



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra geotechniky

Statické řešení dočasného ostění různých typů

Static Solution of Temporary Lining of Various Types

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Vojtěch Boltnar

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Praha, 2020

Zadání

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



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Boltnar</u>	Jméno: <u>Vojtěch</u>	Osobní číslo: <u>468244</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra geotechniky (K 135)</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Statické řešení dočasného ostění různých typů</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Static solution of temporary lining of various types</u>	
Pokyny pro vypracování: 1. Přehled jednotlivých konstruktivních typů dočasného ostění podzemních staveb 2. Statické řešení vybraných typů dočasného ostění 3. Dimenzování vybraných typů ostění na základě vypočtených vnitřních sil 4. Diskuze výsledků a technický závěr.	
Seznam doporučené literatury: Barták, J., Pruška, J.: Podzemní stavby - skriptum. Pruška, J.: Mechanika hornin - skriptum Kolektiv autorů: Uživatelská příručka pro konvenční tunelování Kolektiv autorů: Stříkaný beton v podzemním stavitelství FINE s.r.o.: Programový paket GEO 5.	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>17. 2. 2020</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>24. 5. 2020</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
<div style="border: 1px solid black; width: 150px; height: 20px; margin: 0 auto;"></div> <u>Podpis vedoucího práce</u>	<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; margin: 0 auto;"></div> <u>Podpis vedoucího katedry</u>

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

<u>18. 2. 2020</u> Datum převzetí zadání	<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; margin: 0 auto;"></div> <u>Podpis studenta(ky)</u>
---	---

Poděkování

Chtěl bych poděkovat panu prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc. za odborné vedení, pomoc a rady při zpracování této práce.

Dále bych chtěl poděkovat Ing. Romanu Chylíkovi a Ing. Janu Ježkovi za pomoc s geotechnickým softwarem a výpočty aplikační části mé bakalářské práce, Ing. Alexandru Butovičovi, Ph.D. za konzultaci ohledně způsobu posouzení *NRTM* a Doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi a Ing. Jiřímu Horčíčkovi z firmy *Metrostav* za nasměrování k tomuto tématu a poskytnutí potřebných podkladů.

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma *Statické řešení dočasného ostění různých typů* zpracoval samostatně za použití uvedené literatury a pramenů.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu zákona § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 21. 5. 2020

.....

Vojtěch Boltnar

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá druhy dočasného vyztužení tunelových staveb, jejich způsoby výpočtu a dimenzování. Cílem této práce je porovnání v současnosti využívaných typů ostění dle jejich výpočtových, technických, ekonomických a návrhových vlastností.

První část se krátce věnuje historii a významu dočasného vyztužení a dále hlavně popisu a hodnocení aktuálně využívaných druhů. V druhé části práce je pro čtyři vybrané typy dočasného ostění proveden výpočet parametrů ostění, výpočet v programu *GEO5 MKP* a prvky jsou posouzeny na účinky finálních vnitřních sil, kde v určitém případě posouzení byl využit program *FIN EC BETON*. Jako podklad pro model výpočtu je použit budovaný tunel Debořeč na čtvrtém železničním koridoru a fáze výstavby jsou upraveny tak, aby byl výpočet jednotný pro všechny zvolené druhy výztuže. Výběr typů dočasného ostění, pro které byl proveden výpočet a posouzení, je proveden takovým způsobem, který nejvíce reprezentuje nabízenou škálu dostupných typů vyztužení. Na konci práce je provedeno finální vyhodnocení a porovnání vybraných druhů na základě vlastností z obecné části a výpočtů a posouzení aplikační části.

Mezi vybranými typy dočasného ostění jsou *výztužná žebra* využívaná při metodě *Drill and Blast*, která je charakteristická pro využití ve velmi pevných horninách, nejčastěji ve státech na Skandinávském poloostrově. Podklady byly poskytnuty firmou *Metrostav*, která se v současnosti zabývá ražbou tunelů v Norsku. Tento druh žebíř se v tamější praxi nepočítá, pro výpočet a posouzení tohoto typu vyztužení byl použit specifický způsob obdobný výpočtu jako pro *Novou rakouskou tunelovací metodu*.

Klíčová slova:

Tunel, dočasné vyztužení, numerické modelování, metoda konečných prvků, Nová rakouská tunelovací metoda, Drill and Blast,

Abstract

This bachelor thesis deals with the types of temporary lining of tunnel constructions, their kind of calculations and dimensioning methods. The aim of this thesis is to compare the currently used types of lining according to their computational, technical, economic and design properties.

The first part briefly deals with the history and importance of temporary lining as well as the description and evaluation of currently used types of lining. In the second part of this thesis, the lining parameters the calculations in the *GEO5 FEM* are made for four selected types of temporary lining and the elements are evaluated for the effects of the final internal forces, where *FIN EC CONCRETE* software was used in a particular assessment case. The currently constructed Deboreč tunnel on the fourth railway corridor is used as the basis for the calculation model, and construction phases are adjusted so that the calculation is uniform for all selected types of temporary lining. The selection of temporary lining types for which the calculation and assessment was performed is made in the way that most represents the offered range of available types of lining. The end of this thesis contains final evaluation and comparison of selected types based on properties listed in theoretical part, and calculations and assessment of the practical part.

Among the selected types of temporary lining are support frames used in *Drill and Blast* tunnel method, which is characteristic for use in very solid rocks, most often in the Scandinavian Peninsula states. The documents were provided by *Metrostav* company, which is currently engaged in tunneling in Norway. Calculations are not usually made for this type of support frames, therefore the calculation and assessment of this type of lining is done in specific way, similar to the calculation of *New Austrian tunnelling method*.

Key words:

Tunnel, temporary lining, numerical modelling, Finite element method, New Austrian tunnelling method, Drill and Blast

2.3.2.	Ocelová plnostěnná důlní poddajná výztuž	51
2.3.2.1.	Výpočet parametrů ostění	52
2.3.2.1.1.	Mladý beton	53
2.3.2.1.2.	Starý beton	54
2.3.2.2.	Výpočet vnitřních sil.....	56
2.3.2.3.	Dimenzování korýtkové výztuže	59
2.3.3.	Ocelový příhradový oblouk s ocelovými sítěmi a stříkaným betonem při <i>NRTM</i>	60
2.3.3.1.	Výpočet vnitřních sil.....	60
2.3.3.2.	Dimenzování dočasného vyztužení při <i>NRTM</i>	64
2.3.3.2.1.	Interakční diagram betonového prvku vyztuženého ocelovými sítěmi	65
2.3.3.2.2.	Interakční diagram betonového prvku vyztuženého ocelovými sítěmi a pruty příhradové výztuže	67
2.3.4.	Výztužná žebra ze stříkaného betonu a ocelových profilů při <i>Drill and Blast</i>	69
2.3.4.1.	Výpočet vnitřních sil.....	70
2.3.4.2.	Dimenzování dočasného vyztužení při <i>Drill and Blast</i>	73
2.4.	Vyhodnocení a porovnání dočasného vyztužení	77
	Závěr	80
	Literatura.....	82
	Seznam obrázků a tabulek	84
	Přílohy.....	87

Seznam symbolů a zkratek

A	plocha průřezu
A_B	průřezová plocha vrstvy stříkaného betonu
A_k	plocha připadající na jeden svorník
A_m	průřezová plocha modifikovaného ostění
A_{Nahr}	náhradní plocha ostění z přepočtu
A_{NP}	průřezová plocha náhradního profilu
A_o	průřezová plocha oceli
E	modul pružnosti
E_{cm}	střední hodnota modulu pružnosti
E_m	modul pružnosti modifikovaného ostění
E_{Nahr}	náhradní modul pružnosti z přepočtu
E_o	modul pružnosti oceli
E_{SB}	modul pružnosti stříkaného betonu
E_{ur}	modul odtížení/přetížení
G_{cm}	střední hodnota modulu pružnosti ve smyku
G_m	modul pružnosti ve smyku modifikovaného ostění
G_{Nahr}	náhradní modul pružnosti ve smyku z přepočtu
HPV	hladina podzemní vody
I_B	moment setrvačnosti vrstvy stříkaného betonu
I_m	moment setrvačnosti modifikovaného průřezu
I_{NP}	moment setrvačnosti náhradního profilu
I_o	moment setrvačnosti ocelového průřezu
M	ohybový moment
MKP	metoda konečných prvků
N	normálová síla
N_u	únosnost svorníku
$NRTM$	Nová rakouská tunelovací metoda
NTM	Norská tunelovací metoda
SB	stříkaný beton

S_o	statický moment ocelového průřezu
TBM	Tunnel boring machine
TM	tunelometr
W	statický moment ocelového průřezu
b_B	délka vrstvy stříkaného betonu v jednom záběru
b_z	délka záběru
c_{ef}	efektivní soudržnost zeminy/horniny
c_s	zvýšení soudržnosti vlivem svorníkové výztuže
f	souřadnice těžiště složeného obrazce
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	charakteristická pevnost betonu v tahu
f_y	mez kluzu oceli
e	souřadnice těžiště příčného průřezu vrstvy SB
e_o	souřadnice těžiště ocelového profilu
h_B	výška vrstvy SB
h_m	účinná statická výška modifikovaného ostění
n	převodní koeficient ocel/beton
r	poloměr kruhu
z_T	souřadnice těžiště výztuže
γ	objemová hmotnost
γ_{kc}	součinitel spolehlivosti kotvení
γ_M	součinitel spolehlivosti
γ_F	součinitel zatížení
ϕ_{ef}	úhel vnitřního tření
\emptyset_T	náhradní profil výztuže
ν	Poissonovo číslo
ν_{ocb}	Poissonovo číslo ocelobetonového ostění

Úvod

Ačkoli je lidský život považován za jeden z nejpozoruhodnějších atributů tohoto světa, pojí se s ním jedna nepříjemná vlastnost, která začala nabírat na důležitosti v posledních letech. Lidské bytí, se všemi jeho aspekty, se stává totiž velmi objemným. V řadě posledních desetiletí plochy na Zemi ubývá a společnost musela začít hledat i jiné směry, do kterých může expandovat, než pouze do stran. Vzdávající populace si totiž žádá nejen místo sama pro sebe, ale klade i nároky na další plochy. Ty zabírají činnosti, které zlepšují některé důležité aspekty moderního života. Mezi ně patří i rozrůstající se infrastruktura, která si klade za úkol propojit dopravní cestou co nejúčinnějším způsobem sídelní celky v národním i mezistátním měřítku.

Znakem moderního dopravního řešení je snaha o co nejkratší jízdní dobu a maximální množství vozidel, které dokáže dopravní cesta pojmout. Určité zrychlení jízdy lze docílit modernizací technologií vozidel, ale nakonec je vždy potřeba k dosažení maximální rychlosti a kapacity zjednodušená úprava dopravní cesty. Současná doba moderních technologií umožňuje změnit dávnou koncepci „nejmenšího odporu“, kdy se cesta podřizovala svojí trasou přírodním či umělým překážkám. Nabízí se hned dva směry řešení. Lze sice využít cestu přes překážku (horské komunikace přes průsmyky, dlouhé mosty), ale tato cesta je stavebně často velmi náročná a například v historické zástavbě prakticky nepoužitelná. Druhou možností je překážku podejít. K narovnání dopravních cest v tom případě dochází pomocí tunelových staveb, které buď vedou pod překážkou (např. pod historickým centrem města) nebo skrze překážku (kopce, hory).

V ražených tunelových stavbách je potřeba zajistit statickou stálost díla, k čemuž slouží *dočasné* a *trvalé* ostění. První jmenované podpírá výrub hned po vyražení a zajišťuje bezpečnost při dalším postupu prací v tunelu. Tomuto typu ostění se věnuje předkládaná bakalářská práce. Trvalé ostění musí zajistit stabilitu díla a bezpečnost provozu po celou dobu jeho životnosti.

Ze současné nabídky dočasného vyztužení lze vybrat velké množství různých druhů, jejichž použití záleží na geologických podmínkách, rozměrech podzemního díla a na způsobu ražby. Tato práce popisuje nejen typy vyztužení, které se v současné době

používají, ale vysvětluje i principy jejich výpočtů a dimenzování. Pro čtyři vybrané druhy byl proveden upravený výpočet metodou konečných prvků na TM 600,00 tunelu Deboreč, který je ražen v rámci modernizace čtvrtého železničního koridoru, tak, aby všechny typy vyztužení měly stejné počáteční podmínky. Záměrem práce bylo poukázat na rozdílné způsoby výpočtu kombinovaného ostění, výpočtu vnitřních sil a dimenzování prvků dočasného vyztužení.

Již nyní se dá předpokládat, že pro tunel Deboreč, jehož délka je pouze 660 metrů a nachází se v oblasti, kde se nevyskytují extrémní geologické podmínky, vyjde jako nejpříznivější varianta dočasné ostění používané při *Nové rakouské tunelovací metodě*. Hodnoty vnitřních sil a deformací všech druhů vyztužení nebudou pravděpodobně vzhledem k nižšímu zatížení tunelu Deboreč od sebe příliš odlišné.

I. Obecná část

1. Popis a zhodnocení výztužných prvků

1.1. Historie

Princip výztužných prvků dnešních ražených tunelů sahá hluboko do historie a je úzce spjatý s důlní činností. Ve starověku se těžba na našem kontinentě objevila již ve 21. století před naším letopočtem na území Španělska, ovšem nejvýznamnější podzemní díla starověku byly vodovodní štoly, které přiváděly vodu do měst na vzdálenosti až desítek kilometrů. Společným znakem těchto štol byla snaha o ražbu v tvrdých horninách, kde stabilitu výrubu zajišťovala samonosnost horniny, ale se zvětšujícími se rozměry podzemních staveb vzrůstá větší pravděpodobnost výskytu poruch masivu a změny stability budovaného díla. Z těchto důvodů bylo potřeba zajistit stabilitu výrubu, pro bezpečný postup prací dalších fází výstavby. Tuto *primární* stabilitu zajišťuje tzv. *dočasné* vyztužení (provizorní nebo též primární ostění). [1] [2]

1.2. Dočasné vyztužení

U současných konvenčních metod dočasné vyztužení staticky nespolupůsobí s definitivním ostěním podzemního díla a zůstává po celou dobu své životnosti (koroze vyztuže, hniloba dřeva) zabudováno. Dočasná vyztuž by měla tedy příznivě ovlivňovat samonosnost horninového masivu. Historicky dočasné vyztužení plnilo zároveň funkci trvalého ostění. Bylo tomu tak především u podzemních děl, kde bylo hlavním požadavkem zajistit stabilitu výrubu; nehledělo se na jeho estetiku či případné odpadávání částí masivu a nebyla potřebná hydroizolace stěn (například důlní a vodní štoly). V případě dopravních tunelů, kde bylo potřeba zajistit nenarušený průjezdní prostor, se zavádí *trvalé* vyztužení (definitivní nebo také sekundární ostění). Nové metody postupně přestávají rozlišovat dočasné a trvalé vyztužení a vývojem se opět dostáváme k jednomu vyztužení pro zajištění výrubu, které slouží současně i jako finální ostění celého díla. [1] [3] [4]

Moderní dočasná výstroj má splňovat následující požadavky:

- *má být materiálově nenáročná,*
- *její zřízení má být jednoduché, málo pracné a dobře mechanizovatelné,*
- *má co nejméně zasahovat do průřezu výrubu a přitom líce celoplošně podpírat,*
- *má být poddajná, aby se k přenášení sil co nejvíce aktivoval horninový masiv,*
- *má být z materiálu, který může zůstat jako součást definitivního zajištění výrubu.*[1]

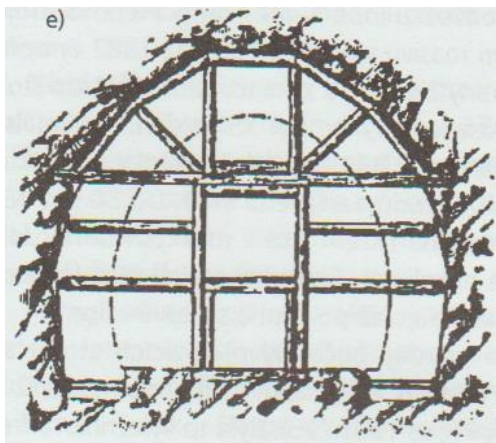
Materiál dočasného vyztužení se dá rozdělit na dřevo, ocel a beton. Největší část historie podzemních staveb zabírá dřevěné vyztužení ve formě výdřevy, které se používalo v tunelech až do poloviny 50. let 20. století jako hlavní zajištění výrubu klasických tunelovacích metod. Volba materiálu záležela velmi na rozměru podzemního díla, proto se v důlní činnosti objevují ocelové výztuže dříve než v tunelářské. Díky přechodu z dřeva na ocel se začaly častěji objevovat tunely, které mají definitivní ostění tvořeno z betonu, jehož použití výdřeva komplikovala, kvůli čemuž má většina tunelů z období klasických tunelovacích metod specifické definitivní ostění z lomového kamene. [1]

V současnosti by se za nejrozšířenější materiály daly považovat beton, ocel a hlavně jejich kombinace. V důlní činnosti i nadále zůstávají díky svým vlastnostem ocelová žebra v kombinaci s plechy, sítěmi či betonovými panely. V tunelech je na předních příčkách stříkaný beton v kombinaci s ocelovou výztuží a vynálezem TBM technologie se objevují prefabrikované dílce, které již nerozlišují dočasné a trvalé ostění.

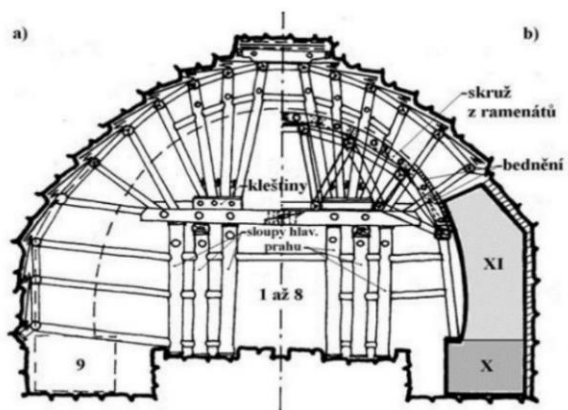
Dřevo se v dnešní době prakticky nepoužívá. Pouze v případě havarijních stavů, kdy je potřeba rychle zvýšit únosnost ostatních prvků výztuže. Výhody dřevěných podpěr a stojek jsou v jejich možnosti instalace libovolného tvaru, kdy lze přímo na staveništi vytvořit převážně jakýkoli potřebný tvar v rámci krátkého časového období; okamžitá aktivace a varovné projevy při překročení únosnosti. [4]

1.2.1. Vydřeva

Vydřeva sloužila jako hlavní nástroj zajišťování výrubu po mnoho let. Patří mezi první výztužné prvky podzemních staveb a využívala se až do 20. století. Období specifické pro její použití bylo období klasických tunelovacích metod. Nejrozšířenější z nich, *rakouská tunelovací metoda*, spočívala v tom, že výrub byl realizován po částech, současně se zajistil vydřevou a teprve až po dokončení ražby v jednom pasu se vyzdilo definitivní ostění. Rozdíl mezi původní a modifikovanou rakouskou metodou byl v geometrickém uspořádání vydřevy. Při původní metodě se používala tzv. vydřeva krokvová (*obr. 1*). V modifikované metodě došlo k nahrazení krokvové vydřevy podélníkovou (*obr. 2*), což vedlo ke ztužení vydřevy v podélném směru, díky čemuž se stala ve střední Evropě velmi rozšířenou metodou. V dnešní době se vydřeva k provizornímu zajištění výrubu již nepoužívá. [1] [4]



Obr. 1 Krokvová vydřeva [1]

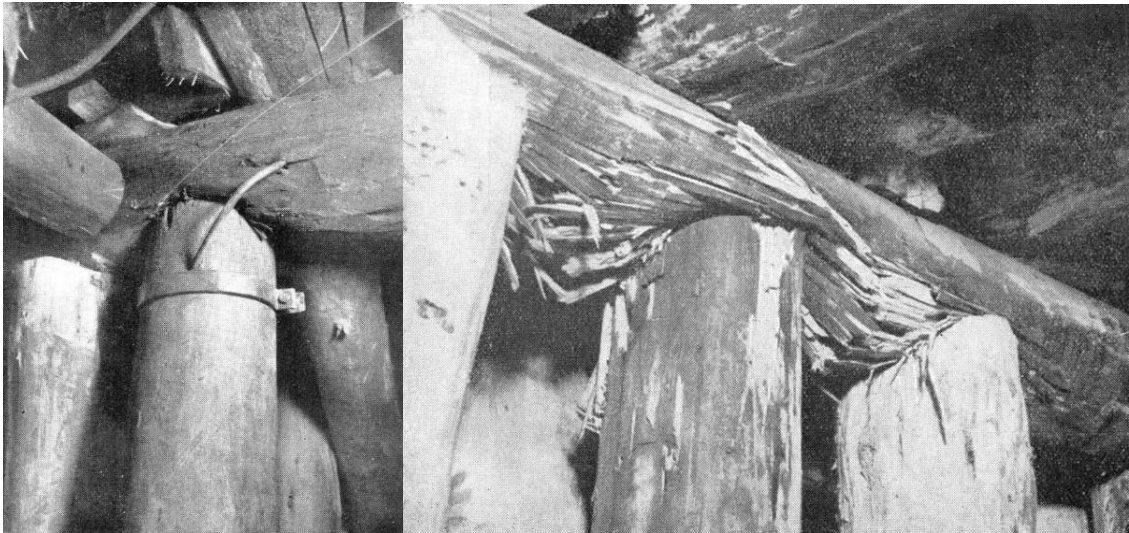


Obr.2 Podélníková vydřeva [6]

Nejrozšířenější dřevina vydřevy byl smrk, který v sobě spojoval jak příznivé mechanické vlastnosti, tak nízkou cenu za materiál. Použita byla i dřeva dalších stromů, převážně ovšem jehličnanů. Vyjma pažin se pro veškeré dřevěné prvky používala kulatina. Hraněné dřevo se nepoužívalo, převážně z ekonomického hlediska. [5]

Výhodou vydřevy, hlavně v období klasických metod, byla pořizovací cena za materiál, která ve srovnání s betonem nebo ocelí byla mnohem nižší. Dále pak její rychlá tvarová opracovatelnost v podmínkách přímo na stavbě, kdy bylo možné vytvořit téměř jakýkoli tvar a tím dosáhnout nejlepšího zajištění výrubu. Dřevo také včas varovalo při překročení zatížení, což by se dalo přirovnat k požadavku přetvoření oceli za mezí kluzu v železobetonu, čímž nás prvek varuje prasklinami a nenastává náhlý

kolaps. Podobně, avšak výrazněji a v delším čase, se chovala výdřeva, která varovala specifickými poruchami (*obr. 3*). [4] [6]



Obr.3 Specifické poruchy výdřevy při nadměrném zatížení [6]

Nevýhody výdřevy jsou určitě znatelné v její životnosti. Působení vlhkosti, jež se v podzemních stavbách značně vyskytuje, rychle snižuje vlastnosti výdřevy a klade nároky na její častější obměnu. Možnost zpomalení hniloby je použitím impregnace, která ovšem nemusí být v uzavřených prostorech důlního podzemního díla, kde je větší riziko vzniku požáru, příliš bezpečná. Při použití výdřevy nebylo možné používat betonové definitivní ostění, proto se spíše používalo ostění zděné z opracovaného lomového kamene (*obr.4*). [1] [5]

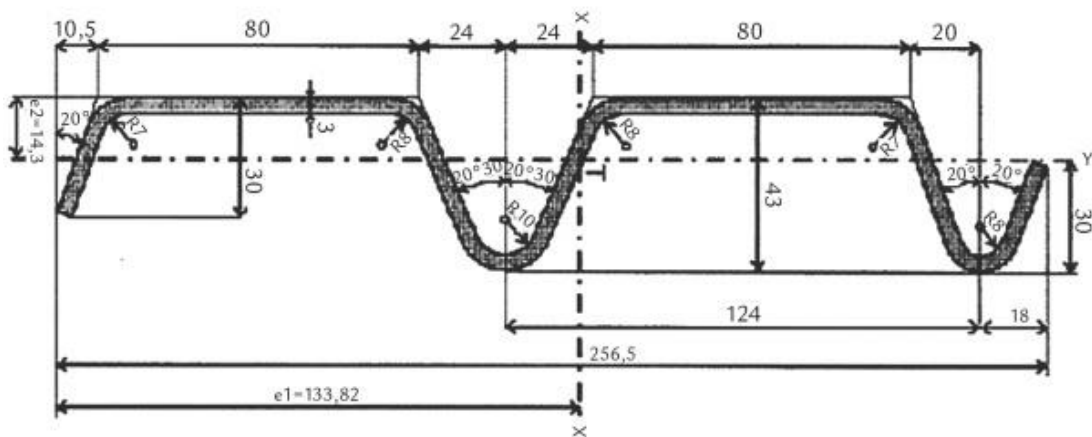


Obr. 4 Ostění z opracovaného lomového kamene v Simplonském tunelu [7]

1.2.2. Ocelová plnostěnná důlní poddajná výztuž (K, TH)

Ocelová výztuž se začala sporadicky objevovat na německých dolech již v druhé polovině 19. století, i nyní se jedná o nejrozšířenější typ obloukové výztuže v důlních dílech. Časté je použití i u podzemních staveb, zejména menších příčných řezů. Žebrové prvky jsou samostatné, proto je nutné provést zapažení výrubu mezi žebry. U menších výrubů se používají pažiny, nejčastěji ocelové, typu Union (obr.5), ale mohou to být i dřevěné pažiny, KARI-sítě nebo železobetonové prefabrikované. U větších profilů se využívá stříkaný beton vyztužený ocelovými sítěmi či drátkobeton. [1] [4]

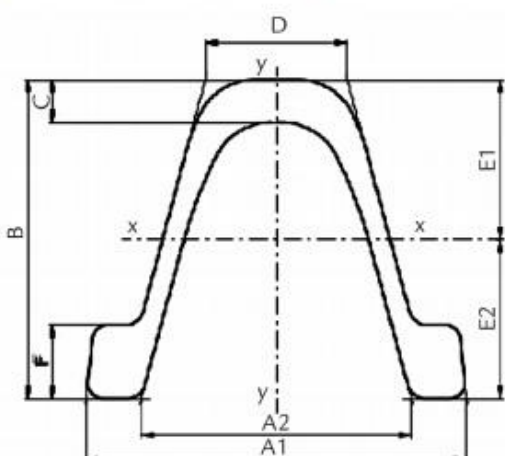
PAŽENÍ TYPU UNION



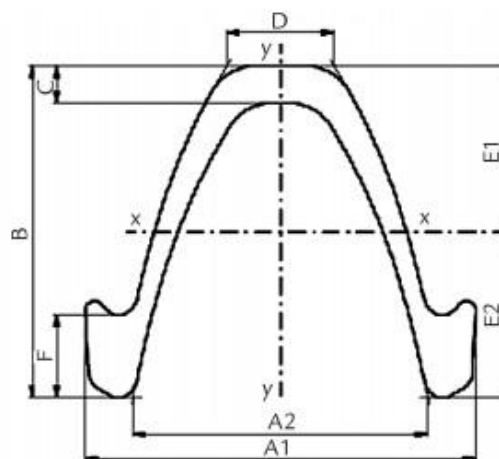
Obr. 5 Ocelová pažina typu Union [3]

Rozdíl mezi výztuží typu K a TH je pouze v menších geometrických odchylkách příčných řezů (obr. 6), společně pak sdílí korýtkový tvar. Písmeno K označuje korýtkovou výztuž, která je u nás rozšířenější, písmena TH označují původní typ *Touissant – Heitzmann*, z čehož pochází hovorové označení „hajcman.“ Válcují se v několika různých velikostech a průřezových modulech. Od K17 až K32, kdy číslo označuje váhu jednoho běžného metru oblouku v kilogramech. [1] [4]

A) PROFIL DŮLNÍ VÝZTUŽE - TYP K



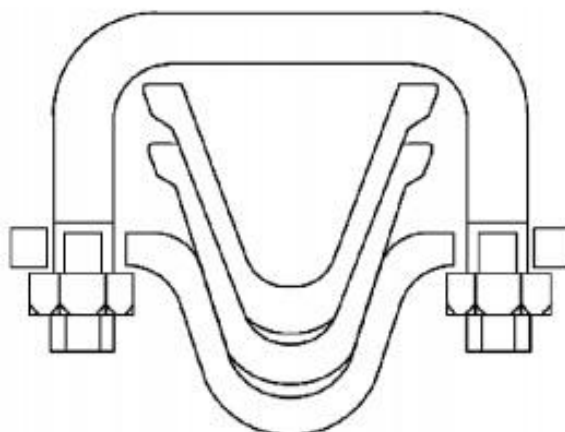
B - PROFIL DŮLNÍ VÝZTUŽE - TYP TH



Obr. 6 Příčný řez K a TH výztuží [3]

Tento typ výztuže tunelového profilu se skládá z několika částí; třídílné pro klenuté – dole otevřené a čtyřdílné pro kruhové, eliptické a jiné uzavřené průřezy. Právě spojení částí výztuže a korýtkový profil vytváří největší výhodu tohoto typu výztužení. Ve spojích (obr. 7) se zasouvá jedna část výztuže do korýtka následující části a jsou na překryvné délce, která je minimálně 40 cm, spojeny dvojicí třmenů a šrouby. Následným dotažením třmenových šroubů vzniká mezi jednotlivými spojenými částmi výztuže tření, které lze korigovat mírou utažení a které působí proti normálové síle vyvolané tlakem horniny na výztuž. Při překročení tření mezi propojenými díly výztuže dochází k proklouznutí ve spoji, tedy k deformaci výztuže směrem do průřezu důlního díla, kdy dojde sice k jeho zmenšení, ale výztuž zůstává dále funkční, je zachována její únosnost a horninový tlak na výztuž se zmenší. Tento jev se může ještě několikrát opakovat a je využíván hlavně u důlních děl ovlivněných těžbou v různých patrech ložiska, ve stavebnictví se prakticky nevyužívá z důvodu požadavků na velikost a tvar profilu. [1] [4] [6]

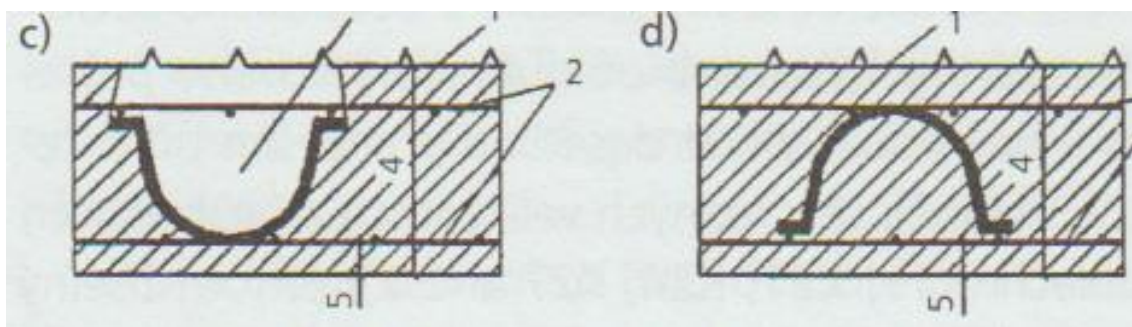
TŘMENOVÝ SPOJ



Obr. 7 Třmenový spoj důlní korýtkové výztuže [3]

Mezi další výhody poddajné výztuže patří šablonovitý podklad pravidelného obrysu při aplikaci sekundárního ostění a přejímání hlavní nosné funkce v průběhu nanášení a tvrdnutí stříkaného betonu. Ze statického hlediska je příznivé, že se v obou osách výztuže průřezové charakteristiky rovnají (tedy $W_x=W_y$). [5]

Nevýhodou je „běžný“ tvar ohnutí výztuže, který byl dříve korýtkem k hornině. To způsobuje hned několik problémů; vzniká zde volný prostor, který funguje jako drén, což zvyšuje rychlost koroze výztuže a při kombinaci se stříkaným betonem tento prostor vytváří tzv. „stříkací stín“ (obr. 8), jež opět způsobuje korozi výztuže a případné lokální oslabení kvůli neumožnění provedení zástřiku. Pro výrobu výztuže je potřeba velmi kvalitní ocel, proto je i vysoká pořizovací cena materiálu. [1] [4] [5]



Obr. 8 Stříkací stín podle tvaru ohnutí výztuže [1]

Pro zajímavost je možné zmínit, že tato výztuž našla významné využití i ve vinařství. Většina vinných sklepů z 20. století v oblasti lignitových dolů na Hodonínsku je vyztužena převážně „hajcmany“, případně válcovanými profily. Zkušeni místní havíře je používali při vyzdívání vinných sklepů (obr. 9).



Obr. 9 Vinný sklep s korýtkovou důlní výztuží [Foto autor]

1.2.3. Plnostěnné válcované profily

Kromě korýtkové výztuže je možné použít i vhodné standardní válcované profily jako například I, U, H (HEB) či trubky. Oproti korýtkové výztuži spočívá jejich výhoda v lepších statických průřezových charakteristikách a hospodárnosti profilu, což ovšem platí především pro výkonnější průřezy, jako jsou profily HEB, které jsou považovány za velmi únosné. Používají se v tlačivých horninách jako oblouková výztužná žebra i větších tunelů. Jejich hlavní schopnost je okamžitá aktivace po zabudování a schopnost přenesení velkých zatížení. [4] [5]

Válcované profily I nebo U se používají pouze výjimečně pro některé atypické profily, např. pro štoly pravoúhlého tvaru; spojování jednotlivých částí se provádí

pomocí styčnickových plechů a šroubů. Trubky se používají výhradně pro stojky výstroje u štol s výstrojí z válcovaných profilů. [4]

1.2.4. Hebrex

Hebrex (neboli HEB + „Bretex“) vzniká spojením plnostěnných profilů HEB a příhradové výztuže (*obr.10*). Ocelové pruty a plechy tvořící stojinu jsou propojeny svářenými spoji s ocelovými pásnicemi, což způsobuje vyšší pracnost výroby. Výhody, které tato výztuž spojuje, jsou vyšší tuhost, únosnost, rychlejší aktivace po zabudování a tím i přenášení velkých zatížení před zatvrdnutím stříkaného betonu, což jsou výhody HEB profilů, a lepší prostříkávání a úspora oceli, což jde na vrub příhradové části výztuže. Tato výztuž byla použita v České republice pouze výjimečně při stavbě Královopolského tunelu v Brně. [2] [4]

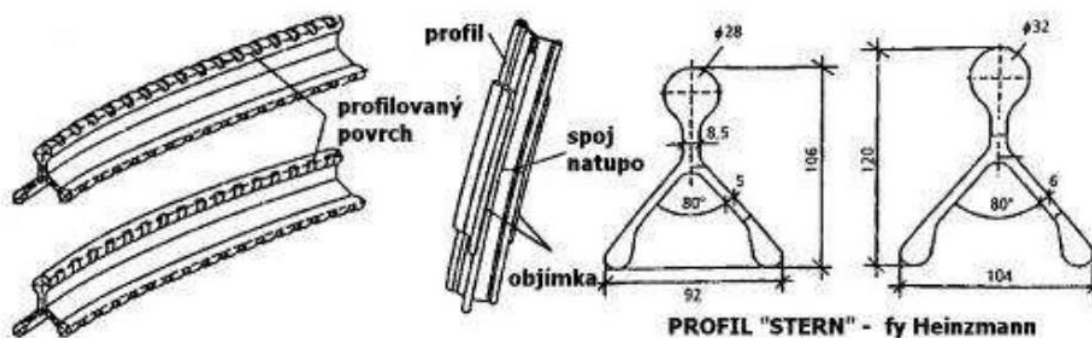


Obr. 10 Výztuž Hebrex použitá při stavbě Královopolského tunelu v Brně [6]

1.2.5. Výztuž hvězdicovitého průřezu (Stern)

Mezi varianty obloukové výztuže patří i válcovaná výztuž hvězdicovitého průřezu německého původu (Stern = hvězda), která v sobě kombinuje výhody korýtkových a příhradových oblouků (*obr. 11*). Jedná se o plnostěnnou ocelovou výztuž využívanou především pro výrubu stavebního typu, která díky svému tvaru nevytváří

stříkací stín podobně jako příhradová výztuž, ale na rozdíl od ní není průřez spojován pomocí svařovaných spojů. [1] [4] [5]



Obr. 11 Výztuž hvězdicovitého průřezu [5]

Hvězdicovitá výztuž má vyšší pevnost a současně nižší spotřebu oceli, která je na povrchu zdrsňena a tím zajišťuje lepší přilnavost stříkaného betonu. Nevýhodou je, alespoň v České republice, větší pořizovací cena. Nejčastěji rozšířená je v Německu, kde ji vyrábí firma Heitzmann. Ke spojení jednotlivých částí výztuže se používají speciální příložky se šrouby. [1] [4] [5]

1.2.6. Příhradová výztuž

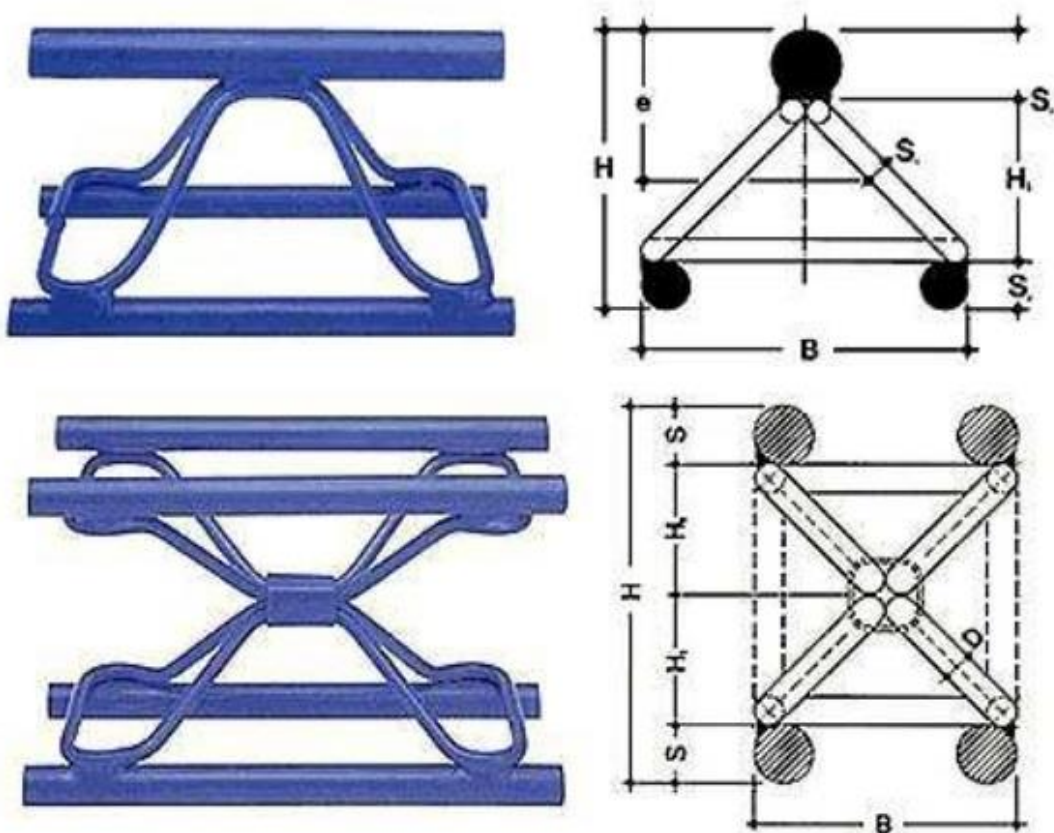
I přes více obchodních označení (např. Bretex, Pantex, Asta, Arcus a další) zůstává princip příhradové výztuže stejný a v případě kombinace se stříkaným betonem, kdy výztuž zůstává zabudována v ostění, se jedná o nejrozšířenější princip vyztužení. Do požadovaného tvaru jsou svařovány tři, u větších tunelů až čtyři podélné pruty z hladké nebo hřebíkové oceli v průměrech 20 až 30 mm. Tyto profily jsou prostorově spojeny ocelovými spřažkami, které tvoří příhradovinu ve všech postranních plochách, čímž usnadňují zastříkávání, takže oproti plnostěnným profilům vznikají pouze nepatrné stříkací stíny, díky čemuž pak beton velmi dobře spolupůsobí s ocelovými profily a tím vytváří únosné ostění. Vzniklá příhradová žebra jsou pak z několika předem vyrobených dílů spojována pomocí třmenu nebo častěji sešroubováním styčných desek a tvarována do požadovaného tvaru oblouku výrubního profilu. [1] [4] [5]

Proti plnostěnným průřezům mají tyto výhody:

- *menší hmotnost, takže šetří drahou ocel a snadněji se s nimi manipuluje,*
- *snadněji se k nim připevňují vyztužovací sítě,*
- *je možné je lehce spřáhnout s kotvami.[1]*

Mezi hlavní nevýhody patří pracnost výroby, která je i přes použití svářecích automatů stále náročná na kontrolu kvality většího množství svarů, které i jednotlivě výrazně ovlivňují nosnost oblouku, který pak ztrácí charakter prostorového prvku při případné poruše svaru. Příhradové profily jsou celkově méně únosné a méně tuhé oproti plnostěnným profilům. [1] [5]

V ČR se jako časté označení příhradové výztuže, hlavně v případě *Nové rakouské tunelovací metody*, používá obchodní název „Bretex“ i přesto, že se jedná pouze o jeden typ konkrétního výrobce. V případě jiných výrobců se liší pouze velikost a průřezové moduly, princip příhradové výztuže zůstává zachován (*obr. 12*). [4]

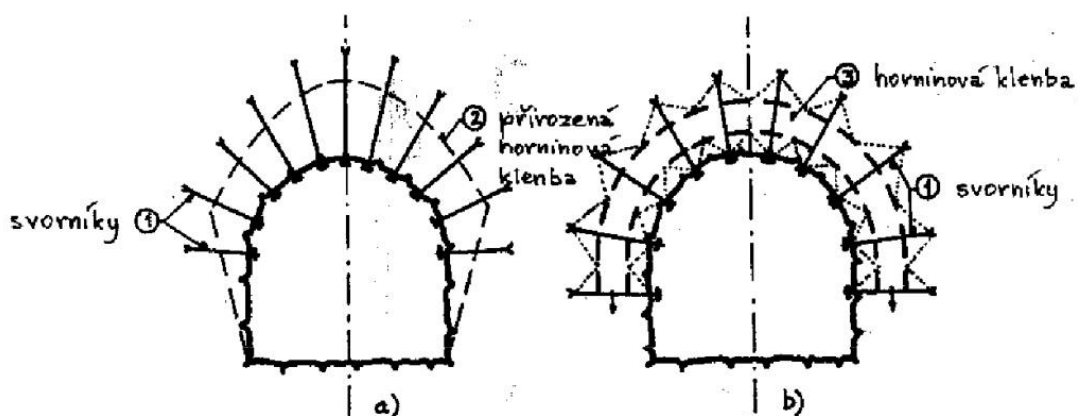


Obr. 12 Typy příhradové výztuže [5]

Ocelové oblouky se osazují obvykle v množství 1 ks na záběr, což zpravidla stačí, protože délka záběru je odvozená od tlačivosti horniny. Výhodnost kombinace oblouk-stříkaný beton vynikne zejména v silně tlačivých horninách, kdy je nárůst tlaku rychlejší než nárůst počáteční pevnosti stříkaného betonu. [1]

1.2.7. Svorníková výztuž

Svorníky jako takové se odlišují od jiných výztuží umístěním ve výrubu. Zatímco ostatní výztužné prvky podírají výrub po obvodu a působí buď plošně či liniově, svorníková výztuž má bodový charakter a je zabudována kolmo k líci výrubu do horninového masivu, čímž si „půjčuje“ stabilitu ze vzdálenějších oblastí, které staticky nejsou zasažené výrubem. Jsou to tyčové prvky z oceli či sklolaminátu, které se zavádějí do předem připravených vrtů. Svorník se skládá z hlavy, dříku, na jehož konci je patka s případným mechanickým upnutím či tmeleným kořenem. Svorníky nelze používat v jakémkoliv prostředí. K využití principu svorníkové výztuže je potřeba skalních či poloskalních hornin (rozpukaných i celistvých), které se nacházejí v dostatečné hloubce, kde lze počítat se schopností horniny vytvořit horninovou klenbu (obr. 13). [1] [5] [6]



Obr. 13 Přirozená horninová klenba (a) a klenba vytvořená svorníky (b) [6]

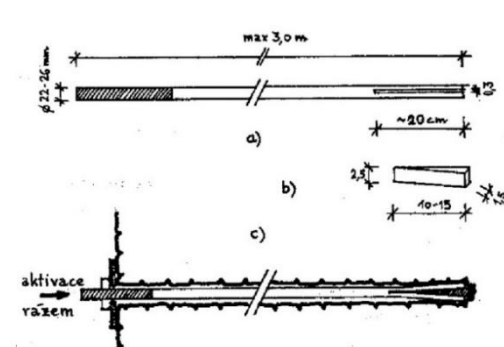
Princip svorníkové výztuže spočívá v tom, že při osazení dochází ke kotvení líce výrubu tím, že svorník svojí délkou překlenuje tloušťku oblasti rozvolněné horniny, která vznikla provedením výrubu, a dosáhne vzdálenější oblasti horninového masivu, která není porušena výrubem a přenáší zatížení přirozeným klenbovým účinkem. Na svorník se pak nechá působit konvergence výrubu, což znamená, že výrub svojí deformací postupně aktivuje osově síly ve svorníku. V okolí výrubu po aktivaci výztuže dochází ke zvýšení odolnosti horniny proti usmyknutí. Jelikož prvky působí bodově, je velmi výhodná kombinace se stříkaným betonem a ocelovými sítěmi. [1] [4]

Aby došlo k potřebnému dosažení neporušené oblasti, je důležitá délka výztuže. Příliš krátké svorníky nedosahují požadovaných výsledků, ovšem ani velmi dlouhé prvky nejsou efektivní z důvodu náročnosti na přesnost usazení a upnutí. Na místo příliš

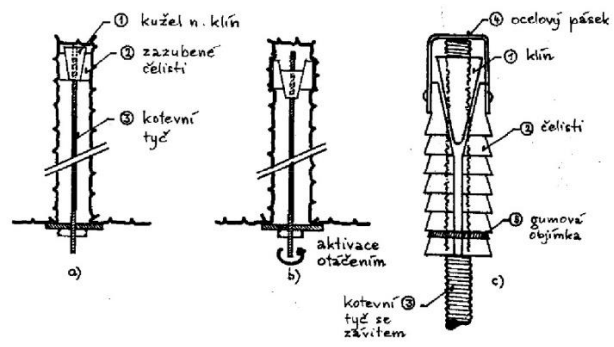
dlouhých svorníků se tedy doporučuje zvýšit hustotu kratších svorníků, což je v praxi považováno za nejjednodušší prostředek reakce na nepříznivé deformační výsledky geotechnického monitoringu. Hlavním ovlivněním hustoty svorníků je míra narušení horniny. Nejmenší hustoty svorníků se dosahuje v dobrých geologických podmínkách, kde je obvykle potřeba pouze lokálně přikotvit strop, zatímco v porušených horninách se kromě systematického kotvení stropu vyžaduje i kotvení stěn v kombinaci se sítěmi. V bobtnavých horninách se navíc musí zajistit dno výrubu proti zdvihání a je zde nejvíce zahuštěná síť svorníků (výjimečně případně předpjatých kotev). Z důvodu ceny za metr svorníkové výztuže je nutné, aby délka byla co nejeftivnější a zároveň přiměřeně dlouhá. Optimální délka se pohybuje kolem 1/3 až 1/2 šířky výrubu. [1] [4]

Nejčastější dělení svorníků je podle způsobu uchycení vrtu na *mechanicky upínané* a *upínané tmelem*.

Mezi nejjednodušší *mechanicky upínané svorníky* patří *klínkový svorník* (obr. 14), jehož aktivace je na principu naražení naříznutého dřívku na klín, což způsobí jeho rozpínání a zatlačení paty do stěn. Přenáší síly okolo 50 kN. Dalším typem je *šroubový svorník* (obr. 15), který při otáčení celého svorníku posune kužel po dřívku pomocí závitů, čímž dojde k roztažení dělené zazubené objímky do stěn vrtu. Přenáší síly až 80 kN. [4]



Obr. 14 Klínkový svorník [6]

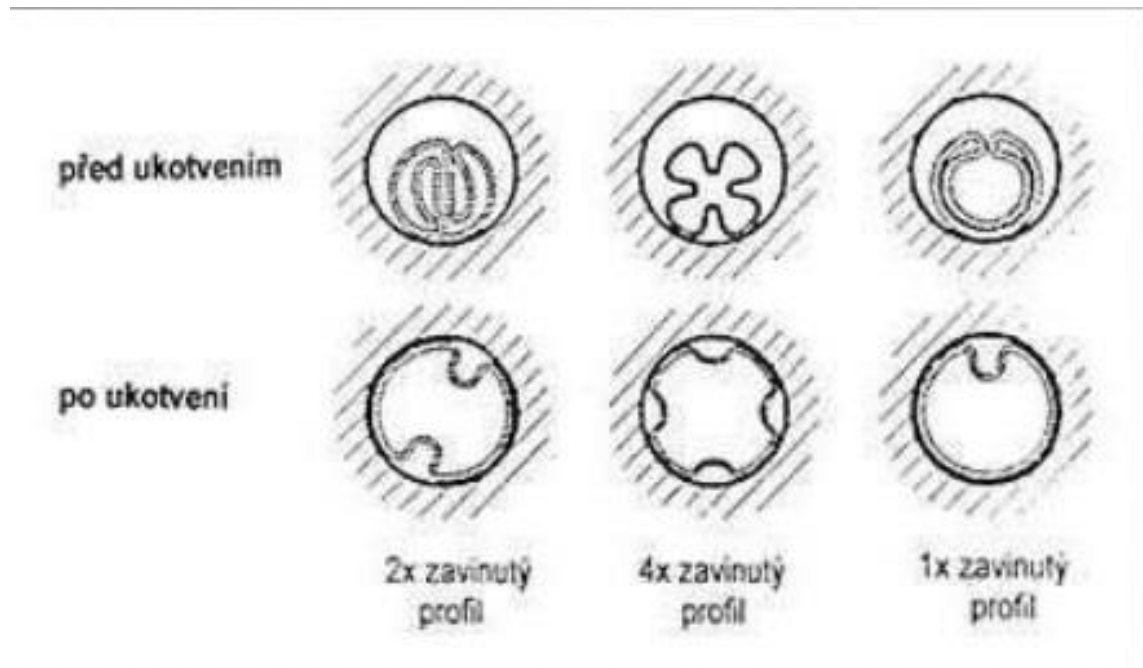


Obr. 15 Šroubový svorník [6]

Mezi hlavní problémy těchto typů *mechanicky upínaných svorníků* patří koroze, kdy nevyplněné vrty svádějí podzemní vodu k výrubu, a tím vzniká degradace jak jednotlivých svorníků, tak dalších ocelových prvků v profilu výrubu. [6] [1]

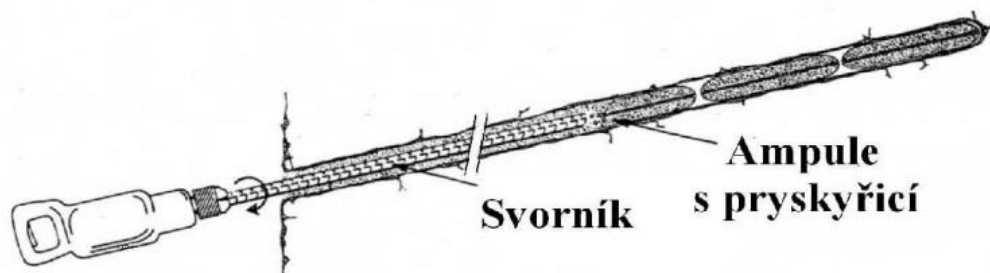
Oba typy svorníků mají společné upnutí, které zajišťuje pouze pata. Svorníky, které jsou po celé délce mechanicky upnuté, jsou též *hydraulické svorníky* (obr. 16). Tento typ z vysoce tažného plechu se vkládá do vrtu příčně zdeformován a následně

pod vysokým tlakem vody se plech dřívku vyrovná a zatlačí do stěn vrtu, kde se pak přenáší síly pomocí tření mezi dřívkem a horninou, které dosahují až 120 kN. Z tohoto důvodu jsou vysoké nároky na materiál dřívku. [4]



Obr. 16 Příčný řez hydraulickým svorníkem [6]

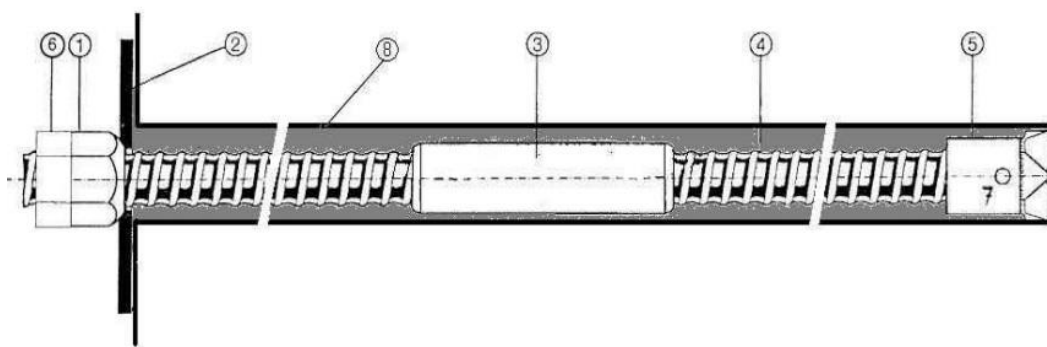
Lepené svorníky (obr. 17) patří mezi *svorníky upínané pomocí tmelu*, které se vyznačují tím, že je vrt celý vyplněný hmotou, díky čemuž nepůsobí jako drén, na rozdíl od mechanicky upínaných svorníků. *Lepené svorníky* jsou specifické použitím pryskyřice, která se vkládá do vrtu před zasunutím svorníku ve formě polyethylenové ampule, jež obsahuje jednotlivé složky tmelu (pryskyřici a tužidlo) oddělené od sebe. Při následném vložení svorníku dochází k porušení ampule, promíchání jednotlivých složek a během několika minut pak k vytvrnutí pryskyřice, což je jedna z předních výhod *lepených svorníků*. Svorníky přenášejí síly až 150 kN a lze je použít i do vlhkých a porušených hornin. [4]



Obr. 17 Svorník lepený pryskyřicí [6]

Svorníky upínané cementovou směsí se provádí v zásadě pomocí injektáže vrtu. V případě svorníků *SN* (*Store-Norfoss*) se vkládá svorník do vrtu vyplněného cementovou maltou. Svorníky *PG* (*Post Grouting*) se provádějí nízkotlakou injektáží z cementové směsi od ústí nebo od paty vrtu. [4]

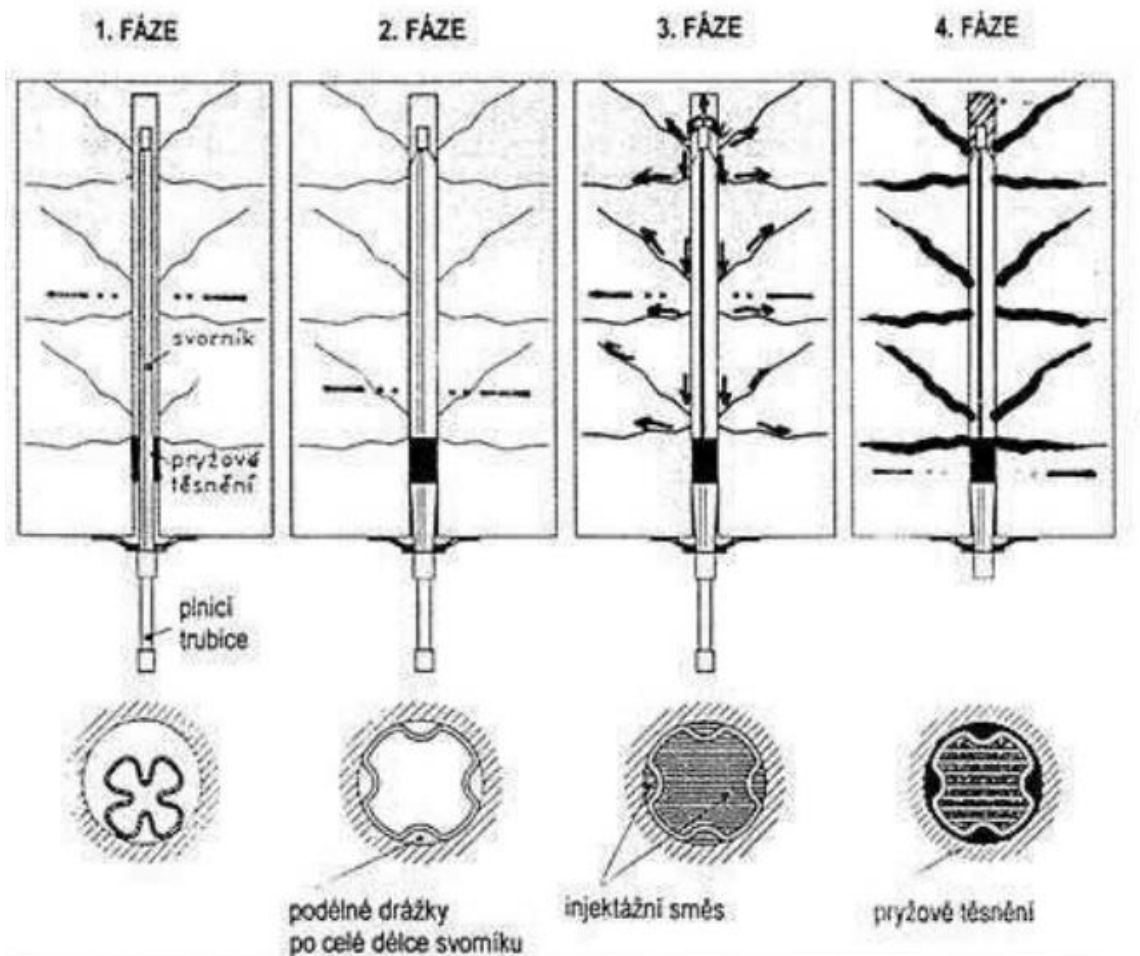
Mezi speciální typ *PG* svorníků patří *samozávrtné svorníky* (obr. 18), které se zavrtávají pomocí ztracené vrtné korunky na konci svorníku. Uvnitř se nachází vnitřní kanálek, který slouží k výplachu horniny z vrtu při provádění a následně pak k injektáži. [4]



Obr. 18 Samozávrtný svorník [6]

Kombinací technologie *PG* svorníků a *hydraulických svorníků* vznikají tzv. *injektážní svorníky* (obr. 19). Princip je takový, že se do vrtu vkládá příčně deformovaný svorník (obdoba hydraulického svorníku) s prolisovanými podélnými drážkami pro vedení injektážní směsi a s ventily v patě a hlavě svorníku. Postupným tlakem od injektážní směsi se svorník roztahuje do profilu vrtu a při překročení tlaku, který odpovídá aktivaci pláště vůči hornině (cca 7 MPa), dochází k uvolnění koncového ventilu a začíná injektáž vrtu. Díky těsnící manžetě u hlavy svorníku je možné provádět injektáž pod vysokými tlaky, které zajišťují vtlačování směsi nejen do vrtu, ale i puklin

masivu, čímž se zlepšuje upevnění svorníku a dochází i k zvýšení samonosnosti horninového masivu. [4]



Obr. 19 Princip injektážního svorníku [6]

Významným typem jsou *laminátové svorníky*, které řeší několik negativních vlastností ocelových svorníků. Předními vlastnostmi je jejich dlouhá životnost a absolutní rezistence vůči korozi díky materiálu svorníku, který neobsahuje žádné kovové prvky, nýbrž je tvořen skelnými či syntetickými vlákny. Další výhodou je snadná destrukce razíci mechanismy, kvůli čemuž se používají například v průzkumných štolách vedených v trase budoucího tunelu, nebo jako kotvení čelby. Nevýhodou je nižší tření mezi laminátovou tyčí a tmelem, který je buď z cementové směsi, nebo dvousložkové syntetické pryskyřice, což má za důsledek zvýšení kotevních délek, které se nepovažuje za nejekonomičtější řešení. Tento problém se dá částečně řešit použitím laminátových svorníků z profilovaných tyčí. [4]

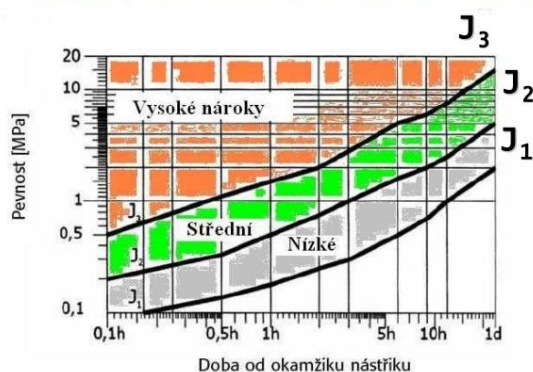
1.2.8. Stříkaný beton

Mezi základní prvky moderního primárního ostění rozhodně patří stříkaný beton. Jedná se o nástřikem nanášenou betonovou směs s frakcí kameniva 0/8 mm (výjimečně až 16 mm), jemně mletých rychle tuhoucích cementů v množství do 450 kg/m³, vody a různých urychlujících příměsí a přísad. K výrubu se dopravuje hadicí a na líc se nanáší tryskou, ze které stříká velkou rychlostí a nástřik provádí dálkově ovládaný manipulátor (výjimečně i ruční tryska) a není tedy potřeba bednění. Dopadem velkou rychlostí na podklad se zhutňuje, což má pozitivní vliv na jeho pevnost a vodotěsnost. Pronikáním stříkaného betonu do dutin a nerovností líce výrubu se zlepšuje celoplošný kontakt s horninou. Nástřikávání probíhá po vrstvách tloušťky 5 až 15 cm postupně z obou stran ke koruně klenby. Další vrstva stříkaného betonu se může nanést až po zatuhnutí vrstvy předchozí, i přes to je spojení velmi pevné, a další vrstvy se provádějí až do požadovaných rozměrů ostění. [1] [3] [4] [5]

Stříkaný beton se dá velmi efektivně kombinovat s dalšími ocelovými výztužnými prvky (svorníková výztuž, armovací sítě, ocelová žebrová výztuž, rozptýlená výztuž z ocelových drátků), díky čemuž může vytvářet nejen primární, ale i sekundární ostění (*obr.20*). Důležitou vlastností, kterou je třeba dodržet při procesech zpracování stříkaného betonu, je nárůst počátečních pevností mladých betonů (*obr. 21*). Tento požadavek vyplývá z použití betonu jako primárního ostění, tudíž je kladen vysoký nárok na rychlé zajištění výrubu. Proto platí, že při horších geologických podmínkách je nutno zajistit rychlejší nárůst počáteční pevnosti. Z tohoto důvodu se výrub při špatných okolnostech zajišťuje například příhradovými oblouky, které před dosažením požadované pevnosti betonu zajišťují statickou funkci ostění. Rychlost nárůstu pevnosti betonu se ovlivňuje volbou cementu a vhodných urychlovačů tuhnutí. [1] [3] [4]



Obory	Doba po nástřiku										
	6 min.	10 min.	30 min.	1 hod.	2 hod.	3 hod.	6 hod.	9 hod.	12 hod.	24 hod.	
J1	0,10	0,14	0,18	0,25	0,30	0,50	0,70	1,00	2,00		
J2	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75	1,00	1,60	2,00	2,50	5,00	
J3	0,50	0,75	1,10	1,50	2,00	2,80	5,00	6,00	7,50	15,00	



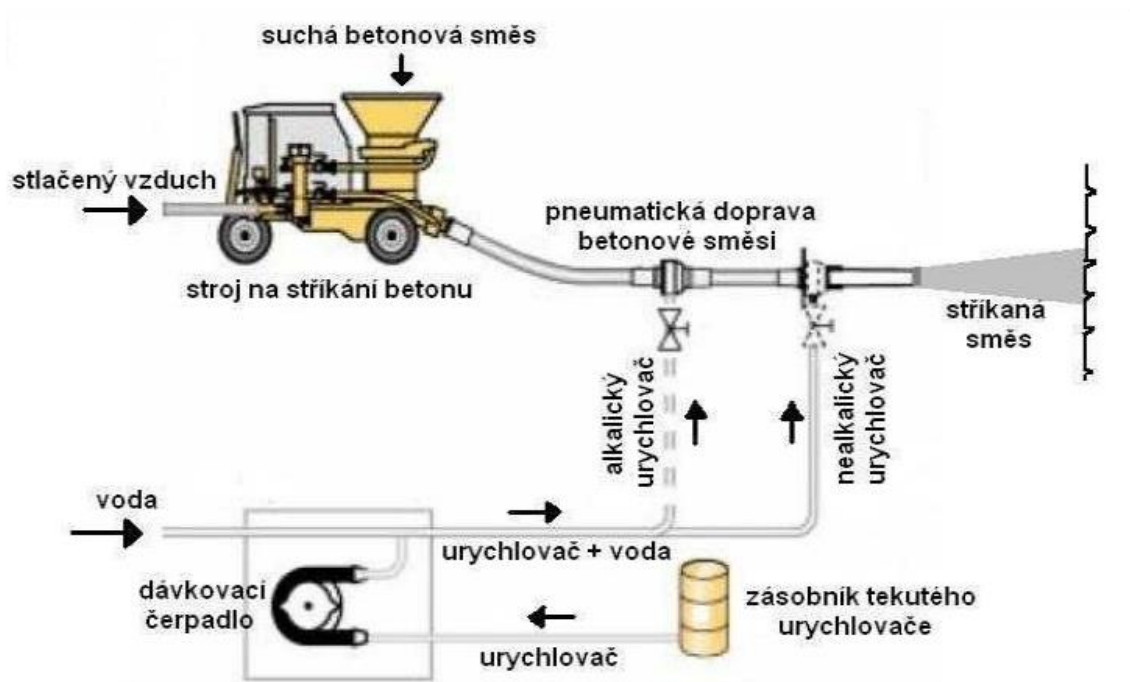
Obr. 20 Kombinace betonu s ocelovými sítěmi [8] Obr.21 Nároky na počáteční pevnost betonu [6]

Plnivem stříkaných betonů je nejčastěji těžené přírodní kamenivo, které dosahuje minimální pevnosti 100 MPa. Pojivo musí splňovat více podmínek najednou. Měrný povrch má být minimálně 350 kg/m^3 a zároveň pevnost cementu za 24 hodin musí být vyšší než 5 MPa (po 28 dnech min. 35 MPa), ovšem je potřeba otestovat reakci cementu s ostatními složkami (plnivem, příměsí, horninami či prosakující vodou). Jako pojivo do stříkaných betonů jsou vhodné portlandské, portlandské struskové a portlandské síranovzdorné cementy třídy CEM I 42,5.[5]

Příměsí stříkaného betonu, které mají zlepšit lepivost, jsou nejčastěji popílek či mikrosilikáty. Objemově nejmenší složka betonu jsou přísady, které ovšem výrazně ovlivňují jeho vlastnosti. Mezi ně patří urychlovače tvrdnutí (nejčastěji bezalkalické), dále ztekucovače, které upravují lepší zpracovatelnost betonu bez zvyšování obsahu vody, případně vazače prachu či zpožďovače tvrdnutí. [1]

Výroba stříkaného betonu se dá rozdělit na *suchou* a *mokrou*.

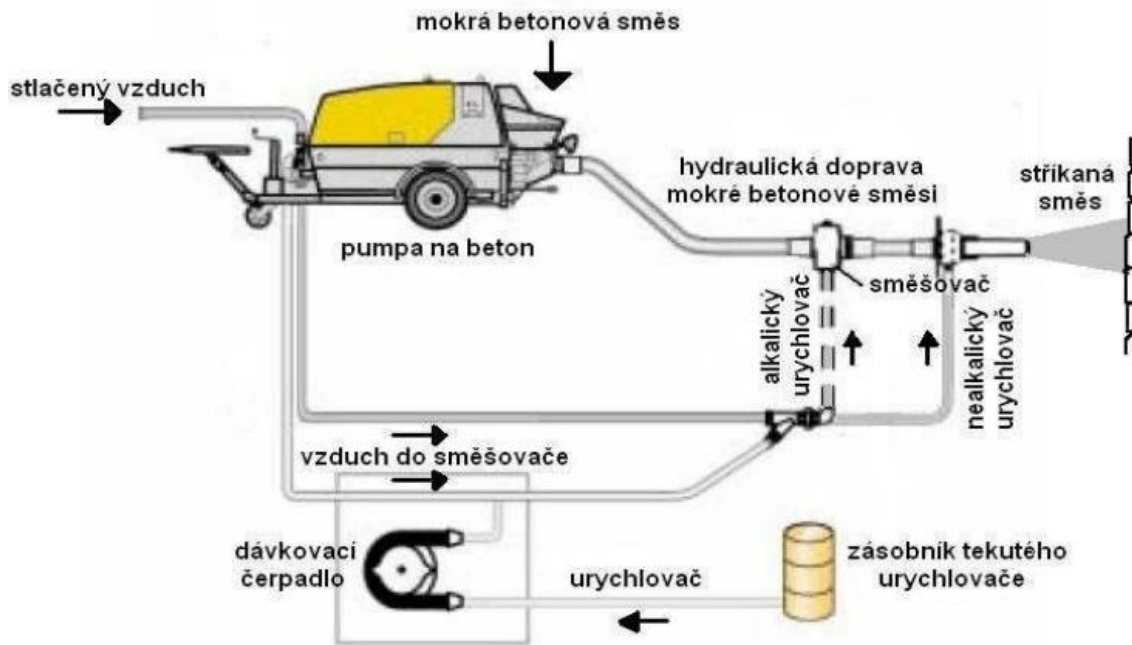
Suchý stříkaný beton se vyznačuje tím, že k promíchání kameniva, cementu, příměsí a urychlovačů s vodou dochází až ve stříkací trysce, tudíž je stříkaný beton vyráběn přímo na místě (obr. 22). Metody *suchého stříkaného betonu* se liší pouze v pořadí a typech složek, které se navzájem promíchávají tak, aby se snížil odpad, prašnost a došlo k úspoře jednotlivých složek. Například suché urychlovače mohou být přidávány společně s kamenivem; jinou možností je použití tekutých urychlovačů a bezsádrovcového cementu, který reaguje ihned při kontaktu s vodou. [1] [3]



Obr. 22 Proces přípravy suchého stříkaného betonu [6]

Výhoda *suchého stříkaného betonu* je v jednoduchosti stříkacího zařízení; adaptabilita prací, které je možno kdykoli přerušit; rychlý nárůst pevnosti mladého stříkaného betonu a možnost aplikace i na mokřý povrch líce výrubu. I přes větší úsporu cementu oproti mokrému procesu je hlavní nevýhodou odpad, který dosahuje až 30 % směsi (rozdíl odpadu mezi stěnami, kde je nejnižší, a stropem), která nemůže být znovu použita. Také prašnost v některých podmínkách se pohybuje za hranou platných hygienických norem, a proto je snaha upravit procesy zpracování tak, aby co nejvíce byly sníženy tyto negativní vlastnosti. [1]

Mokrý stříkaný beton (obr. 23) se na rozdíl od suchého vyrábí pouze v betonárně, která může být buď na stavbě, nebo je stříkaný beton dovážen z centrální betonárny. Beton připravený mimo místo zabudování je potřeba přibližně do 1,5 hodiny nastříkat, z tohoto důvodu se kromě pozdějšího přidání urychlovačů tvrdnutí přidávají i tzv. retardéry, tedy zpomalovače tuhnutí, pokud není možné tuto dobu dodržet. [1] [3]



Obr. 23 Proces přípravy mokrého stříkaného betonu [6]

Mezi nejzásadnější rozdíly oproti *suchým stříkaným betonům* patří určité podstatné snížení prašnosti, dále pak nižší odpad, kdy se uvádí hodnoty i pod 10 %, ovšem tuto skutečnost z části kompenzuje vyšší spotřeba dražšího cementu. I přes vyšší stříkací výkon trysky se považují za nevýhodu nároky na celkové stříkací zařízení, jehož transportní potrubí musí být po každém zastavení prací kompletně vyčištěno a transportní vzdálenost by neměla přesáhnout 100 m od čerpadla k trysce. Díky vyšším výkonům a dopravou „hustým“ proudem (bez nadlehčení stlačeným vzduchem) je nutno používat stříkací roboty, kteří jsou i přes svou vyšší cenu velkou technologickou výhodou aplikace stříkaného betonu. Počáteční pevnosti jsou (i když zanedbatelně) nižší než u suchého procesu. [1] [4]

V případě velkého množství stříkaného betonu (větší, delší a náročnější podzemní díla) se doporučuje použití mokrého procesu. Naopak při nižším množství ve stísněných prostorech, těžko přístupných, či při častém přerušování prací, se doporučuje naopak suchý proces. [1]

Speciální variantou stříkaného betonu je *vláknobeton (také též drátkobeton)*. Jedná se o stříkaný beton s přimíchanou a různě tvarovanou rozptýlenou výztuží z ocelových vláken o průměru 0,25 až 0,9 mm a délkou (50 až 200)d, která ovlivňuje průměr transportního potrubí, jež musí být alespoň o třetinu větší, než je délka vláken. I přes splnění požadavků potřebného průměru dochází k zvýšenému obrusu, jak

transportních zařízení, tak míchačky a trysky. Hustota této rozptýlené výztuže dosahuje 30 až 50 kg/m³, při větších hustotách pak častěji dochází k většímu tření a vlákna mohou magnetizovat, shlukovat se (tvoří tzv. „ježky“), takže nedochází k rovnoměrnému rozptýlení ve směsi. Tento problém se dá částečně řešit uspořádáním dávkovacího zařízení. [1] [4]

Vláknobeton se především osvědčuje v případě, kdy je v trase budoucího tunelu vedena průzkumná štola. Vyztužením štoly ocelovými sítěmi vede k tomu, že jsou pak na rozdíl od *vláknobetonu* pracně odstraňovány při rozšiřování výrubu. Mezi další výhody patří zvýšená odolnost proti korozi výztuže, dále zvýšení odolnosti při dynamickém namáhání (např. trhací práce), výrazné zvýšení pevnosti mladého *vláknobetonu* (až o 300 % oproti nevyztuženému stříkanému betonu) a hlavně duktilita, díky níž dochází k prodloužení pracovního diagramu, tedy k pozdějšímu kolapsu výztuže. [1]

I přes výrazné zvýšení pevnosti nenahrazuje *vláknobeton* armovaný beton, ale pouze zlepšuje vlastnosti prostého betonu. Prvotní výrazné uplatnění *drátkobetonu* našel hlavně v zemích Skandinávie (*obr. 24*), kde převládají dobré geologické podmínky, později se rozšířil i do ostatních částí světa. [1]



Obr. 24 Metro ve Stockholmu – použití vláknobetonu [9]

Stříkaný beton je v současné době jeden z nejpoužívanějších prvků primárního ostění a předpokládá se, že si svoje prvenství ještě po nějakou dobu uchová. V budoucnu se dá předpokládat ještě větší rozšíření technologie na bázi plnoprofilových tunelovacích strojů, která využívá také beton, ovšem s tím rozdílem, že je v prefabrikované formě. Právě tak jako byl lomový kámen (kvůli použití výdřevy) charakteristický prvek ostění pro klasické tunelovací metody, stal se beton v různých formách charakteristickým prvkem současných tunelovacích metod.

1.2.9. Výztužná žebra při metodě *Drill and Blast*

Metoda *Drill and Blast* není běžná pro použití v České republice a nejčastěji se používá v severských zemích, kde jsou velmi dobré geologické podmínky, které umožňují použití extrémně dlouhých záběrů při trhacích pracích (4 až 6 m), což je pro tento postup rozpojování typické. Označovat jako *Drill and Blast* použití trhacích prací při běžných záběrech délky 1 až 3 m není správné. Podstatný rozdíl mezi postupem *Drill and Blast* (jenž je typický pro *Norskou tunelovací metodu*) a *Novou rakouskou tunelovací metodou* je ten, že v případě *NTM* není provizorní výztuž oddělena od definitivního ostění, které díky velké pevnosti horninového masívu tvoří většinou pouze další vrstva stříkaného betonu, a tvoří tak jeden celek. Ovšem v případech horších geologických podmínek je potřeba zajistit výrub speciálním typem vyztužení. [6] [10]

Při vyztužení je nejdříve nutné velice přesně provést vyrovnávací vrstvu ze stříkaného betonu ve tvaru teoretického výrubu s nadvýšením 10-20 cm. Dále se navrtají do osy oblouku kombi svorníky (většinou délky 4 až 5 metrů), jejichž hlavy se osadí L profily s výřezy, které zajišťují rovnoměrné odsazení výztužných prutů oblouku. Poté se předem ohýbané pruty (3-6 ks) osadí do L profilů tak, aby mezi ostěním a pruty zůstal prostor cca 10 cm a zajistí se vázacím drátem (*obr. 25*). Musí se dbát i na dostatečné očištění počvy, aby oblouky byly dostatečně opřeny v patě. Nakonec se výztuž kvůli průniku pod a mezi pruty zastříká betonem bez drátků, nejčastěji B35, který odpovídá dle normy ČSN EN 206-1 betonu C 30/37. Výsledný tvar je pak velmi závislý na šikovnosti operátora trysky. Provedená žebra dosahují tloušťky kolem 300 mm.[11] [12]



Obr. 25 Dokončená a ještě nezastříkaná výztužná žebra [6]

Pro více zatížené tunely se osazuje další řada ohýbaných prutů i u svrchní části průřezu (double reinforced rib), kdy řada směrem do horniny obsahuje nejčastěji 6 kusů výztuže a spodní řada 4 kusy. Dále se předpokládá použití betonu vyšších pevností B45, který dle normy ČSN EN 206-1 odpovídá betonu C 35/45. Tloušťka těchto žeber se pohybuje okolo 600 mm.[12]

Krycí vrstva výztuže obou variant záleží na faktu, zda se tunel nachází pod mořem, kde musí být krytí minimálně 75 mm, nebo pod povrchem, kde se uvažuje s vrstvou 50 mm. S minimální vzdáleností mezi výztužemi, která musí být 110 mm, vychází minimální šířka žebra 450 mm, resp. 500 mm pro tunely pod mořským dnem.[12]

II. Aplikační část

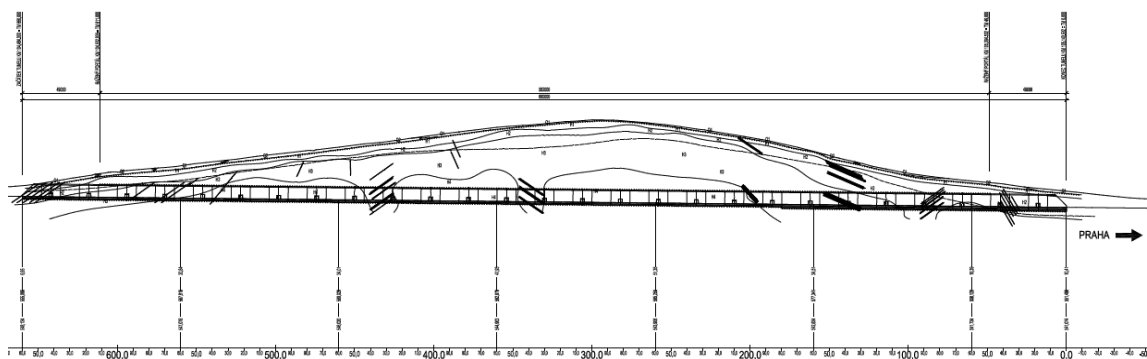
2. Statické řešení dočasného ostění tunelu různých typů výztuže

2.1. Tunel Deboreč

V rámci modernizace IV. železničního koridoru v úseku Sudoměřice – Votice dochází úpravou směrových poměrů k napřímení trati pomocí dvou tunelových řešení, kterými jsou tunel Mezno o délce 840 m a tunel Deboreč délky 660 m, který posloužil jako podklad numerického modelu k provedení statického výpočtu dočasného ostění pomocí softwaru na bázi 2D MKP. [13]

Tunel Deboreč je ražený dvoukolejný tunel v úseku km 104,484 000 – km 105,143 532, který se nachází pod vrchem Deboreč, jež leží necelý kilometr od středočeské obce Ješetice v okrese Benešov. Úroveň povrchu terénu od jihovýchodu stoupá z cca 553 m. n. m. na nejvyšší kótu cca 597 m. n. m. a odtud se opět sklání k severozápadnímu portálu na úroveň 555 m. n. m. Nejvyšší mocnost nadloží je přibližně 45 m. Z inženýrskogeologického hlediska se dá horninový masiv považovat za heterogenní těleso s monotónním výskytem horninových typů i úložných poměrů. V masivu převažují sillimanit-biotické pararuly, místy migmatity. [13]

Tunel je navržen jako ražený s hloubenými portálovými úseky a je veden v oblouku o poloměru 1402 m, v přechodnici a následně v přímé. V celé délce pak klesá ve směru staničení ve sklonu 10,57 a 11,00 ‰ (obr. 26). [13]



Obr. 26 Podélný řez tunelu Deboreč [13]

Ražená část tunelu je prováděna *Novou rakouskou tunelovací metodou* s dvouplášťovým ostěním ze stříkaného betonu v tloušťkách 150, 200, 250, 300 a 400 mm, s mezilehlou izolací (*obr. 27*). Dále jsou použity výztužné příhradové oblouky, výztužné sítě, kotvy a předrážené ocelové jehly. Použití vystrojovacích prvků je dáno příslušnou technologickou třídou výrubu *NRTM*. V oblasti poruch jsou použity mikropilotové deštníky v kombinaci s injektáží okolního prostředí, pro stabilitu čelby jsou použity zámkové sloupy TI se sklolaminátovými kotvami. [13]



Obr. 27 Postup prací ke dni 5. 12. 2019; přibližně TM 400 [Foto autor]

Oblast tunelu využitá pro výpočet se nachází v TM 600,00¹ (km 104,544 000) a v technologické třídě výrubu IV, která předpokládá zhoršené geologické podmínky a maximální deformaci do 50 mm. Výška nadloží je přibližně 15 metrů nad niveletou koleje. Výrub je horizontálně členěn na kalotu, opěří a počvu. Zajištění primárním ostěním kaloty a jádra se provádí pomocí stříkaného betonu SB25 (C20/25) tloušťky 250 mm se dvěma vrstvami ocelových sítí 150x150/8x8 mm a příhradovými oblouky výšky 180 mm. Pro systémové kotvení kaloty a opěří jsou použity SN svorníky průměru 25 mm a délky 4 m. Zajištění stropu kaloty následujících záběrů je pomocí předrážených jehel v průměru 32 mm a délky 4 m. [13]

Délka záběru v kalotě je 1,1 – 1,5 m, zatímco délka záběru opěří je dvojnásobná. Ražba opěří probíhá v delších vzdálenostech od čelby (30 – 50 m) a ražba počvy až před betonáží základových patek po vyrazení kaloty a jádra v celé délce tunelu.

¹Výkres příčného, podélného řezu a detailu primárního ostění v příloze č. 1.

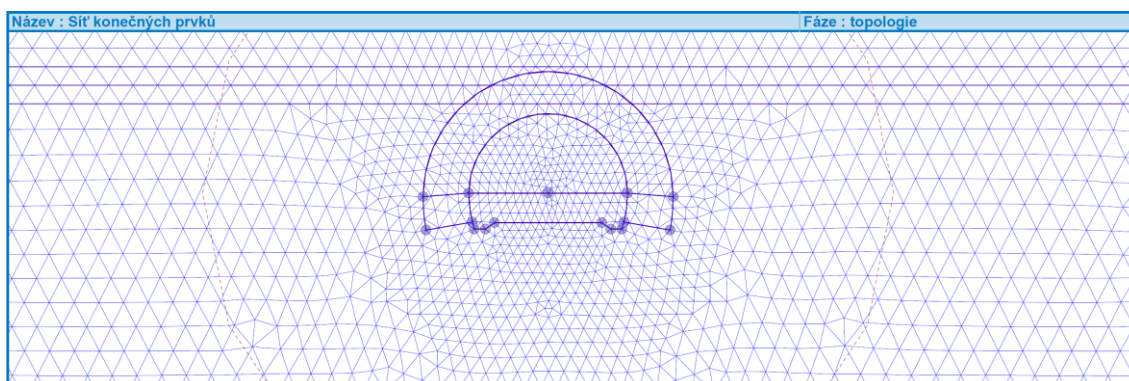
Sekundární ostění je navrženo z monolitického železobetonu C30/37 – XS1, XF3, XA2 tloušťky 350 mm. [13]

2.2. Použitý software

Při statickém řešení dočasného ostění byl použit software české firmy *Fine spol. s r.o.*, která se řadí mezi přední výrobce stavebního software, a jejíž historie je spjata i s Fakultou stavební ČVUT v Praze. Pro výpočet zatížení všech typů dočasného vyztužení jsem využil program *GEO5 – MKP* a pro vybrané typy byl použit *FIN EC – BETON* k posouzení navrhnutého průřezu ostění.

2.2.1. GEO5 – MKP (Numerický model)

Program *GEO5 – MKP* je software určený pro numerické modelování geotechnických úloh na principu metody konečných prvků. Základem je tvorba numerického modelu řešeného problému, kdy se zadává geometrie úlohy, vrstvy zemin či hornin, pro které je nutné zvolit vhodný materiálový model, který nejlépe vystihuje chování daného prvku, a kontakty mezi různými rozhraními. Dále program vygeneruje síť konečných prvků dle zadaných požadavků na zahuštění, které znamená sice vyšší přesnost, ale také větší nároky na výpočet. Po vygenerování sítě se modelují jednotlivé fáze výstavby, které by měly postihnout reálný postup prací vykonávaných na stavbě.[14][15]



Obr.28 Síť prvků numerického modelu použita při výpočtu

Parametry vyskytujících se hornin a pokravných útvarů byly použity jako průměrné hodnoty z intervalu hodnot poskytnutých inženýrskogeologickým průzkumem (tab. 1). Přechody mezi souvrstvími byly modelovány jako vodorovné a vliv HPV nebyl uvažován. Jelikož se v geologii tunelu nevyskytovaly jíly, které by bylo třeba specificky modelovat, byl zvolen materiálový model Mohr-Coulombův, který je nelineárním

modelem, čímž lépe vystihuje chování zemin při zatížení a zohledňuje oblasti lokálního, respektive globálního porušení. [14][15]

Parametry zemin/hornin použité v numerickém modelu						
Zeminy/horniny	γ [kN/m ³]	E [Mpa]	ν [-]	E_{ur} [Mpa]	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]
Deluviální sedimenty	19	55	0,35	60	23	5
Horniny R5	21	65	0,35	75	24	30
-svorníky						53,7
Horniny R4	23	300	0,25	360	32	30
-svorníky						57,8
Horniny R3	25	1500	0,3	2,0	38	70
-svorníky						101,5

Tab. 1 Parametry zemin/hornin použité v numerickém modelu

Zvýšení soudržnosti hornin vlivem svorníkové výztuže bylo stanoveno dle vztahu (1) a bylo modelováno v programu *GEO5 – MKP* pomocí kotvené oblasti, což je oblast vytyčená dosahem svorníkové radiální výztuže okolo výrubu se zlepšenými vlastnostmi hornin.

$$c_s = \frac{N_u}{A_k} \times \frac{1 + \sin \phi_{ef}}{2 \cos \phi_{ef}} \times \frac{1}{\gamma_{kc}} \quad (1)$$

Parametry stříkaných betonů použité v numerickém modelu				
Stříkaný beton	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	G_{cm} [GPa]
SB25 (C 20/25)	2	0,22	2,9	1,134
	20	2,2	29	11,34
B35 (C 30/37)	3	0,29	3,3	1,299
	30	2,9	33	12,99

Tab. 2 Parametry stříkaných betonů použité v numerickém modelu

2.2.2. FIN EC - BETON

Program *FIN EC – BETON* je software používaný k posouzení prostých i železobetonových průřezů dle EN 1992-1-1 nebo EN 1992-2 na libovolnou kombinaci namáhání, včetně kroucení. Volba druhu posudku je možná mezi variantou 2D – zjednodušeno na jednostranný ohyb, 3D – kombinace prostorového ohybu a kroucení a Prostý – prostorový ohyb na nevyztuženém betonovém průřezu. Všechny varianty jsou

pak znázorněny interakčním diagramem. Dále se zvolí rozměry posuzovaného průřezu; vlastnosti betonu (*tab. 2*) a případné vyztužení. [15]

Tato práce se zabývala posudkem návrhových hodnot zatížení, které byly kombinací ohybových momentů a normálových sil získané z programu *GEO5 – MKP* na železobetonovém prvku ve variantě 2D pro vybrané typy vyztužení.

2.3. Výpočet

Jelikož výpočet byl proveden i pro *poddajnou důlní výztuž*, která je primárně využívána pro menší rozměry výrubu, modelovala se ve všech výpočtech pouze exkavace kaloty, aby byl zachován jednotný výpočet pro všechny zvolené typy výztuže. Tloušťka dočasného ostění byla použita jako jednotná pro každý druh vyztužení, a to 250 mm dle třídy výrubu IV. Délka záběru byla snížena na 1 m (uvažován byl jeden výztužný profil na jeden záběr). Dále byl zanedbán vliv posouvajících sil na posouzení ostění na jednostranný ohyb, takže kombinace návrhových hodnot zatížení byly sestaveny pouze z ohybových momentů a normálových sil.

Výpočet byl proveden pro čtyři druhy dočasného vyztužení tvořené:

- *ocelovým HEB profilem se stříkaným betonem,*
- *důlní poddajnou ocelovou výztuží se stříkaným betonem,*
- *ocelovým příhradovým obloukem, ocelovými sítěmi a stříkaným betonem (NRTM),*
- *výztužnými žebry při metodě Drill and Blast ze stříkaného betonu a ocelových profilů.*

Obecný princip výpočtu ostění, které se skládá z ocelového rámu a stříkaného betonu, obvykle vliv ocelové části na celkovou tuhost ostění zanedbává a uvažuje ji pouze jako výztuž železobetonové konstrukce, která se dále posuzuje například interakčním diagramem průřezu. Tento přístup ovšem není úplně přesně aplikovatelný na případy, kdy jsou součástí ostění masivní ocelové výztuhy typu *HEB* či *HEBEX*. Proto se následující výpočty zabývají nejen různými druhy vyztužení, ale i různými druhy výpočtů.[17]

Výpočet ostění tvořeného *ocelovým HEB profilem se stříkaným betonem* byl uvažován jako výpočet ocelobetonového ostění dle Rotta [17], kdy dochází k homogenizaci a modifikaci jednotlivých prvků ostění na společnou tuhost, která je

jednou z potřebných vstupů programu *GEO5 – MKP*. Tento výpočet splňoval předpoklad masivní ocelové výztuhy, kdy je nutné zabývat se vlivem ocelové části ostění na celkovou tuhost.

Výpočet ostění tvořeného *důlní poddajnou ocelovou výztuží se stříkaným betonem* byl opět uvažován jako výpočet ocelobetonového ostění dle Rotta, přestože by se vliv ocelové části dal zanedbat, jelikož plocha důlní výztuže byla třikrát menší než u *HEB profilu*. Z tohoto důvodu byla upravena část výpočtu tak, aby nebyla odebrána zbytečně velká část stříkaného betonu pod důlní výztuží.

Ostění tvořené *ocelovým příhradovým obloukem, ocelovými sítěmi a stříkaným betonem* je obecný typ ostění *Nové rakouské tunelovací metody*. Ostění v programu *GEO5 – MKP* bylo modelováno pouze jako stříkaný beton, tudíž byl zanedbán vliv ocelové části výztuže, která byla zohledněna až v programu *FINEC – BETON*, kde byla posouzena interakčním diagramem jako výztuž železobetonového prvku.

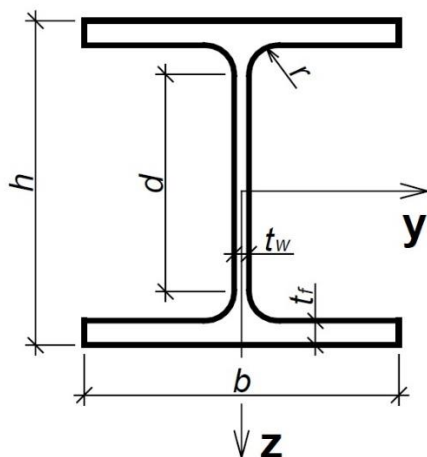
Pro *výztužná žebra* metody *Drill and Blast* tvořená *stříkaným betonem a ocelovými profily* byl proveden výpočet obdobně jako ostění při *NRTM*, kdy byl při modelování v programu *GEO5 - MKP* uvažován pouze stříkaný beton a vliv výztuže byl zohledněn až v posouzení dle interakčního diagramu.

2.3.1. Ocelový plnostěnný válcovaný profil HEB

Při výpočtu s průřezem s ocelovým plnostěnným válcovaným *profilem HEB* byl zvolen *HEB 200 (obr. 29)* s parametry uvedenými v *tab. 3*.

Parametry <i>HEB 200</i> použité pro výpočet											
G	A	h	b	t _w	t _f	r	d	I _y	I _z	W _y	W _z
[kg/m]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	10 ⁴ [mm ⁴]	10 ⁴ [m ⁴]	10 ³ [m ³]	10 ³ [mm ³]
31,3	7808	200	200	9,0	15,00	18	134	5696	2003	569,6	200,3

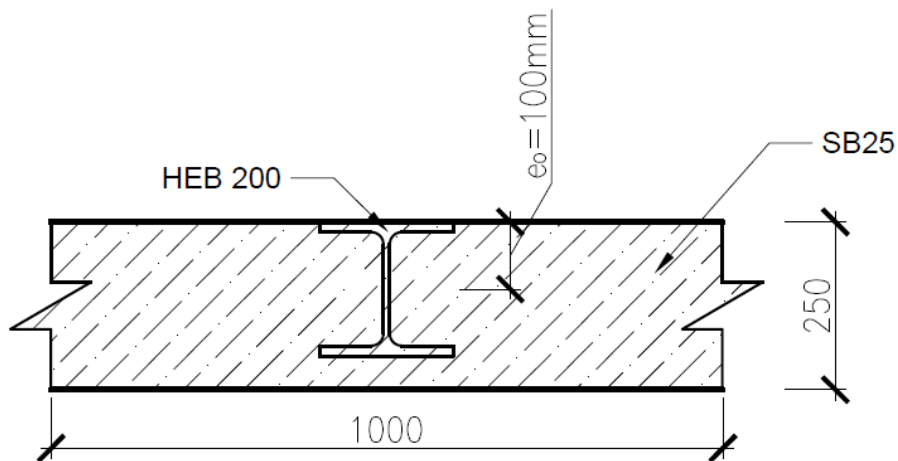
Tab. 3 Parametry *HEB 200* použité pro výpočet [16]



Obr. 29 Příčný řez *HEB* profilem [16]

Jelikož dočasné ostění se skládalo z ocelového *HEB* profilu zastříkané vrstvou betonu, bylo potřeba před započítím výpočtu v *GEO5 - MKP* získat parametry ostění. Výpočtem byly převedeny nehomogenní hodnoty stříkaného betonu a ocelového profilu na homogenní ohybovou tuhost ostění. Výpočet byl proveden ve dvou fázích podle stáří betonu. Nejprve byl uvažován stříkaný beton jako mladý nevyzrálý beton se sníženým modulem pružnosti v tlaku. V tomto výpočtu byla uvažována desetina plné hodnoty modulu pružnosti, následně pak vyzrálý beton s plnou hodnotou modulu pružnosti.

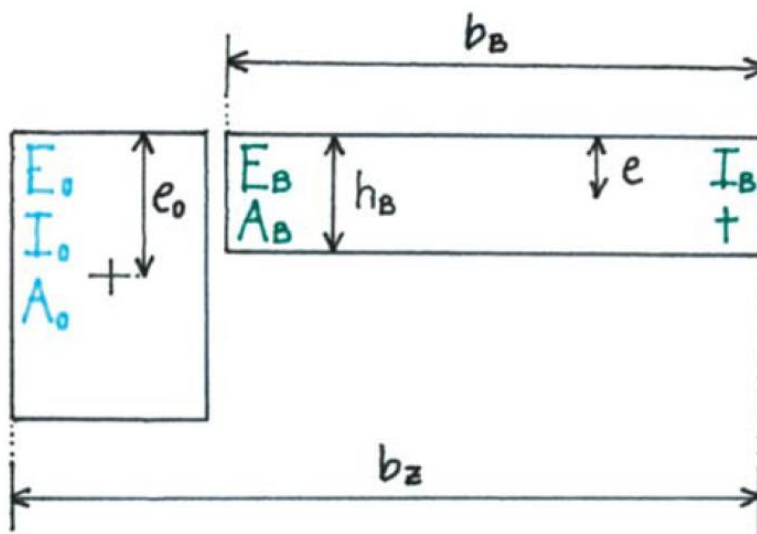
Příčný řez ostěním je znázorněn na obr. 30. Ocelový válcovaný plnostěnný profil *HEB 200* byl zastříkán stříkaným betonem SB25 v jedné vrstvě 250 mm a uvažovaná délka průřezu činila 1 metr.



Obr. 30 Příčný řez ostěním s HEB profilem

2.3.1.1. Výpočet parametrů ostění

Výpočet ohybové tuhosti složeného ocelobetonového ostění byl proveden homogenizací *HEB profilu* a stříkaného betonu a jejich následnou modifikací dle vztahu (2) až (10) podle Rotta. [17]



Obr. 31 Statické schéma výpočtu a významu použitých veličin [17]

Parametry ocelového profilu – HEB 200

$$A_O = 0,007808 \text{ m}^2$$

$$I_O(I_y) = 0,000057 \text{ m}^4$$

$$S_O(W_y) = 0,0005696 \text{ m}^3$$

$$E_O = 210000 \text{ MPa}$$

$$e_O = 0,1 \text{ m}$$

$$\nu_{ocb} = 0,25$$

2.3.1.1.1. Mladý beton

Převodní součinitel ocel – beton

$$E_{SB,ml} = 2900 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_O}{E_{SB,ml}} = \frac{210000}{2900} = 72,4138 \quad (2)$$

Náhrada oceli betonem)

$$nA_O = 72,4138 \times 0,007808 = 0,5654 \text{ m}^2$$

$$nI_O = 72,4138 \times 0,000057 = 0,0041247 \text{ m}^4$$

$$nS_O = 72,4138 \times 0,0005696 = 0,0412469 \text{ m}^3$$

Parametry pro výpočet

$$b_z = 1 \text{ m}$$

$$b_B = 0,8 \text{ m}$$

$$h_B = 0,25 \text{ m}$$

$$A_B = b_B h_B = 0,8 \times 0,25 = 0,2 \text{ m}^2 \quad (3)$$

$$I_B = \frac{1}{12} b_B h_B^3 = \frac{1}{12} \times 0,8 \times 0,25^3 = 0,001042 \text{ m}^4 \quad (4)$$

$$e = 0,125 \text{ m}$$

Těžiště náhradního profilu

$$f = \frac{nS_O + h_B b_B \frac{h_B}{2}}{nA_O + A_B} = \frac{0,0412469 + 0,25 \times 0,8 \times \frac{0,25}{2}}{0,5654 + 0,2} = 0,08655 \text{ m} \quad (5)$$

Homogenizace profilu

$$A_{NP,ml} = nA_O + A_B = 0,5654 + 0,2 = 0,765m^2 \quad (6)$$

$$I_{NP,ml} = nI_O + nA_O(e_O - f)^2 + I_B + A_B \left(\frac{h_B}{2} - f\right)^2 = \quad (7)$$

$$= 0,0041247 + 0,5654 \times (0,1 - 0,08655)^2 + 0,001042 + 0,2 \times \left(\frac{0,25}{2} - 0,08655\right)^2 \\ = 0,005564m^4$$

Modifikace veličin

$$E_{m,ml} = \sqrt{\frac{E_{SB,ml}^2 A_{NP,ml}^3}{12 I_{NP,ml} b_z^2}} = \sqrt{\frac{2900^2 \times 0,765^3}{12 \times 0,005564 \times 1^2}} = 7505,413 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$G_{m,ml} = \frac{E_{m,ml}}{2(1+\nu)} = \frac{7505,213}{2(1+0,25)} = 3003,765 \text{ MPa} \quad (9)$$

$$h_{m,ml} = \frac{2\sqrt{3I_{NP,ml}}}{\sqrt{A_{NP,ml}}} = \frac{2 \times \sqrt{3 \times 0,005564}}{\sqrt{0,765}} = 0,2954m \quad (10)$$

$$A_{m,ml} = b_z h_{m,ml} = 1 \times 0,2954 = 0,2954m^2 \quad (3a)$$

$$I_{m,ml} = \frac{1}{12} b_z h_{m,ml}^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,2954^3 = 0,002147m^4 \quad (4a)$$

2.3.1.1.2. Starý beton

Převodní součinitel ocel – beton

$$E_{SB,st} = 29000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_O}{E_{SB,st}} = \frac{210000}{29000} = 7,24138 \quad (2a)$$

Náhrada oceli betonem

$$nA_O = 7,24138 \times 0,007808 = 0,05654m^2$$

$$nI_O = 7,24138 \times 0,000057 = 0,00041247m^4$$

$$nS_O = 7,24138 \times 0,0005696 = 0,00412469m^3$$

Parametry pro výpočet

$$b_z = 1m$$

$$b_B = 0,8m$$

$$h_B = 0,25m$$

$$A_B = b_B h_B = 1 \times 0,25 = 0,2m^2 \quad (3b)$$

$$I_B = \frac{1}{12} b_B h_B^3 = \frac{1}{12} \times 0,8 \times 0,25^3 = 0,001042m^4 \quad (4b)$$

$$e = 0,125m$$

Těžiště náhradního profilu

$$f = \frac{nS_O + h_B b_B \frac{h_B}{2}}{nA_O + A_B} = \frac{0,00412469 + 0,25 \times 0,8 \times \frac{0,25}{2}}{0,05654 + 0,2} = 0,1135m \quad (5a)$$

Homogenizace profilu

$$A_{NP,st} = nA_O + A_B = 0,05654 + 0,2 = 0,257m^2 \quad (6a)$$

$$\begin{aligned} I_{NP,st} &= nI_O + nA_O(e_O - f)^2 + I_B + A_B \left(\frac{h_B}{2} - f \right)^2 = \\ &= 0,0004125 + 0,0565 \times (0,1 - 0,1135)^2 + 0,001042 + 0,2 \times \left(\frac{0,25}{2} - 0,1135 \right)^2 = \\ &= 0,001491m^4 \end{aligned} \quad (7a)$$

Modifikace veličin

$$E_{m,st} = \sqrt{\frac{E_{SB,st}^2 A_{NP,st}^3}{12 I_{NP,st} b_z^2}} = \sqrt{\frac{29000^2 \times 0,257^3}{12 \times 0,001491 \times 1^2}} = 28246,734 MPa \quad (8a)$$

$$G_{m,st} = \frac{E_{m,st}}{2(1+\nu)} = \frac{28246,734}{2(1+0,25)} = 11298,694 MPa \quad (9a)$$

$$h_{m,st} = \frac{2\sqrt{3I_{NP,st}}}{\sqrt{A_{NP,st}}} = \frac{2 \times \sqrt{3 \times 0,001491}}{\sqrt{0,257}} = 0,2641m \quad (10a)$$

$$A_{m,st} = b_z h_{m,st} = 1 \times 0,2641 = 0,2641m^2 \quad (3c)$$

$$I_{m,st} = \frac{1}{12} b_z h_{m,st}^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,2641^3 = 0,001535m^4 \quad (4c)$$

2.3.1.1.3. Úprava parametrů ostění

Jelikož hodnoty $A_{m,st}$ a $I_{m,st}$ jsou menší než $A_{m,ml}$ a $I_{m,ml}$, není možné použít v programu GEO5 – MKP funkci zesílení ostění, proto bylo potřeba plochu a tuhost ostění mladého betonu přepočítat přes hodnoty EA a EI dle vztahů (9), (11) a (12)

$$EA_{ml} = E_{m,ml}A_{m,ml} = 7505,4 \times 0,2954 = 2217,09 \text{ MN/m} \quad (11)$$

$$EI_{ml} = E_{m,ml}I_{m,ml} = 7505,4 \times 0,002147 = 16,113 \text{ MNm}^2/\text{m} \quad (12)$$

$$E_{Nahr,ml} = \frac{EI_{ml}}{I_{m,st}} = \frac{16,113}{0,001535} = 10499,02 \text{ MPa} \quad (12a)$$

$$G_{Nahr,ml} = \frac{E_{Nahr,ml}}{2(1+\nu)} = \frac{10499,02}{2(1+0,25)} = 4199,61 \text{ MPa} \quad (9b)$$

$$A_{Nahr,ml} = \frac{EA_{ml}}{E_{N,ml}} = \frac{2217,09}{10499,02} = 0,2112 \text{ m}^2 \quad (11a)$$

Parametry ostění použité ve výpočtu (HEB)						
Fáze výstavby	E [MPa]	G [MPa]	h [m]	b [m]	A [m ²]	I [m ⁴]
3. fáze – Mladý beton	10499,02	4199,61	0,2112	1	0,2112	0,001535
4. fáze – Starý beton	20195,16	8078,06	0,2641	1	0,2641	0,001535

Tab. 4 Parametry ostění použité ve výpočtu (HEB)

2.3.1.2. Výpočet vnitřních sil

Vnitřní síly byly stanoveny na základě numerického modelu z programu *GEO5 - MKP*² při zohlednění postupu výstavby ve čtyřech fázích:

První fáze výpočtu počítala primární geostatickou napjatost masivu před zásahem ražby.

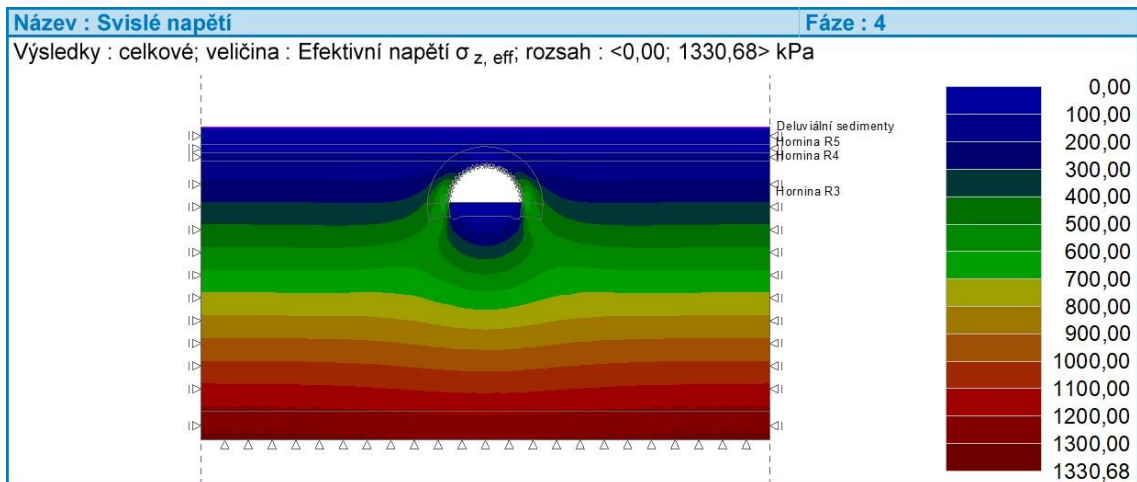
Druhá fáze uvažovala exkavaci kaloty a aktivací nevystrojeného výrubu, při kterém bylo zbývající působení horniny 60 %.

Třetí fáze proběhla osazením *HEB profilu* a zastříkáním betonem ve vrstvě 250 mm, kdy byly uvažovány parametry výztuže dle *tab. 4* pro mladý beton. Dále bylo modelováno působení svorníkové výztuže zvýšením soudržnosti horniny dle *tab. 1* v oblasti odpovídající délce svorníků. Zbývající působení horniny bylo sníženo na 30 %.

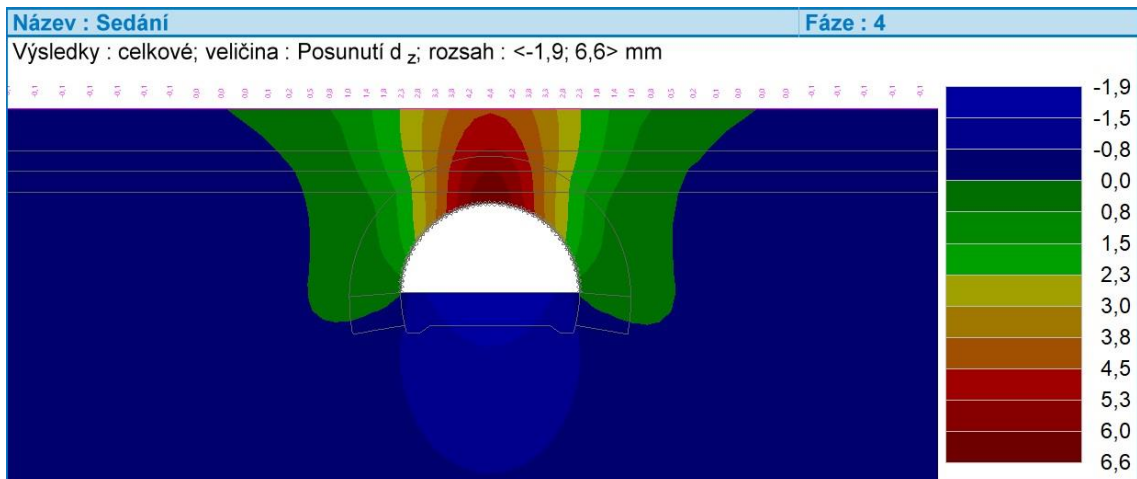
Čtvrtá fáze byla finální fází, kdy došlo k vyzrání betonu, tedy ke změně parametrů ostění dle *tab. 4* pro starý beton. Zbývající působení horniny

² Podrobný výpočet vnitřních sil ostění tvořeného HEB profilem v programu *GEO5 – MKP* v příloze č. 2.

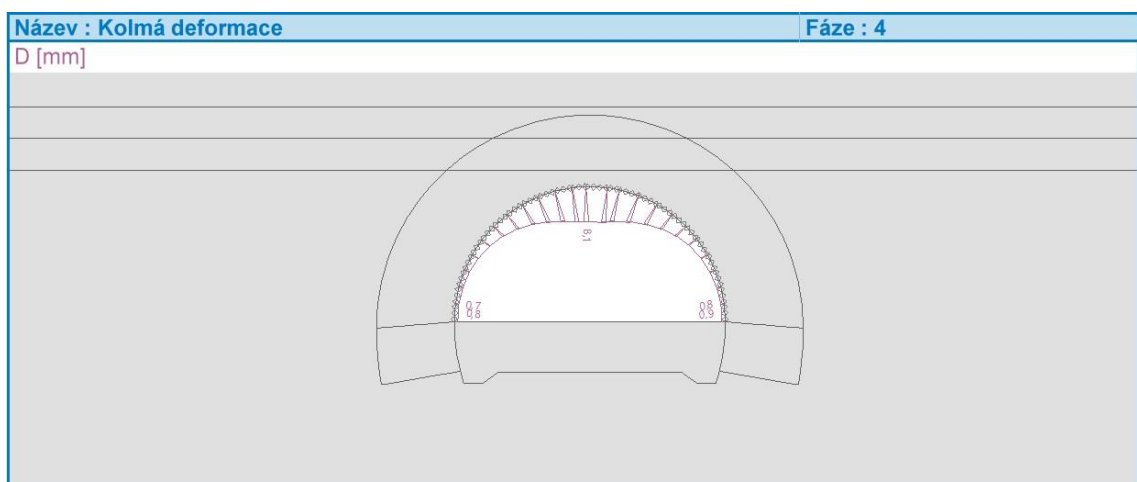
bylo sníženo na 0 %. Hodnoty vnitřních sil v této fázi byly použity pro následné dimenzování výztuže.



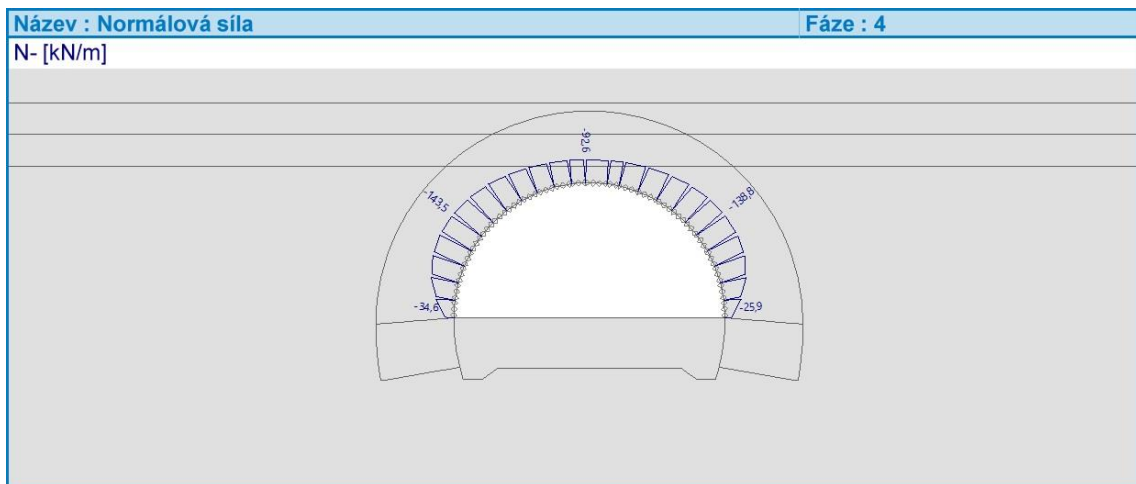
Obr. 32 HEB – Svislé napětí



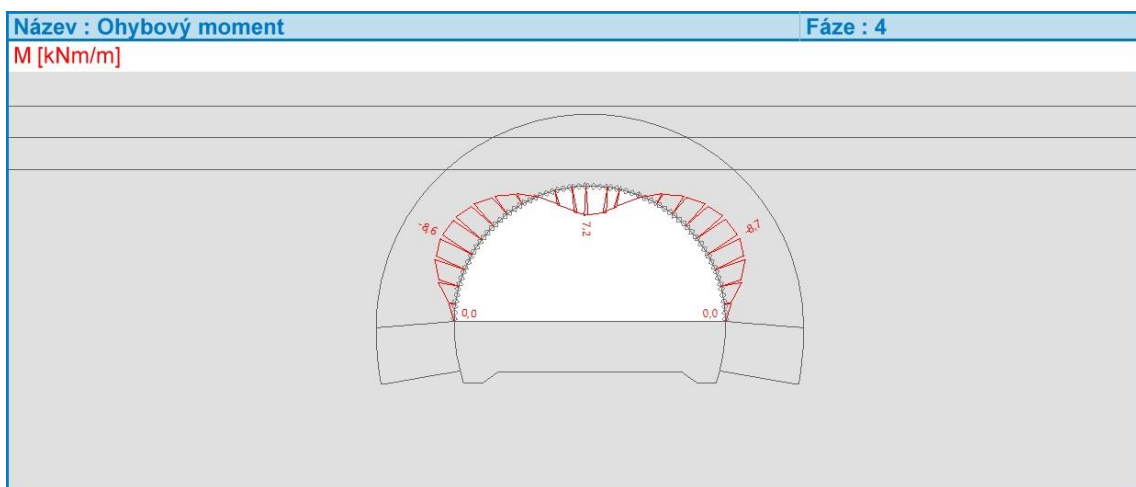
Obr. 33 HEB – Sedání



Obr. 34 HEB – Radiální deformace



Obr. 35 HEB – Normálová síla



Obr. 36 HEB – Ohybový moment

Extrémní hodnoty vnitřních sil v ostění a deformací jsou uvedeny v *tab. 5 a 6*.

Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (HEB)		
Fáze budování	N [kN/m']	M [kNm/m']
3.fáze – Mladý beton	-59,4	-2,2
	-12,7	2,2
4.fáze – Starý beton	-143,5	-8,7
	-25,9	7,2

Tab. 5 Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (HEB)

Hodnoty celkových deformací (<i>HEB</i>)						
Fáze budování	$d_{z,min}$ [mm]	$d_{z,max}$ [mm]	$d_{x,min}$ [mm]	$d_{x,max}$ [mm]	Poklesová kotlina [mm]	Radiální def. Ostění [mm]
1 - Primární napjatost	-	-	-	-	-	-
2 - Exkavace kaloty	-0,7	2,4	-0,7	0,7	1,6	-
3 – Mladý beton + Svorníky	-1,3	4,3	-1,3	1,3	2,8	5,1
4 – Starý beton – finální fáze	-1,9	6,6	-2,0	2,0	4,4	8,1

Tab. 6 Hodnoty celkových deformací (*HEB*)

Z průběhu deformací a vnitřních sil je vidět, že jejich nárůst odpovídal obvyklému průběhu, takže výpočet byl proveden správně. Maximální radiální deformace ve vrcholu ostění byla 8,1 mm, což splňovalo požadavek na největší přípustnou deformaci ostění, která byla v tomto případě 50 mm.

Poklesová kotlina měla přibližně sklon 1:4167, což bylo vysoce na straně bezpečnosti od největší přípustné návrhové hodnoty sklonu poklesové kotliny z důvodu nerovnoměrného sedání, která se rovnala 1:1000. Tento požadavek ovšem nemusel být nutně dodržen, jelikož se nad tunelem nenachází žádná zástavba.

2.3.1.3. Dimenzování *HEB* profilu

Pro dimenzování *HEB profilu* byly uvažovány vnitřní síly stanovené z finální fáze numerického modelu v programu *GEO5 – MKP*, které sice působily v celém ocelobetonovém homogenizovaném průřezu dočasného ostění, ale pro dimenzování bylo uvažováno jejich působení přímo v ocelovém *HEB profilu*, kde vyvolalo napětí dle vztahu (13), které muselo být menší než mez kluzu oceli profilu.

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} < f_y \quad (13)$$

Pro výpočet ocelového plnostěnného *HEB profilu* byla zvolena ocel S 235 dle evropské normy ČSN EN 10025-2, s nejnižší mezí kluzu 235 MPa.

Posouzení bylo provedeno na účinek vnitřních sil z nejvíce namáhaného průřezu ostění. V tomto případě byly zvoleny průřezy, kde se nacházel maximální ohybový moment a maximální normálová síla z finální fáze výpočtu. Tyto vnitřní síly byly v souladu s normou EC 7-1 (ČSN EN 1997-1) násobeny součinitelem zatížení γ_F , který se rovnal hodnotě 1,35. Jejich návrhové hodnoty jsou uvedeny v tab. 7.

HEB - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)			
Kombinace		N _d [kN/m ²]	M _d [kNm/m ²]
1	Max M-	-185,49	-11,75
2	Max N-	-193,73	-11,21

Tab. 7 HEB – Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)

Výpočet napětí a posouzení

$$\frac{N_d}{A_0} \pm \frac{M_d}{S_0} < \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \quad (13a)$$

Kombinace 1

$$\frac{-185,49 \times 10^{-3}}{0,007808} \pm \frac{-11,75 \times 10^{-3}}{0,0005696} < \frac{295}{1,00}$$

$$|-44,39| \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

Kombinace 2

$$\frac{-193,73 \times 10^{-3}}{0,007808} \pm \frac{-11,21 \times 10^{-3}}{0,0005696} < \frac{295}{1,00}$$

$$|-44,49| \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví (využití 19 \%)}$$

Dočasné ostění je navrženo z ocelového plnostěnného válcovaného profilu HEB 200 z oceli S235 a stříkaného betonu SB25 v celkové šířce 250 mm, dle výpočtu a posudku výztuže vyhovuje.

2.3.2. Ocelová plnostěnná důlní poddajná výztuž

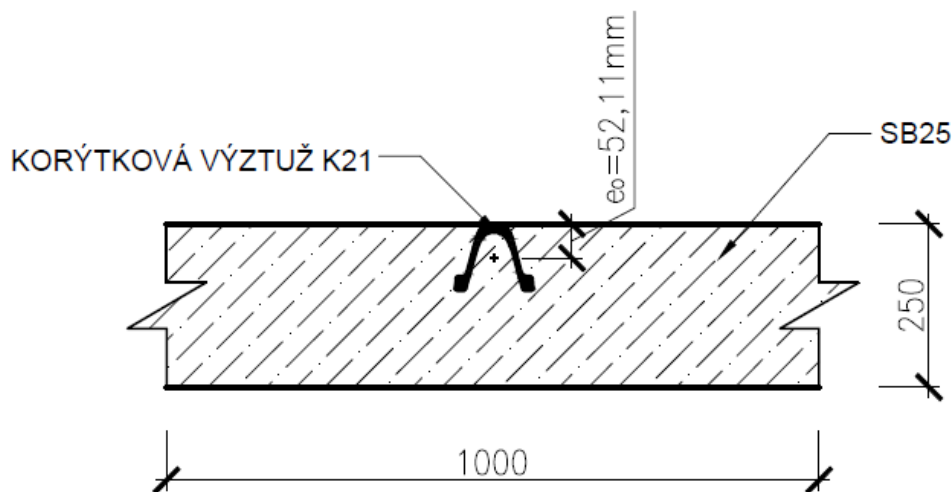
Výpočet při použití *ocelové plnostěnné důlní poddajné výztuže* byl proveden obdobně jak výpočet ostění s *HEB profilem*. Zvolen byl typ *korýtkové výztuže K 21* (viz *obr. 6*) s parametry uvedenými v tab. 8.

Parametry výztuže K21 použité pro výpočet										
G	S	A1	A2	B	E1	E2	I _x	I _y	W _x	W _y
[kg/m]	[cm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
20,74	26,42	124,00	88,00	104,00	52,11	51,89	319,10	356,46	61,24	57,99

Tab. 8 Parametry výztuže K21 použité pro výpočet [18]

Jelikož dočasné ostění se skládalo z ocelového profilu *korýtkové výztuže* zastříkané vrstvou betonu, bylo potřeba před započítáním výpočtu v *GEO5 - MKP* získat parametry ostění. Výpočtem byly převedeny nehomogenní hodnoty stříkaného betonu a ocelového profilu na homogenní ohybovou tuhost ostění. Tento výpočet proběhl ve dvou fázích podle stáří betonu. Nejprve se uvažoval stříkaný beton jako mladý nevyzrálý beton se sníženým modulem pružnosti v tlaku, v tomto výpočtu byla použita desetina plné hodnoty modulu pružnosti, a následně pak vyzrálý beton s plnou hodnotou modulu pružnosti.

Řez ostěním je znázorněn na *obr. 37*. *Korýtková výztuž* byla obrácena oproti klasickému stylu osazení, díky čemuž nevznikl stříkací stín a mohlo být uvažováno s kompletním zastříkáním výztuže stříkaným betonem SB25 v jedné vrstvě 250 mm; uvažovaná délka průřezu činila 1 metr.



Obr. 37 Příčný řez ostěním s korýtkovou výztuží uvažovaný ve výpočtu

2.3.2.1. Výpočet parametrů ostění

Výpočet ohybové tuhosti složeného ocelobetonového ostění byl proveden homogenizací *korýtkové výztuže* a stříkaného betonu a jejich následnou modifikací dle vztahů (2) až (10) podle Rotta. [17]

Statické schéma (*viz obr. 31*) zohledňuje masivní výztuhu, která zabírá plochu v celé výšce ostění. V tomto případě výpočtu s výztuží o malém profilu šlo o dost významnou část stříkaného betonu, která by nebyla uvažována do výpočtu, proto byl v poměru plochy výztuže a plochy stříkaného betonu rozdíl zanedbán a zvoleno $b_B = b_Z = 1 \text{ m}$.

Parametry ocelového profilu – poddajná důlní výztuž K21

$$A_O(S) = 0,002642 \text{ m}^2$$

$$I_O(I_x) = 0,0000032 \text{ m}^4$$

$$S_O(W_x) = 0,00006124 \text{ m}^3$$

$$E_O = 210000 \text{ MPa}$$

$$e_O = 0,05211 \text{ m}$$

$$\nu_{ocb} = 0,25$$

2.3.2.1.1. Mladý beton

Převodní součinitel ocel – beton

$$E_{SB,ml} = 2900 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_O}{E_{SB,ml}} = \frac{210000}{2900} = 72,4138 \quad (2c)$$

Náhrada oceli betonem

$$nA_O = 72,4138 \times 0,002642 = 0,1913 \text{ m}^2$$

$$nI_O = 72,4138 \times 0,0000032 = 0,0002311 \text{ m}^4$$

$$nS_O = 72,4138 \times 0,000061 = 0,0044346 \text{ m}^3$$

Parametry pro výpočet

$$b_z = 1 \text{ m}$$

$$b_B = 1 \text{ m}$$

$$h_B = 0,25 \text{ m}$$

$$A_B = b_B h_B = 1 \times 0,25 = 0,25 \text{ m}^2 \quad (3d)$$

$$I_B = \frac{1}{12} b_B h_B^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,25^3 = 0,001302 \text{ m}^4 \quad (4d)$$

$$e = 0,125 \text{ m}$$

Těžiště náhradního profilu

$$f = \frac{nS_O + h_B b_B \frac{h_B}{2}}{nA_O + A_B} = \frac{0,0044346 + 0,25 \times 1 \times \frac{0,25}{2}}{0,1913 + 0,25} = 0,0809 \text{ m} \quad (5b)$$

Homogenizace profilu

$$A_{NP,ml} = nA_O + A_B = 0,1913 + 0,25 = 0,441m^2 \quad (6b)$$

$$\begin{aligned} I_{NP,ml} &= nI_O + nA_O(e_O - f)^2 + I_B + A_B \left(\frac{h_B}{2} - f\right)^2 = \\ &= 0,0002311 + 0,1913 \times (0,0521 - 0,0809)^2 + 0,001302 + 0,25 \times \left(\frac{0,25}{2} - 0,0809\right)^2 = \\ &0,0021784m^4 \end{aligned} \quad (7b)$$

Modifikace veličin

$$E_{m,ml} = \sqrt{\frac{E_{SB,ml}^2 A_{NP,ml}^3}{12 I_{NP,ml} b_z^2}} = \sqrt{\frac{2900^2 \times 0,441^3}{12 \times 0,0021784 \times 1^2}} = 5252,867 \text{ MPa} \quad (8b)$$

$$G_{m,ml} = \frac{E_{m,ml}}{2(1+\nu)} = \frac{5252,867}{2(1+0,25)} = 2101,147 \text{ MPa} \quad (9c)$$

$$h_{m,ml} = \frac{2\sqrt{3I_{NP,ml}}}{\sqrt{A_{NP,ml}}} = \frac{2 \times \sqrt{3 \times 0,0021784}}{\sqrt{0,441}} = 0,2434m \quad (10b)$$

$$A_{m,ml} = b_z h_{m,ml} = 1 \times 0,2434 = 0,2434m^2 \quad (3e)$$

$$I_{m,ml} = \frac{1}{12} b_z h_{m,ml}^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,2434^3 = 0,0012017m^4 \quad (4e)$$

2.3.2.1.2. Starý beton

Převodní součinitel ocel – beton

$$E_{SB,st} = 29000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_O}{E_{SB,st}} = \frac{210000}{29000} = 7,24138 \quad (2d)$$

Náhrada oceli betonem

$$nA_O = 7,24138 \times 0,002642 = 0,01913m^2$$

$$nI_O = 7,24138 \times 0,0000032 = 0,00002311m^4$$

$$nS_O = 7,24138 \times 0,000061 = 0,00044346m^3$$

Parametry pro výpočet

$$b_z = 1m$$

$$b_B = 1m$$

$$h_B = 0,25m$$

$$A_B = b_B h_B = 1 \times 0,25 = 0,25 m^2 \quad (3f)$$

$$I_B = \frac{1}{12} b_B h_B^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,25^3 = 0,001302 m^4 \quad (4f)$$

$$e = 0,125 m$$

Těžiště náhradního profilu

$$f = \frac{nS_o + h_B b_B \frac{h_B}{2}}{nA_O + A_B} = \frac{0,00044346 + 0,25 \times 1 \times \frac{0,25}{2}}{0,01913 + 0,25} = 0,1178 m \quad (5c)$$

Homogenizace profilu

$$A_{NP,st} = nA_O + A_B = 0,01913 + 0,25 = 0,269 m^2 \quad (6c)$$

$$\begin{aligned} I_{NP,st} &= nI_O + nA_O(e_O - f)^2 + I_B + A_B \left(\frac{h_B}{2} - f \right)^2 = \\ &= 0,00002311 + 0,01913 \times (0,0521 - 0,1178)^2 + 0,001302 + 0,25 \times \left(\frac{0,25}{2} - 0,1178 \right)^2 = \\ &= 0,0014207 m^4 \end{aligned} \quad (7c)$$

Modifikace veličin

$$E_{m,st} = \sqrt{\frac{E_{SB,st}^2 A_{NP,st}^3}{12 I_{NP,st} b_z^2}} = \sqrt{\frac{29000^2 \times 0,269^3}{12 \times 0,0014207 \times 1^2}} = 30987,362 MPa \quad (8c)$$

$$G_{m,st} = \frac{E_{m,st}}{2(1+\nu)} = \frac{30987,362}{2(1+0,25)} = 12394,945 MPa \quad (9d)$$

$$h_{m,st} = \frac{2\sqrt{3 I_{NP,st}}}{\sqrt{A_{NP,st}}} = \frac{2 \times \sqrt{3 \times 0,0014207}}{\sqrt{0,269}} = 0,2517 m \quad (10c)$$

$$A_{m,st} = b_z h_{m,st} = 1 \times 0,2517 = 0,2517 m^2 \quad (3g)$$

$$I_{m,st} = \frac{1}{12} b_z h_{m,st}^3 = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,2517^3 = 0,0013288 m^4 \quad (4g)$$

Parametry ostění použité ve výpočtu (<i>K-výztuž</i>)						
Fáze výstavby	E [MPa]	G [MPa]	h [m]	b [m]	A [m ²]	I [m ⁴]
3. fáze – Mladý beton	5252,9	2101,1	0,2434	1	0,2434	0,001202
4. fáze – Starý beton	30987,4	12394,9	0,2517	1	0,2517	0,001329

Tab. 9. Parametry ostění použité ve výpočtu (*K-výztuž*)

2.3.2.2. Výpočet vnitřních sil

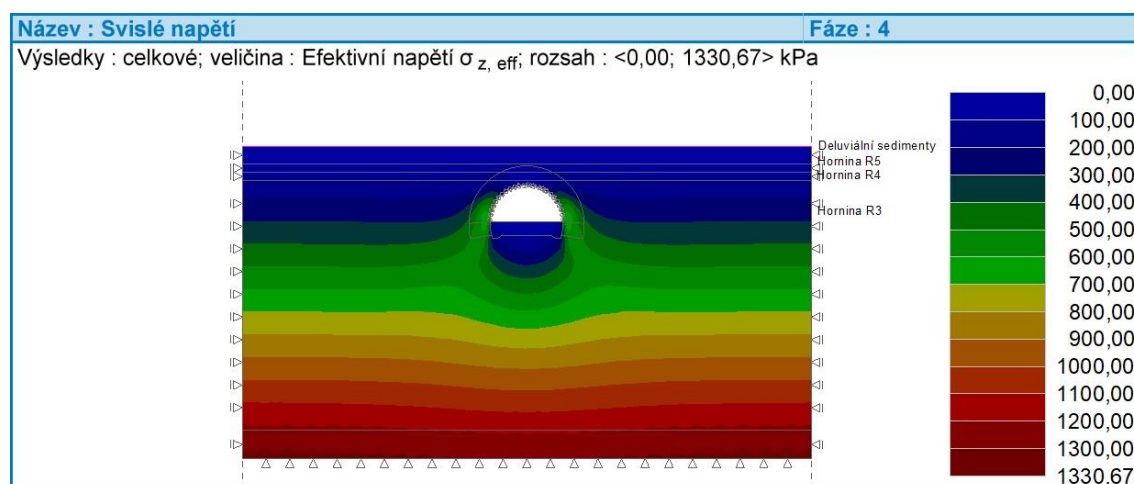
Vnitřní síly byly stanoveny na základě numerického modelu z programu *GEO5 - MKP*³, při zohlednění postupu výstavby ve čtyřech fázích:

První fáze výpočtu počítala primární geostatickou napjatost masivu před zásahem ražby.

Druhá fáze proběhla exkavací kaloty a aktivací nevystrojeného výrubu, při kterém bylo zbývající působení horniny 60 %.

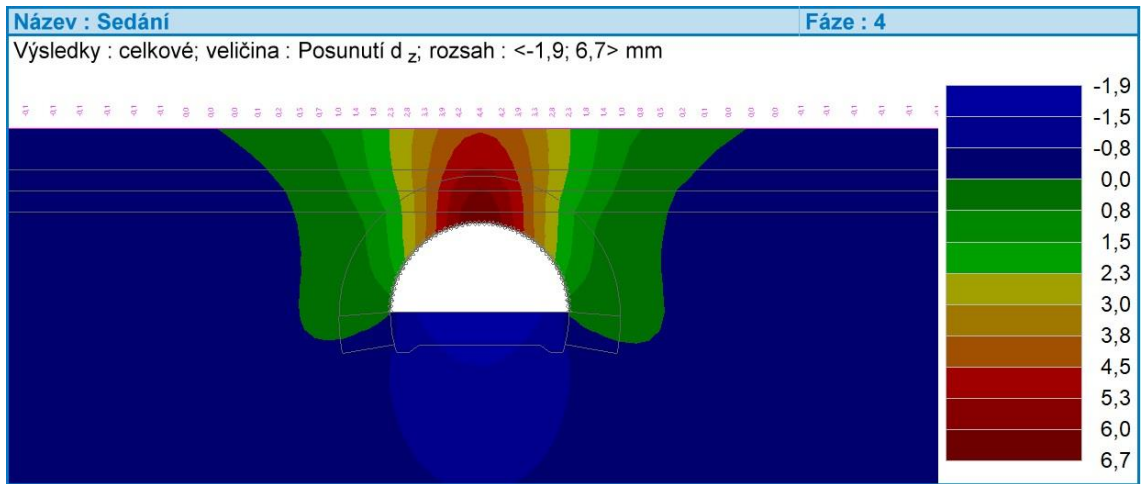
Třetí fáze proběhla osazením *korýtkové výztuže* a zastříkáním betonem ve vrstvě 250 mm s parametry výztuže dle *tab. 9* pro mladý beton. Dále bylo modelováno působení svorníkové výztuže zvýšením soudržnosti horniny dle *tab. 1* v oblasti odpovídající délce svorníků. Zbývající působení horniny bylo sníženo na 30 %.

Čtvrtá fáze byla finální fází, kdy došlo k vyžrání betonu, tedy ke změně parametrů ostění dle *tab. 9* pro starý beton. Zbývající působení horniny bylo 0 %. Hodnoty vnitřních sil v této fázi byly použity pro následné dimenzování výztuže.

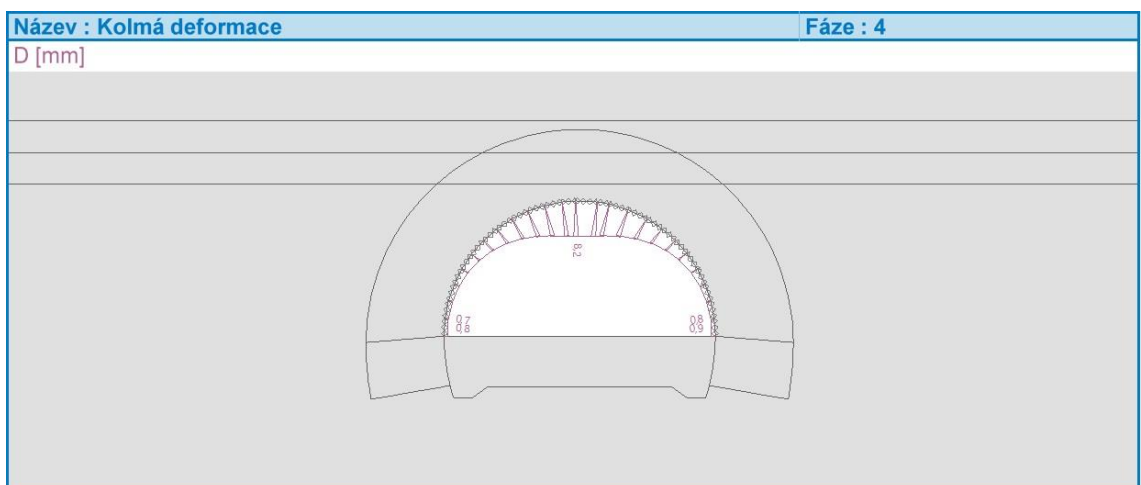


Obr. 38 K-výztuž – Svislé napětí

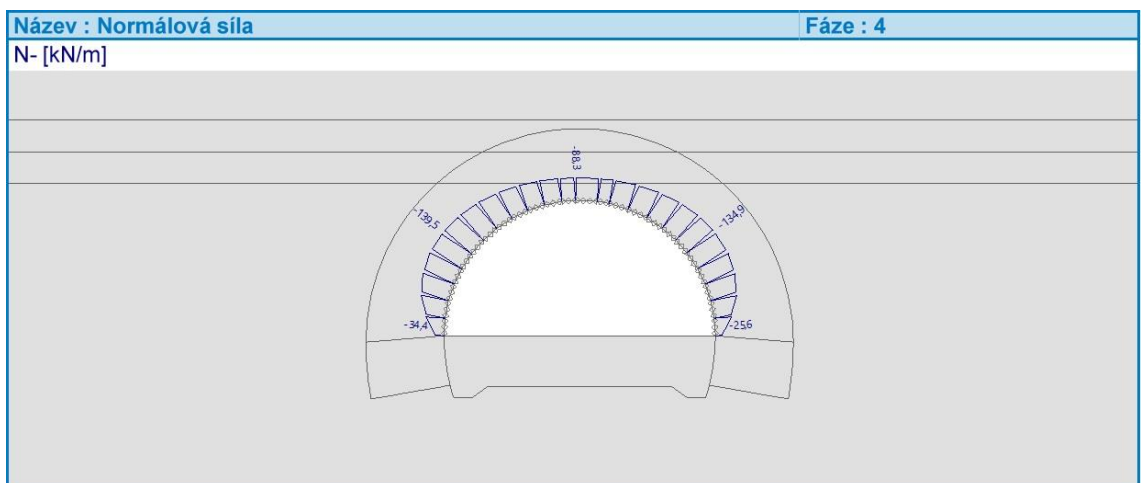
³Podrobný výpočet vnitřních sil ostění tvořeného důlní korýtkovou výztuží v programu *GEO5 – MKP* v příloze č. 3.



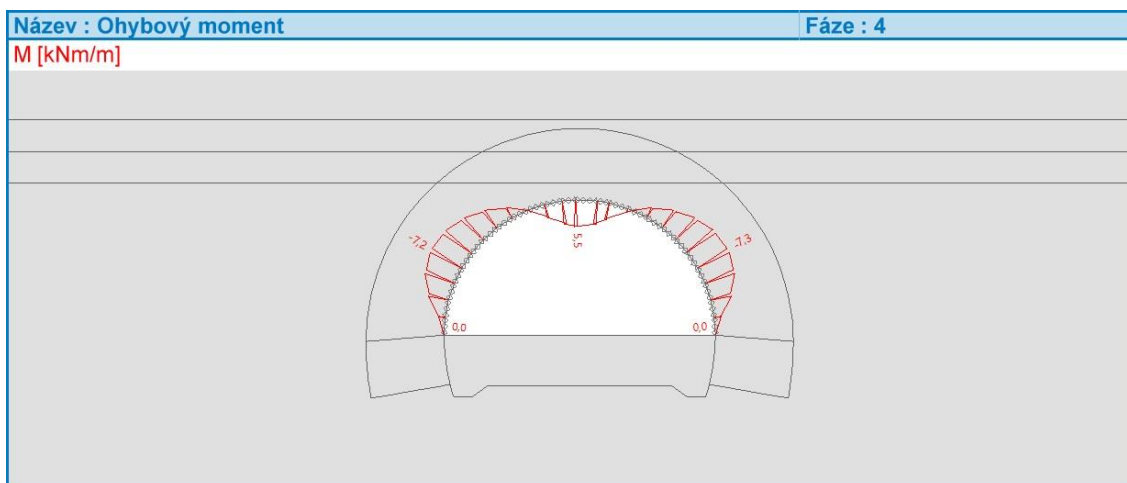
Obr. 39 K-výztuž – Sedání



Obr. 40 K-výztuž – Radiální deformace



Obr. 41 K-výztuž – Normálová síla



Obr. 42 K-výztuž – Ohybový moment

Extrémní hodnoty vnitřních sil v ostění a deformací jsou uvedeny v tab. 10 a 11.

Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (K-výztuž)		
Fáze budování	N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
3.fáze – Mladý beton	-55,3	-1,2
	-12,6	0,8
4.fáze – Starý beton	-139,5	-7,3
	-25,6	5,5

Tab. 10 Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (K-výztuž)

Hodnoty celkových deformací (K-výztuž)						
Fáze budování	d _{z,min} [mm]	d _{z,max} [mm]	d _{x,min} [mm]	d _{x,max} [mm]	Poklesová kotlina [mm]	Radiální def. Ostění [mm]
1 - Primární napjatost	-	-	-	-	-	-
2 - Exkavace kaloty	-0,7	2,4	-0,7	0,7	1,6	-
3 – Mladý beton + Svorníky	-1,3	4,4	-1,3	1,3	2,8	5,3
4 – Starý beton – finální fáze	-1,9	6,7	-2,0	2,0	4,4	8,2

Tab. 11 Hodnoty celkových deformací (K-výztuž)

Z průběhu deformací a vnitřních sil je vidět, že jejich nárůst odpovídal obvyklému průběhu, takže výpočet byl proveden správně. Maximální radiální deformace ve vrcholu ostění byla 8,2 mm, což splňovalo požadavek na největší přípustnou deformaci ostění, která byla v tomto případě 50 mm.

Poklesová kotlina měla přibližně sklon 1:4000, což bylo vysoce na straně bezpečnosti od největší přípustné návrhové hodnoty sklonu poklesové kotliny z důvodu nerovnoměrného sedání, která se rovnala 1:1000. Tento požadavek ovšem nemusel být nutně dodržen, jelikož se nad tunelem nenachází žádná zástavba.

2.3.2.3. Dimenzování korýtkové výztuže

Pro dimenzování výztuže byly uvažovány vnitřní síly stanovené na základě finální fáze numerického modelu v programu *GEO5 – MKP*, které sice působily v celém ocelobetonovém homogenizovaném průřezu dočasného ostění, ale pro dimenzování bylo zvoleno jejich působišťe přímo v *korýtkové výztuži*, kde vyvolaly napětí dle vztahu (13), které muselo být menší než mez kluzu oceli výztuže.

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} < f_y \quad (13)$$

Pro výrobu *ocelové důlní poddajné výztuže* se používá ocel jakosti 11500.0 dle ČSN 411500 odpovídající oceli E 295 dle evropské normy ČSN EN 10025+A1. Proto jako nejnižší mez kluzu byla použita hodnota 295 MPa. [18]

Posouzení bylo provedeno na účinek vnitřních sil z nejvíce namáhaného průřezu ostění. Byly zvoleny průřezy, kde se nacházel maximální ohybový moment a maximální normálová síla z finální fáze výpočtu. Tyto vnitřní síly byly v souladu s normou EC 7-1 (ČSN EN 1997-1) vynásobeny součinitelem zatížení γ_F , který se rovnal hodnotě 1,35, a jejich návrhové hodnoty jsou uvedeny v *tab. 12*.

K-výztuž - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)			
Kombinace		N _d [kN/m ²]	M _d [kNm/m ²]
1	Max M-	-180,8	-9,9
2	Max N-	-188,3	-9,6

Tab. 12 K-výztuž – Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)

Výpočet napětí a posouzení

$$\frac{N_d}{A_o} \pm \frac{M_d}{S_o} < \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \quad (13a)$$

Kombinace 1

$$\frac{-180,8 \times 10^{-3}}{0,002642} \pm \frac{-9,9 \times 10^{-3}}{0,00006124} < \frac{295}{1,00}$$

$|-230,01| \text{ MPa} < 295 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vyhoví (využití 78 \%)}$

Kombinace 2

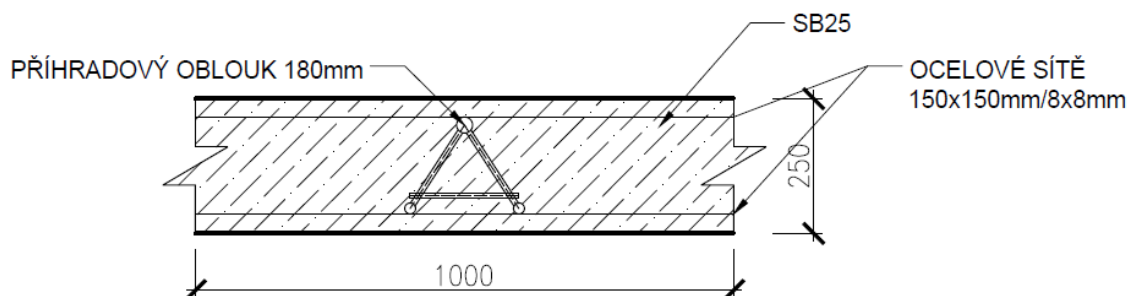
$$\frac{-188,3 \times 10^{-3}}{0,002642} \pm \frac{-9,6 \times 10^{-3}}{0,00006124} < \frac{295}{1,00}$$

$|-228,03| \text{ MPa} < 295 \text{ MPa}$

Dočasné ostění je navrženo z ocelové plnostěnné důlní poddajné výztuže K21 z ocele E 295 a stříkaného betonu SB25 v celkové šířce 250 mm, dle výpočtu a posudku výztuže vyhovuje.

2.3.3. Ocelový příhradový oblouk s ocelovými sítěmi a stříkaným betonem při NRTM

Ostění při *Nové rakouské tunelovací metodě* se skládalo z dvou vrstev *ocelových sítí* 150x150/8x8 mm a *příhradového oblouku* výšky 180 mm zastříkané stříkaným betonem SB25 (*obr. 43*). Na rozdíl od předchozích typů výpočtu bylo při NRTM zanedbáno působení ocelové části ostění, které bylo využito až v kapitole dimenzování. Z tohoto důvodu byly uvažovány pouze hodnoty mladého a starého stříkaného betonu.



Obr. 43 Příčný řez ostěním při NRTM

2.3.3.1. Výpočet vnitřních sil

Vnitřní síly byly stanoveny na základě numerického modelu z programu *GEO5 - MKP*⁴ se zohledněním postupu výstavby ve čtyřech fázích:

První fáze výpočtu počítala primární geostatickou napjatost masivu před zásahem ražby.

⁴Podrobný výpočet vnitřních sil ostění NRTM v programu *GEO5 - MKP* v příloze č. 4.

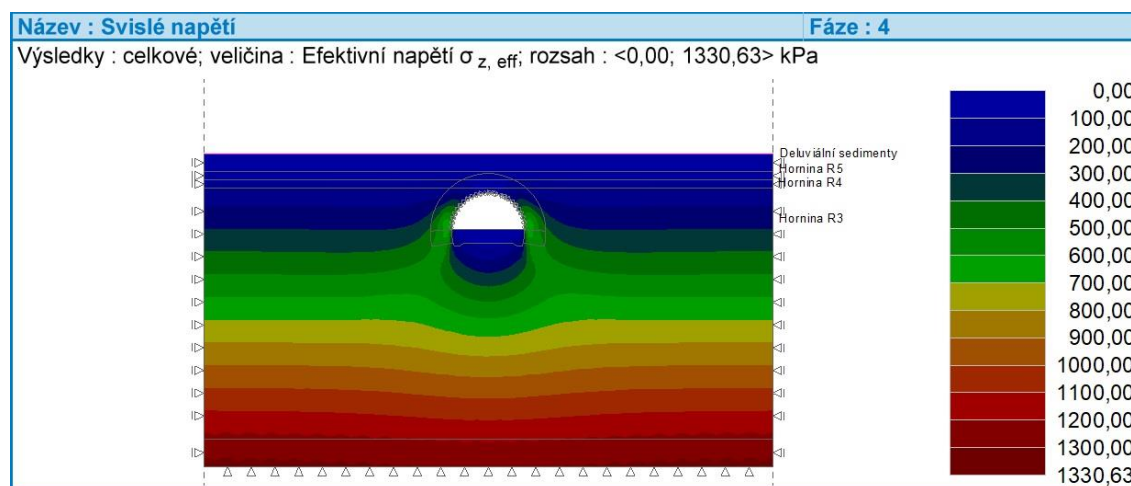
Druhá fáze proběhla exkavací kaloty a aktivací nevystrojeného výrubu, při kterém bylo zbývající působení horniny 60 %.

Třetí fáze uvažovala s aplikací stříkaného betonu, který má vlastnosti mladého betonu dle *tab. 13*. Dále bylo modelováno působení svorníkové výztuže zvýšením soudržnosti horniny dle *tab. 1* v oblasti odpovídající délce svorníků. Zbývající působení horniny bylo sníženo na 30 %. Hodnoty vnitřních sil z této fáze byly použity k posouzení prvku v průřezu s nevyzrálým betonem.

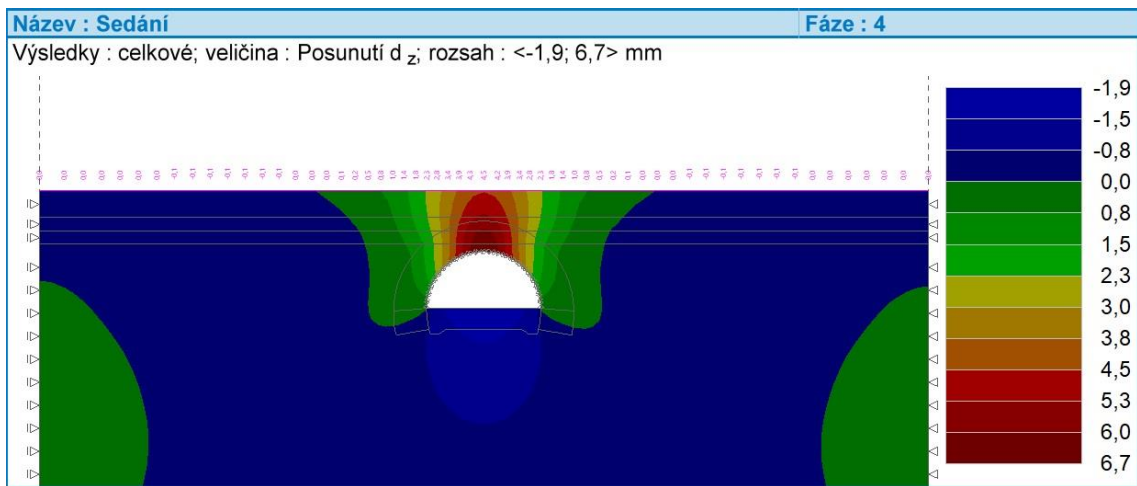
Čtvrtá fáze byla finální fází, kdy došlo k vyzrání betonu, tedy ke změně parametrů ostění dle *tab. 13*. Zbývající působení horniny bylo 0 %. Hodnoty vnitřních sil v této fázi byly použity pro následné posouzení průřezu s vyzrálým betonem.

Parametry ostění použité ve výpočtu (NRTM)						
Fáze výstavby	E[MPa]	G [MPa]	h [m]	b [m]	A [m ²]	I [m ⁴]
3.fáze – Mladý beton	2900	1134	0,25	1	0,25	0,0013
4. fáze – Starý beton	29000	11340	0,25	1	0,25	0,0013

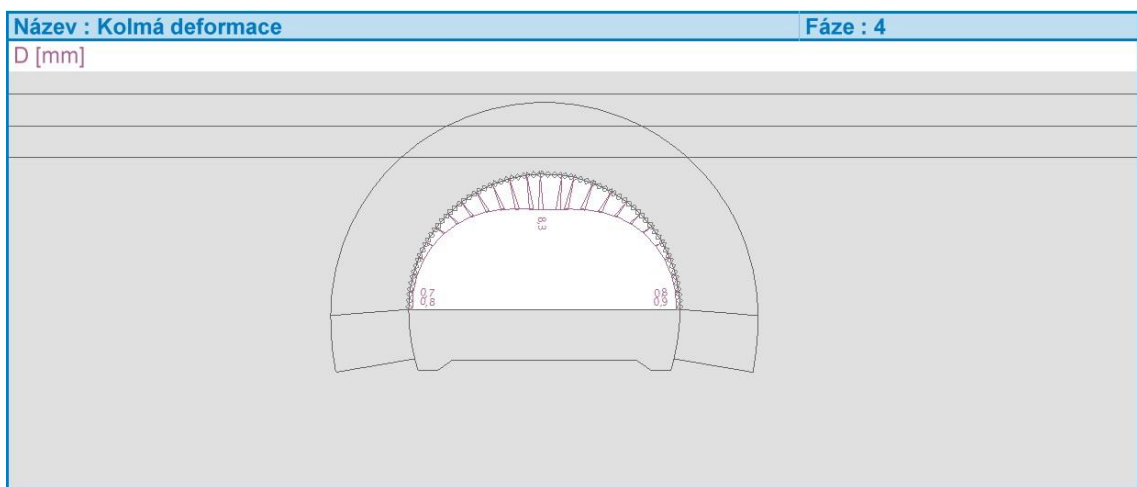
Tab. 13 Parametry ostění použité ve výpočtu (NRTM)



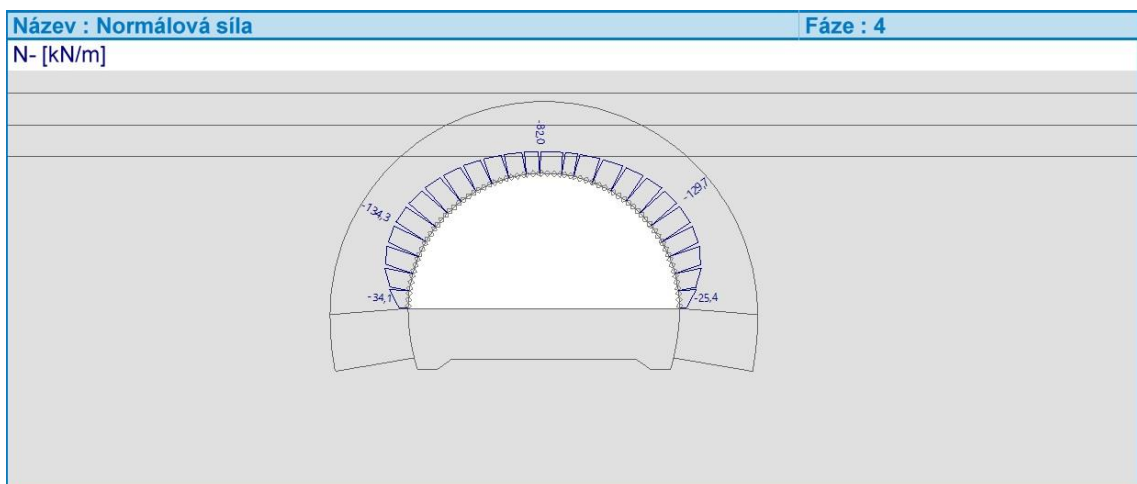
Obr. 44 NRTM – Svislé napětí



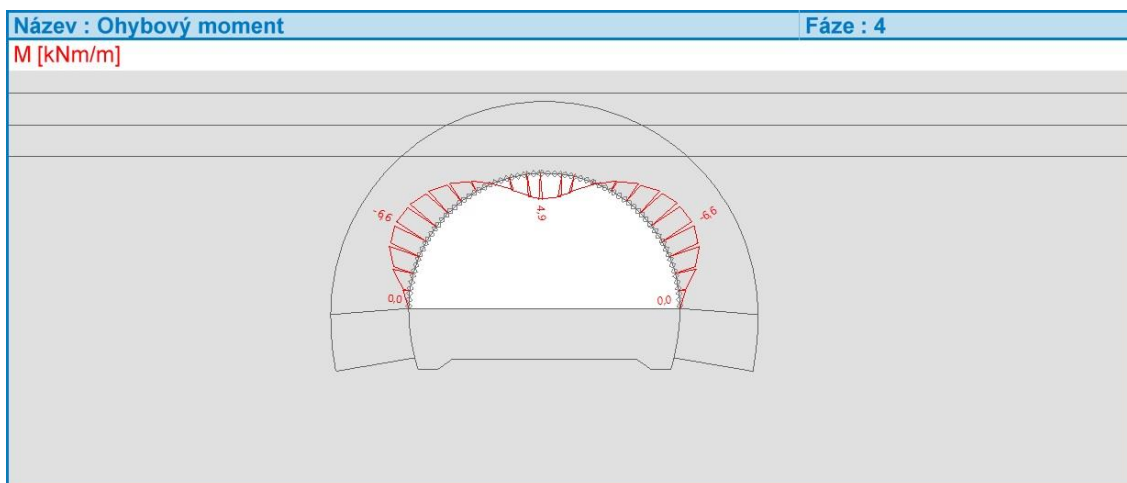
Obr. 45 NRTM – Sedání



Obr. 46 NRTM – Radiální deformace



Obr. 47 NRTM – Normálová síla



Obr. 48 NRTM – Ohybový moment

Extrémní hodnoty vnitřních sil v ostění a deformací jsou uvedeny v tab. 14 a 15.

Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (NRTM)		
Fáze budování	N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
3.fáze – Mladý beton	-50,0	-0,9
	-12,3	0,5
4.fáze – Starý beton	-134,3	-6,6
	-25,4	4,9

Tab. 14 Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (NRTM)

Hodnoty celkových deformací (NRTM)						
Fáze budování	d _{z,min} [mm]	d _{z,max} [mm]	d _{x,min} [mm]	d _{x,max} [mm]	Poklesová kotlina [mm]	Radiálnídef. Ostění [mm]
1 - Primární napjatost	-	-	-	-	-	-
2 - Exkavace kaloty	-0,7	2,4	-0,7	0,7	1,6	-
3 – Mladý beton + Svorníky	-1,3	4,4	-1,3	1,3	2,9	5,3
4 – Starý beton – finální fáze	-1,9	6,7	-2,0	2,0	4,5	8,3

Tab. 15 Hodnoty celkových deformací (NRTM)

Z průběhu deformací a vnitřních sil je vidět, že jejich nárůst odpovídal obvyklému průběhu, takže výpočet byl proveden správně. Maximální radiální deformace ve vrcholu ostění byla 8,3 mm, což splňovalo požadavek na největší přípustnou deformaci ostění, která byla v tomto případě 50 mm.

Poklesová kotlina měla přibližně sklon 1:3891, což bylo vysoce na straně bezpečnosti od největší přípustné návrhové hodnoty sklonu poklesové kotliny z důvodu

nerovnoměrného sedání, která se rovnala 1:1000. Tento požadavek ovšem nemusel být nutně dodržen, jelikož se nad tunelem nenachází žádná zástavba.

2.3.3.2. Dimenzování dočasného vyztužení při *NRTM*

Pro dimenzování výztuže byly uvažovány vnitřní síly stanovené na základě finální fáze numerického modelu v programu *GEO5 – MKP*, které působily v nevyztuženém obdélníku ze stříkaného betonu. Dimenzování dočasného ostění při *NRTM* bylo provedeno formou posouzení využití výztuže dle interakčního diagramu. Pro tento účel byl použit program *FIN EC – BETON*.

Diskutabilní je zavedení *ocelového příhradového oblouku* do vyztužení při posouzení interakčním diagramem. Obvyklé rozložení prutů *příhradového oblouku* neodpovídá betonářským požadavkům na rovnoměrné rozložení výztuže, proto bylo provedeno posouzení dle obou způsobů; jak s vyztužením pouze *ocelovými sítěmi*, tak s ocelovými pruty *příhradové výztuže*.

Průřezy ostění vhodné k posouzení byly zvoleny v místech nejneprůzračnější kombinace zatížení, tedy průřezy s extrémními hodnotami vnitřních sil. Tyto kombinace byly v souladu s normou EC 7-1 (ČSN EN 1997-1) vynásobeny součinitelem zatížení γ_F , který se rovnal hodnotě 1,35. V *tab. 16 a 17* jsou uvedeny návrhové hodnoty vnitřních sil pro mladý a starý beton.

<i>NRTM</i> - Návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)			
Kombinace		N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
1	Max M-	-66,29	-1,22
2	Max M+	-25,38	0,675
3	Max N-	-67,5	-1,08
4	Min N-	-16,61	0

Tab. 16 NRTM – Návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)

<i>NRTM</i> - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)			
Kombinace		N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
1	Max M- =Max N-	-181,31	-8,91
2	Max M+	-110,7	6,62
3	Min N-	-34,29	0

Tab. 17 NRTM – Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)

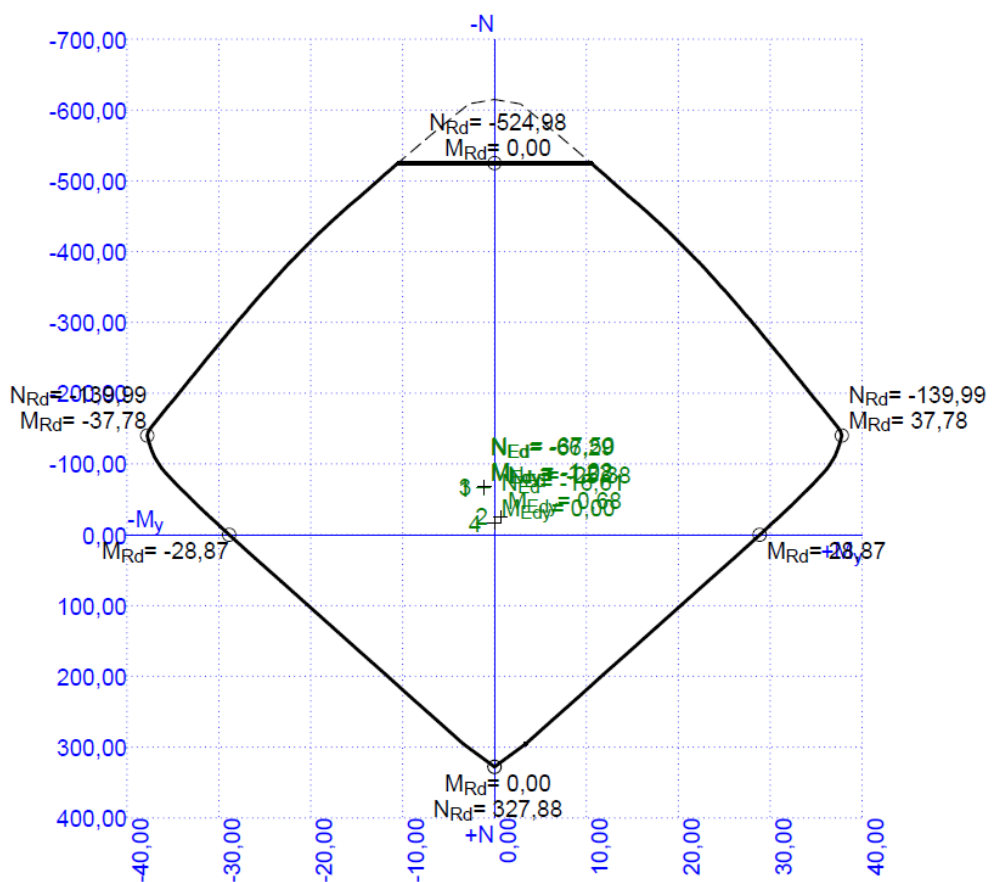
2.3.3.2.1. Interakční diagram betonového prvku vyztuženého ocelovými sítěmi

V případě vyztužení pouze *ocelovými sítěmi* byl obdélník ze stříkaného betonu SB25 (C20/25) o rozměrech 250x1000 mm vyztužen v podélném směru sedmi ocelovými profily průměru 8 mm ve vzdálenosti 150 mm s krycí vrstvou 30 mm při obou površích. Posouzení proběhlo ve 2D.

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 11,0 %

Interakční diagram

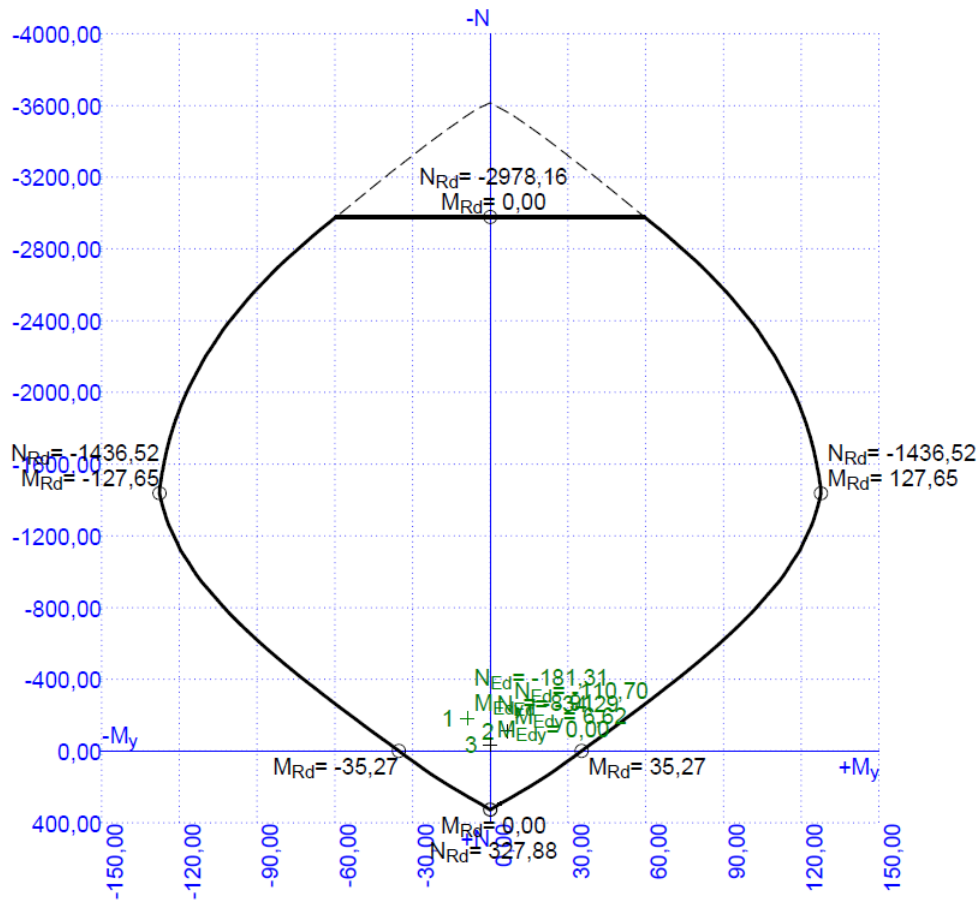


Obr. 49 Interakční diagram prvku vyztuženého sítěmi (mladý beton)

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 17,0 %

Interakční diagram



Obr. 50 Interakční diagram prvku vyztuženého sítěmi (mladý beton)

Dle interakčního diagramu vyšlo největší využití výztuže 11,0 % pro mladý beton⁵ v místě působení maximální normálové síly a 17 % pro starý beton⁶ v místě působení maximální normálové síly a zároveň maximálního záporného momentu. Oboje hodnoty jsou výrazně na straně bezpečnosti a využití výztuže je poměrně malé. V tuto chvíli se nabízela možnost snížit množství výztuže, a tím zvýšit využití. Ocelové sítě pro primární ostění se vyrábějí i z menších profilů průměrů 6, 5 a 4 mm, ovšem snížením profilu prutů sítě výztuže by průřez nesplnil podmínku minimálního množství tažené výztuže v průřezu⁷.

⁵Podrobné posouzení ostění tvořeného ocelovými sítěmi pro mladý beton v programu *FIN EC - BETON* v příloze č. 5, část 1.

⁶Podrobné posouzení ostění tvořeného ocelovými sítěmi pro starý beton v programu *FIN EC - BETON* v příloze č. 5, část 2.

⁷Posouzení minimálního stupně vyztužení beton v programu *FIN EC - BETON* v příloze č. 5, část 3.

Primární ostění je navrženo z ocelových sítí z prutů s průměrem 8 mm a velikostí oka 150 mm, ocelových příhradových žebor o třech nosných prutech výšky 180 mm a stříkaného betonu SB25 v celkové šířce 250 mm, dle výpočtu a posudku výztuže vyhovuje.

2.3.3.2.2. Interakční diagram betonového prvku vyztuženého ocelovými sítěmi a pruty příhradové výztuže

Bylo provedeno i posouzení, které uvažovalo začlenění prutů *příhradoviny* do výpočtu. Klasické betonářské programy neumožňovaly zadat pruty *příhradové výztuže* tam, kde by se v prvku skutečně nacházely kvůli nerovnoměrnému rozložení výztuže. Tento problém byl řešen převedením celkové plochy výztuže *příhradového oblouku* na jeden ocelový profil, který byl vložen do těžiště *příhradoviny* dle vztahů (14), (15) a (16).

Plocha příhradoviny na jeden profil

$$A = \pi r_1^2 + 2\pi r_2^2 = \pi \times 15^2 + 2 \times \pi \times 10^2 = 1335,177 \text{ mm}^2 \quad (14)$$

$$\phi_T = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{1335,177}{\pi}} = 41,23 \text{ mm} \quad (15)$$

Vzdálenost těžiště od horního okraje

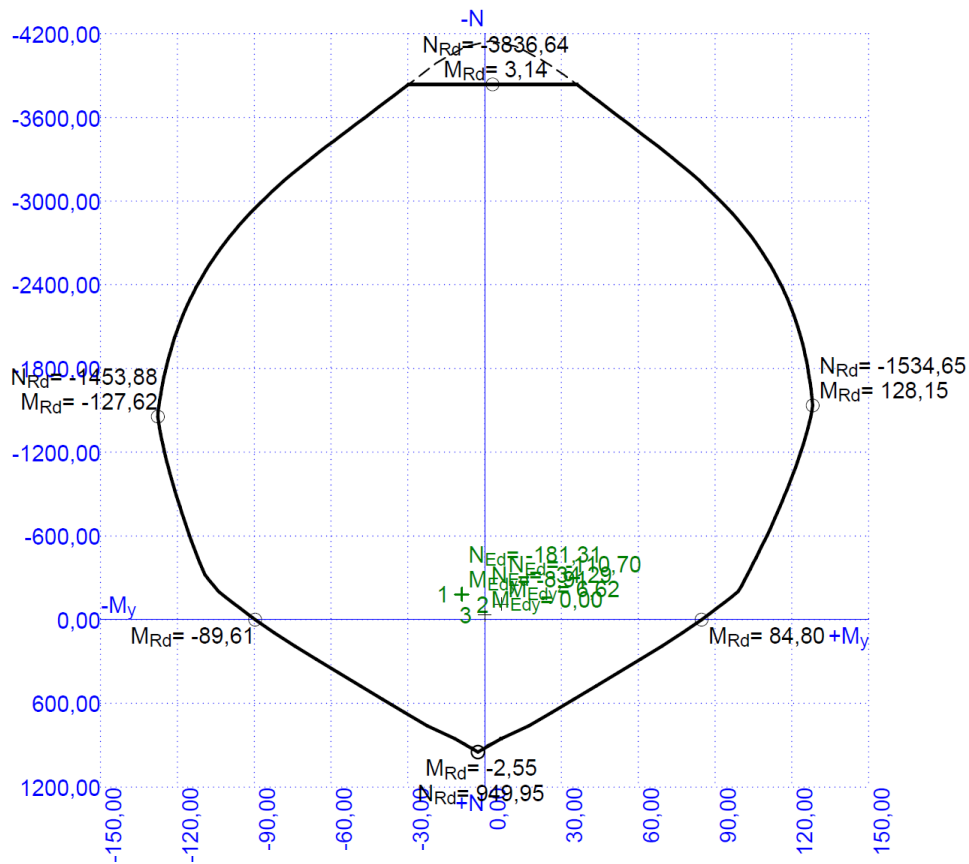
$$z_T = \frac{\pi r_1^2 z_1 + 2\pi r_2^2 z_2}{S} = \frac{\pi \times 15^2 \times 48 + 2 \times \pi \times 10^2 \times 203}{1335,177} = 120,94 \text{ mm} \quad (16)$$

Ocelové pruty *příhradoviny* byly nahrazeny jedním ocelovým profilem o průměru 41,23 mm ve vzdálenosti 120,94 mm od horního okraje průřezu. Posudek byl proveden pouze pro starý beton, jelikož zde docházelo k maximálnímu využití výztuže.

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 8,8 %

Interakční diagram



Obr. 51 Interakční diagram prvku vyztuženého ocelovými sítěmi a náhradním profilem

Z interakčního diagramu vyšlo maximální využití 8,8 % pro starý beton⁸, což bylo téměř o polovinu méně než ve výpočtu, kde se uvažovalo pouze vyztužení *ocelovými sítěmi*. Jde tedy vidět poměrně velký vliv prutů *příhradové výztuže* na následné posouzení. V tomto případě by bylo možné uvažovat se snížením profilu *ocelových sítí*, protože by určitě byla splněna podmínka minimálního vyztužení, ovšem jelikož se jedná o diskutabilní posouzení z betonářského hlediska, je tento výpočet uveden pouze jako zajímavost.

Další možností zavedení prutů *příhradového oblouku* je využití předchozího výpočtu ocelobetonového ostění dle Rotta. Pruty by se stejně jako v předchozích kapitolách modifikovaly společně se stříkaným betonem na jednotnou tuhost, která by se zadala do programu *GEO5 - MKP* jako parametr nosníku reprezentující ostění.

⁸Podrobné posouzení ostění po zavedení příhradové výztuže pro starý beton v programu *FIN EC - BETON* v příloze č. 5, část 4.

Ovšem v tomto případě se porušuje předpoklad výpočtu, jenž v uvažovaném ostění počítá s masivními ocelovými výztuhami, které by svou plochou měly zabírat značnou část průřezu. Plocha prutů *příhradoviny* v řezu je totiž o polovinu menší než např. plocha *korytkové výztuže K21*.

Na možnost začlenění ráků do výpočtu lze nahlížet hned ze dvou hledisek:

Z hlediska normy je možné, že vyztužení pouze ocelovými sítěmi nesplní minimální stupeň vyztužení, obdobný případ se stal v kapitole 2.2.3.2.1. při snížení profilu, a tím by se nedal průřez považovat za železobetonový prvek. V případě výpočtu s ocelovými ráky by naopak nedocházelo k rovnoměrnému rozložení výztuže v průřezu. [19]

Z technicky-ekonomického hlediska může dojít při uvažování výpočtu pouze s ocelovými sítěmi k nutnosti zvýšit tloušťku ostění, když nevyjde posudek výztuže. Od toho se odvíjí nejen náklady na zvýšení objemu stříkaného betonu, ale i na zvětšení výrubu, rozpojení horniny, doprava na skládku a skládkovné. V případě dlouhých tunelů to může znamenat zvýšení nákladů o desítky milionů korun. [19]

Rozhodujícími faktory pro začlenění ocelových ráků do výpočtu jsou rozměry profilu podzemního díla a délky záběru (vzdálenost ráků). V případě kratší délky záběru (dle projektantů z praxe až 2 m) je vhodné začlenit rám do výpočtu, jelikož délka úseků v záběru, kde se nachází pouze vyztužení sítěmi, není tolikrát větší než délka, kde působí svojí přítomností ocelový rám. Ovšem v případě delších záběrů se na výrazně větší délce vyskytuje pouze vyztužení sítěmi, tudíž se zanedbává vliv ocelového ráku na vyztužení průřezu. [19]

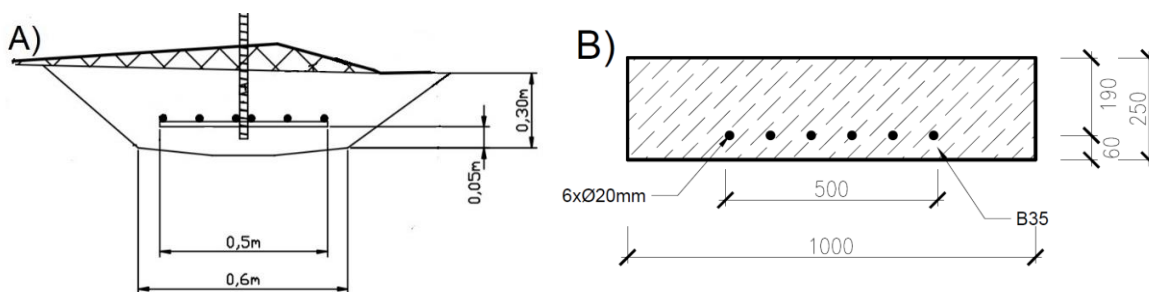
Zásady pro začlenění ocelových ráků do výpočtu jsou pouze empirické, vesměs založené na citu projektanta, neboť neexistuje žádná norma, která by tento problém řešila.

2.3.4. Výztužná žebra ze stříkaného betonu a ocelových profilů při *Drill and Blast*

Výpočet *výztužných žeber* při metodě *Drill and Blast* se ve skandinávské praxi obvykle neprovádí a indikátorem použití je index Q, popisující kvalitu horninového masivu. Žebra typu single reinforced tvoří šest *ocelových prutů* průměru 20 mm

zastříkaných stříkaným betonem B35 dle norského značení, který odpovídá dle normy ČSN EN 206-1 betonu C 30/37. Způsob a postup provádění je uveden v kapitole 1.2.9.

Výpočet byl zvolen obdobný jako při *NRTM*. Při výpočtu vnitřních sil v programu *GEO - MKP* byl uvažován pouze stříkaný beton a výztuž byla zohledněna až v části věnující se dimenzování výztužných žebér dle interakčního diagramu průřezu. Příčný řez ostěním použitý ve výpočtu byl zjednodušen tak, aby byla zachována jednotná tloušťka ostění všech typů výztuže a zjednodušený tvar odpovídal prvku vhodného k posouzení dle interakčního diagramu. Výsledný průřez byl složen ze šesti ocelových profilů průměru 20 mm, které jsou zastříkány stříkaným betonem B35 ve vrstvě 250 mm na délce 1000 mm (*obr. 52*).



Obr. 52 Příčný řez ostěním při metodě *Drill and Blast*; A) Reálný řez [11] (upraveno); B) Zjednodušený řez

2.3.4.1. Výpočet vnitřních sil

Vnitřní síly byly stanoveny na základě numerického modelu z programu *GEO5 - MKP*⁹ se zohledněním postupu výstavby ve čtyřech fázích:

První fáze výpočtu počítala primární geostatickou napjatost masivu před zásahem ražby.

Druhá fáze proběhla exkavací kaloty a aktivací nevystrojeného výrubu, při kterém bylo zbývající působení horniny 60 %.

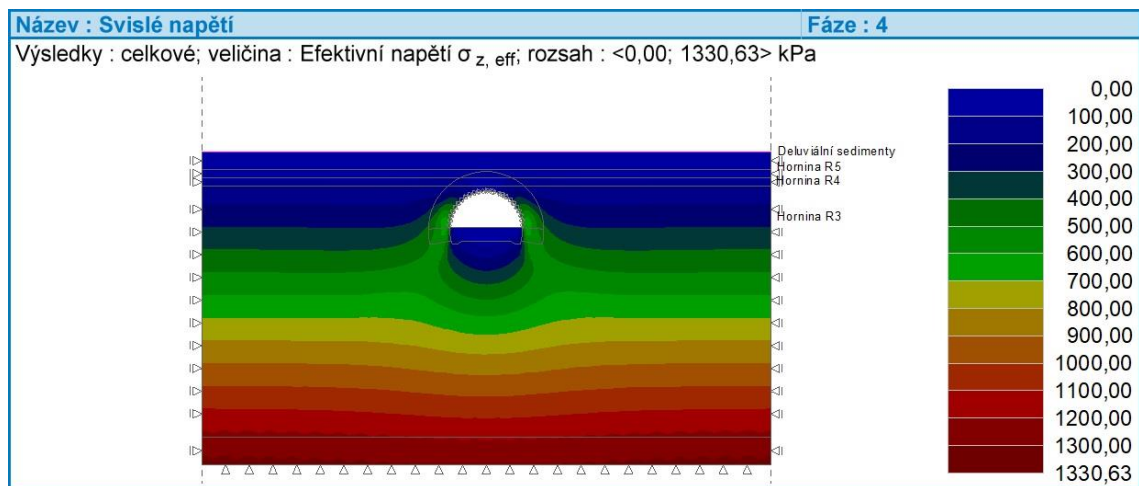
Třetí fáze uvažovala s aplikací stříkaného betonu, který má vlastnosti mladého betonu dle *tab. 18*. Dále bylo modelováno působení svorníkové výztuže zvýšením soudržnosti horniny dle *tab. 1* v oblasti odpovídající délce svorníků. Zbývající působení horniny bylo sníženo na 30 %. Hodnoty vnitřních sil z této fáze byly použity k posouzení prvku v průřezu s nevyzrálým betonem.

⁹Podrobný výpočet vnitřních sil ostění *Drill and Blast* v programu *GEO5 – MKP* v příloze č. 6.

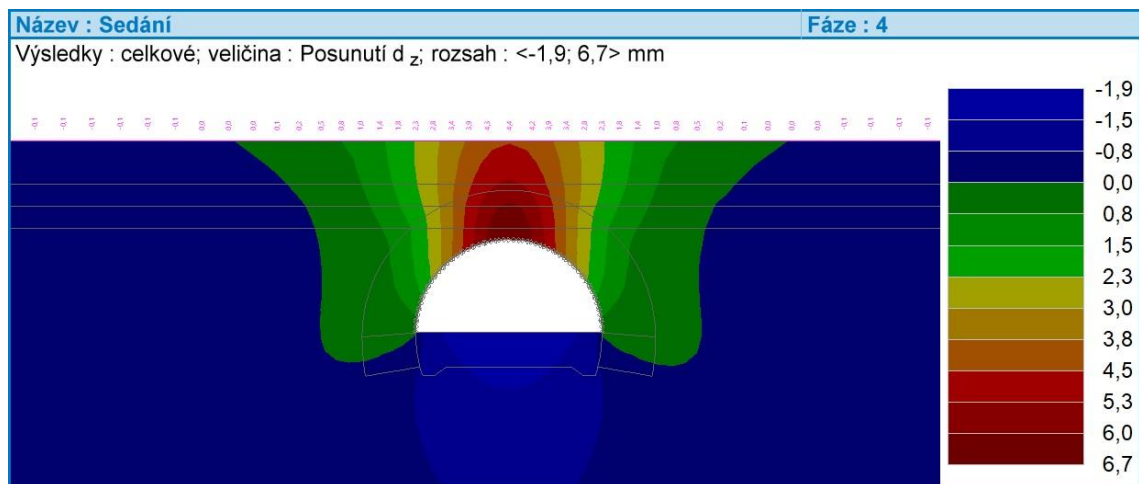
Čtvrtá fáze byla finální fází, kdy došlo k vyvržení betonu, tedy ke změně parametrů ostění dle *tab. 18*. Zbývajícím působením horniny bylo 0 %. Hodnoty vnitřních sil v této fázi byly použity pro následné posouzení průřezu s vyvrženým betonem.

Parametry ostění použité ve výpočtu (<i>Drill and Blast</i>)						
Fáze výstavby	E[MPa]	G [MPa]	h [m]	b [m]	A [m ²]	I [m ⁴]
3.fáze – Mladý beton	3300	1299	0,25	1	0,25	0,0013
4. fáze – Starý beton	33000	12990	0,25	1	0,25	0,0013

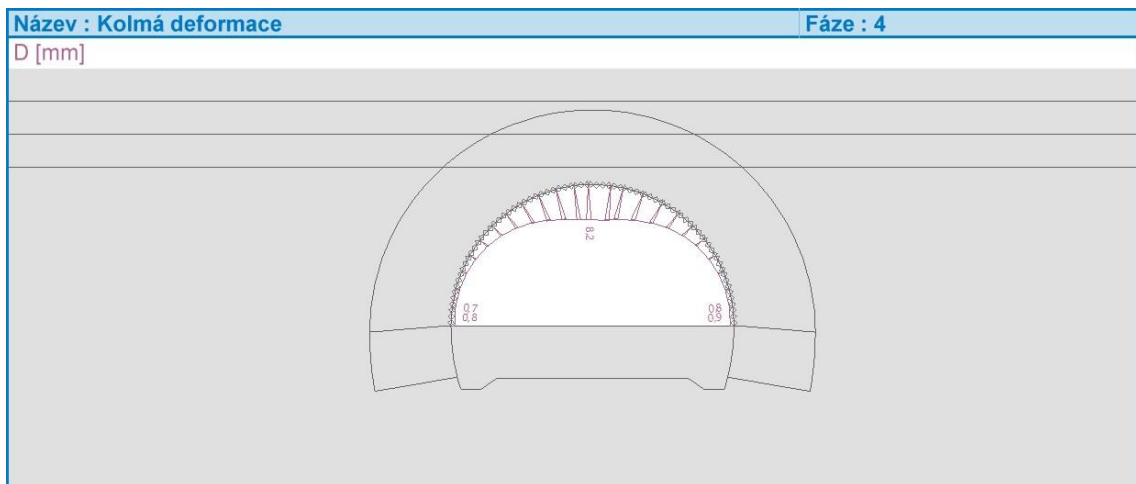
Tab. 18 Parametry ostění použité ve výpočtu (*Drill and Blast*)



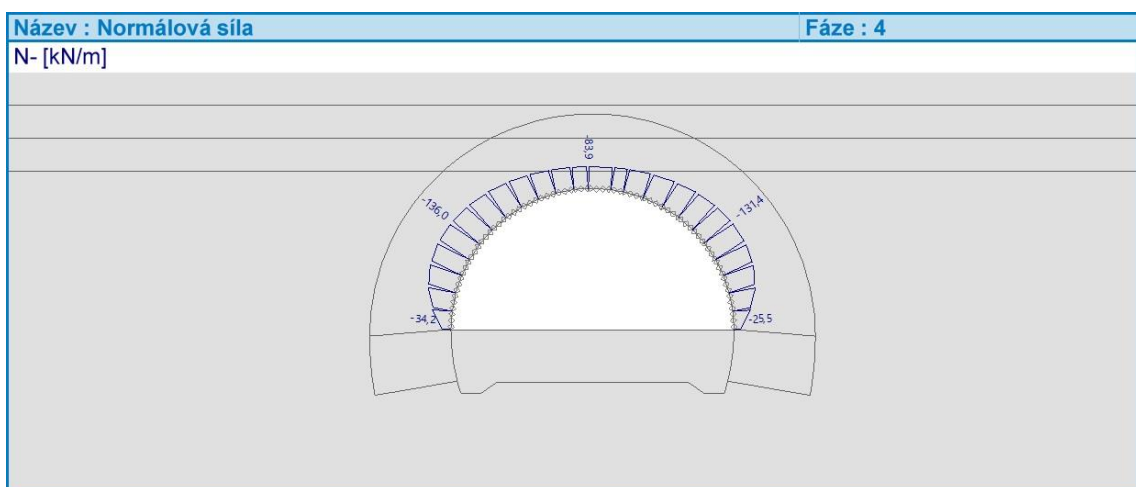
Obr. 53 *Drill and Blast* – Svislé napětí



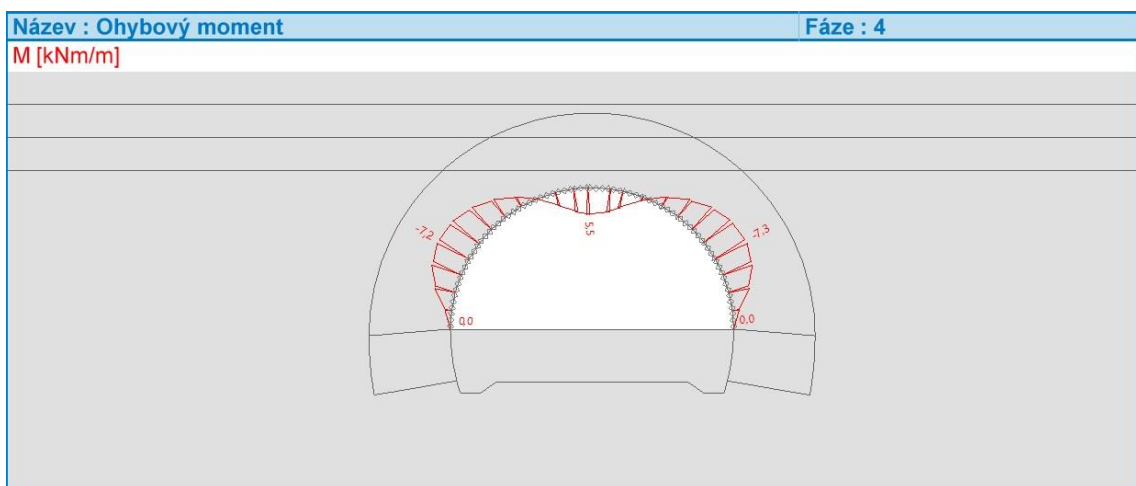
Obr. 54 *Drill and Blast* – Sedání



Obr. 55 Drill and Blast – Radiální deformace



Obr. 56 Drill and Blast – Normálová síla



Obr. 57 Drill and Blast – Ohybový moment

Extrémní hodnoty vnitřních sil v ostění a deformací jsou uvedeny v tab. 19 a 20.

Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (<i>Drill and Blast</i>)		
Fáze budování	N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
3.fáze – Mladý beton	-51,3	-0,9
	-12,4	0,6
4.fáze – Starý beton	-136,0	-7,3
	-25,5	5,5

Tab. 19 Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (*Drill and Blast*)

Hodnoty celkových deformací (<i>Drill and Blast</i>)						
Fáze budování	d _{z,min} [mm]	d _{z,max} [mm]	d _{x,min} [mm]	d _{x,max} [mm]	Poklesová kotlina [mm]	Radiálnídef. Ostění [mm]
1 - Primární napjatost	-	-	-	-	-	-
2 - Exkavace kaloty	-0,7	2,4	-0,7	0,7	1,6	-
3 – Mladý beton + Svorníky	-1,3	4,4	-1,3	1,3	2,9	5,2
4 – Starý beton – finální fáze	-1,9	6,7	-2,0	2,0	4,4	8,1

Tab. 20 Hodnoty celkových deformací (*Drill and Blast*)

Z průběhu deformací a vnitřních sil je vidět, že jejich nárůst odpovídal obvyklému průběhu, takže výpočet byl proveden správně. Maximální radiální deformace ve vrcholu ostění byla 8,1 mm, což splňovalo požadavek na největší přípustnou deformaci ostění, která byla v tomto případě 50 mm.

Poklesová kotlina měla přibližně sklon 1:4091, což bylo vysoce na straně bezpečnosti od největší přípustné návrhové hodnoty sklonu poklesové kotliny z důvodu nerovnoměrného sedání, která se rovnala 1:1000. Tento požadavek ovšem nemusel být nutně dodržen, jelikož se nad tunelem nenachází žádná zástavba.

2.3.4.2. Dimenzování dočasného vyztužení při *Blast and Drill*

Pro dimenzování *výztužných žeb* byla zvolena metoda obdobná při dimenzování ostění při *NRTM*, kde bylo posuzováno využití výztuže v průřezu ze stříkaného betonu dle interakčního diagramu. Rozdílem těchto posouzení bylo rozložení výztuže v průřezu, kdy žebra byla masivně vyztužena pouze spodní výztuží.

Průřezy ostění vhodné k posuzování jsou voleny jako nejnepříznivější kombinace zatížení, tedy průřezy s extrémními hodnotami vnitřních sil. Tyto kombinace

bylo v souladu s normou EC 7-1 (ČSN EN 1997-1) třeba vynásobit součinitelem zatížení γ_F , který se rovnal hodnotě 1,35, aby byly získány návrhové hodnoty zatížení. V tab. 21 a 22 jsou uvedeny návrhové hodnoty vnitřních sil pro mladý a starý beton.

<i>Drill and Blast</i> - Návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)			
Kombinace		N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
1	Max M- = Max N-	-69,26	-1,22
2	Max M+	-27,68	0,81
3	Min N-	-16,74	0

Tab. 21 NRTM – Návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)

<i>Drill and Blast</i> - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)			
Kombinace		N [kN/m ²]	M [kNm/m ²]
1	Max M-	-176,58	-9,86
2	Max M+	-113,27	7,43
3	Max N-	-183,6	-9,56
4	Min N-	-34,29	0

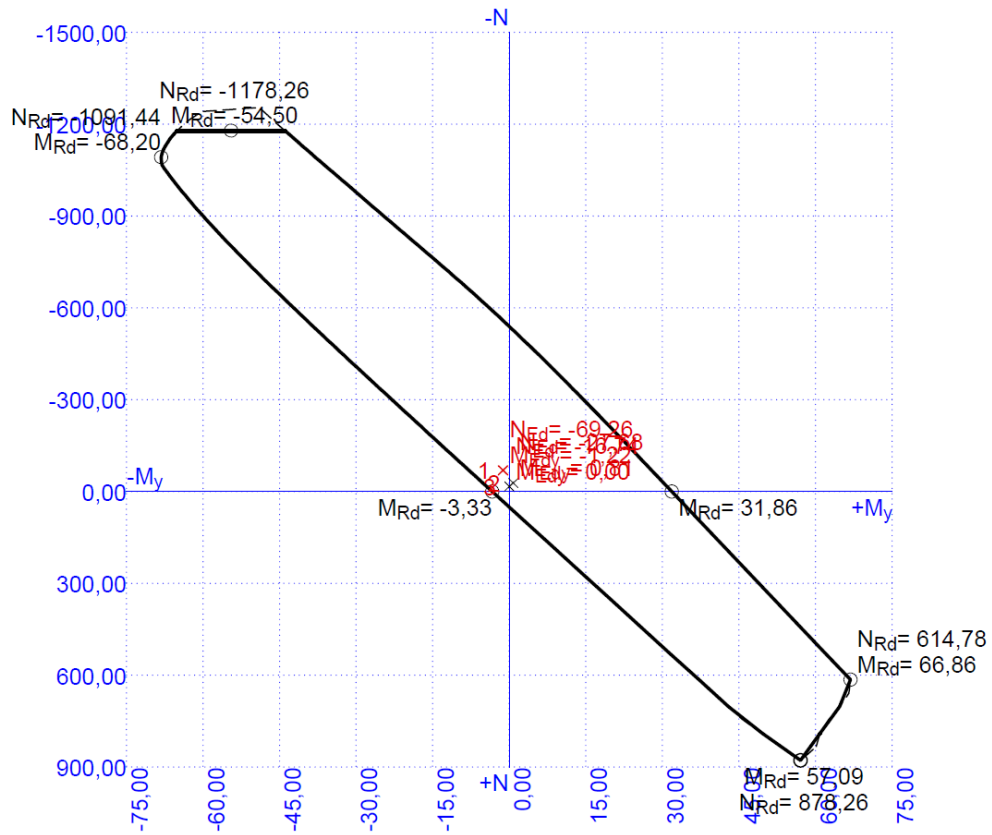
Tab. 22 *Drill and Blast* – Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)

Obdélníkový průřez ze stříkaného betonu B35 (C30/37) o rozměrech 250x1000 mm byl vyztužen v podélném směru šesti *ocelovými profily* průměru 20 mm ve vzdálenosti 110 mm s krycí vrstvou 50 mm při spodním povrchu. Posouzení proběhlo v programu *FINE EC – BETON* ve 2D.

Celkové posouzení - Průřez NEVYHOVUJE

Využití: 6,0 %

Interakční diagram

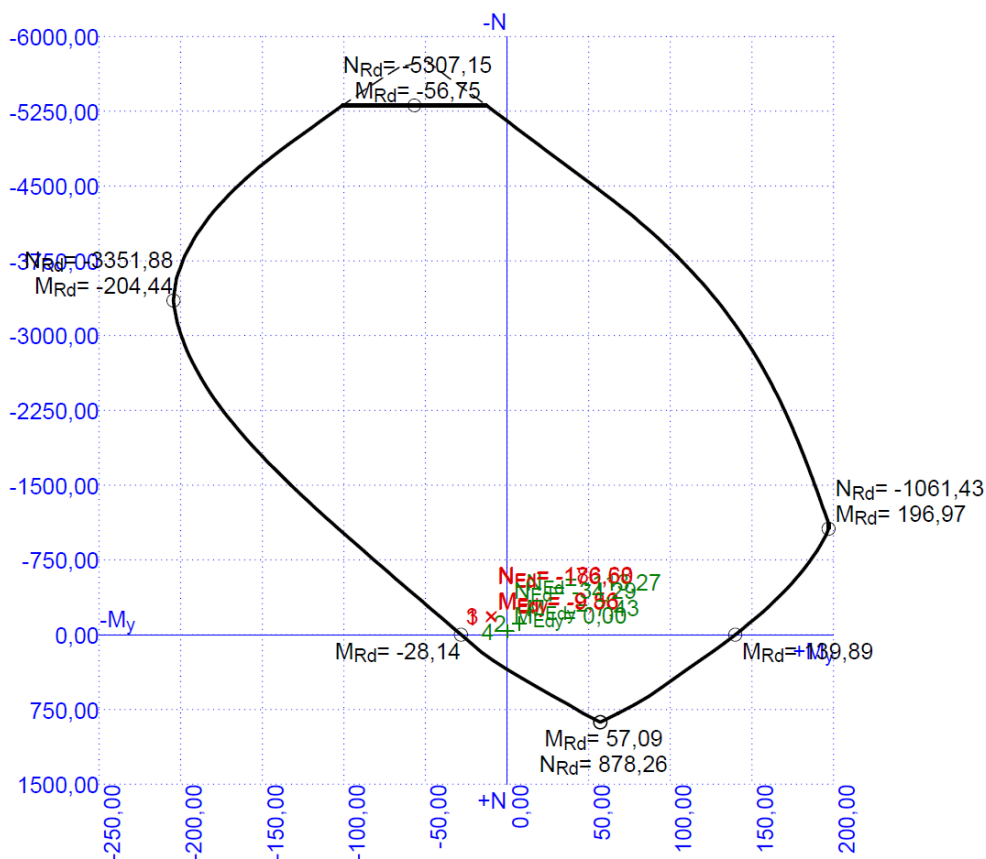


Obr. 58 Interakční diagram *single reinforced rib* (mladý beton)

Celkové posouzení - Průřez NEVYHOVUJE

Využití: 21,3 %

Interakční diagram



Obr. 59 Interakční diagram *single reinforced rib* (starý beton)

Maximální využití bylo 6,0 % u mladého betonu¹⁰ a 21,3 % u betonu starého¹¹. Dle výsledků interakčních diagramů opět pozorujeme kolizi mezi geotechnickými výpočty a normami pro betonové konstrukce. Posuzovaný průřez totiž nesplňuje v určitých kombinacích zatížení základní podmínku železobetonu, kterou je dosažení únosnosti betonu až po dosažení meze kluzu výztuže. Tato podmínka, kterou musí splňovat všechny železobetonové konstrukce, slouží k tomu, aby konstrukce varovala nadměrným protažením výztuže, čímž vzniknou trhliny na povrchu prvku a nenastane tzv. náhlý kolaps, kdy by došlo ke zborcení konstrukce bez jakýchkoli viditelných příznaků. [20]

¹⁰Podrobné posouzení průřezu výztužných žeber metody *Drill and Blast* pro mladý beton v programu *FIN EC - BETON* v příloze č. 7, část 1.

¹¹Podrobné posouzení průřezu výztužných žeber metody *Drill and Blast* pro starý beton v programu *FIN EC - BETON* v příloze č. 7, část 2.

V dočasném ostění tunelových staveb není nutné (a často ani možné) dodržovat zásady pro statické posouzení klasických železobetonových konstrukcí. Je možno se tedy soustředit pouze na to, že žádná z kombinací neopustila plochu interakčního diagramu, tudíž je splněna únosnost průřezu a prvek vyhoví a zanedbáme tím podmínku dosažení únosnosti betonu až po mezi kluzu výztuže, kterou nahradíme geotechnickým monitoringem, který průběžně sleduje během ražby deformace a stav ostění.

Primární ostění je navrženo z výztužného žebra tloušťky 250 mm se šesti výztužemi průměru 20 mm s krytím 50 mm od spodního povrchu zastříkané betonem C30/37, dle výpočtu a posudku výztuže vyhovuje.

2.4. Vyhodnocení a porovnání typů dočasného vyztužení

Porovnání výsledků různých typů ostění nedokázalo ukázat jednoznačně „vítěze a poražené“. Extrémy vnitřních sil a deformací dosahovaly ve všech výpočtech téměř stejných hodnot, což bylo způsobeno tím, že ohybová tuhost vybraných druhů ostění se tolik od sebe nelišila, a proto by se rozdíly výrazněji projeví až při větším zatížení.

K nejnižším hodnotám deformace docházelo v ostění tvořené *ocelovým profilem HEB 200* a stříkaným betonem SB25, kde byla radiální deformace ve vrcholu dočasného ostění rovna 8,1 mm a poklesová kotlina dosahovala nejbezpečnější hodnoty sklonu 1:4167. Ovšem posouzení napětí ve výztuži ukázalo využití výztuže pouze z 19 %, tudíž byla silně předdimenzovaná a mohlo by se uvažovat snížení profilu, který by v tomto případě s malým zatížením ostění byl i nadále předdimenzovaný.

Ze statického hlediska je nejúnosnější z vybraných typů ostění. Hlavní výhodou je okamžitá aktivace ocelového rámu při osazení, tudíž ostění již přenáší vnitřní síly v době, kdy není aplikován stříkaný beton. Z tohoto důvodu je použití tohoto typu nejvýhodnější u větších tunelů ražených v tlačivých horninách.

Z ekonomického hlediska se jedná o nejdražší z vybraných metod vyztužení. Spotřeba oceli na běžný metr ostění je rovna přibližně 61,3 kg. Náročná je tato výztuž i na dopravu a montáž, která vyžaduje náročnější techniku na osazení rámu.

Zajímavých výsledků dosáhlo ostění tvořené *důlní poddajnou ocelovou výztuží*, jehož radiální deformace ve vrcholu ostění byla 8,2 mm a sklon poklesové kotliny přibližně 1:4000. Následné posouzení napětí ve výztuži ukázalo její dostatečné využití (78 %). Jak bylo uvedeno již dříve, z důvodu zařazení *důlní výztuže* mezi posuzované

typy dočasného vyztužení bylo uvažováno pouze s vyztužením kaloty tunelu. Tento důvod vyplývá právě z procenta využití výztuže, neboť v dalších fázích výstavby dochází k nárůstu vnitřních sil, což by pravděpodobně vedlo k nebezpečnému nárůstu využití výztuže.

Obdobně jako *HEB profily* disponuje *korytková výztuž* vlastností, kdy dochází k aktivaci výztuže hned při osazení. Další významnou vlastností této výztuže je schopnost prokluzu ve spojích jednotlivých částí výztuže, což vede ke snížení horninového tlaku na výztuž. Tato vlastnost má však využití pouze v důlní činnosti, kde nevadí, když dojde ke snížení profilu štoly. Z ekonomického hlediska je výhodná nízká spotřeba oceli, která se pohybuje pouze okolo 20,7 kg na metr běžný. Pro výrobu *důlní poddajné výztuže* je však používána vysoce kvalitní ocel, která je dražší než ocel použitá u *HEB profilů*.

Dočasné ostění při *Nové rakouské tunelovací metodě* dosáhlo nejvyšších hodnot radiální deformace ve vrcholu ostění 8,3 mm. Tato hodnota ovšem nevypovídá o reálné velikosti deformace, jelikož se jedná o odlišný způsob výpočtu oproti dvěma předchozím. V programu *GEO5 - MKP* bylo uvažováno pouze s nevyztuženým průřezem ze stříkaného betonu. Při posouzení výztuže bylo tedy uvažováno pouze s vyztužením pouze ocelovými sítěmi, kdy maximální využití vyšlo 17 %, což je ku množství oceli v průřezu adekvátní. Problematika začlenění příhradových prutů do výpočtu je zahrnuta v kapitole 2.2.3.2.2.

Vyztužení při *NRTM* se dá označit jako „zlatý střed“. Adaptabilita tohoto typu vyztužení umožňuje tuto metodu aplikovat na celou škálu geologických podmínek. Z ekonomického hlediska je výhodná spotřeba výztuže, která činí přibližně 21,5 kg/m, ovšem vyžaduje použití techniky při osazování příhradových rámu. Nevýhodou je také již zmíněné diskutabilní zavedení příhradových prutů do výpočtu, které záleží převážně na rozhodnutí projektanta.

Výztužná žebra při metodě *Drill and Blast* vyšla jako druhé vyztužení s nejnižší hodnotou axiální deformace ostění ve vrcholu, a to 8,1 mm. Tento pozitivní výsledek se dá vysvětlit použitím stříkaného betonu vyšší pevnosti. Dále hodnota sklonu poklesové kotliny vyšla velmi příznivě, a to 1:4091. Maximální využití průřezu vyšlo 21,3 %, což je odpovídající hodnota ke způsobu statického působení výztuže, která by měla přenášet nižší síly a momenty, a proto je průřez osazen pouze spodní řadou výztuže, a tedy

spoléhá na tahovou únosnost betonu jeho horní nevyztužené části. V případě většího zatížení se osazují *dvojitě vyztužená žebra* s výztuží i v horní části průřezu.

Tento typ vyztužení není převážně vhodný pro geologické podmínky České republiky. Metoda *Drill and Blast* vyžaduje velmi únosné horniny, díky čemuž klesá spotřeba materiálu, kdy množství oceli včetně drátků vyrovnávací vrstvy dosahuje přibližně 21,2 kg/m a s poznatkem, že *výztužná žebra* mají mezi sebou pouze vyrovnávací vrstvu drátkobetonu, se jedná o nejušpornější typ vyztužení. Další výhodou je jednodušší osazení jednotlivých předem ohýbaných ocelových prutů. Skutečnost, že horninu mezi žebry „nese“ pouze vyrovnávací vrstva, je jeden z důvodů, proč by její využití nebylo možné v méně příznivých geologických podmínkách.

Závěr

Cílem této práce bylo představit druhy dočasného vyztužení a následně na vybraných typech ukázat rozdílné způsoby návrhu, výpočtu a dimenzování. Je několik způsobů, jak nahlížet na konečné vyhodnocení vypočtených druhů výztuže. Hodnoty vnitřních sil a deformací získané z výpočtů aplikační části této práce byly dle předpokladu od sebe pouze minimálně odlišné, a proto nebylo možné je použít jako přímé ukazatele finálního hodnocení. Z tohoto důvodu byl kladen důraz při hodnocení i na další dříve zmíněné vlastnosti těchto typů vyztužení.

První obecná část práce je zaměřena na historii, význam a základní funkci dočasného vyztužení. Dále na popis aktuálně využívaných prvků vyztužení, jejich vlastnosti a popis statického působení. Větší pozornost byla věnována typům vyztužení, pro které byly v další části práce provedeny výpočty.

V aplikační části práce byl popsán použitý software a parametry použitého numerického modelu a následně provedeny výpočty a posouzení ostění tloušťky 250 mm, tvořené kombinací stříkaného betonu a 1) *HEB profilu*; 2) *důlní korýtkové výztuže*; 3) *ocelových sítí s příhradovým obloukem*; 4) *výztužných žeber z ocelových profilů*, všechny kombinace ve vybraném průřezu tunelu Deboreč. Pro výpočet byl použit program *GEO5 - MKP* na bázi 2D metody konečných prvků. Posouzení průřezů bylo provedeno v programu *FIN EC BETON*.

Výpočet ostění z *HEB profilu* a ostění z *korýtkové výztuže* bylo provedeno na základě modifikace a homogenizace ocelobetonového ostění dle Rotta a následně bylo posouzeno napětí vzniklé ve výztuži. Využití profilu *HEB* vyšlo 19 % v místě působení největšího ohybového momentu, u *korýtkové výztuže* dosáhlo hodnoty 78 % v působení největší normálové síly.

Naopak výpočet vnitřních sil ostění při *NRTM* a metodě *Drill and Blast* byl proveden na nevyztuženém průřezu, který byl dále posouzen dle interakčního diagramu. Využití výztuže při *NRTM* vyšlo v nejkritičtějším případě 17 % pro starý beton v místě působení maximální normálové síly a zároveň maximálního záporného momentu, u metody *Drill and Blast* vyšlo využití 21,3 % pro průřez s maximálním záporným ohybovým momentem u starého betonu.

Při posouzení *výztužných žeber* metody *Drill and Blast* nastala kolize mezi geotechnickými výpočty a normami pro betonové konstrukce. Průřez sice splnil únosnost, ale nesplnil podmínku na drcení betonu po dosažení meze kluzu oceli, proto by se muselo v další diskusi rozhodnout, zda se jedná o korektní styl posouzení, který může být využit ve statickém výpočtu dle platné legislativy, nebo by bylo potřeba najít jiný způsob posouzení. Také posouzení ostění při *NRTM* nebylo zcela korektní vůči betonářským normám, a to z hlediska minimálního stupně vyztužení železobetonového prvku.

Předpoklad, který byl vysloven v úvodu práce, se potvrdil a jako nejvhodnější typ vyztužení se jeví dočasné vyztužení při *Nové rakouské tunelovací metodě*, které je v naší oblasti nejlépe aplikovatelné a přizpůsobitelné variabilitě geologických podmínek. Na jednom z konců spektra geologických vlastností lze uvažovat ve velmi tlačivých horninách o využití *HEB profilů*, které se vyznačují velkou únosností, ovšem s uvážením větší ceny a použití složitější technologie při ohýbání jednotlivých prvků výztuže. Naopak u velmi pevných hornin s výraznými lokálními poruchami, kde nestačí k dočasnému vyztužení pouze drátkobeton, jsou vhodnou volbou *výztužná žebra* metody *Drill and Blast*, které vynikají nízkou spotřebou materiálu. V případě průzkumných štol a podzemních staveb malého profilu, a též v hlubinném hornictví, je vhodné použití *důlní poddajné výztuže*.

V návaznosti na tuto bakalářskou práci by bylo možné se věnovat výpočtu tunelu metodou konečných prvků ve 3D, s členěním čelby a větším zatížením. Dále by bylo možné využít reologický model stárnoucího betonu a jeho skutečné vlastnosti při výpočtu parametrů ostění. Také problematika začlenění příhradových prvků výztuže do posouzení dle interakčního diagramu u metody *NRTM*, či posouzení, zda *výztužná žebra* metody *Drill and Blast* musí nutně splnit všechny normy pro betonové konstrukce, by mohla být přínosným námětem případné další navazující práce.

Literatura

- (1) KLEPSATEL, František, Pavol KUSÝ a Libor MAŘÍK. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. vyd. Bratislava: Jaga, 2003. 215 s. ISBN 80-88905-43-5.
- (2) KLEPSATEL, František a Libor MAŘÍK. *Městské podzemní stavby*. 1. české vyd. Bratislava: Jaga, 2005. 285 s. ISBN 80-8076-021-7.
- (3) DLESEK, Vladislav. *Stavebně konstrukční detaily v obraze: doporučená konstrukční řešení pro projektování a provádění staveb včetně CAD detailů : praktická příručka*. Praha: Dashöfer, 2005. ISBN 80-86229-99-8. ISSN 1804-0918.
- (4) BARTÁK, Jiří a Jan PRUŠKA. *Podzemní stavby*. 1. vyd. V Praze: ČVUT, 2011. 170 s. ISBN 978-80-01-04789-7.
- (5) HORÁK, Vladislav. *Podzemní stavby* [online]. Brno, 2007 [cit. 2019-11-20]. Dostupné z: <http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BF06-Podzemni%20stavby/oporypodzemn%C3%AD2.pdf>. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební.
- (6) BARTÁK, Jiří. *Podzemní stavby*[online prezentace]. Dostupné z: http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2009/04/prov1_2.pdf
- (7) Simplontunnel - passingloop. *Wikipedia* [online]. [cit. 2020-04-26]. Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Simplon_Tunnel#/media/File:Simplon_tunnel_D.jpg
- (8) HILAR, Matouš. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES. ISBN 978-80-254-1262-6.
- (9) World's most beautiful metro stations. *Business Insider* [online].[cit. 2019-11-29]. Dostupné z: <https://www.businessinsider.com/most-beautiful-metro-stations-2016-9>
- (10) METROSTAV a. s. *Ražená a hloubená díla*. [online]. [cit. 2019-11-29]. Dostupné z: <https://www.metrostav.cz/cs/nase-technologie/razena-a-hloubena-dila>

- (11) HORČIČKA, Jiří. *Výpočet-ČVUT-Norsko* [elektronická pošta]. Message to: vojtech.boltnar@fsv.cvut.cz. 22. listopadu 2019 12:39 [cit. 2019-11-29]. Osobní komunikace.
- (12) *ROCK SUPPORT IN NORWEGIAN TUNNELLING*. Norwegian tunnelling society. Oslo, Norway, 2010. ISBN 978-82-92641-19-4.
- (13) MÁRA, Jiří. *Modernizace trati Sudoměřice – Votice; Tunel Debořeč SO 73-25-01,02,03*. Praha, 2013. Technická zpráva. METROPROJEKT Praha a. s.
- (14) PRUŠKA, Jan. *Geomechanika: mechanika hornin*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2002. ISBN 80-01-02456-3.
- (15) FINE spol. s.r.o. *Online nápověda* [online]. [cit. 2020-04-26]. Dostupné z: <http://www.fine.cz>
- (16) SOKOL, Zdeněk a František WALD. *Ocelové konstrukce: tabulky*. 3. vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2016. ISBN 978-80-01-06032-2.
- (17) ROTT, Josef. *Homogenizace a modifikace složeného ocelobetonového ostění s časovým nárůstem modulu pružnosti stříkaného betonu*. Tunel: Časopis českého tunelářského komitetu a slovenskej tunelárskej asociace ITA/AITES. 2014, 23(3), 53-60.
- (18) MITTAL STEEL OSTRAVA a.s., Ostrava. *Důlní ocelové výztuže/Steel mine supports* [online]. 2005 [vid. 2020-03-22], 12 s. Dostupné z: http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp_upload/2008/04/dulni_vyztuze_mittal_steel.pdf
- (19) BUTOVIČ, Alexander. *Bakalářská práce* [elektronická pošta]. Message to: vojtech.boltnar@fsv.cvut.cz. 8. dubna 2020 9:49 [cit. 2020-4-8]. Osobní komunikace.
- (20) HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce I: základy navrhování betonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.

Seznam obrázků a tabulek

<i>Obr.1</i> Krokвовá výdřeva [1].....	15
<i>Obr.2</i> Podélníková výdřeva [6].....	15
<i>Obr.3</i> Specifické poruchy výdřevy při nadměrném zatížení [6].....	16
<i>Obr.4</i> Ostění z opracovaného lomového kamene v Simplonském tunelu [7].....	16
<i>Obr.5</i> Ocelová pažina typu Union [3].....	17
<i>Obr.6</i> Příčný řez K a TH výztuží [3].....	18
<i>Obr.7</i> Třmenový spoj důlní korýtkové výztuže [3].....	19
<i>Obr. 8</i> Stříkací stín podle tvaru ohnutí výztuže [1].....	19
<i>Obr. 9</i> Vinný sklep s korýtkovou důlní výztuží [Foto autor].....	20
<i>Obr. 10</i> Výztuž Hebrex použitá při stavbě Královopolského tunelu v Brně [6].....	21
<i>Obr.11</i> Výztuž hvězdicovitého průřezu [5]	22
<i>Obr.12</i> Typy příhradové výztuže [5]	23
<i>Obr.13</i> Přirozená horninová klenba (a) a klenba vytvořená svorníky (b) [6]	24
<i>Obr.14</i> Klínkový svorník [6].....	25
<i>Obr.15</i> Šroubový svorník [6]	25
<i>Obr.16</i> Příčný řez hydraulickým svorníkem [6]	26
<i>Obr.17</i> Svorník lepený pryskyřicí [6]	27
<i>Obr.18</i> Samozávrtný svorník [6].....	27
<i>Obr.19</i> Princip injektážního svorníku [6]	28
<i>Obr.20</i> Kombinace betonu s ocelovými sítěmi [8]	30
<i>Obr.21</i> Nároky na počáteční pevnost betonu [6]	30
<i>Obr. 22</i> Proces přípravy suchého stříkaného betonu [6]	31
<i>Obr. 23</i> Proces přípravy mokrého stříkaného betonu [6].....	32
<i>Obr.24</i> Metro ve Stockholmu – použití vláknobetonu [9].....	33
<i>Obr.25</i> Dokončená a ještě nezastříkaná výztužná žebra [6]	35
<i>Obr.26</i> Podélný řez tunelu Deboreč [13]	36
<i>Obr.27</i> Postup prací ke dni 5. 12. 2019; přibližně TM 400 [Foto autor]	37

<i>Obr.28</i> Síť prvků numerického modelu použita při výpočtu	38
<i>Obr. 29</i> Příčný řez HEB profilem [16].....	42
<i>Obr. 30</i> Příčný řez ostěním s HEB profilem	43
<i>Obr. 31</i> Statické schéma výpočtu a významu použitých veličin [17]	43
<i>Obr. 32.HEB</i> – Svislé napětí	48
<i>Obr. 33.HEB</i> – Sedání.....	48
<i>Obr. 34.HEB</i> – Radiální deformace	48
<i>Obr. 35.HEB</i> – Normálová síla	49
<i>Obr. 36.HEB</i> – Ohybový moment.....	49
<i>Obr. 37</i> Příčný řez ostěním s korýtkovou výztuží uvažovaný ve výpočtu.....	52
<i>Obr. 38.K-výztuž</i> – Svislé napětí	56
<i>Obr. 39.K-výztuž</i> – Sedání.....	57
<i>Obr. 40.K-výztuž</i> – Radiální deformace	57
<i>Obr. 41.K-výztuž</i> – Normálová síla	57
<i>Obr. 42.K-výztuž</i> – Ohybový moment.....	58
<i>Obr. 43</i> Příčný řez ostěním při <i>NRTM</i>	60
<i>Obr. 44.NRTM</i> – Svislé napětí	61
<i>Obr. 45.NRTM</i> – Sedání.....	62
<i>Obr. 46.NRTM</i> – Radiální deformace	62
<i>Obr. 47.NRTM</i> – Normálová síla	62
<i>Obr. 48.NRTM</i> – Ohybový moment.....	63
<i>Obr. 49</i> Interakční diagram prvku vyztuženého sítěmi (mladý beton)	65
<i>Obr. 50</i> Interakční diagram prvku vyztuženého sítěmi (mladý beton)	66
<i>Obr. 51</i> Interakční diagram prvku vyztuženého ocelovými sítěmi a náhradním profilem	68
<i>Obr. 52</i> Příčný řez ostěním při metodě <i>Drill and Blast</i> ; A) Reálný řez [11] (upraveno); B) Zjednodušený řez	70
<i>Obr. 53.Drill and Blast</i> – Svislé napětí.....	71
<i>Obr. 54.Drill and Blast</i> – Sedání	71
<i>Obr. 55.Drill and Blast</i> – Radiální deformace	72

<i>Obr. 56. Drill and Blast – Normálová síla</i>	72
<i>Obr. 57. Drill and Blast – Ohybový moment</i>	72
<i>Obr. 58 Interakční diagram single reinforced rib (mladý beton)</i>	75
<i>Obr. 59 Interakční diagram single reinforced rib (starý beton)</i>	76
<i>Tab.1. Parametry zemin/hornin použité v numerickém modelu</i>	39
<i>Tab.2. Parametry stříkaných betonů použité v numerickém modelu</i>	39
<i>Tab.3. Parametry HEB 200 použité pro výpočet [16]</i>	42
<i>Tab.4. Parametry ostění použité ve výpočtu (HEB)</i>	47
<i>Tab.5. Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (HEB)</i>	49
<i>Tab.6. Hodnoty celkových deformací (HEB)</i>	50
<i>Tab.7. HEB - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)</i>	51
<i>Tab.8. Parametry výztuže K21 použité pro výpočet [18]</i>	51
<i>Tab.9. Parametry ostění použité ve výpočtu (K-výztuž)</i>	55
<i>Tab.10. Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (K-výztuž)</i>	58
<i>Tab.11. Hodnoty celkových deformací (K-výztuž)</i>	58
<i>Tab.12. K-výztuž - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)</i>	59
<i>Tab.13. Parametry ostění použité ve výpočtu (NRTM)</i>	61
<i>Tab.14. Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (NRTM)</i>	63
<i>Tab.15. Hodnoty celkových deformací (NRTM)</i>	63
<i>Tab.16. NRTM - Návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)</i>	64
<i>Tab.17. NRTM - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)</i>	64
<i>Tab. 18. Parametry ostění použité ve výpočtu (Drill and Blast)</i>	71
<i>Tab.19. Extrémní hodnoty vnitřních sil v dočasném ostění (Drill and Blast)</i>	73
<i>Tab.20. Hodnoty celkových deformací (Drill and Blast)</i>	73
<i>Tab.21. NRTM - Návrhové hodnoty zatížení (mladý beton)</i>	74
<i>Tab.22. Drill and Blast - Návrhové hodnoty zatížení (starý beton)</i>	74

Přílohy

Příloha č. 1: Tunel Deboreč 600,00 TM

Příloha č.2: Výpočet vnitřních sil HEB profilu – *GEO5 MKP*

Příloha č. 3: Výpočet vnitřních sil K-výztuž – *GEO5 – MKP*

Příloha č. 4: Výpočet vnitřních sil *NRTM – GEO5 – MKP*

Příloha č. 5: Posouzení ostění *NRTM – FIN EC – BETON*

Příloha č. 6: Výpočet vnitřních sil *Drill and Blast – GEO5 – MKP*

Příloha č. 7: Posouzení ostění *Drill and Blast – FIN EC – BETON*