jako zasypaná monolitická železobetonová (ŽB) konstrukce, která se skládá z 20 tunelových pasů (č. 43 – 62) v severní části a jednoho pasu na jižní straně tunelu (č. 1). Příčný profil tunelu na severní straně je od ražené části složen ze 17 tunelových pasů (138 m) se ŽB klenbou osazenou na základové pasy. Poslední tři pasy včetně portálů na obou stranách tunelu jsou tvořeny uzavřeným ŽB rámem.

Klenbový tvar ostění odpovídá vnitřním tvarem líci definitivního ostění ražené části tunelu. Ve vrcholu má klenba tloušťku 450 mm. Příčný profil rubu ostění je půlkruh se svislými stěnami. Vzorový příčný řez (VPR) tohoto úseku viz Obr. 11 [15]. V patě je klenba založena na základových pasech šířky 2,23 m a tloušťky 0,6 m.

Zbývající 4 pasy ze ŽB monolitického rámu mají tloušťku stěn a desek 600 mm. Základová a stropní deska je ve vetknutí do stěn zesílena v příčném směru trojúhelníkovými náběhy s šířkou 750 mm a výškou 500 mm, viz Obr. 13 [16]. U stropní desky tento náběh končí 1 m od portálu.



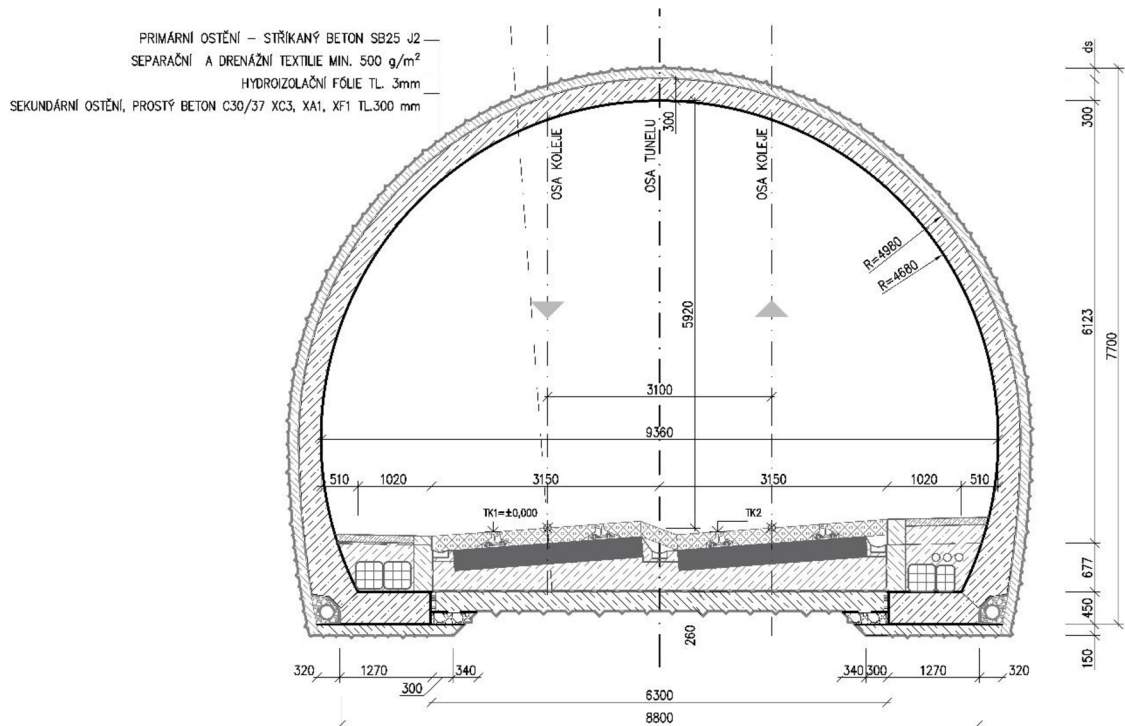
Obr. 13 VPR ŽB rámu

4.2. Ražená část tunelu

Průřez ražené části tunelu byl navržen podle průjezdného profilu dvoukolejného tramvajového tunelu. Jeho tvar vychází z typického „tlamového“ průřezu. V nejširším místě má tunel 9,36 m a v přímé části je max. výška 6,34 m, viz Obr. 14 [17]. V ražené části se nachází 41 pasů standardní délky 8 m.

Tunel je ražen Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Jedná se o konvenční tunelování využívající samonosných vlastností horninového masivu [18]. Tato metoda vyžaduje dočasnou stabilitu horniny do zajištění výrubu výztuží – primární ostění [19].

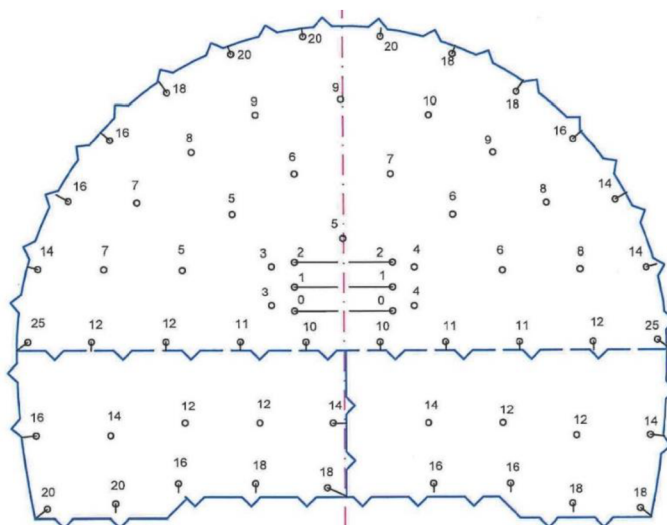
Výrub tunelu je horizontálně členěn na kalotu, s plochou příčného průřezu 55,82 m², a lávku, s plochou příčného průřezu 16,14 m². Ražba probíhala od severního provizorního portálu nejprve dovrchně, následně přibližně ve dvou



Obr. 14 VPR v oblouku

třetinách délky ražené části tunelu úpadně. Rozpojování hornin bylo prováděno trhačími pracemi a mechanickým dočištěním líce výrubu [9]. Vrtné práce byly prováděny **Boomerem se dvěma lafetami**.

První metry ražby v skalním masivu probíhaly mechanicky, následně další metry tunelu byly navrtány dle schémat trhačích prací a odstřeleny, např. viz Obr. 15 [20]. Na obou koncích byl tunel budován pod ochranou mikropilotového deštníku délky 15 m a železobetonové konstrukce ochranného límce.

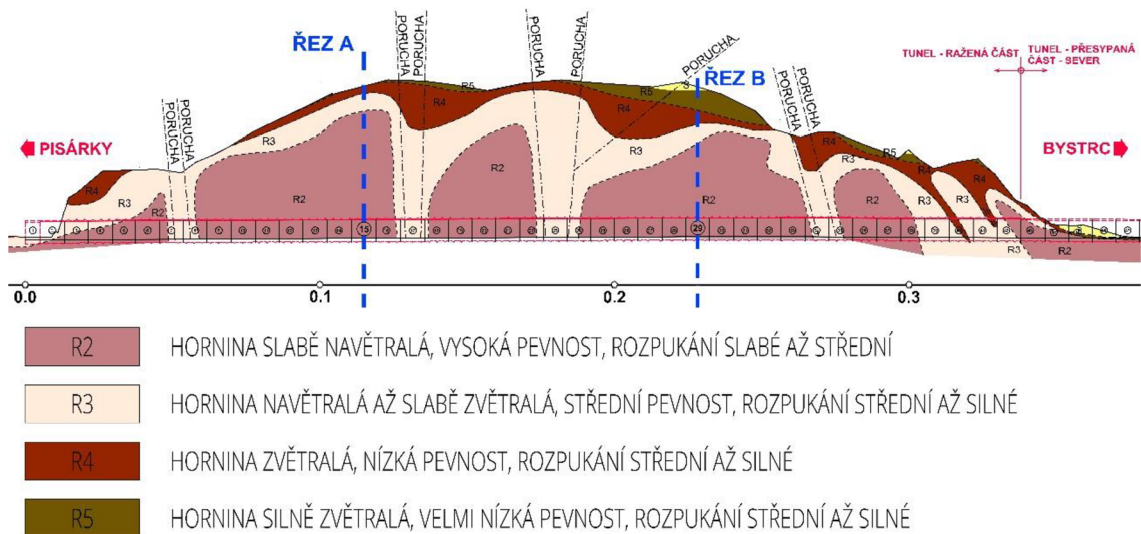


Obr. 15 Vrtné schéma v TT III, záběr 1,5 m

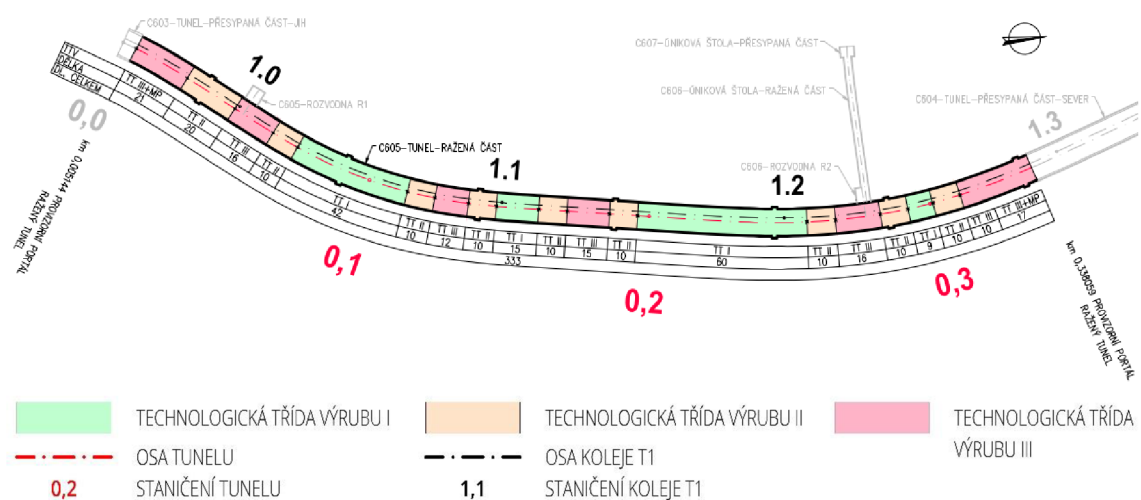
4.1. Technologické třídy výrubu

4.1.1. Předpoklad

Mocnost skalního nadloží nad tunelem je proměnná, pohybuje se od 10 do 35 m. Na základě IG průzkumu byl tunel po délce rozdělen do kvazihomogenních celků pro stanovení technologických tříd výrubu (TTV) [12], viz Obr. 16 [21], Obr. 17 [22]. Nejvíce připadlo na TTV I, tedy 126 m lehké varianty zajištění výrubu. Střední varianta zajištění výrubu TTV II délky 107 m a zbývajících 100 m pro TTV III s těžkou variantou zajištění výrubu [23]. Všechny tři třídy se téměř pravidelně střídají mezi



Obr. 16 Geologický podélný řez



Obr. 17 Předpokládané technologické třídy výrubu

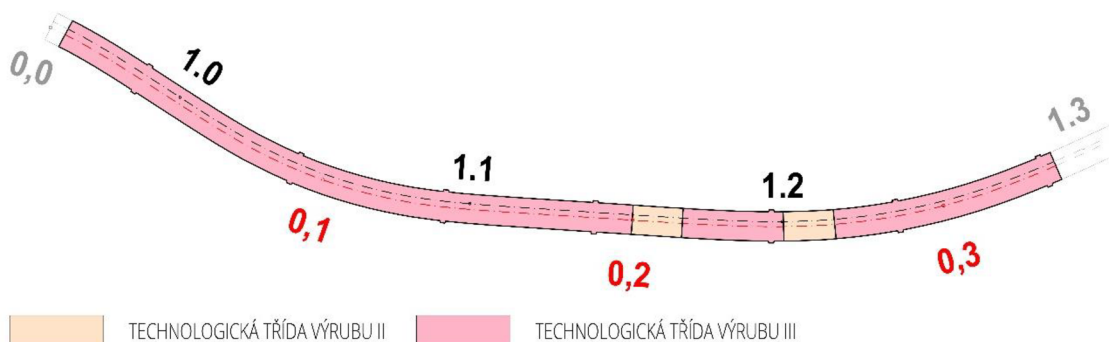
předpokládanými poruchovými pásmy. Třídy výrubu se liší délkou záběru, způsobem zajištění a tloušťkou primárního ostění, viz Tab. 2.

Tab. 2 Rozdělení TTV

TTV	Max. délka záběru [m]	Tloušťka vrstvy SB [m]	Počet KARI sítí [ks]	BTX	Délka svorníků [m]	Zajištění čelby kaloty SB
I	2,5	0,1	1	X	3,0 rastr 2,5 x 2,5	X
II	2,0	0,2	2	✓	4,0 rastr 2,0 x 2,0	Dle potřeby do 50 %, 50 mm
III	1,5	0,2	2	✓	6,0 rastr 1,5 x 1,5	Dle potřeby 100 %, 50 mm

4.1.2. Skutečnost

Součástí NRTM je také geotechnický monitoring. Každý pracovní záběr byl geologicky zdokumentován a následně vyhodnocen. Klasifikace výrubu byla určována podle stavu horniny. Postupným ražením se hornina Brněnského masivu začínala odlišovat od geologického průzkumu ze kterého vycházela projektová dokumentace (PD). Hornina byla značně porušena tektonikou masivu, úklonem a šířkou diskontinuit. Tyto poruchy byly vyplněny limonitem a jílem [24]. Ražba tunelu tedy reálně probíhala převážně v TTV III (90 %) a částečně v TTV II (10 %), viz Obr. 18.



Obr. 18 Skutečně zastižené TTV

Ražba kaloty probíhala 104 dní s průměrným postupem 3,2 m/den. Po proražení kaloty se začalo dobírat dno. Nejprve střídavě na levé a pravé straně z důvodu obav

z konvergencí. Denní postup na jedné nebo druhé straně byl přibližně 3 m. Po ustálení konvergencí probíhala ražba dna souběžně. Poté následovala ražba elektrorozvodny a čistících výklenků. Celý tunel byl tedy vyražen za 130 dní a tím byl splněn termín pro raženou část tunelu [24].

5. REALIZOVANÉ ŘEŠENÍ

5.1. Primární ostění

Vzhledem k zařazení horniny do TTV III a TTV II je primární ostění tunelu tvořeno SB 25/typ II/J2, XA1 tloušťky 200 mm vyztuženým svařovanými ocelovými KARI sítěmi $\text{Ø}6 \times 100 \times 100$ mm na rubu i líci ostění a příhradovými nosníky s roztečí 1,5 m (v TTV II 2,0 m). SB byl nanášen mokřým způsobem pomocí stříkacího stroje Meyco Potenza ve dvou vrstvách po 100 mm. Primární ostění bylo zhotovováno postupně nejprve v kalotě a poté opěří dna.

Jelikož se předpokládaly jiné TTV začal přibližně po první třetině proražení tunelu docházet materiál potřebný pro zajištění výrubu. Zároveň také nastaly problémy s dodávkou tohoto materiálu v důsledku covidové pandemie. Dále jsou tedy v obou TTV vynechány lícové KARI sítě a primární ostění je v celé tloušťce nahrazeno stříkaným vláknobetonem (FSB) nanášeným mokřým způsobem. Rozptýlenou výztuží ve FSB jsou polypropylenová vlákna MasterFiber 151, viz Obr. 19 [25]. Průměrný obsah vláken byl $5,9 \text{ kg/m}^3$ betonu [26]. Z celkové plochy primárního ostění byl na $3342,7 \text{ m}^2$ použit SB a na $3888,3 \text{ m}^2$ FSB [24].



Obr. 19 Vlákna MasterFiber

Součástí geomonitoringu bylo také konvergenční měření. Sledovaly se posuny stabilizovaných bodů na primárním ostění. Z důvodu konvergencí byla nadvýšená teoretická linie výrubu o 50 mm. Tento prostor se měl vlivem horninového tlaku

zatlačit směrem do tunelu a eliminovat tak tento prostor. Ve skutečnosti se výsledné konvergence ustálily na průměrné hodnotě 4,33 mm pro celý tunel [24].

Na základě těchto konvergencí bylo kotvení horniny v klenbě místo IBO svorníků délky 6 m nahrazené SN svorníky délky 4 m v rastru 1,5 x 1,5 m. Hlavním úkolem těchto horninových svorníků je zvýšení spolupůsobení horninového prostředí s primárním ostěním, zlepšení vlastností horninového prostředí a tím zvýšení stability výrubu a zmenšení podmíněčně nezaviněných nadvýlomů (technologicky nezbytné zvětšení výrubu, dané nemožností přesného výlomu projektovaného průřezu v daných geotechnických podmínkách ve vazbě na použitou technologii ražby [9]). Svorníky byly v průběhu ražeb systematicky osazovány co nejbližší k čelu výrubu [24].

5.2. Hydroizolace a sekundární ostění

Deštníková hydroizolace ze svařované fólie tloušťky 3 mm poskytuje ochranu proti průniku podzemních vod do vnitřních tunelových prostor. Proti poškození je fólie celoplošně chráněna vrstvou netkané geotextilie. Ta má nejen funkci ochrannou, ale také drenážní. Proto musí mít minimálně stejnou životnost jako fólie. Voda stéká po izolaci do rubových drenáží uložených v patě klenby.

Sekundární (definitivní) ostění tunelu tvoří betonová klenba s tloušťkou 300 mm ve vrcholu osazená na základové pasy, viz Obr. 14. Ostění je z prostého, nevyztuženého, betonu C30/37, XC3, XA1, XF1. Pouze portálové pasy a pasy v místech křížení s jiným profilem, úniková štola a elektrorozvodny, jsou vyztužené (celkem 4 pasy). Mezi základovými pasy jsou říčním štěrkem 16/32 vytvořena drenážní žebra, na kterých je provedena podkladní vrstva z betonu C16/20 X0 tloušťky 260 mm pro pevnou jízdní dráhu.

Betonáž probíhala od jižního portálu pomocí vnitřní formy použité na přesypané části tunelu. Odbedňovalo se po 6 – 12 hod při pevnosti betonu 3 – 6 MPa. Tato nízká pevnost betonu je jedním z opatření pro omezení vzniku trhlin v prostém betonu. Vlivem teplotních změn a dotvarování betonu se předpokládá, že mohou

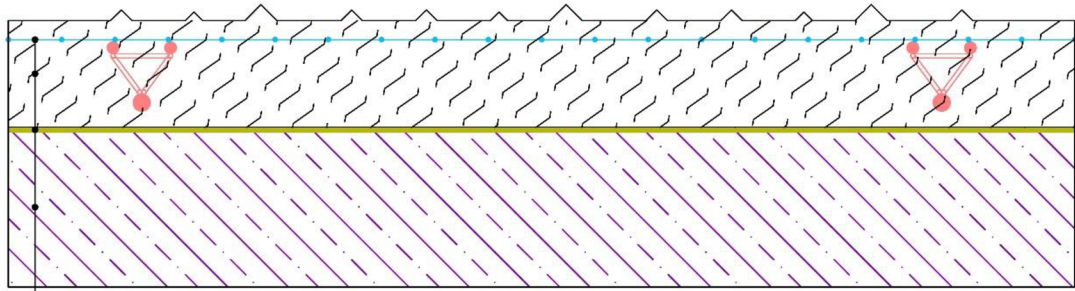
vzniknout trhliny. Pro jejich omezení a případný rozvoj je zapotřebí vhodně navrhnout recepturu směsi, dodržovat konstrukční zásady, přizpůsobit technologický postup betonáže a vhodně ošetřovat ostění po odbednění [27]. V tomto případě byla zavedena opatření: zkrácení délky pasů na 8 m (také z důvodu malých poloměrů oblouků směrového řešení), použití mezilehlé izolace mezi primárním a definitivním ostěním, betonová směs s nízkým hydratačním teplem a pomalým náběhem pevnosti v počátečním období, použití bednicího vozu s pláštěm s dobrou tepelnou vodivostí, ošetřování betonu po odbednění se zaměřením na omezení vysychání a zmírnění tepelného šoku pomocí ochranných nátěrů a vytvoření mikroklimatu při povrchu betonu nasazením klima vozů. V tunelu bylo omezené proudění vzduchu zavěšenými pásy geotextilie na portálech a na bednicí formě. V případě vzniku trhlin je nutné zaznamenat pozici, délku, tvar, šířku a trhlinu nadále sledovat.

Betonáž včetně přípravy a odbednění trvala do 24 hod/1 pas.

6. ALTERNATIVNÍ ŘEŠENÍ

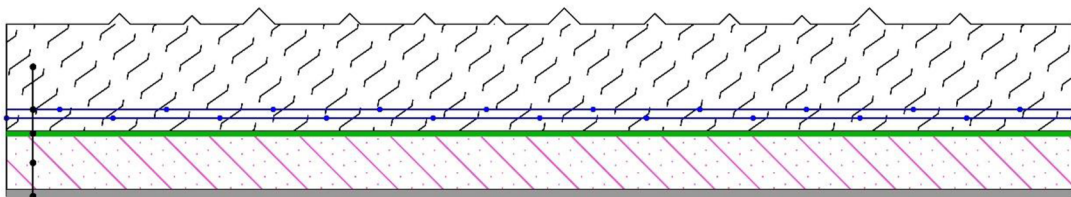
Tunel VMO Žabovřeská je navržený na základě konvenčních přístupů. Primární ostění sestává z ocelových příhradových nosníků a dvou svařovaných sítí zastříkaných betonem tloušťky 200 mm. Hornina byla zároveň systematicky kotvena pomocí SN kotev. Sekundární ostění tvoří monolitická klenba s tloušťkou ve vrcholu 300 mm. Podrobněji je toto řešení popsáno v předcházející kapitole. Skladba realizovaného ostění je znázorněna na Obr. 21.

Lze realizovat i jinou návrhovou filozofii. Alternativní řešení v takovém případě spočívá především v trvalé funkci primárního ostění. Horninový tlak bude po celou dobu životnosti tunelu přenášen spolupůsobením horninového prstence s primárním ostěním. Důležitým faktorem pro toto řešení je vliv agresivity prostředí na životnost primárního ostění. Právě proto je primární ostění navržené ze stříkaného vláknobetonu tloušťky 200 mm se dvěma kompozitními sítěmi, složenými z čedičových prutů. Protože tunel musí být chráněn proti účinkům srážkových vod [28] byla pro toto řešení zvolena pružná hydroizolační stříkaná membrána. Tato izolace by měla být sevřena mezi dvěma vrstvami betonu, které zaručí její ochranu a vytvoří zároveň dokonalé souvrství. Sekundární ostění tvoří stříkaný beton tloušťky 100 mm. Z hlediska požární bezpečnosti jsou navrženy požárně ochranné desky s tloušťkou 25 mm. Kdyby bylo sekundární ostění z vláknobetonu omezilo by se v případě požáru odprýskávání betonu, ale ve větších hloubkách by již beton tepelně degradoval [29]. Následovala by náročná a drahá sanační opatření včetně omezení tramvajového provozu. Požárně ochranné desky však po požáru lze snadno vyměnit za nové. Skladba této varianty ostění viz Obr. 20.



— 1x OCELOVÁ KARI SÍŤ	Ø6x100x100 mm
— OCELOVÝ PŘÍHRADOVÝ RÁM	á 1,5 m
— STŘÍKANÝ VLÁKNOBETON FSB C 20/25 XA1, MSB J2, D3S1 (POLYPROPYLENOVÁ VLÁKNA MASTERFIBER 151, PRŮMĚRNĚ 5,9 kg/m ³)	TL. 200 mm
— FÓLIOVÁ IZOLACE SIKAPLAN WP 1100-30 HL	TL. 3 mm
— MONOLITICKÝ BETON C30/37, XC3, XA1, XF1	TL. 300 mm

Obr. 21 Skladba realizovaného ostění



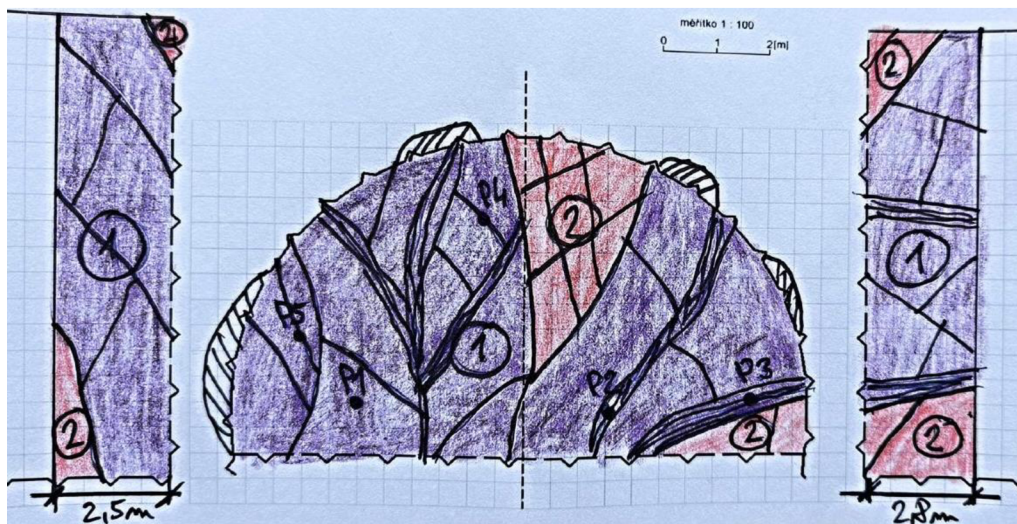
— STŘÍKANÝ VLÁKNOBETON FSB C 20/25 XA1, MSB J2, D3S1 (POLYPROPYLENOVÁ VLÁKNA MASTERFIBER 151, PRŮMĚRNĚ 5,9 kg/m ³)	TL. 200 mm
— 2x KOMPOZITNÍ SÍŤ ORLITECH® MESH	Ø8x200x200 mm
— HYDROIZOLAČNÍ MEMBRÁNA MASTERSEAL 345 (4 kg/m ²)	TL. 5 mm
— STŘÍKANÝ BETON SB C 20/25 XF1, J2	TL. 100 mm
— POŽÁRNĚ OCHRANNÉ DESKY PROMATECT® -H	1250x2500x25 mm

Obr. 20 Skladba ostění – alternativní řešení

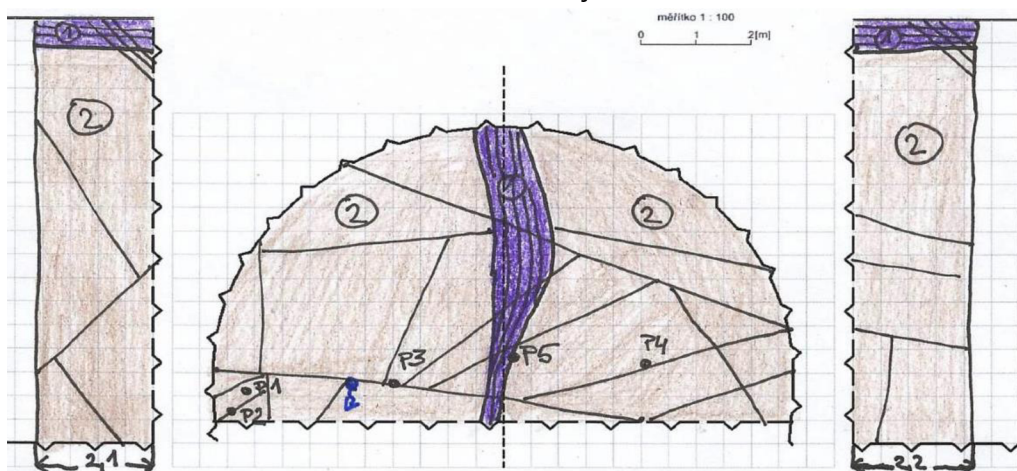
6.1. Výpočet vnitřních sil primárního ostění

Statický výpočet byl proveden pomocí numerického modelu metodou konečných prvků v softwaru PLAXIS 2D. Výstupem výpočtu byly velikosti deformací a napětí v horninovém masivu a také vnitřní síly v primárním ostění. Posouzení primárního ostění na účinky vnitřních sil bylo realizováno tzv. „ručními“ výpočty pomocí tabulkového editoru Excel.

Pro posouzení ražené části tunelu byly geologem stavby vybrány dva příčné řezy. Řez A se nachází v poruchovém pásmu odpovídající TTV III ve staničení 0,117 km (blok č. 15). Druhý příčný řez B je veden v lepší geologii, TTV II ve staničení 0,227 km (blok č. 29). Záznamy obou řezů z IG dokumentace jsou na Obr. 22, Obr. 23. Poloha řezů je vyznačená v podélném profilu předpokládané geologie na Obr. 16.

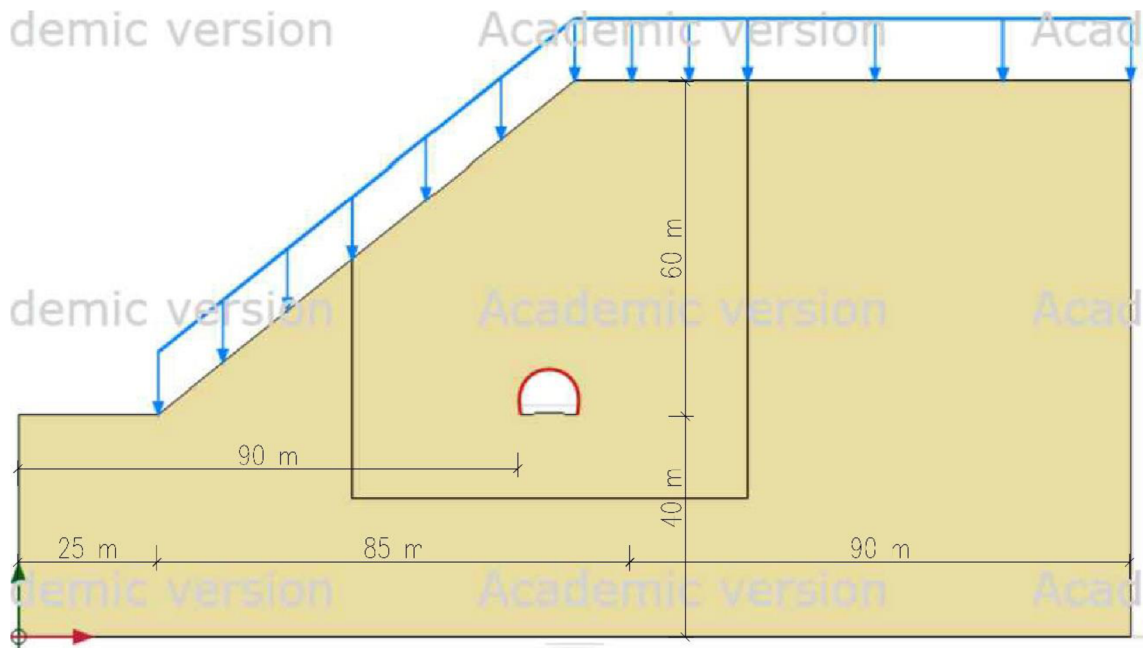


Obr. 22 Dokumentace výrubu – řez A

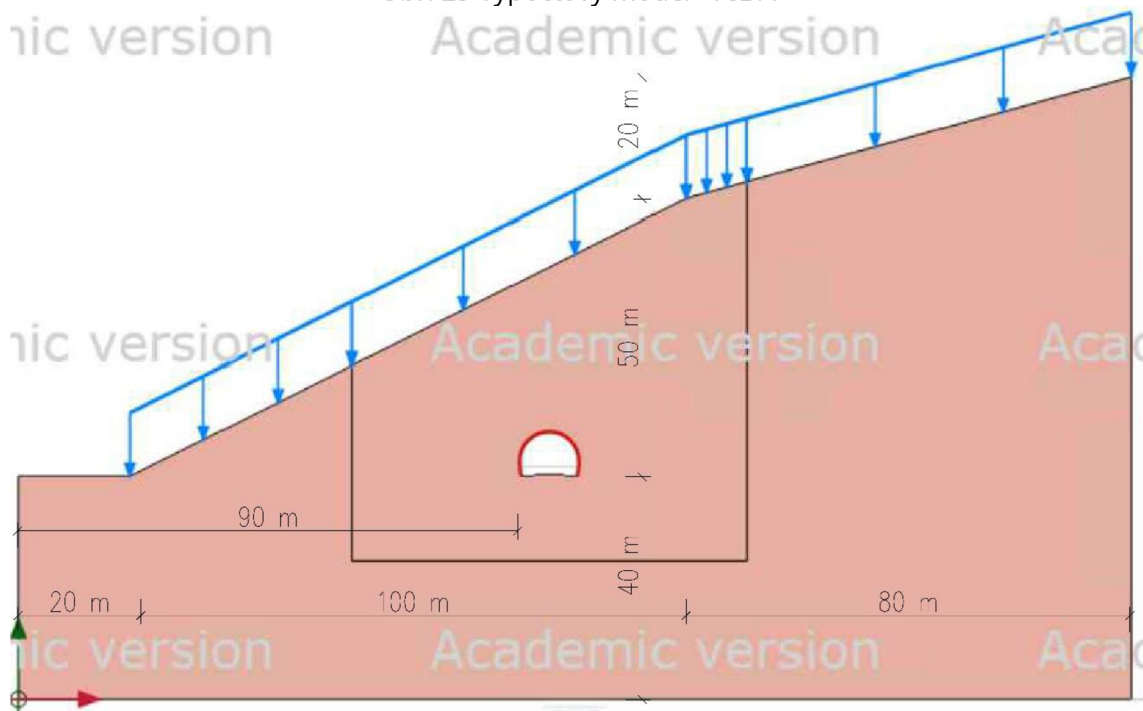


Obr. 23 Dokumentace výrubu – řez B

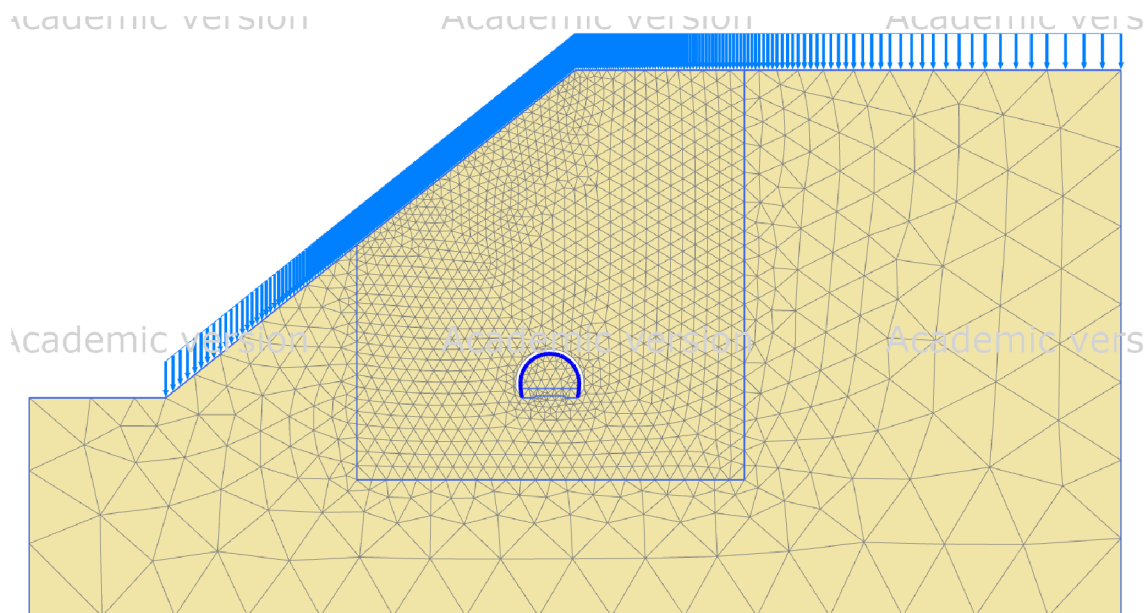
Velikost modelu obou řezů byla zvolena tak, aby nedocházelo k ovlivnění napjatosti a deformace horninového masivu v místě výrubu tunelu, Obr. 25, Obr. 24. Rozdělení modelu na síť konečných prvků tvořenou trojúhelníky s 15 uzlovými prvky je znázorněné na Obr. 27, Obr. 26. Síť je v blízkosti konstrukce tunelu zjemněna na pětinu původní velikosti.



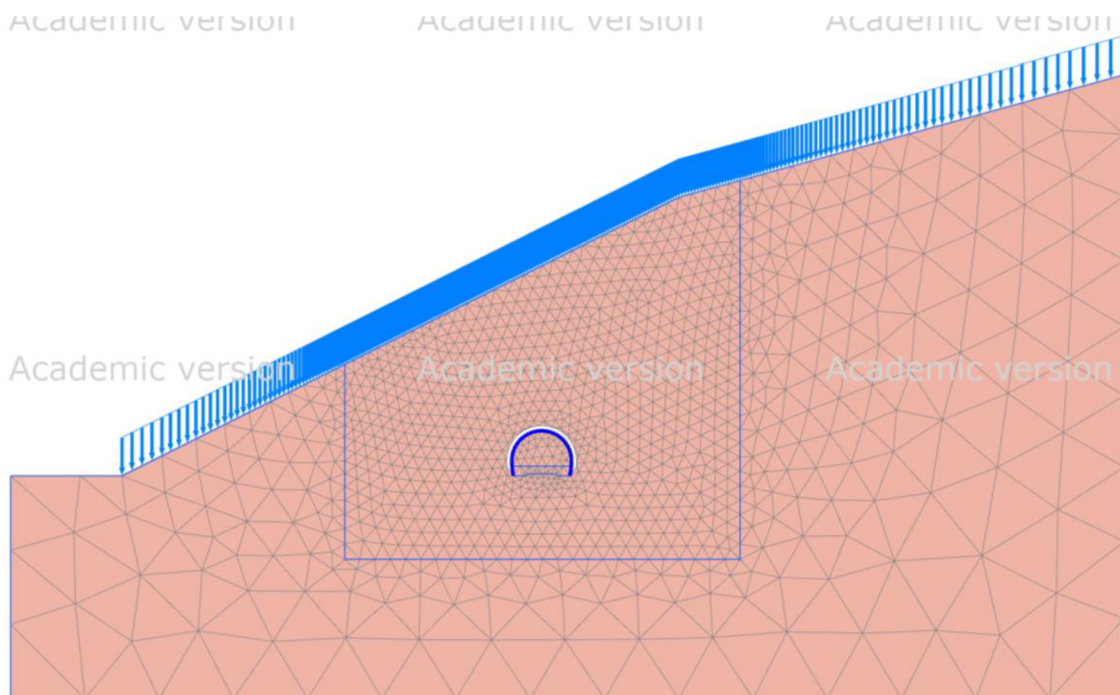
Obr. 25 Výpočtový model - řez A



Obr. 24 Výpočtový model - řez B



Obr. 27 Síť konečných prvků – řez A



Obr. 26 Síť konečných prvků – řez B

6.1.1. Geotechnické vlastnosti horniny

Horninové prostředí je modelováno jako jednovrstvé pomocí Mohr-Coulombova materiálového modelu. Přestože byly v okolí stavby prováděny IG průzkumy, skutečnost se odlišovala. Z tohoto důvodu byly geotechnické vlastnosti horniny pro

oba řezy dány kvalifikovaným odhadem na základě zkušeností vedoucího diplomové práce společně s diplomantkou, viz Tab. 3 **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů..** Pokryv a nadloží tunelu byly modelovány pomocí zatížení ($\gamma_P = 21 \text{ kN/m}^3$ pro pokryv, $\gamma_N = 24,5 \text{ kN/m}^3$ pro nadloží), viz Tab. 4.

Tab. 3 Geotechnické vlastnosti horniny

	Řez A	Řez B
Objemová tíha γ [kN/m^3]	25,80	26,50
Úhel vnitřního tření φ [°]	46	65
Soudržnost c [kPa]	100	180
Modul přetvárnosti E [MPa]	750	9000
Poissonovo číslo [-]	0,26	0,2

Tab. 4 Modelované zatížení

	Výška nadloží [m]	Výška pokryvu [m]	Zatížení [kN/m^2]
Řez A	6	3,5	220,5
Řez B	6	12,5	409,5

6.1.2. Parametry ostění

Navržená varianta primárního ostění ze stříkaného vláknobetonu tloušťky 200 mm s kompozitními sítěmi byla v softwaru modelována pomocí tuhosti systému na délku 1 m. Jelikož se ostění skládá ze tří různých materiálů byla tuhost systému počítána pomocí poměrů modulů pružnosti jednotlivých prvků. Nejprve byl stanoven součinitel α_1 pro vláknobeton (FSB), rovnice (6.4).

$$\alpha_1 = \frac{E_{VLÁKNA}}{E_{FSB}} \quad (6.1)$$

$$A_1 = A_{FSB} + \alpha_1 \cdot A_{VLÁKNA} \quad (6.2)$$

Plocha vláknobetonu byla přepočítána pomocí rovnice (6.4). Plocha jednoho vlákna byla získána jako průměr ze tří možností natočení vlákna v betonu (zahrnutí náhodné orientace vláken v betonu). Celková plocha vláken v betonu $A_{VLÁKNA}$ byla

vypočtena z hodnoty 40 000 vláken/kg dané výrobcem. Obdobným způsobem byl proveden výpočet momentu setrvačnosti.

Následně byl proveden výpočet součinitele α_2 pro vláknobeton se dvěma kompozitními sítěmi, viz rovnice (6.4). Výsledná plocha byla získána z vypočtené plochy A_1 a plochy sítí $A_{ORLITECH}$, rovnice (6.4). Sítě již nejsou v betonu rozptýleny jako vlákna, a tudíž je nutné spočítat moment setrvačnosti k novému těžišti průřezu.

$$\alpha_2 = \frac{E_{ORLITECH}}{E_{FSB}} \quad (6.3)$$

$$A_2 = A_{FSB} + \alpha_2 \cdot A_{ORLITECH} \quad (6.4)$$

Vlastnosti vláknobetonu byly do výpočtu uvažovány na základě průkazní zkoušky provedené akreditovanou laboratoří. V jednotlivých fázích výstavby byly v modelu zadávána dvě různá stáří betonu: tzv. mladý beton s pevností v tlaku po 4,5 hodinách a tzv. starý beton s pevností v tlaku po 28 dnech. Modul pružnosti betonu byl z těchto pevností dopočítán. Charakteristiky stříkaného vláknobetonu FSB C 20/25 XA1, MSB J2, D3S1 získané laboratoří a poté dopočítané jsou uvedené v Tab. 5. Vlastnosti vláken a kompozitních sítí, které byly použity do výpočtu jsou shrnuty v Tab. 6,

Tab. 7. Mezivýpočty včetně výsledných tuhostí systému zadávaných do softwaru PLAXIS 2D viz Tab. 8.

Tab. 5 Vlastnosti stříkaného vláknobetonu

FSB	Modul pružnosti E_{FSB} [GPa]	Válcová pevnost v tlaku f_{ck} [MPa]	Pevnost v tahu f_{ctm} [MPa]	Tloušťka d [m]	ν
Mladý	10,725	7,15	1,11	0,2	0,2
Starý	80,850	53,90	4,28		

Tab. 6 Vlastnosti vláken MasterFiber 151

Celková plocha vláken v betonu $A_{VLÁKNA}$ [m ²]	Celkový moment setrvačnosti vláken v betonu $I_{VLÁKNA}$ [m ⁴]	Modul pružnosti vláken $E_{VLÁKNA}$ [GPa]
1,394	$2,89 \cdot 10^{-4}$	4

Tab. 7 Vlastnosti sítí ORLITECH® MESH

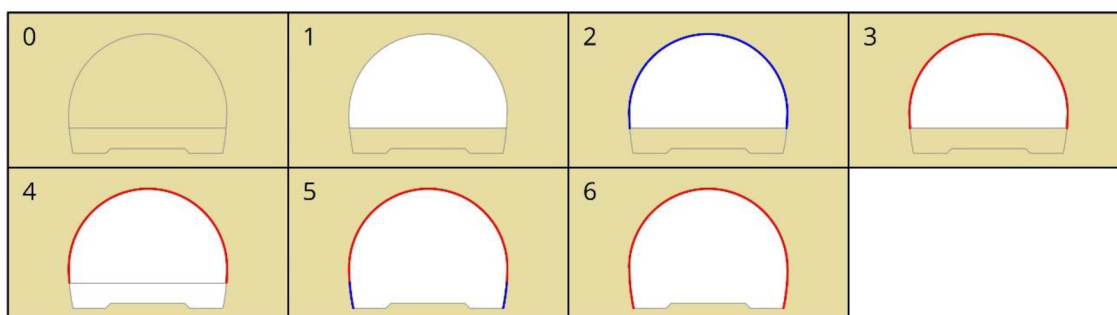
	Vzdálenost sítě od rubu ostění d [m]	Plocha sítě $A_{ORLITECH}$ [m ²]	Modul pružnosti sítě $E_{ORLITECH}$ [GPa]
Horní síť	0,160	$2,513 \cdot 10^{-4}$	50
Spodní síť	0,176	$2,513 \cdot 10^{-4}$	

Tab. 8 Parametry primárního ostění

	α	Plocha A [m ²]	Moment setrvačnosti I [m ⁴]	Osová tuhost EA [kN/m]	Ohybová tuhost EI [kNm ² /m]
Mladý FSB	0,373	0,720	$7,74 \cdot 10^{-4}$	$7,720 \cdot 10^6$	8305
Starý FSB	0,049	0,269	$6,81 \cdot 10^{-4}$	$21,745 \cdot 10^6$	55055
Mladý FSB + síť	4,662	0,722	$8,61 \cdot 10^{-4}$	$7,745 \cdot 10^6$	9235
Starý FSB + síť	0,618	0,269	$6,81 \cdot 10^{-4}$	$21,770 \cdot 10^6$	55085

6.1.3. Fáze výstavby

Tunel byl ražen postupně. Nejprve kalota a po proražení celé délky tunelu, lávka. Stejným způsobem byl modelován postup výstavby v softwaru, který je rozdělen do 7 fází. Podepření dočasně nevyztuženého výrubu horninovým masivem před čelbou je do výpočtu zahrnuto tzv. β metodou. Tento součinitel byl převzat ze statického výpočtu primárního ostění tunelu VMO Žabovřeská [9]. Jednotlivé fáze se



Obr. 28 Fáze výstavby primárního ostění tunelu

součinitelem β pro oba řezy jsou zapsány v Tab. 9. Grafické znázornění všech 7 fází výpočtu je na Obr. 28.

Tab. 9 Popis fází výstavby

Fáze		β pro řez A	β pro řez B
1	Výrub kaloty	0,45	0,35
2	Zhotovení ostění kaloty - mladý beton	0,36	0,28
3	Ostění kaloty - starý beton	0	0
4	Výrub lávky	0,45	0,35
5	Zhotovení ostění opěří - mladý beton	0,36	0,28
6	Ostění opěří - starý beton	0	0

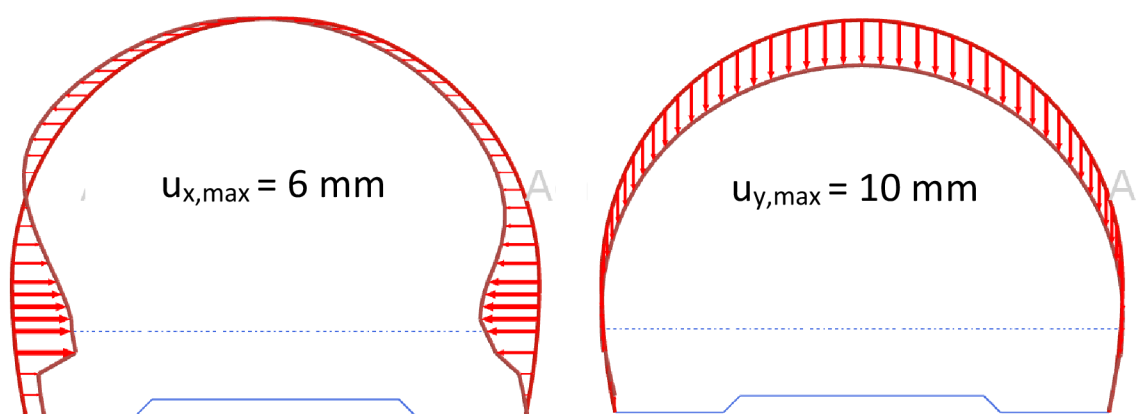
6.1.4. Výsledky

V této části jsou uvedeny grafické výstupy numerického modelování obou řezů. Jedná se o deformace tunelového ostění a terénu nad ním a o svislé napětí v okolí výrubu. Prezentované výsledky jsou konečnou fází výstavby primárního ostění.

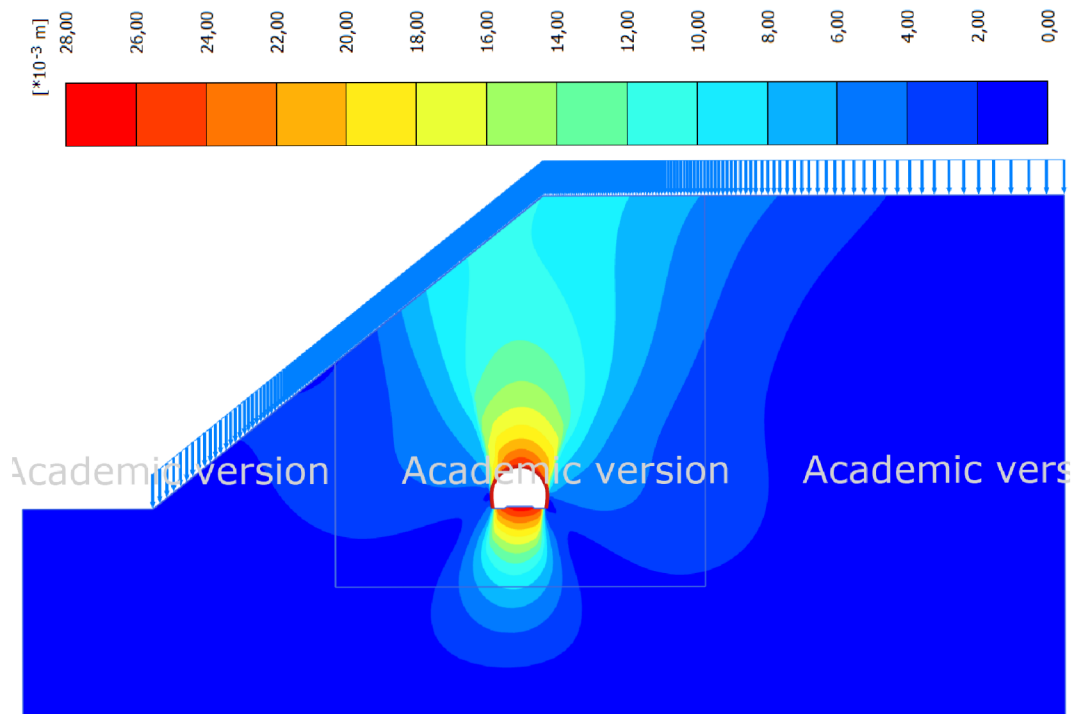
Z důvodu ověření únosnosti primárního ostění následují velikosti normálových sil, posouvajících sil a ohybových momentů. Pro každou fázi výstavby jsou vypsány extrémní hodnoty.

Deformace a napětí

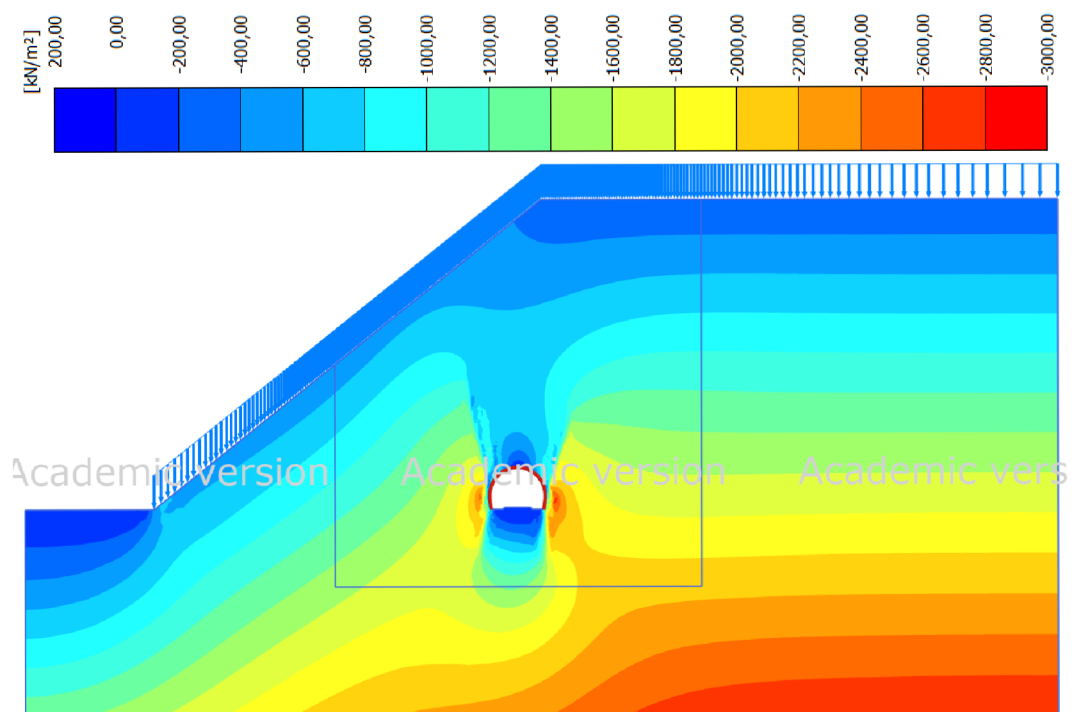
Řez A - maximální deformace 27 mm



Obr. 29 Vodorovné (vlevo) a svislé (vpravo) deformace ostění (fáze 6) – řez A

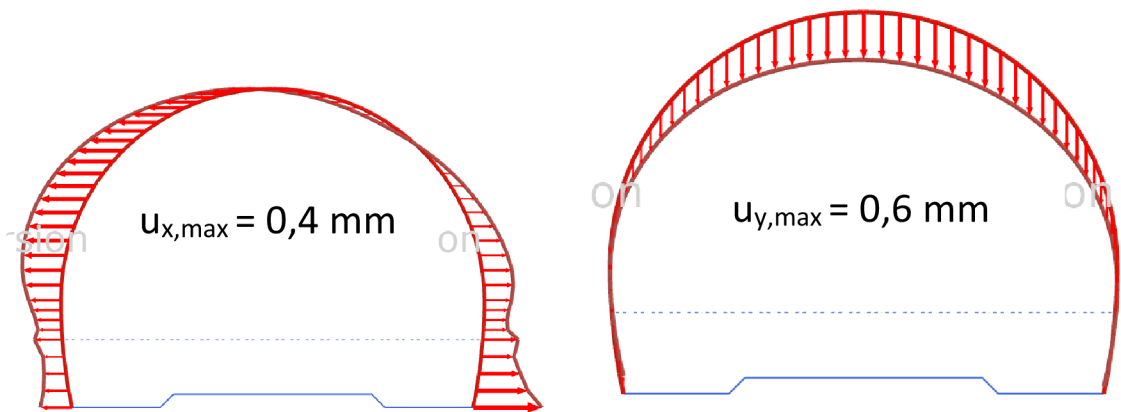


Obr. 31 Průběh deformací (fáze 6) - řez A

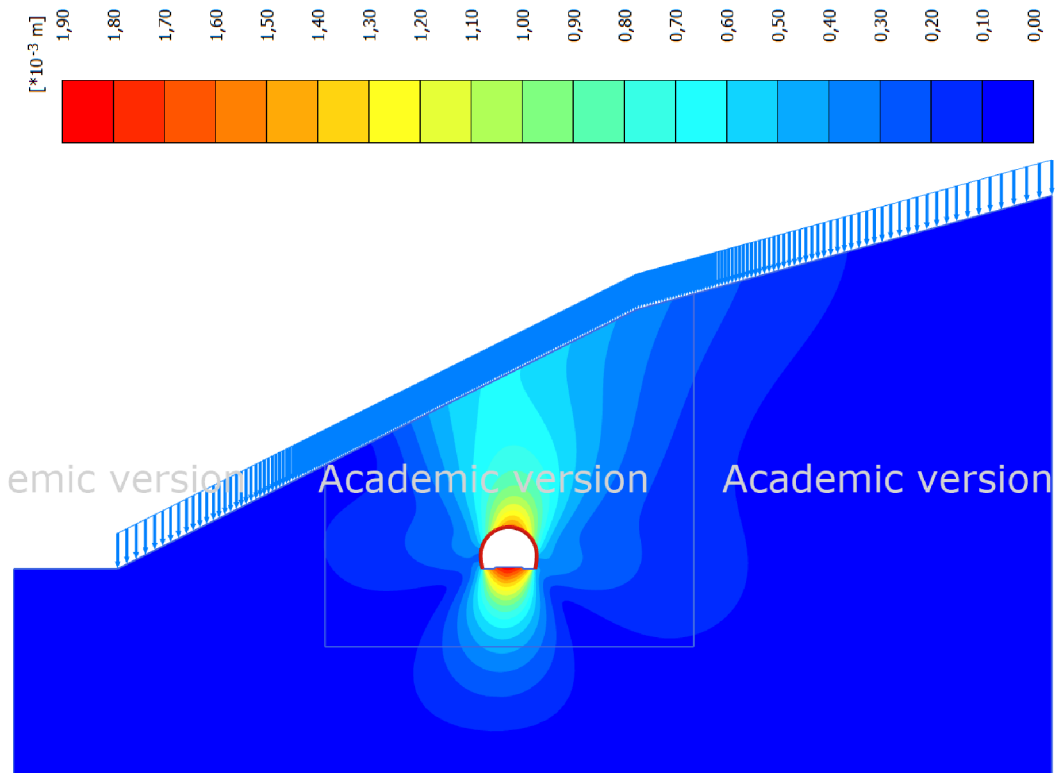


Obr. 30 Svislá napětí (fáze 6) - řez A

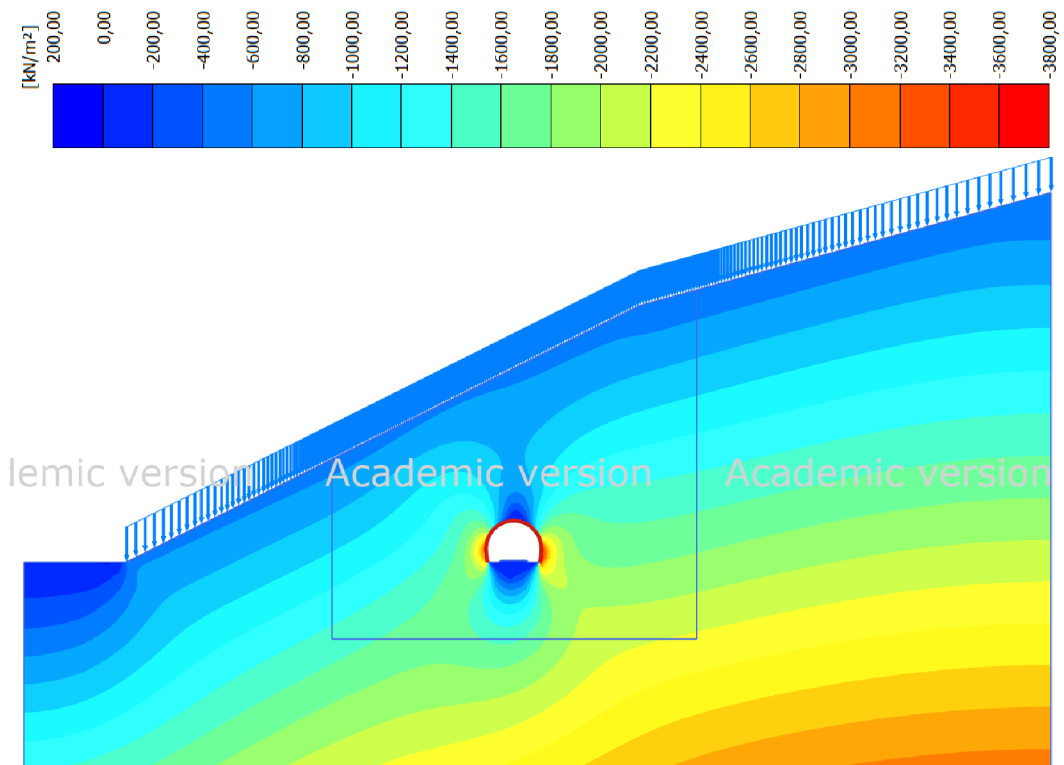
Řez B – maximální deformace 2 mm



Obr. 32 Vodorovné (vlevo) a svislé (vpravo) deformace ostění (fáze 6) – řez B

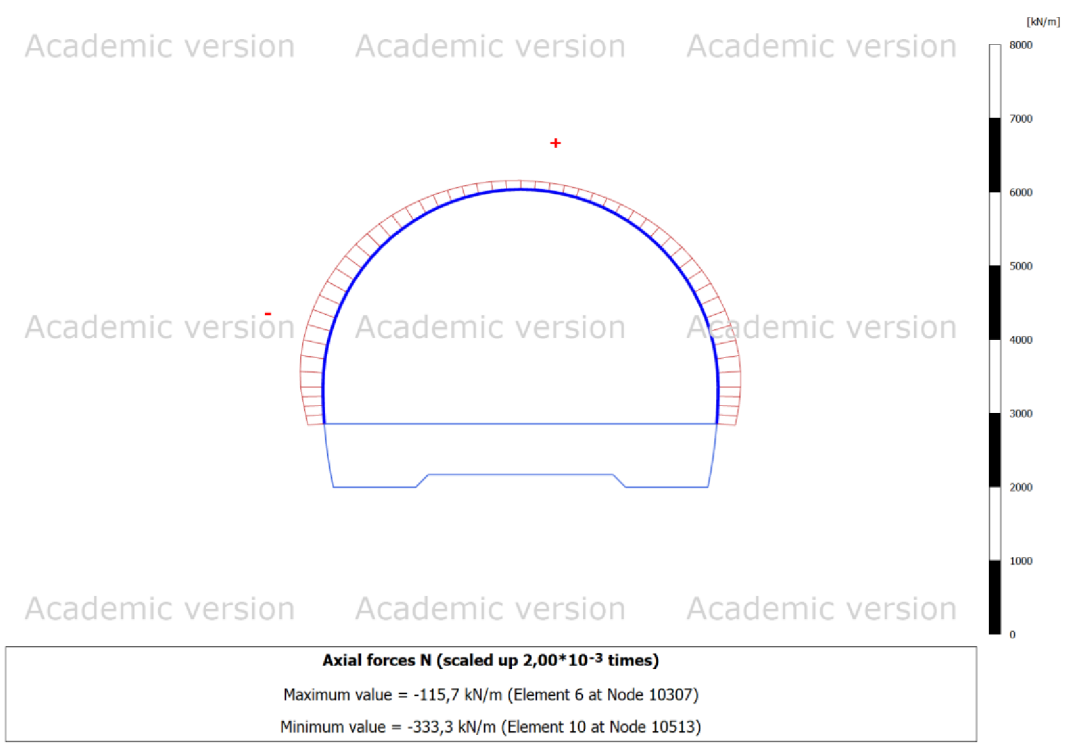


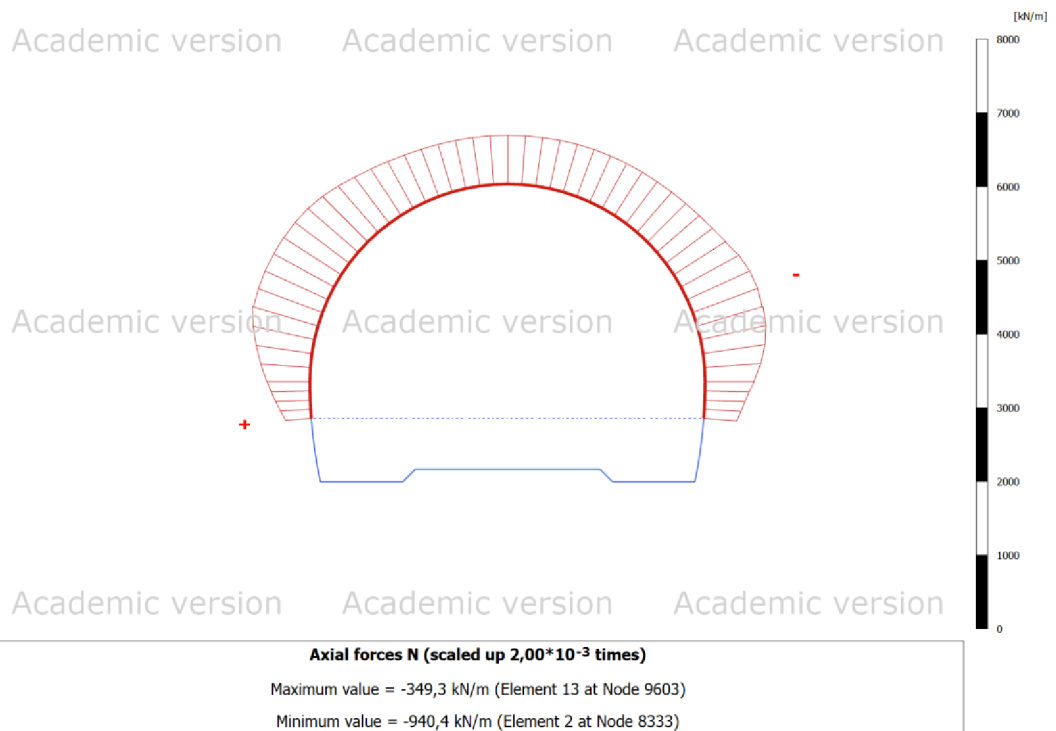
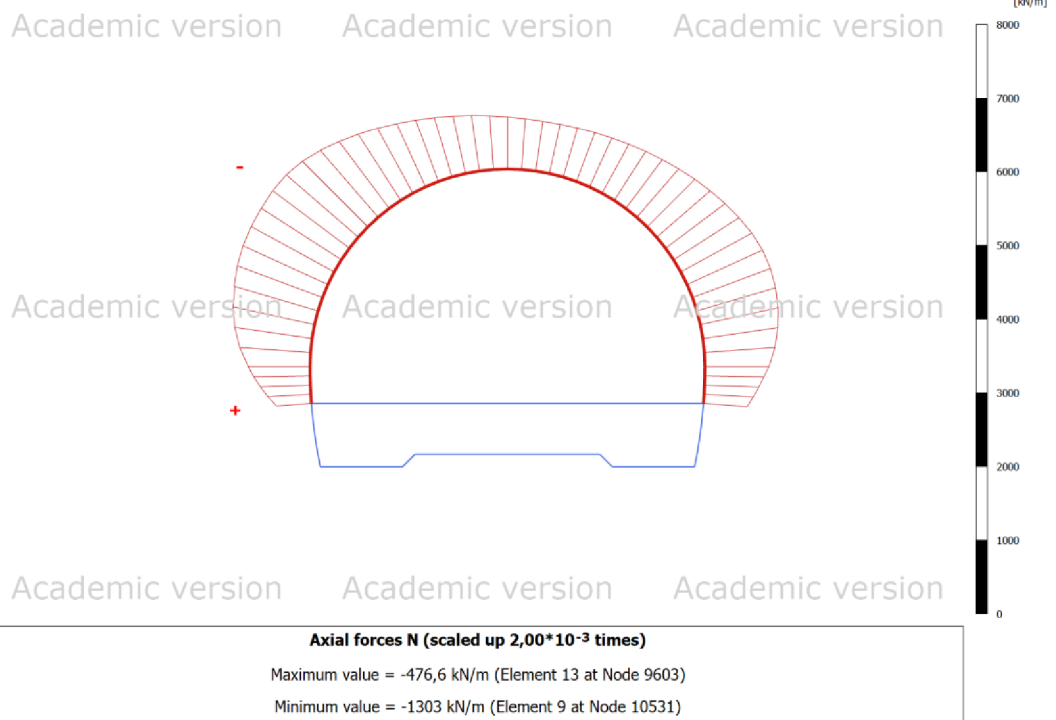
Obr. 33 Průběh deformací (fáze 6) – řez B

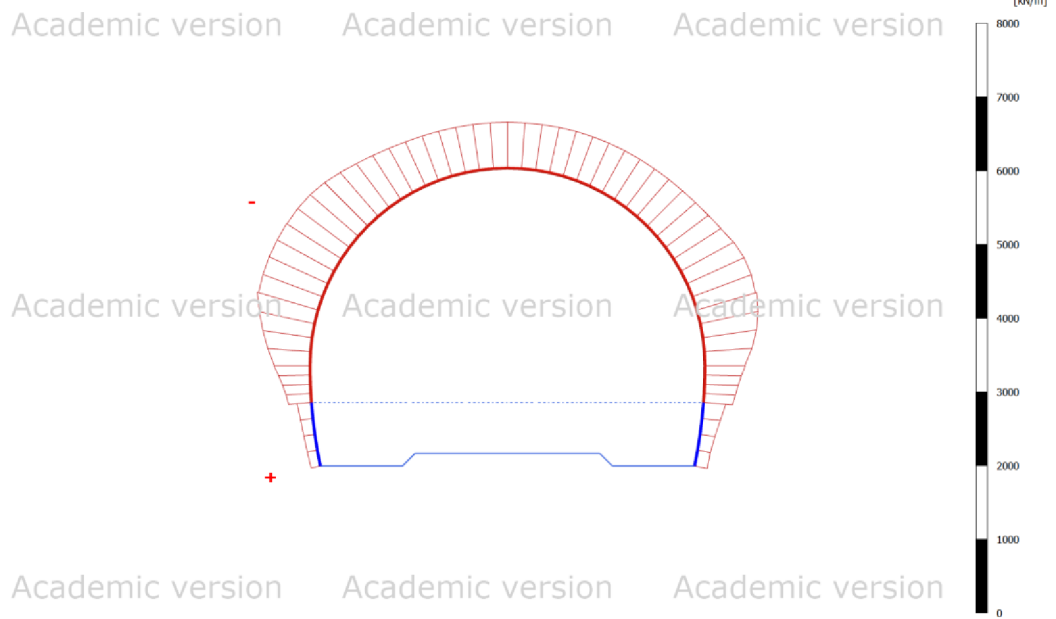


Obr. 34 Svislá napětí (fáze 6) – řez B

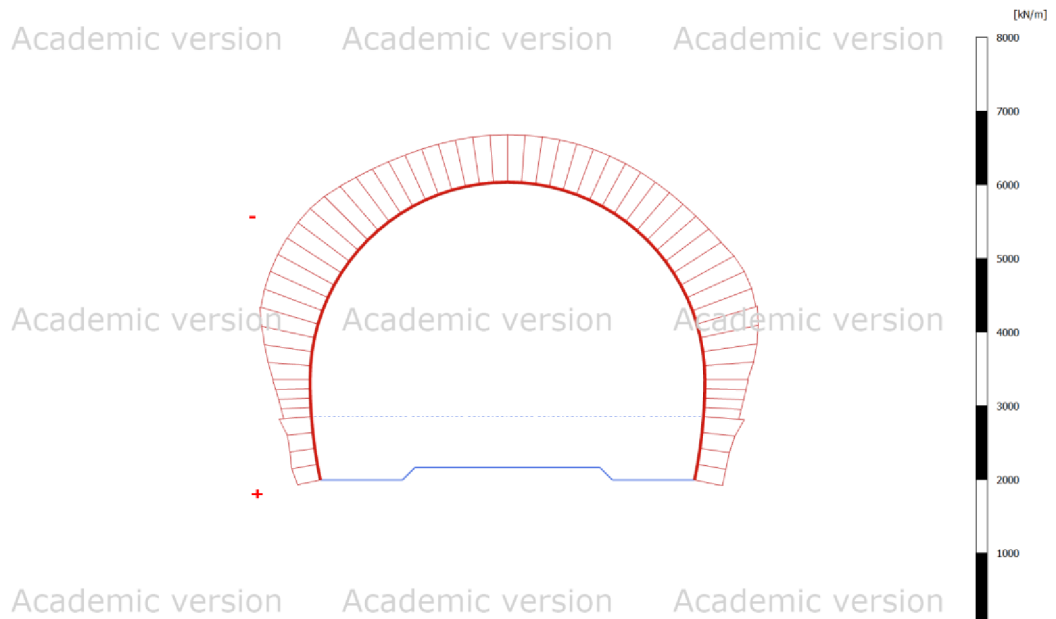
Normálové síly – řez A





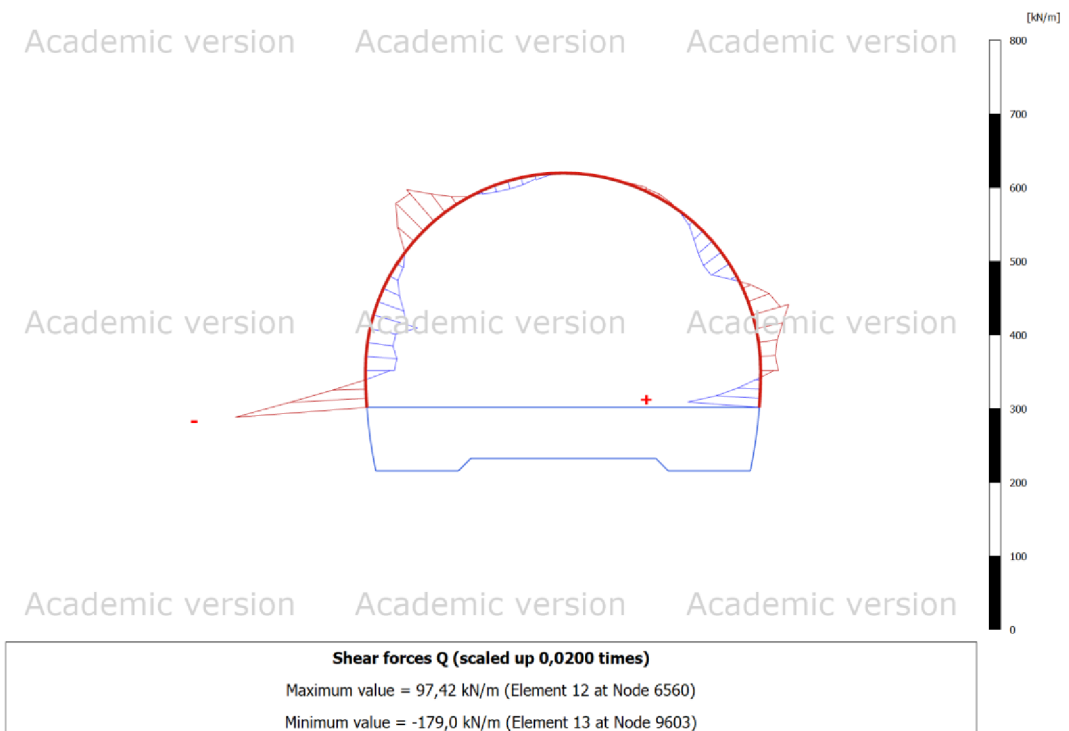
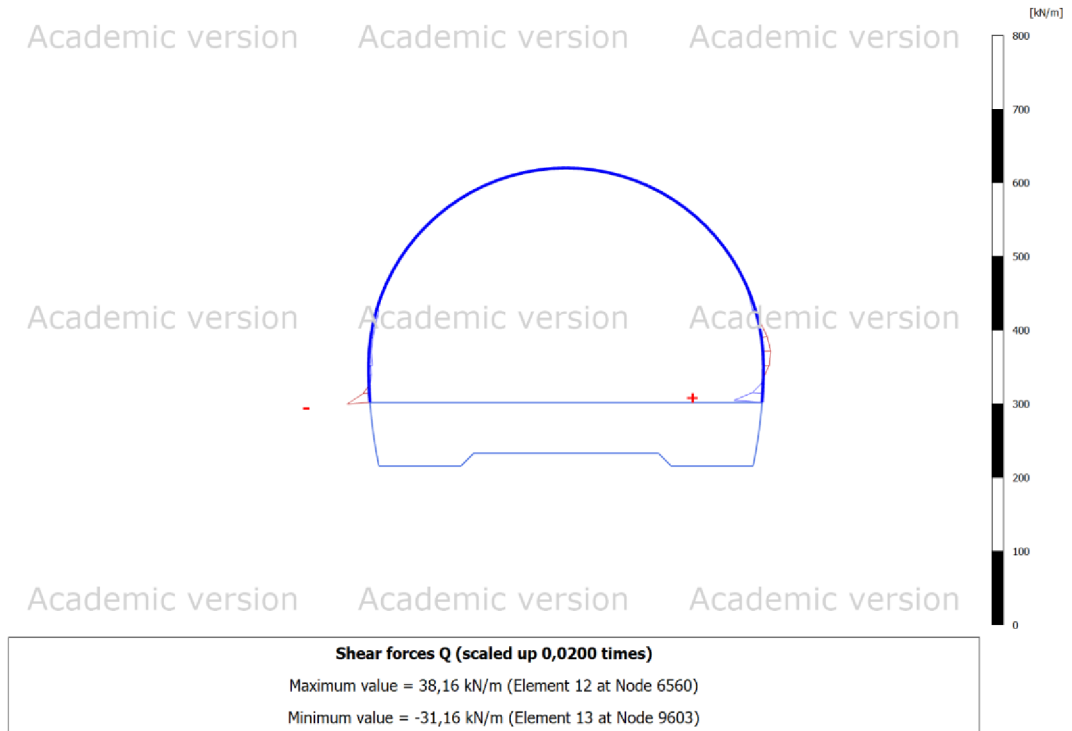


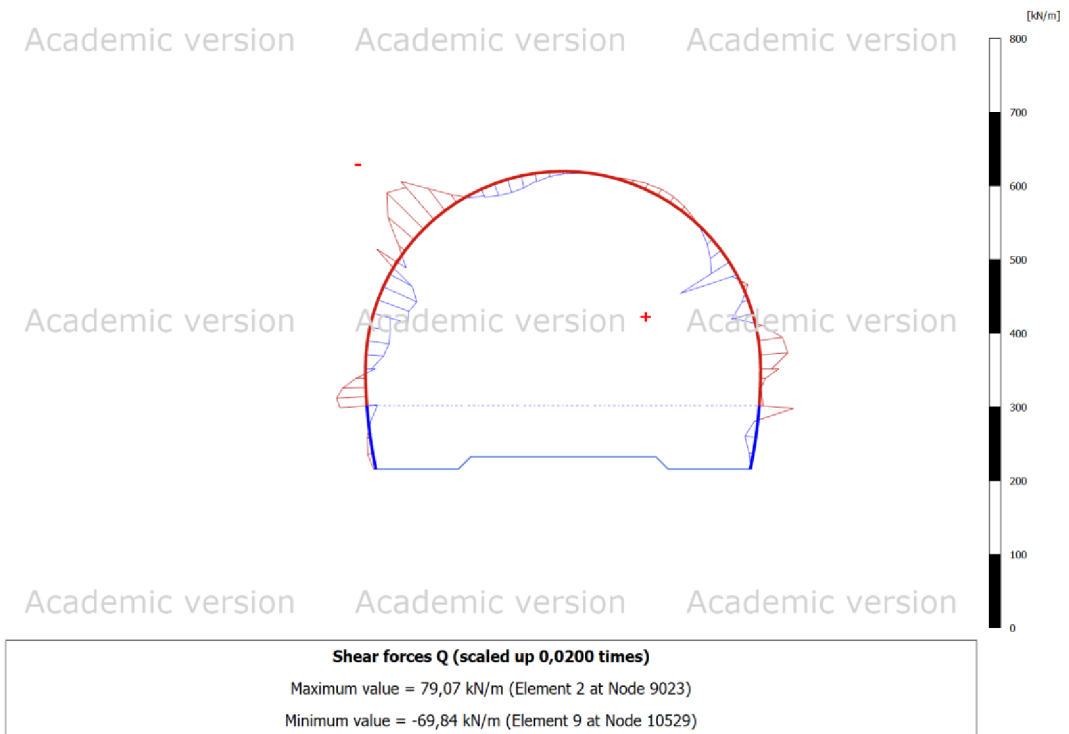
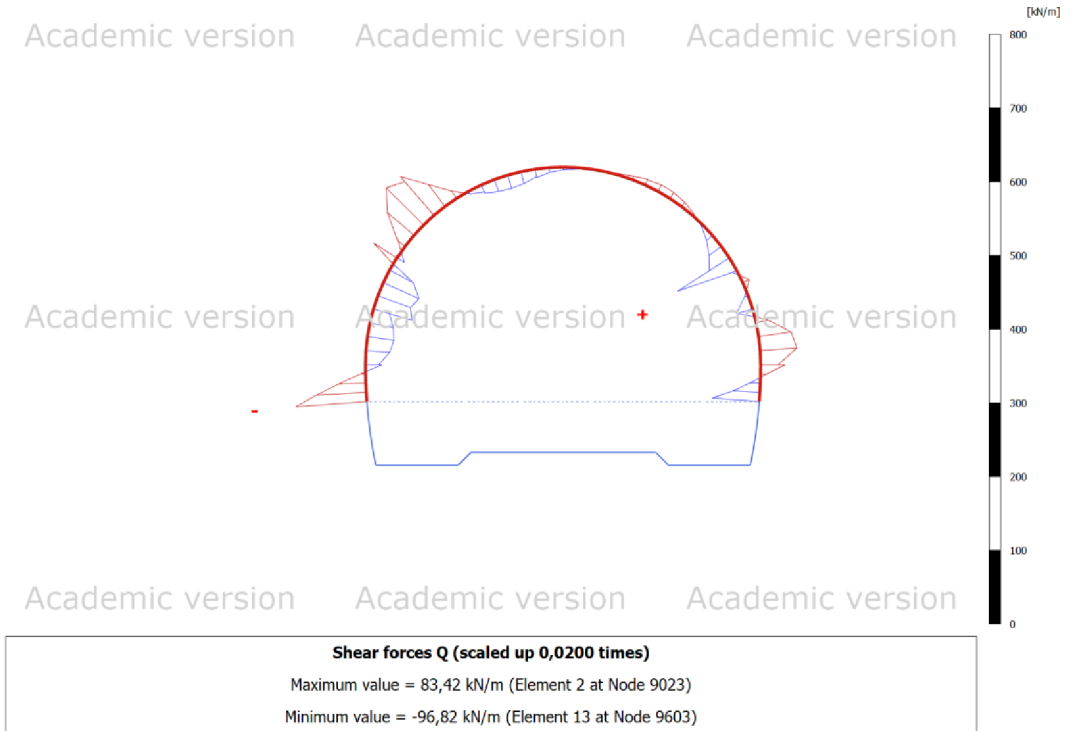
Axial forces N (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)
 Maximum value = -128,8 kN/m (Element 14 at Node 8695)
 Minimum value = -884,2 kN/m (Element 10 at Node 10528)

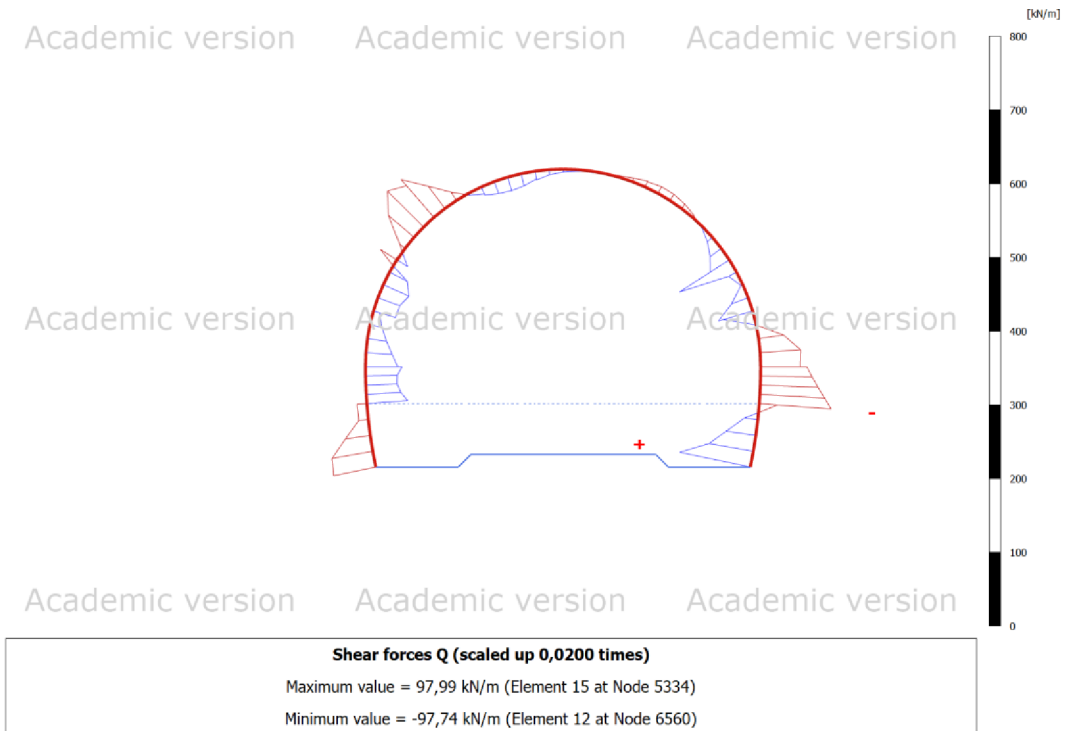


Axial forces N (scaled up $2,00 \cdot 10^{-3}$ times)
 Maximum value = -315,9 kN/m (Element 14 at Node 8695)
 Minimum value = -877,7 kN/m (Element 10 at Node 10528)

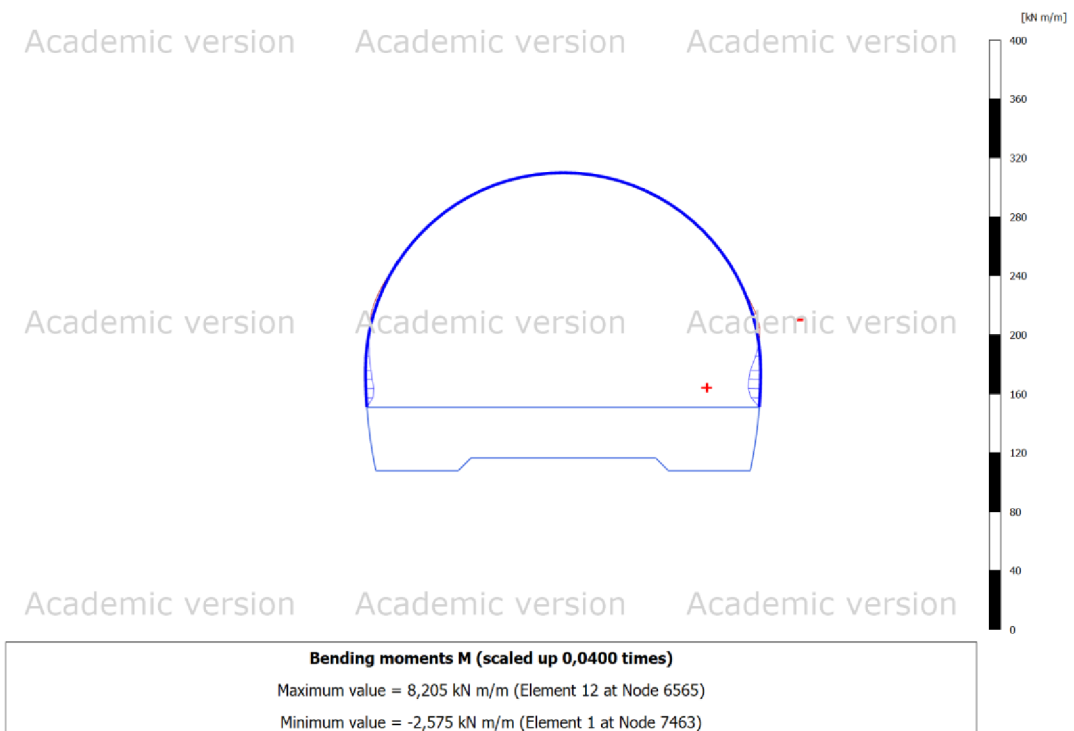
Posouvající síly - řez A

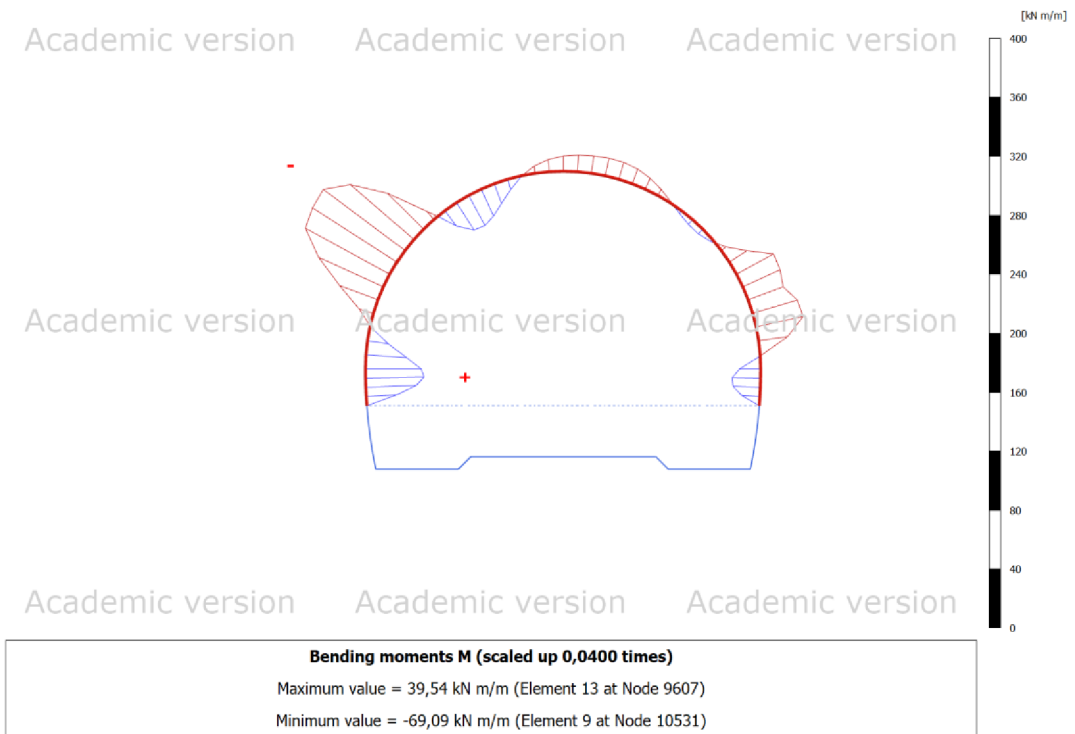
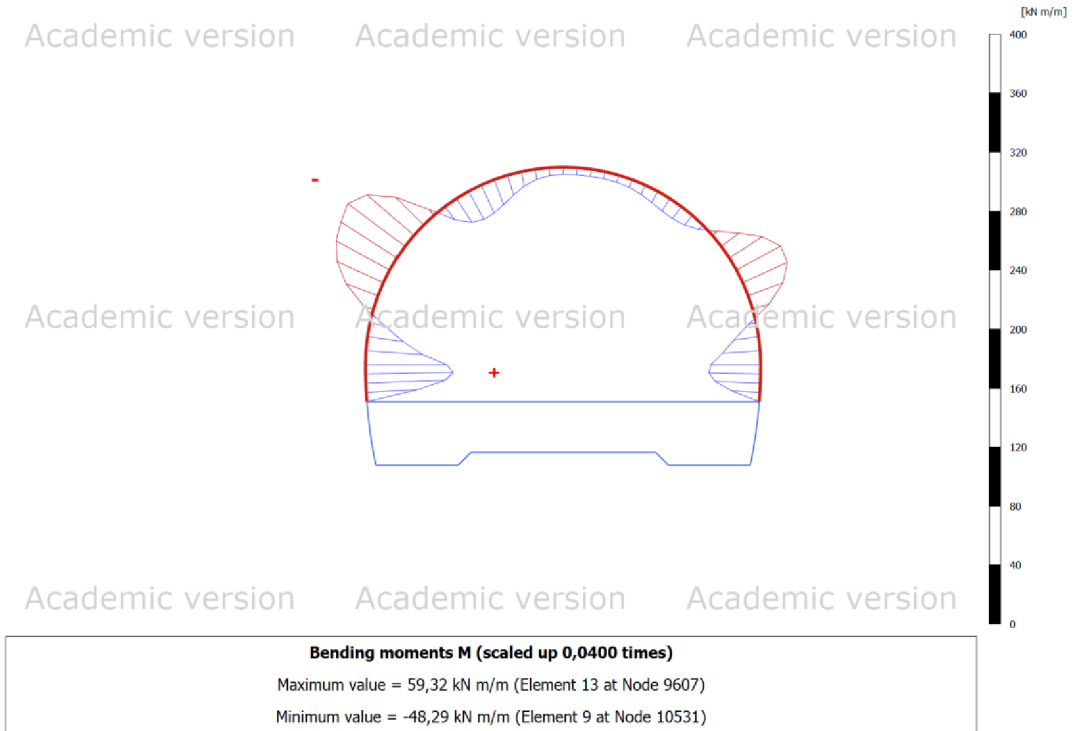


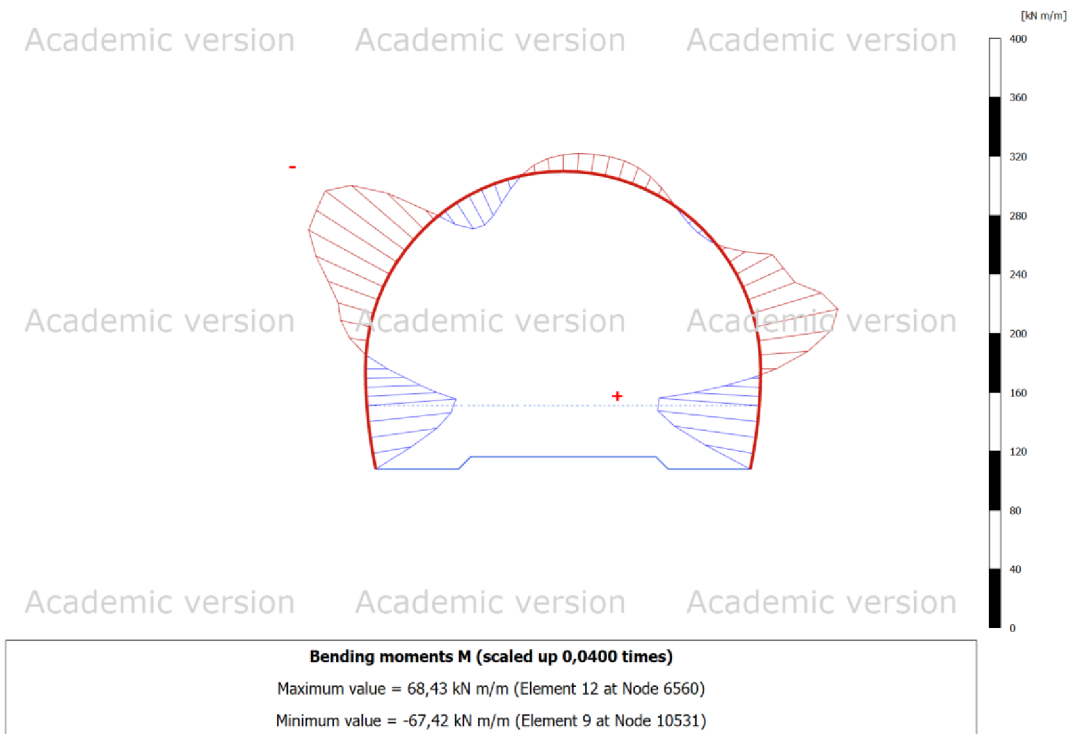
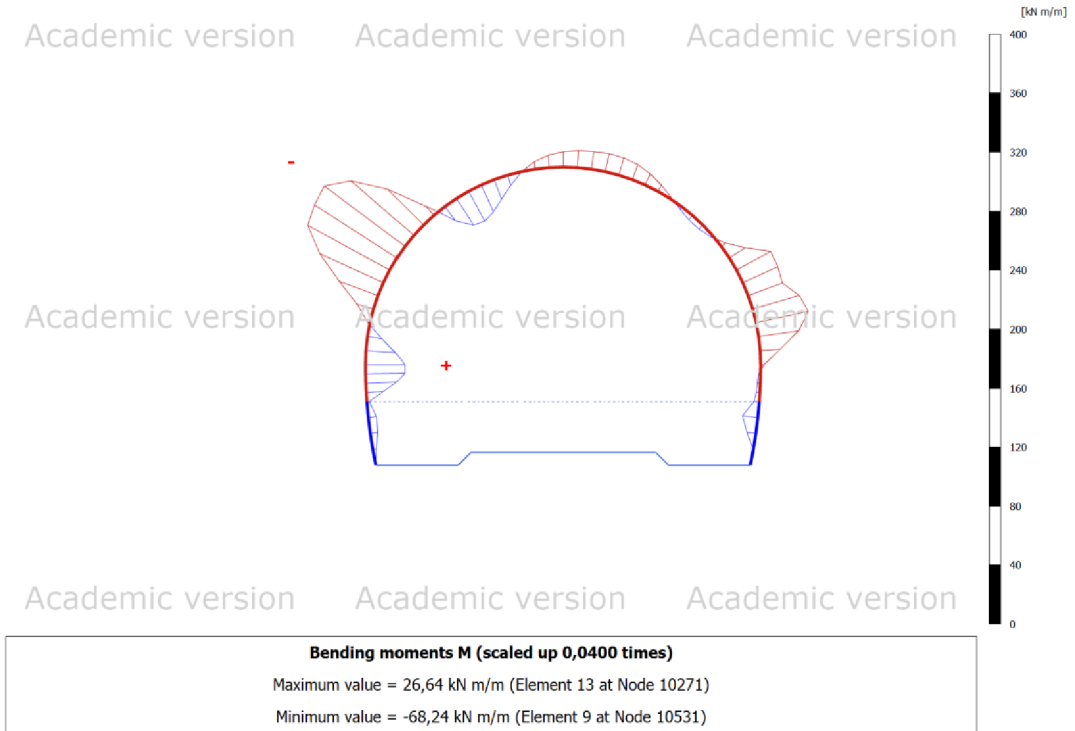




Ohybové momenty – řez A





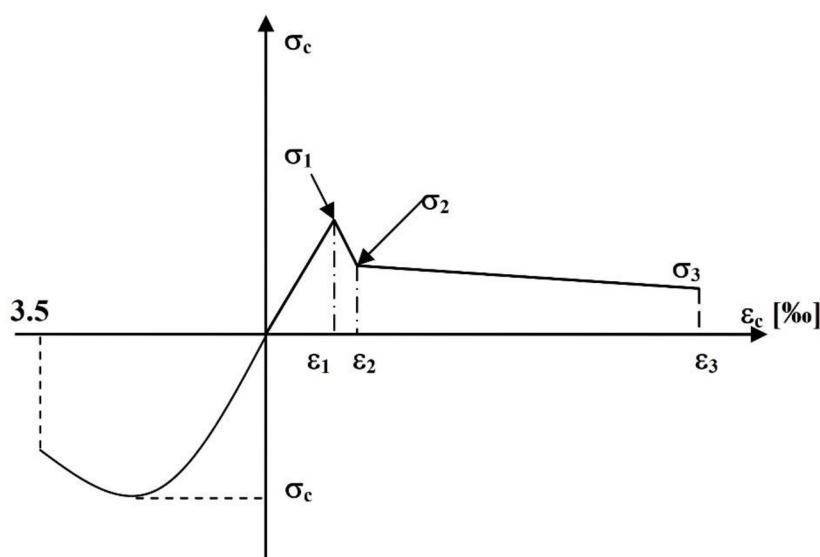


6.2. Posouzení primárního ostění

Primárního ostění je alternativním návrhem tvořeno stříkaným vláknobetonem vyztuženým kompozitními sítěmi. Vlákná v betonu i kompozitní sítě jsou zahrnuty do posouzení primárního ostění, jelikož mají podstatný vliv na únosnost ostění. V následujících dvou kapitolách jsou shrnuty nejdůležitější odlišnosti výpočtu od konvenčního řešení.

6.2.1. Vliv vláken na únosnost ostění

Hlavní výhodou vláknobetonu oproti prostému betonu je schopnost přenášet tahová napětí po vzniku makrotrhlin, tedy reziduální pevnost v tahu po vzniku makrotrhliny f_R . Tato pevnost se získá pomocí zkoušky pro stanovení ohybové únosnosti. Významná je také zvýšená duktilita vláknobetonu, která může vést ke zmenšení šířky trhlin [30]. Chování vláknobetonu definuje pracovní diagram na Obr. 35 [31]. Výpočet jednotlivých napětí v závislosti na velikosti poměrného přetvoření ε_i byl proveden pomocí rovnic (6.5), (6.6), (6.7). Hodnoty těchto napětí a přetvoření jsou uvedeny v Tab. 10. Reziduální pevnosti v tahu za ohybu $f_{R,1}$, resp. $f_{R,4}$ jsou definovány pro průhyb při rozevření trhliny na 0,5 mm, resp. 3,5 mm. Hodnoty reziduálních pevností ($f_{R,1} = f_{R,4} = 1,8$ MPa) i pevnosti v tahu za ohybu f_{tcm} jsou pro návrh použity na základě výsledků průkazných zkoušek.



Obr. 35 Pracovní diagram vláknobetonu

$$\sigma_1 = 0,7 \cdot f_{ctm} \cdot (1,6 - d) \qquad \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_{FSB}} \qquad (6.5)$$

$$\sigma_2 = 0,45 \cdot f_{R,1} \cdot \kappa_H \qquad \varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0,1\text{‰} \qquad (6.6)$$

$$\sigma_3 = 0,37 \cdot f_{R,4} \cdot \kappa_H \qquad \varepsilon_3 = 25 \text{‰} \qquad (6.7)$$

Tab. 10 Hodnoty pracovního diagramu vláknobetonu

i	Napětí σ_i [MPa]	Poměrné přetvoření ε_i [‰]
1	4,310	0,053
2	0,733	0,153
3	0,603	25

Posouzení ostění z vláknobetonu bylo provedeno na základě RILEM TC162-TDF [31]. Tento přístup zohledňuje rozdílné chování průřezu zkušebního trámčového tělesa oproti chování průřezu navrhované konstrukce odlišné tloušťky pomocí bezpečnostního součinitele velikosti průřezu κ_H [32], viz rovnice (6.8).

$$\kappa_H = 1,0 - 0,6 \cdot \frac{h - 12,5}{47,5} \qquad (6.8)$$

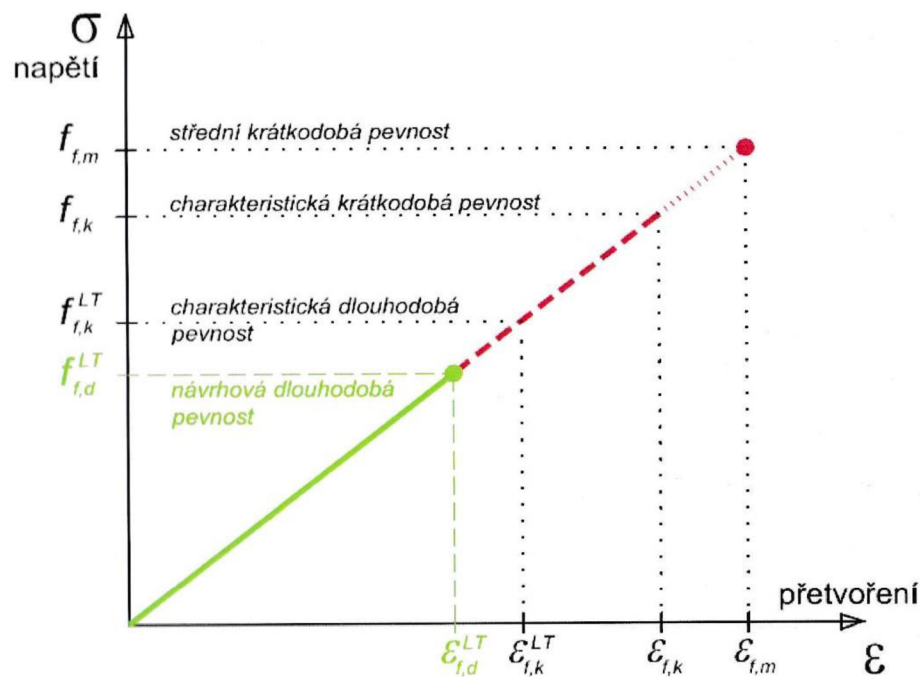
6.2.2. Účinek kompozitních sítí

Kompozitní síť ORLITECH® MESH je tvořena čedičovými vlákny, která jsou elastická, ale zároveň při dosažení pevnosti v tahu křehce lámavá, viz Obr. 36 [33]. Základním rozdílem vůči ocelovým sítím jsou v čase proměnné vlastnosti kompozitu. Při dlouhodobém zatížení narůstá deformace v čase – dotvarování. Je proto zapotřebí určit dlouhodobou tahovou pevnost $f_{fd,LT}$, viz rovnice (6.9). Poměr mezi krátkodobou a dlouhodobou pevností výztuže n_{env} lze stanovit experimentálně hodnotou napětí, kterým musí být výztuž zatížena, aby došlo k jejímu porušení v horizontu 1000 hodin nebo redukcí tahové pevnosti za logaritmickou dekádu R_{10} . Výrobce sítí neudává experimentální hodnotu napětí ani redukcii pevnosti. Z tohoto důvodu byla zvolena hodnota redukce pevnosti $R_{10} = 15 \%$ a redukční součinitel n_{env} byl stanoven pomocí rovnice (6.10). Exponent n zohledňuje vlhkost a teplotu prostředí, životnost konstrukce a případnou rozdílnost průměru výztuže oproti

testovanému vzorku [33]. Bylo uvažováno suché prostředí s teplotou +15°C až 25°C, životnost konstrukce 100 let a shodný průměr vzorku s výztuží, podle zkoušek výrobce. Výsledná dlouhodobá tahová pevnost v tahu $f_{fd,LT} = 503,2$ MPa.

$$f_{fd,LT} = \frac{f_{fk}}{n_{env} \cdot \gamma_f} \quad (6.9)$$

$$n_{env} = \frac{1}{\left(\frac{100 - R_{10}}{100}\right)^{n+2}} \quad (6.10)$$



Obr. 36 Idealizovaný návrhový diagram kompozitní výztuže

Základní charakteristiky popisující krátkodobé chování výztuže v tahu jsou modul pružnosti E_f , mezní pevnost v tahu f_{fk} a mezní poměrné přetvoření ϵ_f . Návrhová hodnota krátkodobé tahové pevnosti $f_{fd} = 1045,5$ MPa je získána pomocí součinitele $\gamma_f = 1,25$ [34], viz rovnice (6.11). Chování kompozitní výztuže v tlaku a tahu je odlišné. V tlaku má výztuž nižší modul pružnosti i pevnost. Není tedy doporučeno uvažovat při návrhu s tlakovou únosností sítí.

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (6.11)$$

Dalším rozdílem oproti ocelovým výztužím je jejich ochrana proti korozi vyvolené vnějšími vlivy. Kompozitní materiál ji nevyžaduje, a tudíž může mít menší krycí vrstvu. Ta musí zaručit především soudržnost betonu se sítěmi. Minimální krytí bylo uvažováno 20 mm podle rovnice (6.12). Soudržnost je zajištěna povrchovou úpravou sítí – pískováním.

$$c = \max\{1,5 \cdot \phi_f; 20 \text{ mm}\} \quad (6.12)$$

Návrh ostění s kompozitními sítěmi byl proveden podle publikace fib Bulletin No. 40 [34], která je kompatibilní s ustanovením v používaných EN normách.

6.2.3. Mezní stav únosnosti

Zatížení pro posouzení 1. mezního stavu únosnosti (MSÚ) ostění bylo stanoveno na základě výsledků z numerického modelu. Pro ověření únosnosti primárního ostění byly vybrány nejnepříznivější kombinace zatížení (pro nejkritičtější hodnotu jedné z vnitřních sil byly přiřazeny odpovídající hodnoty zbývajících vnitřních sil). Návrhové hodnoty vnitřních sil byly získány vynásobením součinitelem zatížení $\gamma_F = 1,35$. Tímto způsobem byly vytvořeny kombinace zatížení pro mladý i starý beton, Tab. 11, Tab. 12.

Tab. 11 Kombinace vnitřních sil pro mladý beton – MSÚ

	ŘEZ A			ŘEZ B		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
min. N [kN]	-450,008	3,008	-2,351	-151,416	12,924	0,000
max. N [kN]	-	-	-	20,699	-0,053	0,068
max. V [kN]	-409,484	-63,208	4,821	1,194	30,089	4,393
min. M [kNm]	-413,035	-3,470	-3,477	-18,717	0,451	-0,685
max. M [kNm]	-334,920	6,285	14,084	1,194	30,089	4,393

Tab. 12 Kombinace vnitřních sil pro starý beton – MSÚ

	ŘEZ A			ŘEZ B		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
min. N [kN]	-1758,422	-0,808	-65,194	-1066,077	-0,992	-1,916
max. V [kN]	-521,712	132,284	0,000	-9,791	27,983	18,434
min. M [kNm]	-1183,915	-12,234	-91,017	-312,103	3,384	-9,453
max. M [kNm]	-645,242	-131,951	92,380	-105,672	26,859	18,434

Posouzení na ohybový moment a normálovou sílu

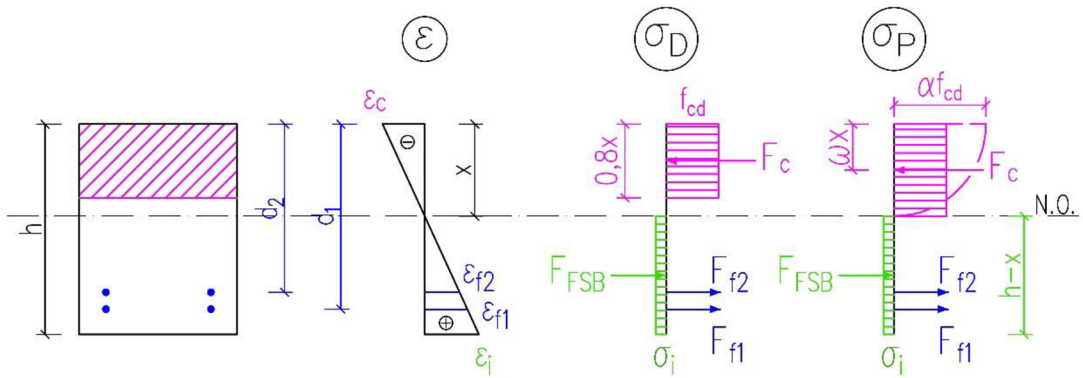
Průřez ostěním s rozměry 1000 x 200 mm byl posouzen pomocí interakčního diagramu pro všechny návrhové kombinace zatížení. Na základě výše uvedeného byly zavedeny dva předpoklady pro sestavení interakčního diagramu: beton v tahu působí z důvodu příspěvku vláken, tlačaná výztuž se neuvažuje. Z toho vyplývá, že normálová únosnost v tlaku vychází pouze z únosnosti betonu. Navýšení tahové únosnosti betonu vlivem vláken je započítána pomocí vnitřních sil N_{FSB} , M_{FSB} viz rovnice (6.13), (6.14). V případě prostého ohybu ($N = 0$ kN) mohou nastat dva způsoby porušení. Podoba porušení závisí na ploše výztuže. Prvním způsobem porušení je drcení betonu v oblasti tlačných vláken. S ohledem na křehké chování kompozitu je tlakové porušení žádoucí [33]. Druhým způsobem porušení je přetržení sítě, kdy v krajních vláknech betonu není dosaženo mezního přetvoření ε_{cu} . V tomto případě se zavádějí součinitelé α , ω pro přepočet napětí v betonu a polohy těžiště stanoveného podle parabolicko-rektangulárního pracovního diagramu na rovnoměrně rozdělené napětí v tlačené části průřezu. Průběh přetvoření a napětí po výšce průřezu se všemi předpoklady je znázorněno na Obr. 37. Napětí při porušení prvku drcením betonu je označeno σ_D a při porušení přetržením sítě σ_p .

Interakčním diagramem byla posuzována krátkodobá i dlouhodobá únosnost. Z diagramů na **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** a Obr. 39 lze vyčíst, že primární ostění tloušťky 200 mm se dvěma kompozitními sítěmi je vyhovující pro oba řezy.

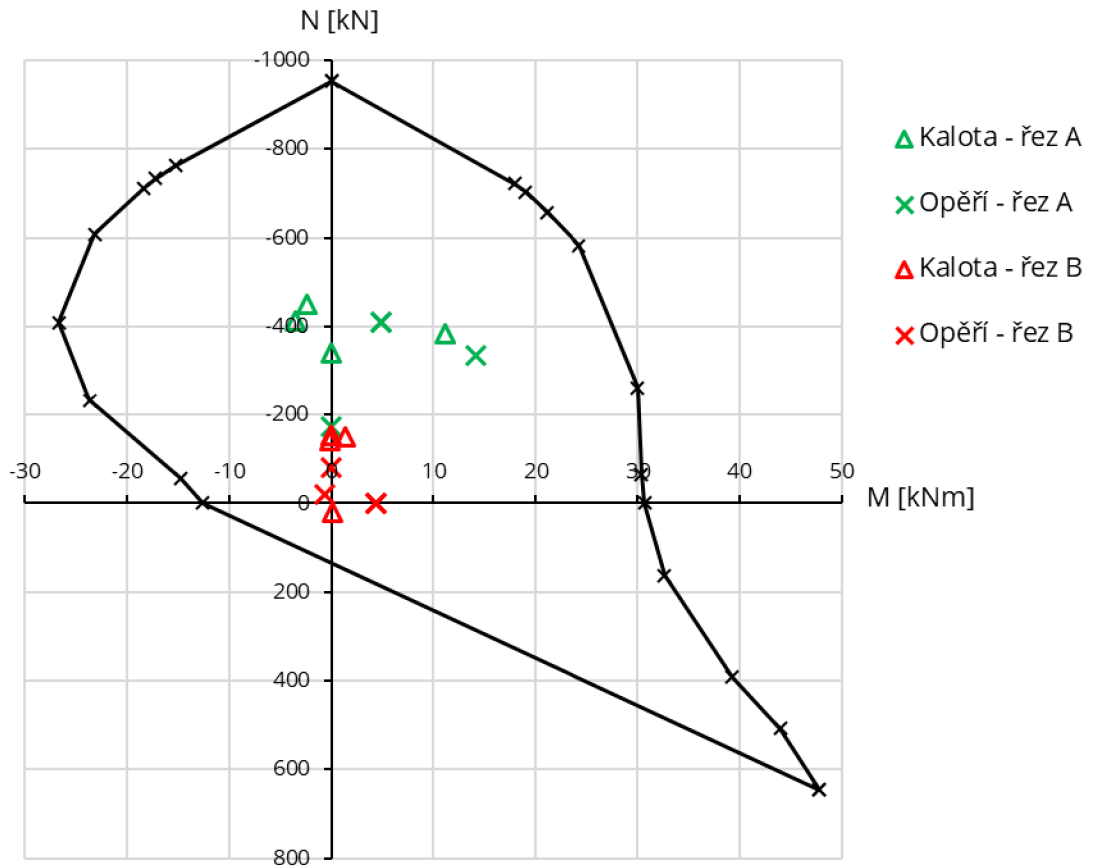
$$N_{FSB} = \sigma_i \cdot (h - x) \quad (6.13)$$

$$M_{FSB} = \sigma_i \cdot \frac{(h - x)^2}{2} \quad (6.14)$$

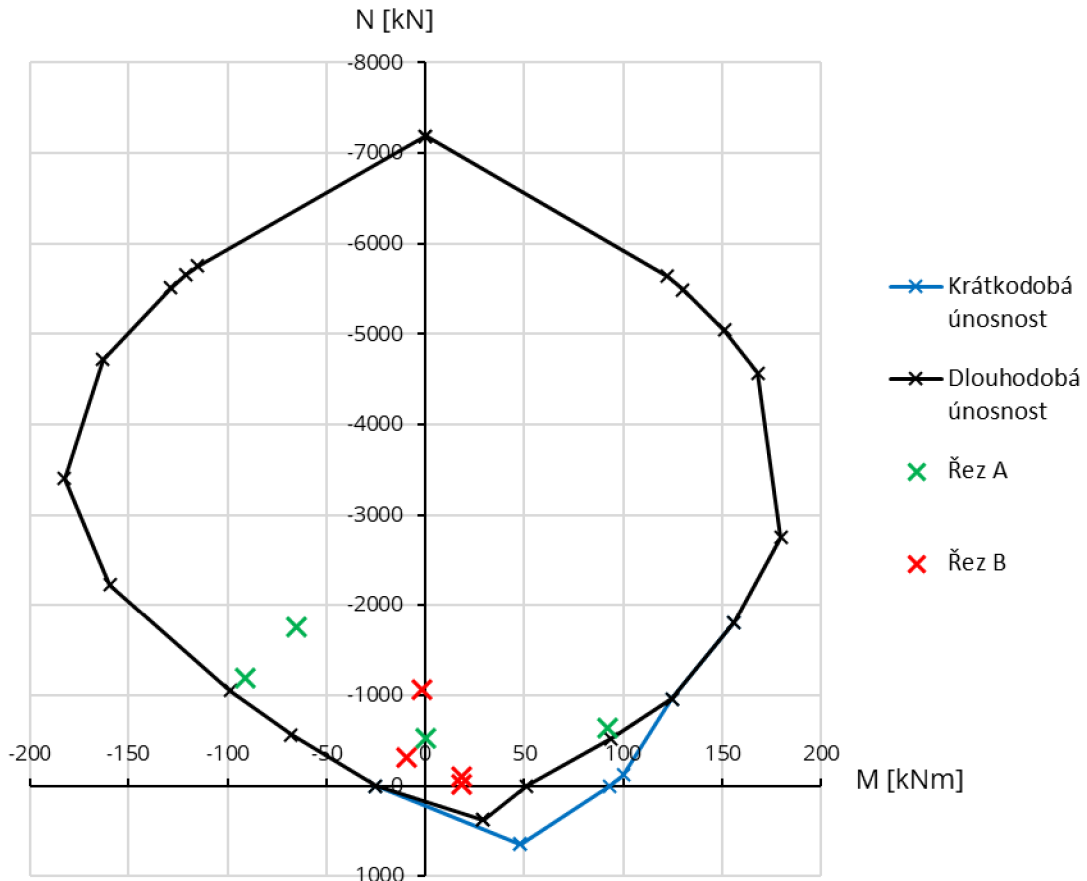
$$\begin{aligned} \varepsilon_i \leq \varepsilon_1 &\rightarrow \sigma_i = \sigma_1 \\ \varepsilon_1 < \varepsilon_i \leq \varepsilon_2 &\rightarrow \sigma_i = \sigma_2 \\ \varepsilon_i > \varepsilon_2 &\rightarrow \sigma_i = \sigma_3 \end{aligned}$$



Obr. 37 Průběh přetvoření a napětí po výšce průřezu



Obr. 38 Interakční diagram pro mladý beton



Obr. 39 Interakční diagram pro starý beton

Posouzení na posouvající sílu

Smykovou únosnost průřezu se sítěmi ORLITECH® MESH bez smykové výztuže lze určit pomocí postupu odvozeného z výpočtu smykové únosnosti železobetonového prvku s přihlédnutím k nižší tuhosti kompozitní výztuže oproti ocelové výztuži. Celková únosnost je dána odolností prvku bez smykové výztuže V_{cf} , rovnice (6.15), a příspěvkem vláken V_{FSB} viz rovnice (6.16), (6.17).

$$V_{cf} = \left[0,12 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \frac{A_f}{b \cdot d} \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_s} \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \frac{N}{A_c} \right] \cdot b \cdot d \quad (6.15)$$

$$V_{FSB} = 0,7 \cdot k \cdot \tau_{FSB} \cdot b \cdot d \quad (6.16)$$

$$V_{Rd} = V_{cf} + V_{FSB} \quad (6.17)$$

Posouzení primárního ostění na účinky posouvajících sil je uvedeno v Tab. 13. Maximální využití průřezu je 67 % pro starý beton v posuzovaném řezu A.

Tab. 13 Posouzení smykové únosnosti

		ŘEZ A			ŘEZ B		
		V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed}/V_{Rd}	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed}/V_{Rd}
MLADÝ BETON	min. N [kN]	3,01	149,25	0,02	12,92	111,59	0,12
	max. N [kN]	-	-	-	0,05	89,91	0,00
	max. V [kN]	63,21	144,19	0,44	30,09	92,36	0,33
	min. M [kNm]	3,47	144,56	0,02	0,45	94,87	0,00
	max. M [kNm]	6,29	134,71	0,05	30,09	92,36	0,33
STARÝ BETON	min. N [kN]	0,81	354,15	0,00	0,99	266,91	0,00
	max. V [kN]	132,28	198,32	0,67	27,98	133,82	0,21
	min. M [kNm]	12,23	281,76	0,04	3,38	171,91	0,02
	max. M [kNm]	131,95	213,89	0,62	26,86	145,90	0,18

6.2.4. Šířka trhlin

Zatížení pro posouzení šířky trhlin ostění bylo stanoveno na základě výsledků z numerického modelu. Byly vybrány nejnepříznivější kombinace zatížení (pro nejkritičtější hodnotu jedné z vnitřních sil byly přiřazeny odpovídající hodnoty zbývajících vnitřních sil). Tímto způsobem byly vytvořeny kombinace zatížení pro mladý i starý beton, Tab. 14, Tab. 15.

Šířku trhlin lze určit pomocí postupu odvozeného z výpočtu šířky trhlin železobetonového prvku uvedeného v ČSN EN 1992-1-1. Schopnost vláken přenášet tahová napětí po vzniku makrotrhlin je zahrnuta jejich rozměry v maximální vzdálenosti trhlin, viz rovnice (6.18). Poměrné přetvoření kompozitních sítí potřebné pro následné určení šířky trhliny zohledňuje také soudržnost výztuže s betonem, viz rovnice (6.19). Rovnice (6.20) udává výslednou šířku trhlin.

Tab. 14 Kombinace vnitřních sil pro mladý beton – MSP

	ŘEZ A			ŘEZ B		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
min. N [kN]	-333,339	2,228	-1,741	-112,160	9,573	0,000
max. N [kN]	-	-	-	15,333	-0,039	0,050
max. V [kN]	-303,322	-46,821	3,571	0,884	22,288	3,254
min. M [kNm]	-305,952	-2,570	-2,575	-13,865	0,334	-0,508
max. M [kNm]	-248,089	4,656	10,433	0,884	22,288	3,254

Tab. 15 Kombinace vnitřních sil pro starý beton – MSP

	ŘEZ A			ŘEZ B		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
min. N [kN]	-1302,535	-0,598	-48,292	-789,687	-0,735	-1,419
max. V [kN]	-386,453	97,988	0,000	-7,252	20,728	13,655
min. M [kNm]	-876,974	-9,062	-67,420	-231,188	2,507	-7,002
max. M [kNm]	-477,957	-97,741	68,429	-78,275	19,896	13,655

$$s_{r,max} = \left(50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} \right) \cdot \frac{50}{\frac{L_{VL}}{\emptyset_{VL}}} \quad (6.18)$$

$$\varepsilon_{fm} = \frac{\sigma_f}{E_f} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{fr}}{\sigma_f} \right)^2 \right] \quad (6.19)$$

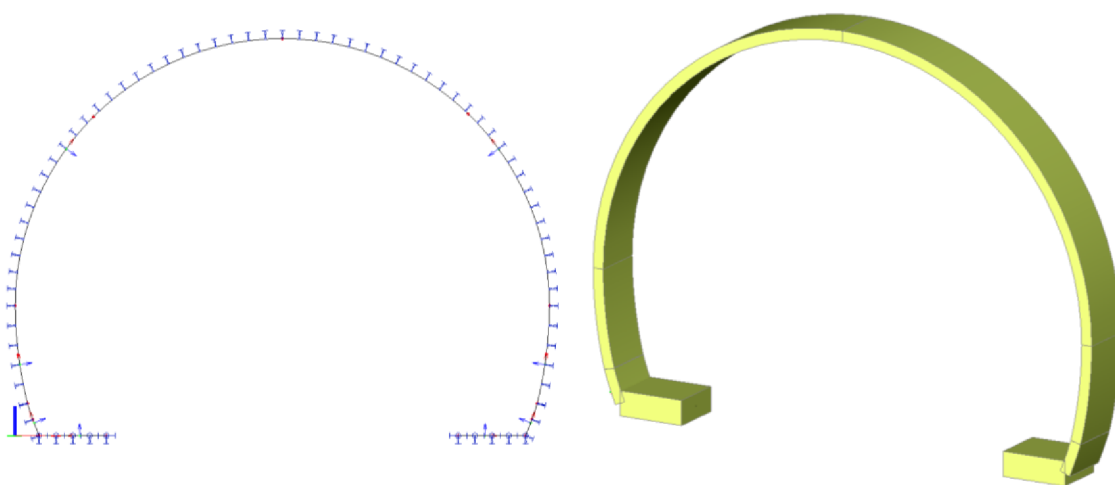
$$w = 1,3 \cdot s_{r,max} \cdot \varepsilon_{fm} \quad (6.20)$$

Maximální šířka trhliny pro řez B je $w_B = 0,33 \text{ mm} < w_{MAX} = 0,4 \text{ mm}$. Tato maximální hodnota šířky trhliny je dána pro železobetonové prvky. Hodnota pro prvky vyztužené kompozitní sítí není předpisy v ČR stanovena. Americká směrnice ACI

440.1R-15 udává $w_{MAX} = 0,7$ mm pro prvky s kompozitní výztuží. Řez A, který se nachází v horších geologických podmínkách nevyhověl šířkou trhlin ani na tuto hodnotu. Maximální šířka trhliny byla 1,66 mm. V konstrukci se nenachází ocel, a proto nehrozí degradace výztuže. Jelikož se jedná o primární ostění, na které bude nanesena stříkaná hydroizolační membrána dojde tím zároveň k jeho ochraně. Vznik trhlin nebude mít v tomto případě vliv ani na estetický vzhled konstrukce.

6.3. Statický výpočet sekundárního ostění

Sekundární ostění alternativního návrhu je tvořeno stříkaným betonem SB 25/typ II/J2, XA1 tloušťky 100 m. Vlastnosti betonu byly uvažovány na základě průkazných zkoušek, viz Tab. 16. Numerický model pro získání vnitřních sil byl proveden v softwaru SCIA Engineer. Ostění se základovými pasy bylo modelováno střednicí. Pasivní odpor horniny simulují pružiny kolmé k ostění po celém jeho obvodu, viz Obr. 40. Pružiny jsou definovány pouze v tlaku, v tahu nepůsobí. Tuhost pružin $699,5 \text{ MN/m}^2/\text{m}$ byla zadána na základě modulu přetvárnosti $E_{\text{def}} = 1877 \text{ MPa/m}$ [35].



Obr. 40 Statický model (vlevo) a axonometrický pohled na ostění (vpravo)

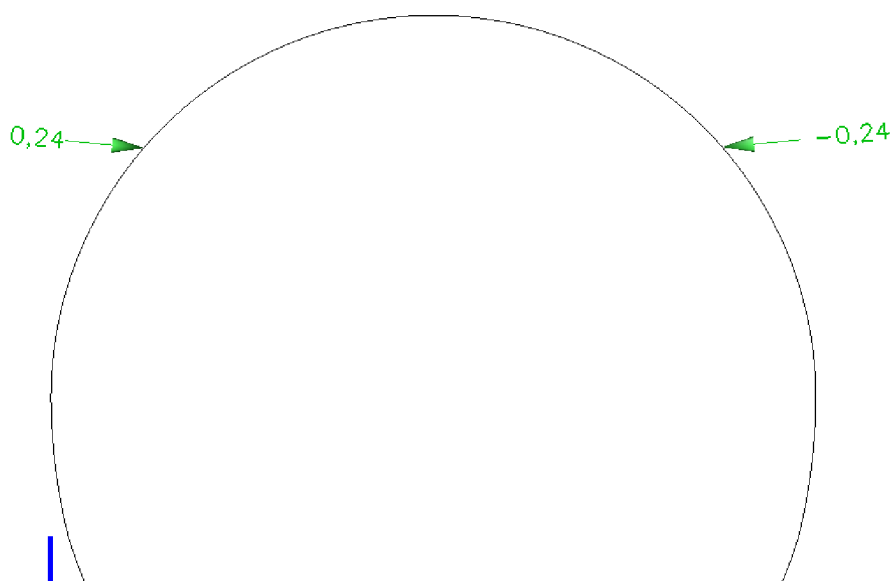
Tab. 16 Parametry sekundárního ostění

Modul pružnosti E [GPa]	Válcová pevnost v tlaku f_{ck} [MPa]	Pevnost v tahu f_{ctm} [MPa]	Tloušťka d [m]	ν
75,15	50,1	4,08	0,1	0,2

Zatížení působící na sekundární ostění bylo rozděleno do tří zatěžovacích stavů (ZS).

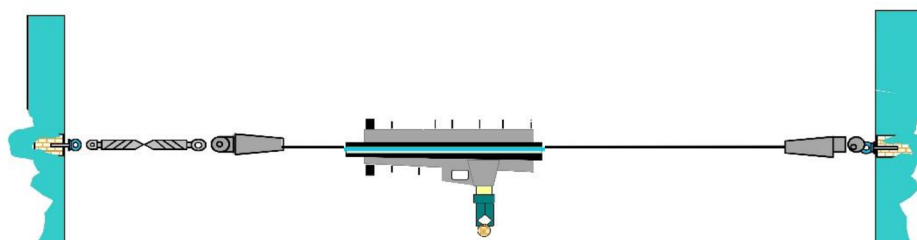
1. ZS – vlastní tíha, která byla automaticky generovaná softwarem

2. ZS – sestava trakčního vedení



Obr. 41 Zatížení sestavou trakčního vedení

Trakční vedení bude v tunelu uloženo na sestavě s parafilemým převěsem, který bude kotven do ostění, viz Obr. 42. Zatížení bylo spočítáno na základě hmotností jednotlivých částí sestavy.

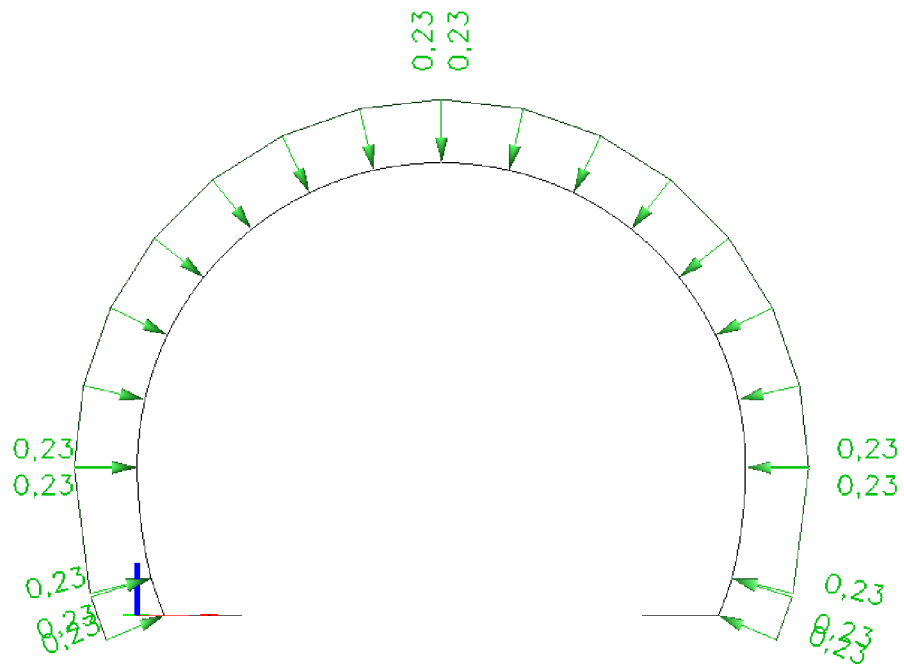


Obr. 42 Parafilemý převěs

3. ZS – požárně ochranné desky

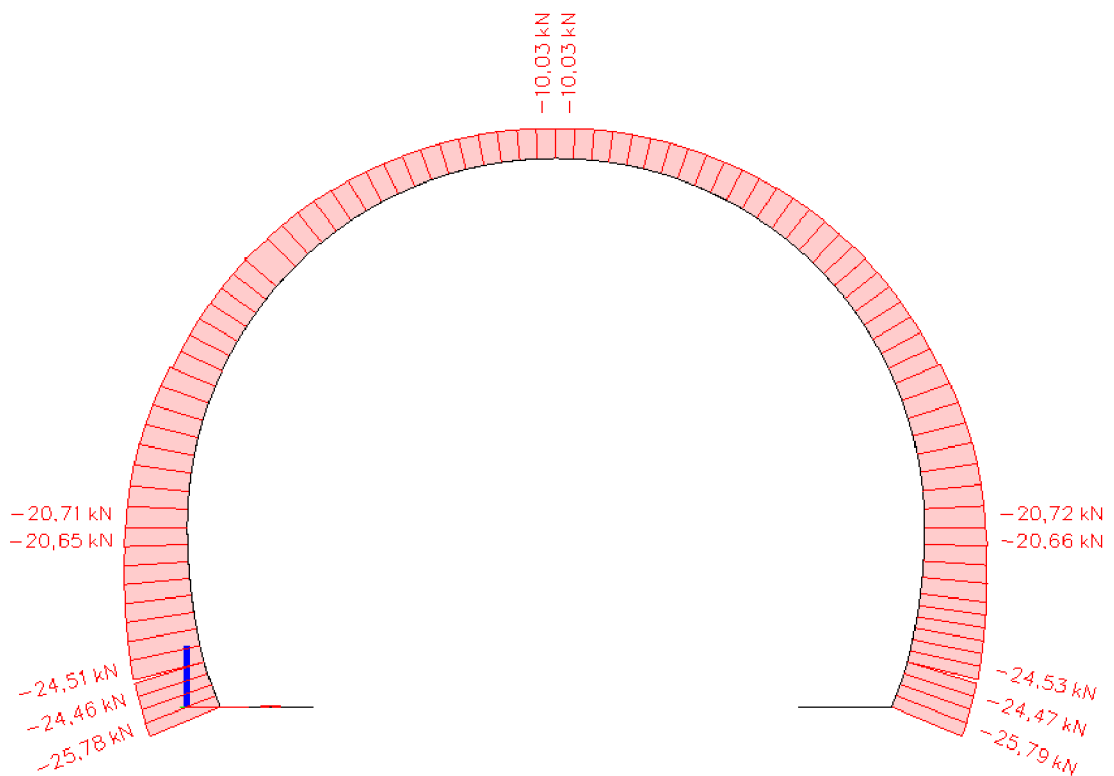
Požární bezpečnost tunelového ostění bude zajištěna požárně ochrannými deskami PROMATECT®-H, tzv. Tunnelplatte. Tyto desky mají rozměr 1250x2500x25 mm a hmotnost 23,1 kg/m². Z těchto hodnot bylo spočítané zatížení 0,23 kN/m² působící na celé ploše ostění, viz Obr. 43.

Z těchto zatěžovacích stavů byla vytvořena jedna nelineární kombinace. Výsledky vnitřních sil jsou zobrazeny na Obr. 44, Obr. 46, Obr. 45.

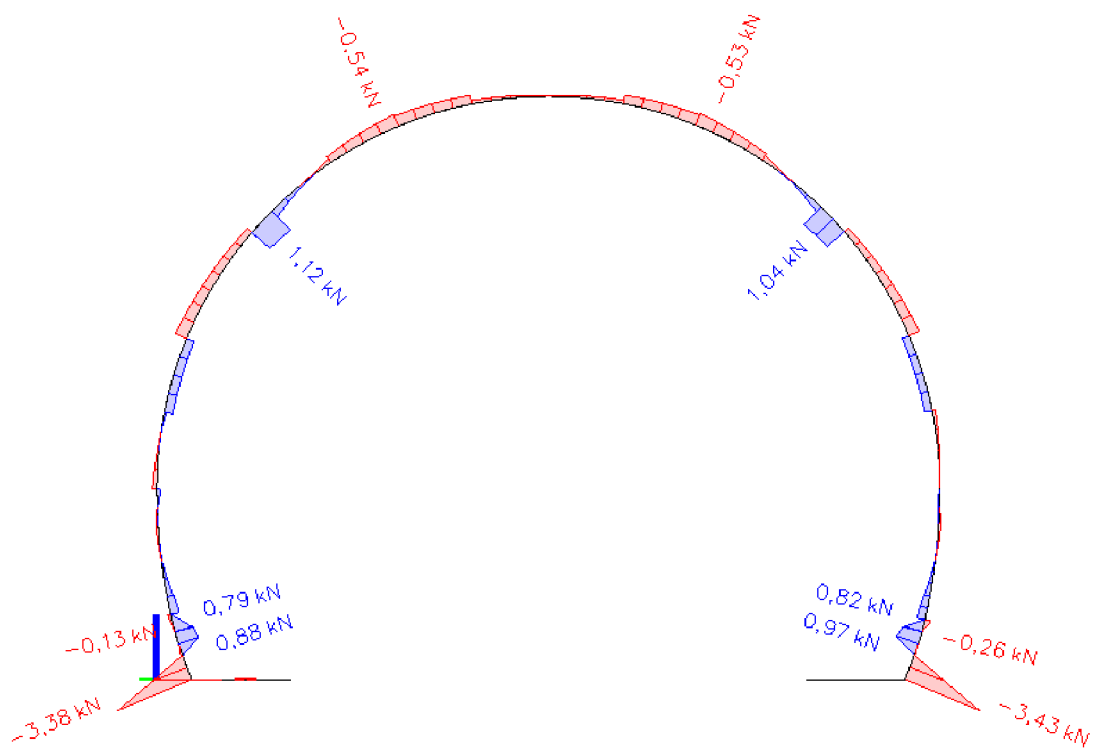


Obr. 43 Zatížení požárně ochrannými deskami

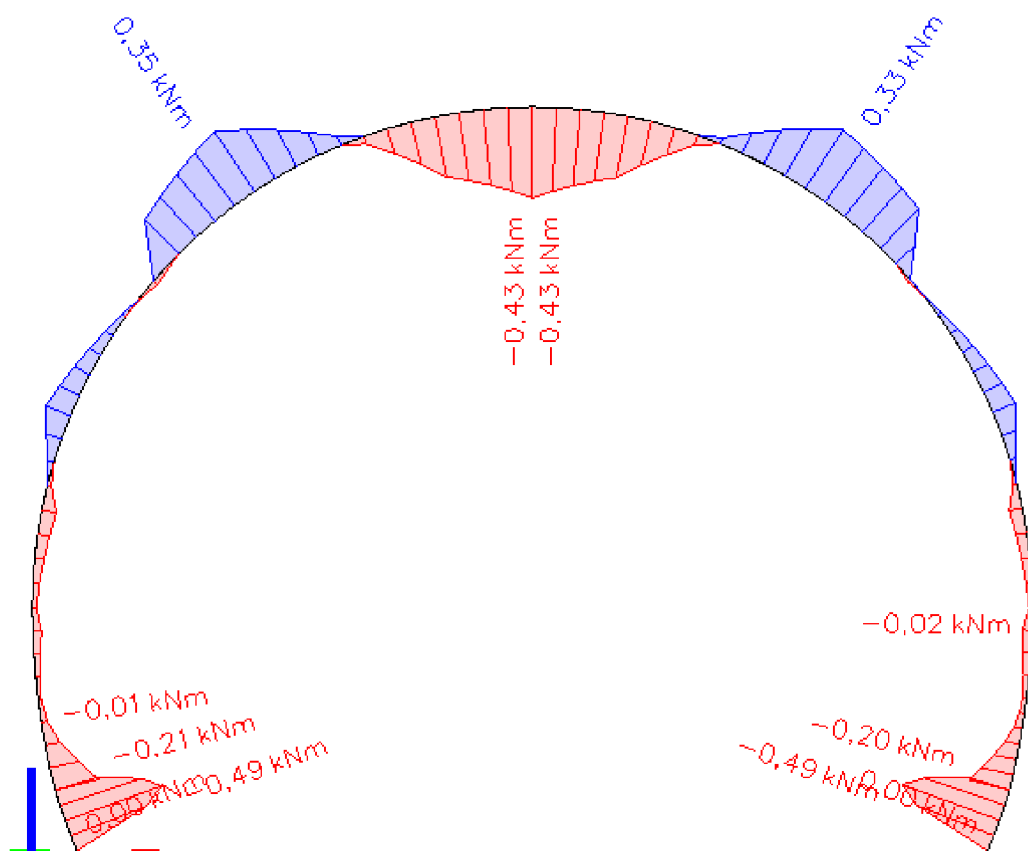
Výsledky



Obr. 44 Normálové síly sekundárního ostění



Obr. 46 Posouvající síly sekundárního ostění



Obr. 45 Ohybové momenty sekundárního ostění

6.3.1. Posouzení sekundárního ostění

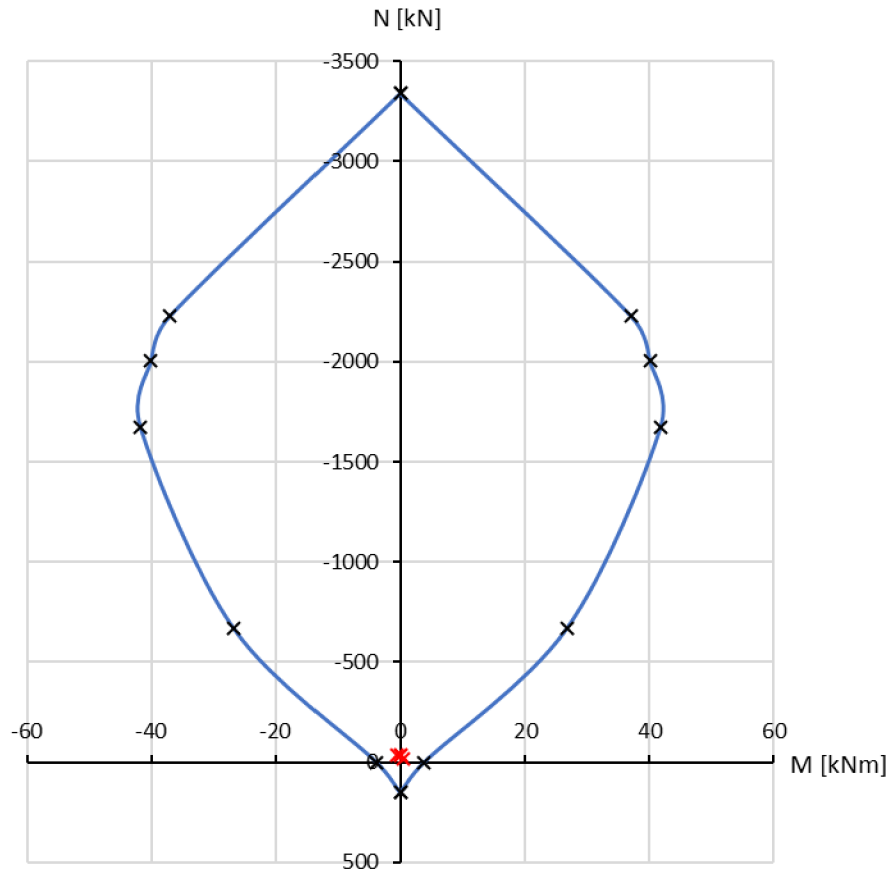
Zatížení pro posouzení 1. mezního stavu únosnosti (MSÚ) ostění bylo stanoveno na základě výsledků z numerického modelu. Pro ověření únosnosti ostění byly vytvořeny kombinace zatížení obdobně jako pro primární ostění. Návrhové hodnoty vnitřních sil byly získány vynásobením součinitelem zatížení $\gamma_F = 1,35$, viz Tab. 17. Průřez ostěním s rozměry 1000 x 100 mm byl posouzen pomocí interakčního diagramu prostého betonu pro všechny návrhové kombinace zatížení, viz Obr. 47. Diagram byl vytvořen na základě [36]. Konstrukce sekundárního ostění vyhověla na posouzení ohybového momentu a posouvající sílu.

Tab. 17 Kombinace vnitřních sil pro MSÚ

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
min. N [kN]	-34,810	-4,630	0,000
max. V [kN]	-34,810	4,630	0,000
min. M [kNm]	-33,830	-0,030	-0,670
max. M [kNm]	-16,610	-0,230	0,470

Smyková únosnost průřezu je dána minimální hodnotou závislou na zatížení, viz rovnice (6.21). Maximální využití průřezu je 15 %. Lze tedy konstatovat, že sekundární ostění z prostého betonu tloušťky 100 mm vyhoví na mezní stav únosnosti.

$$V_{Rd,c} = \left(v_{min} + 0,15 \cdot \frac{N}{A_c} \right) \cdot b \cdot d \quad (6.21)$$



Obr. 47 Interakční diagram sekundárního ostění

Kombinace pro posouzení 2. mezního stavu použitelnosti jsou uvedeny v Tab. 18. Nejprve bylo stanoveno napětí, které se porovnávalo s hodnotou pevnosti betonu v tahu $f_{ctm} = 4,08 \text{ MPa}$, viz rovnice (6.22). V obou případech bylo napětí menší, a tudíž nevzniknou trhliny a není potřeba počítat jejich šířku. Sekundární ostění vyhovělo i na mezní stav použitelnosti.

Tab. 18 Kombinace vnitřních sil pro MSP

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
min. N [kN]	-25,790	-3,430	0,000
max. V [kN]	-25,790	3,430	0,000
min. M [kNm]	-25,060	-0,020	-0,490
max. M [kNm]	-12,300	-0,170	0,350

$$\sigma_c = \frac{M}{I} \cdot z \quad (6.22)$$

6.4. Technologický postup

Nejprve bude nanášena první vrstva stříkaného vláknobetonu v tloušťce 200 mm mokrou cestou prostřednictvím stříkacího stroje Meyco Potenza. Poté budou montovány sítě ORLITECH® MESH pomocí kompozitních hmoždinek, viz Obr. 48. Po nastříkání druhé vrstvy vláknobetonu bude aplikována hydroizolační membrána strojem Meyco Piccola. Přibližně po 4 hodinách je možné začít nanášet stříkaný beton sekundárního ostění v tloušťce 100 mm. Na výsledný povrch budou připevněny požárně ochranné desky PROMATECT®-H pomocí lepidla Promat® K84.



Obr. 48 Kompozitní hmoždinka

7. EKONOMICKÉ POROVNÁNÍ VARIANT

V následujících tabulkách jsou finanční náklady pro jednotlivá řešení, Tab. 19, Tab. 20. V Tab. 21 jsou vypsány všechny položky a výsledný rozdíl mezi variantami, který činí 2,5 mil. Kč. Tento velký rozdíl je vytvořen především bednicí formou sekundárního ostění. Tyto formy jsou obvykle vyrobené pro daný tunel a po jeho výstavbě jsou zdemolovány. V alternativním řešení je navržený stříkaný beton místo monolitického a tudíž tato položka zcela chybí.

Tab. 19 Náklady provedeného řešení

Položka	MJ	Množství na délku 8 m	Jednotková cena [Kč]	Celková cena na běžný metr [Kč]
Svorníky typu SN	kus	51	2 000,76	12 754,88
Vrty pro svorníky typu SN 51 ks * 4 m	m	204,000	1 987,78	50 688,38
Ocelové příhradové oblouky (BTX) 364,9 kg * 8/1,5	t	1,946	72 219,98	17 568,75
Kari síť 2x Ø6/100/100 2,4 x 6 m 63,94 kg Příčně: rub (21,75+3*0,4)/6 ks líc (21,31+3*0,4)/6 ks Podélně: (8+3*0,3)/2,4 ks	t	1,797	46 680,55	10 482,75
Primární ostění Stříkaný vláknobeton C20/25 tl. 200 mm 8*21,75	m ²	174,000	1 803,49	39 225,88
Sekundární ostění z prostého betonu C30/37 8*6,28	m ³	50,240	12 452,94	78 204,50
Bednění sekundárního ostění (forma)	kus	1	19 038 810,25	2 379 851,28
Ochrana izolace geotextilií 8*21,12	m ²	168,960	241,47	5 099,88
Fóliová izolace 8*21,12	m ²	168,960	761,70	16 087,13
				<u>2 609 963,00 Kč</u>

Tab. 20 Náklady na provedení alternativního řešení

Položka	MJ	Množství na délku 8 m	Jednotková cena [Kč]	Celková cena na běžný metr [Kč]
ORLITECH síť 2x Ø8/200/200 Příčně: 21,25+6*0,6 Podélně: 8+3*0,4	m ²	457,240	200,00	11 431,00
Primární ostění Stříkaný vláknobeton C20/25 tl. 200 mm 8*21,75	m ²	174,000	1 803,49	39 225,88
Primární ostění Vlákna MasterFiber 151 5,9 kg/m ³	kg	205,32	85,00	2 181,53
Sekundární ostění Stříkaný beton C20/25 tl. 100 mm 8*21,12	m ²	168,960	901,75	19 044,88
Stříkáč stroj Meyco Potenza	den	1,000	16 350,00	2 043,75
Hydroizolační stříkaná membrána 4 kg/m ² 8*21,12	kg	168,960	145,00	3 062,38
Stříkáč stroj Meyco Piccola	den	1,000	5 000,00	625,00
Požárně ochranná deska PROMATECT-H 1250x2500x25 mm (8*21,12)/(1,25*2,5)	m ²	54,067	2 900,00	19 599,38

97 214,00 Kč

Tab. 21 Porovnání nákladů

Položka	Celková cena na běžný metr [Kč]	
	Realizované řešení	Alternativní řešení
Svorníky typu SN	12 754,88	-
Vrty pro svorníky typu SN	50 688,38	-
Ocelové příhradové oblouky (BTX)	17 568,75	-
Kari sítě	10 482,75	-
Primární ostění Stříkaný vláknobeton C20/25 tl. 200 mm	39 225,88	39 225,88
ORLITECH sítě	-	11 431,00
Primární ostění Vlákna MasterFiber 151	-	2 181,53
Ochrana izolace geotextilí	5 099,88	-
Fóliová izolace	16 087,13	-
Hydroizolační stříkaná membrána	-	3 062,38
Stříkací stroj Meyco Piccola	-	625,00
Sekundární ostění z prostého betonu C30/37	78 204,50	-
Bednění sekundárního ostění (forma)	2 379 851,28	-
Sekundární ostění Stříkaný beton C20/25 tl. 100 mm	-	19 044,88
Stříkací stroj Meyco Potenza	-	2 043,75
Požárně ochranná deska PROMATECT-H	-	19 599,38
Cena celkem za varaintu	2 609 963,00 Kč	97 214,00 Kč
Rozdíl cen	-2 512 749,00 Kč	

ZÁVĚR

Cílem diplomové práce bylo navrhnout jinou variantu ostění tramvajového tunelu na velkém městském okruhu v Brně Žabovřeskách. Realizovaná varianta je složena z primárního a sekundárního ostění s mezilehlou fóliovou hydroizolací. Primární ostění bylo vytvořené příhradovými rámy se svařovanou sítí a vláknobetonem tloušťky 200 mm. Sekundární ostění z prostého betonu bylo budováno pomocí bednicí formy.

Z ražené části tunelu byly vybrány dva řezy charakteristické svou odlišnou geologií. Pomocí softwaru PLAXIS 2D byly získány potřebné vnitřní síly pro návrh alternativního ostění. Primární ostění navržené varianty je tvořené stříkaným vláknobetonem tloušťky 200 mm vyztuženým dvěma kompozitními sítěmi ORLITECH® MESH. Toto ostění je navržené jako trvalé. Hydroizolace je tvořena stříkanou hydroizolační membránou, která je chráněna sekundárním ostěním ze stříkaného betonu tl. 100 mm. Z důvodu zajištění požární bezpečnosti jsou navrženy protipožární ochranné desky PROMATECT®-H.

Posouzení alternativního řešení spočívalo především v započítání tahové únosnosti vláken v primárním ostění a jiném působení kompozitní výztuže oproti ocelové. Kompozitní výztuž má vyšší pevnost v tahu, ale je křehčí. Také její vlastnosti se časem mění, takže bylo nutné posouzení krátkodobé i dlouhodobé. Z výsledků je patrné, že navrhovaná varianta ostění vyhoví na oba mezní stavy.

V závěru práce byly jednotlivé varianty ekonomicky porovnány. Největší rozdíl v ceně je způsoben bednicí formou pro monolitické ostění. Také stříkaná hydroizolační membrána je ekonomicky výhodnější oproti fóliové hydroizolaci. Alternativní řešení bylo vyhodnoceno jako ekonomicky výhodnější a pravděpodobně také časově méně náročné.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] OMEGA DESIGN, S.R.O. *Velký městský okruh Brno (VMO Brno) – Plán výstavby* [online]. [vid. 2022-09-23]. Dostupné z: <http://www.mestsky-okruh-brno.cz/plan-vystavby/>
- [2] OMEGA DESIGN, S.R.O. *Plynule Brnem, Příprava a výstavba silnice I/42 - Velký městský okruh Brno*. B.m.: Ředitelství silnic a dálnic ČR. 2012
- [3] kopemeZaBrno | VMO Žabovřeská. *Kopeme za Brno* [online]. [vid. 2022-12-31]. Dostupné z: <https://kopemezabrno.cz/uzavirky-a-omezeni/zabovreska/>
- [4] *Silnice I/42, Brno, VMO Žabovřeská I – etapa II* [online]. B.m.: Ředitelství silnic a dálnic ČR. listopad 2022. Dostupné z: https://apdos.roadmedia.cz/Upload/Stavby/554/infoletak_s42-vmo-zabovreska-II-etapa.pdf?t=2022-11-21%2010:04:33.441
- [5] *Silniční a dálniční síť ČR* [online]. [map]. B.m.: Esri. 2022. Dostupné z: <https://rsdcr.maps.arcgis.com/apps/instant/basic/index.html?appid=831f675299da4fe9e292e9087613503>
- [6] BERGER, David. *Průvodní zpráva, C600, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, A - souhrnné řešení stavby (PDPS)*. B.m.: PK OSSENDORF s.r.o. srpen 2019
- [7] *Geomorfologické jednotky ČR* [online]. [vid. 2022-12-31]. Dostupné z: <https://www.arcgis.com/apps/mapviewer/index.html?layers=9ebdb590c48442498f7130c8c0aef264>
- [8] KREJČÍ, Jan a Milan DRÁPELA. *Základní tvary reliéfu brněnského prostoru*. [map]. ????
- [9] ROŽEK, Jan. *Technická zpráva, C605, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, B - stavební část, 600 objekty podzemních staveb (PDPS)*. B.m.: Amberg Engineering Brno, a.s. červenec 2019
- [10] RUPP, David. *Silnice I/42 Brno - VMO Žabovřeská I, Doplnkový geologický průzkum v příportálové oblasti, Závěrečná zpráva*. B.m.: GEOTest, a.s. červen 2015
- [11] *Geovědní mapy 1 : 25 000* [online]. [vid. 2022-09-27]. Dostupné z: <https://mapy.geology.cz/geocr25/#>
- [12] DOHNÁLEK, Václav, Dalibor STROMČEK a Andrej KORBA. Tramvajový tunel Žabovřeská - zkušenosti z dosavadního průběhu stavby. *Tunel*. nedatováno, **30**(4/2021), str. 42-53. ISSN 1211-0728.
- [13] ROŽEK, Jan. *Statické výpočty - primární ostění, C605 část 1, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. duben 2021
- [14] ČSN 28 0318 *Průjezdny průřezy tramvajových tratí a obrysy pro vozidla provozovaná na tramvajových drahách*. B.m.: únmz. březen 2015

- [15] BARÁK, Ladislav. *Vzorové příčné řezy, C604 část 3, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. březen 2021
- [16] BARÁK, Ladislav. *Vzorové příčné řezy, C604 část 4, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. březen 2021
- [17] BARÁK, Ladislav. *Vzorové příčné řezy, C605 část 4, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, B - stavební část, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. srpen 2021
- [18] MOSLER, Jiří., Václav PAVLOVSKÝ, Libor MAŘÍK, Milan MAJER, Jiří BARTÁK, Linda ČERNÁ VYDROVÁ, Tomáš. EBERMANN, Jan FRANTL, Matouš HILAR a David HRUŠKA. *Uživatelská příručka pro konvenční tunelování*. Vydání 1. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, Pracovní skupina pro konvenční tunelování, 2019. ISBN 978-80-906452-4-0.
- [19] HORÁK, Vladislav. *Podzemní stavby, Moderní tunelové systémy a soustavy, Konvenční tunelování*. In: . B.m. 8. březen 2021.
- [20] *Příloha č. 3 - VVS Tunel III, záběr 1,5 m*
- [21] ROŽEK, Jan. *Nepřevýšený podélný profil tunelu, C605 část 1, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. duben 2021
- [22] ROŽEK, Jan. *Prognóza zastoupení TTV, C605 část 1, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. duben 2021
- [23] ROŽEK, Jan. *Technolog. třídy výrubu - základní profil, C605 část 1, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (RDS)*. B.m.: METROPROJEKT Praha a.s. duben 2021
- [24] STROMČEK, Dalibor. *Dílčí zpráva zhotovitele o jakosti stavebních prací, C605*. B.m.: SUBTERRA, a.s. březen 2022
- [25] *Master Builders Solutions - Applications* [online]. [vid. 2023-01-03]. Dostupné z: <https://masterfiber.master-builders-solutions.com/applications>
- [26] SLANINA, Milan. *Protokol o stanovení obsahu vláken ve vláknobetonu č. O/282/21*. B.m.: SQZ, s.r.o. 30. duben 2021
- [27] *Návrh, realizace a podmínky provádění nevyztuženého definitivního ostění konvenčně ražených tunelů, II. Část. ASB Portal* [online]. 6. červenec 2016 [vid. 2023-01-03]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/tunely/navrh-realizace-a-podminky-provadeni-nevyztuzeneho-definitivniho-osteni-konvencne-razenych-tunelu-ii-cast>
- [28] *ČSN 73 7508 Železniční tunely*. B.m.: Český normalizační institut. září 2002
- [29] FLEISCHER, Libor. *Požární ochrana tunelového ostění. Tunel*. nedatováno, **25**(3/2016), str. 4-13.

- [30] JANSSON, Anette, Kent GYLLTOFT, Ingemar LÖFGREN, a THOMAS. Design methods for fibre-reinforced concrete: a state-of-the-art review. *Nordic Concrete Research*. 2008, **38**, 21–36.
- [31] RILEM TC 162-TDF: 'Test and design methods for steel fibre reinforced concrete'. *Materials and Structures*. 2003, str. 560-567.
- [32] BALÁŽ, Martin. *Využití vláknobetonu pro primární ostění tunelu Považský Chlmec*. B.m.: České vysoké učení technické v Praze, fakulta stavební, katedra geotechniky. leden 2017. Diplomová práce
- [33] BENKO, Vladimír, Juraj BILČÍK, Natália GAŽOVIČOVÁ, František GIRGLE, Ondřej JANUŠ, Ivan HOLLÝ, Anna MATUŠÍKOVÁ, Jan PROKEŠ a Petr ŠTĚPÁNEK. *Navrhování betonových konstrukcí s FRP výztuží*. B.m.: Prefa kompozity, TA ČR, VUT v Brně fakulta stavebí, 2017.
- [34] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, ed. *FRP reinforcement in RC structures*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2007. Bulletin / International Federation for Structural Concrete Technical report, 40. ISBN 978-2-88394-080-2.
- [35] BARÁK, Ladislav. *Statický výpočet - sekundární ostění, C605, I/42 Brno VMO Žabovřeská I, etapa II, 600 objekty podzemních staveb (PDPS)*. B.m.: Amberg Engineering Brno, a.s. červenec 2019
- [36] SEDLÁČEK, Michal. Interakční diagram pro prostý beton podle ČSN EN 1992-1-1. *Tunel*. nedatováno, **16**.(2/2007), str. 21-24.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Stav přípravy a výstavby VMO.....	4
Obr. 2 Kritické místo během výstavby	5
Obr. 3 VMO Brno – situace širších vztahů	6
Obr. 4 Poloha tunelu	7
Obr. 5 Geomorfologické jednotky	8
Obr. 6 Výřez z reliéfu brněnského prostoru	9
Obr. 7 Geologická mapa území.....	11
Obr. 8 Orientace puklin.....	12
Obr. 9 Schématická situace	13
Obr. 10 Prostorové uspořádání dvoukolejné trati v oblouku s převýšením v tunelu	14
Obr. 11 VPR přesýpané části tunelu.....	15
Obr. 12 Armatura jednoho pasu	15
Obr. 13 VPR ŽB rámu.....	16
Obr. 14 VPR v oblouku	17
Obr. 15 Vrtné schéma v TT III, záběr 1,5 m	17
Obr. 16 Geologický podélný řez.....	18
Obr. 17 Předpokládané technologické třídy výrubu.....	18
Obr. 18 Skutečně zastižené TTV.....	19
Obr. 19 Vlákna MasterFiber.....	21
Obr. 20 Skladba ostění – alternativní řešení.....	25
Obr. 21 Skladba realizovaného ostění.....	25
Obr. 22 Dokumentace výrubu – řez A.....	26
Obr. 23 Dokumentace výrubu – řez B.....	26
Obr. 24 Výpočtový model – řez B.....	27
Obr. 25 Výpočtový model - řez A	27
Obr. 26 Síť konečných prvků – řez B	28
Obr. 27 Síť konečných prvků – řez A	28
Obr. 28 Fáze výstavby primárního ostění tunelu	31
Obr. 29 Vodorovné (vlevo) a svislé (vpravo) deformace ostění (fáze 6) – řez A.....	32
Obr. 30 Svislá napětí (fáze 6) – řez A.....	33
Obr. 31 Průběh deformací (fáze 6) – řez A	33
Obr. 32 Vodorovné (vlevo) a svislé (vpravo) deformace ostění (fáze 6) – řez B.....	34
Obr. 33 Průběh deformací (fáze 6) – řez B	34
Obr. 34 Svislá napětí (fáze 6) – řez B.....	35
Obr. 35 Pracovní diagram vláknobetonu	43
Obr. 36 Idealizovaný návrhový diagram kompozitní výztuže	45
Obr. 37 Průběh přetvoření a napětí po výšce průřezu	48
Obr. 38 Interakční diagram pro mladý beton.....	48

Obr. 39 Interakční diagram pro starý beton	49
Obr. 40 Statický model (vlevo) a axonometrický pohled na ostění (vpravo).....	53
Obr. 41 Zatížení sestavou trakčního vedení	54
Obr. 42 Parafilový převěš	54
Obr. 43 Zatížení požárně ochrannými deskami	55
Obr. 44 Normálové síly sekundárního ostění.....	55
Obr. 45 Ohybové momenty sekundárního ostění	56
Obr. 46 Posouvající síly sekundárního ostění.....	56
Obr. 47 Interakční diagram sekundárního ostění.....	58
Obr. 48 Kompozitní hmoždinka.....	59

SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Puklinový systém.....	11
Tab. 2 Rozdělení TTV	19
Tab. 3 Geotechnické vlastnosti horniny	29
Tab. 4 Modelované zatížení.....	29
Tab. 5 Vlastnosti stříkaného vláknobetonu.....	30
Tab. 6 Vlastnosti vláken MasterFiber 151.....	30
Tab. 7 Vlastnosti sítě ORLITECH® MESH	31
Tab. 8 Parametry primárního ostění.....	31
Tab. 9 Popis fází výstavby	32
Tab. 10 Hodnoty pracovního diagramu vláknobetonu	44
Tab. 11 Kombinace vnitřních sil pro mladý beton – MSÚ	46
Tab. 12 Kombinace vnitřních sil pro starý beton – MSÚ	47
Tab. 13 Posouzení smykové únosnosti.....	50
Tab. 14 Kombinace vnitřních sil pro mladý beton – MSP.....	51
Tab. 15 Kombinace vnitřních sil pro starý beton – MSP.....	51
Tab. 16 Parametry sekundárního ostění.....	53
Tab. 17 Kombinace vnitřních sil pro MSÚ	57
Tab. 18 Kombinace vnitřních sil pro MSP.....	58
Tab. 19 Náklady provedeného řešení	60
Tab. 20 Náklady na provedení alternativního řešení	61
Tab. 21 Porovnání nákladů.....	62