

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**



**Využití stříkaného betonu  
pro definitivní ostění podzemních staveb**

**DISERTAČNÍ PRÁCE**

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**  
**Fakulta stavební**  
**Katedra geotechniky**



**Využití stříkaného betonu pro  
definitivní ostění podzemních staveb**

**Use of sprayed concrete for  
the permanent lining of underground structures**

**DISERTAČNÍ PRÁCE**

**Ing. Vlastislav Trunda**

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: Prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

Praha, 2021



**Prohlášení**

Jméno doktoranda: Ing. Vlastislav Trunda

Název disertační práce: Využití stříkaného betonu pro definitivní ostění podzemních staveb

Prohlašuji, že jsem uvedenou doktorskou práci vypracoval samostatně pod vedením školitele prof. Ing. Matouše Hilara, Ph.D. Použitá literatura a další materiály jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze, dne 1. 2. 2021

.....

podpis



**Abstrakt (CZ)**

Jedním ze způsobů výstavby moderních podzemních staveb je využití konvečních metod, do kterých je možné zařadit především Novou rakouskou tunelovací metoda (NRTM). Výrub těchto podzemních staveb bývá zpravidla zajištěn dvouplášťovým ostěním, jehož první vrstva je ze stříkaného betonu a druhá vrstva z monolitického betonu, přičemž obě vrstvy jsou odděleny mezilehlou fóliovou izolací.

Zatímco první vrstva ostění ze stříkaného betonu zhotoveného podle zásad NRTM je v kombinaci s ostatními podpůrnými prvky zajištění aplikována takřka okamžitě po zhotovení výrubu, druhá vrstva ostění je zhotovena až po odeznění deformací horninového masivu.

O obecně platné zásady NRTM se opírají inovativní metody zajištění výrubu podzemních staveb stříkaným betonem. Ostění zhotovené podle těchto metod může být zhotovené jako jednoplášťové nebo dvouplášťové, přičemž mezi jednotlivé vrstvy stříkaného betonu bývá zpravidla vložena mezilehlá stříkaný hydroizolace.

Díky dokonalému spolupůsobení spřaženého průřezu skládajícího se z jednotlivých vrstev stříkaného betonu a mezilehlé hydroizolace může být pro přenos zatížení horninovým masivem uvažován celý průřez ostění. Na základě tohoto předpokladu je možné docílit redukci celkové tloušťky ostění a z ní vyplývající ekonomické úspory daného tunelového projektu.

Tématika trvalého zajištění výrubu ostěním ze stříkaného betonu úzce souvisí s možnou degradací ostění ze stříkaného betonu nebo dalších podpůrných opatření, která je podmíněna působením fyzikálních a chemických vlivů působících v horninovém masivu. Díky absenci všeobecně uznávaného přístupu pro zohlednění degradace primárního ostění zpravidla není dané ostění zohledněno při posouzení dlouhodobé stability.

Cílem disertační práce je rešerše současného stavu vývoje trvalého zajištění výrubu pomocí stříkaného betonu. Nedílnou součástí práce jsou numerické výpočty, ve kterých je simulován vliv degradace vnější vrstvy ostění podzemních staveb a vliv této degradace na únosnost monolitického ostění.

Na základě výsledků numerické studie je doporučen návrh zohlednění degradace vnější vrstvy ostění, na jehož základě bude možné docílit ekonomický návrh zhotovení podzemních staveb.

**Klíčová slova**

Tunel, stříkaný beton, degradace primárního ostění, metoda konečných prvků

**Abstract (EN)**

The modern underground structures are quite often excavated using conventional tunnelling methods which are based on the New Austrian Tunnelling Method (NATM). An excavated area is usually secured by double-shell tunnel lining. The first (external) lining is traditionally generated from sprayed concrete, the second lining is in situ cast concrete, the linings are separated by waterproof sheet membrane.

The primary lining realised from sprayed concrete with supporting measures is applied almost immediately after excavation, the secondary in situ cast lining is applied after ceasing of ground deformations.

Using sprayed concrete for permanent support of underground structures is very rare in the Czech Republic, but this approach is sometimes used abroad. Partly degraded primary lining generated from sprayed concrete is in some cases considered to static evaluation of the permanent tunnel lining generated from in situ cast concrete.

Sometimes is lining generated from two layers of sprayed concrete with embedded sprayed waterproof membrane (i.e. the secondary lining is also generated from sprayed concrete).

This thesis is focused on possibilities of consideration of the primary lining from sprayed concrete for evaluation of the permanent tunnel lining. This approach could bring an economic impact (the final cost reduction). In this direction various numerical calculations were prepared to find an optimum way for the primary lining degradation consideration.

Also various aspects of sprayed concrete and primary support durability are discussed. Also various aspects of single-shell lining are considered. All important issues are summarised and discussed in the conclusion of the thesis.

**Keywords**

Tunnel, sprayed concrete, primary lining degradation, finite element method

**Obsah**

1.	Úvod .....	13
1.1	Současný stav problematiky.....	13
1.2	Cíle disertační práce .....	14
1.3	Stručný obsah kapitol.....	14
2.	Konvenční metody ražení podzemních staveb .....	16
2.1	Nová rakouská tunelovací metoda .....	16
2.1.1	Zajišťovací prvky primárního ostění .....	18
2.1.2	Geotechnický monitoring.....	20
2.1.3	Návrh primárního ostění podle zásad NRTM .....	21
2.1.4	Návrh sekundárního ostění podle zásad NRTM.....	21
2.2	Inovativní metody zajištění podzemních děl stříkaným betonem .....	23
2.2.1	Metoda CombiShell.....	23
2.2.2	Metoda LaserShell.....	24
2.2.3	Metoda UltraShell .....	26
2.2.4	Statický návrh ostění.....	28
3.	Stříkaný beton .....	29
3.1	Vývoj stříkaného betonu .....	29
3.2	Návrh betonové směsi .....	30
3.2.1	Cement .....	30
3.2.2	Kamenivo.....	31
3.2.3	Voda .....	32
3.2.4	Příspěvky.....	33
3.2.5	Příměsi.....	34
3.2.6	Vlákna.....	35
3.3	Způsoby nástřiku .....	35
3.3.1	Suchý způsob nástřiku stříkaného betonu .....	35
3.3.2	Mokrý způsob nástřiku stříkaného betonu .....	36
3.3.3	Technologie nástřiku stříkaného betonu .....	38
3.4	Požadavky na stříkaný beton .....	40
3.4.1	Typy stříkaného betonu podle jeho funkce .....	40
3.4.2	Kontrolní třídy stříkaného betonu.....	41
3.4.3	Třídy pevnosti mladého stříkaného betonu.....	41
3.4.4	Třídy pevnosti stříkaného betonu .....	43
3.4.5	Odolnost proti průsaku vody.....	43
3.4.6	Modul pružnosti .....	44
3.4.7	Odolnost proti chemické agresivitě .....	44

3.5	Kontrola kvality stříkaného betonu.....	44
3.5.1	Rozdělení zkoušek.....	45
3.5.2	Zkušební metody.....	46
3.5.3	Certifikace operátorů trysky.....	47
4.	Stříkaný vláknobeton .....	49
4.1	Složení a výroba stříkaného vláknobetonu .....	49
4.1.1	Matrice stříkaného vláknobetonu.....	49
4.1.2	Vlákna.....	50
4.1.3	Výroba .....	51
4.2	Výztužná vlákna.....	52
4.2.1	Ocelová vlákna .....	52
4.2.2	Skelná vlákna.....	53
4.2.3	Syntetická vlákna.....	53
4.3	Mechanismus porušení.....	54
4.3.1	Porušení při namáhání tlakem .....	54
4.3.2	Chování při namáhání tahem.....	55
4.3.3	Chování při namáhání ohybem .....	55
5.	Zajištění výrubu stříkaným betonem a vláknobetonem .....	56
5.1	Obecné požadavky na ostění tunelu.....	56
5.2	Zatížení působící na ostění podzemních staveb.....	57
5.2.1	Dvouplášťové ostění: zatížení první vrstvy ostění.....	57
5.2.2	Dvouplášťové ostění: zatížení druhé vrstvy ostění .....	58
5.2.3	Jednoplášťové ostění .....	58
5.3	Strukturní detaily .....	59
5.3.1	Geometrie tunelu.....	59
5.3.2	Vyztužení ostění .....	59
5.3.3	Konstrukční spoje související s ražbou .....	60
5.3.4	Detail napojení ostění ze stříkaného betonu .....	61
5.3.5	Konstrukční napojení v druhé vrstvě dvouvrstevné SPTL metody.....	62
5.3.6	Napojení první a druhé vrstvy dvouplášťového ostění.....	63
5.3.7	Konstrukční tolerance .....	64
5.3.8	Kotvení horninového masivu .....	65
5.3.9	Konečná úprava povrchu .....	65
5.4	Receptury stříkaného betonu .....	65
5.5	Požární odolnost stříkaného betonu.....	66
5.6	Stříkané hydroizolace .....	68
5.6.1	Membrány Masterseal .....	68
5.6.2	Příklady použití membrány Masterseal .....	71

5.7	Ekonomická hlediska .....	73
5.7.1	Porovnání rizik běžně používaných tunelovacích metod .....	73
5.7.2	Finanční výhody .....	73
5.7.3	Potenciální úspory .....	75
5.8	Systémy řízení .....	75
6.	Degradace prvků ostění ze stříkaného betonu .....	77
6.1	Faktory ovlivňující degradaci jednotlivých částí ostění .....	77
6.1.1	Horninové prostředí .....	78
6.1.2	Podzemní voda .....	82
6.1.3	Plyny v horninovém masivu .....	84
6.1.4	Dynamické zatížení .....	85
6.2	Degradace jednotlivých prvků ostění .....	86
6.2.1	Degradace kotevních prvků .....	86
6.2.2	Degradace betonu .....	88
6.3	Zohlednění částečné degradace ostění ve výpočtech .....	89
6.3.1	Zohlednění degradace stříkaného betonu dvouplášťového ostění .....	89
6.3.2	Zohlednění degradace stříkaného betonu jednovlášťového ostění .....	91
6.3.3	Zohlednění degradace kotevních prvků .....	91
7.	Numerické modelování podzemních staveb .....	92
7.1	Metody používané pro numerické modelování .....	92
7.1.1	Metoda konečných diferencí .....	92
7.1.2	Metoda hraničních prvků .....	92
7.1.3	Metoda oddělených prvků .....	92
7.1.4	Metoda konečných prvků .....	92
7.2	Materiálové modely .....	93
7.2.1	Lineární model .....	93
7.2.2	Nelineární modely .....	93
7.3	Výpočetní program Plaxis .....	94
7.3.1	Nástroje používané v programu Plaxis .....	95
7.3.2	Postup výpočtu .....	96
8.	Zohlednění částečné degradace vnější vrstvy ostění .....	98
8.1	Analytické výpočty s využitím tuhostního poměru .....	99
8.1.1	Určení hodnoty tuhostního poměru ostění a masivu .....	99
8.1.2	Určení zatížení pomocí tuhostního poměru .....	100
8.2	Numerické výpočty částečně zdegradovaného ostění .....	102
8.2.1	Vstupní parametry .....	102
8.2.2	Výsledky numerických výpočtů .....	106
8.2.3	Vliv degradace svorníků .....	110

8.2.4	Grafické výstupy vybraných numerických výpočtů.....	111
9.	Závěr.....	115
9.1	Provedená práce .....	115
9.2	Doporučení využití stříkaného betonu pro definitivní konstrukce .....	115
9.3	Doporučení pro další vývoj a výzkum.....	116
	Seznam použité literatury .....	118

**Použité symboly a zkratky**

NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
JPO	Jednoplášťové ostění
TBM	tunnel boring machine (plnoprofilový tunelovací stroj)
$\gamma$	objemová tíha
$\phi$	úhel vnitřního tření
$c$	soudržnost
$\nu$	Poissonovo číslo
$E$	modul pružnosti
$K_0$	součinitel zemního tlaku v klidu
$A$	plocha průřezu
$I$	moment setrvačnosti průřezu
$EA$	tlaková tuhost
$EI$	ohybová tuhost
$w$	tíha nosníku
$p_k$	původní napjatost
$\beta$	rozdělovací součinitel zatížení
2D	rovinné řešení
3D	prostorové řešení

### **Poděkování**

V první řadě bych chtěl poděkovat svému školiteli prof. Ing. Matouši Hilarovi, Ph.D. za jeho rady a podněty při zpracovávání této práce.

Dále bych chtěl poděkovat kolegům z firmy Ed. Züblin AG ve Stuttgartu za cenné rady týkající se numerického modelování.



## 1. Úvod

Jedním ze způsobů výstavby moderních podzemních staveb je využití konvenčních metod, do kterých je možné zařadit především Novou rakouskou tunelovací metodu (NRTM). Výrub těchto podzemních staveb bývá zpravidla zajištěn dvouplášťovým ostěním, jehož první vrstva je ze stříkaného betonu a druhá vrstva z monolitického betonu, přičemž obě vrstvy jsou odděleny mezilehlou fóliovou izolací.

Zatímco první vrstva ostění ze stříkaného betonu zhotoveného podle zásad NRTM je v kombinaci s ostatními podpůrnými prvky zajištění aplikována takřka okamžitě po zhotovení výrubu, druhá vrstva ostění je zhotovena až po odeznění deformací horninového masivu.

Relativně novým způsobem trvalého zajištění výrubu, který využívá obecně platných zásad NRTM, je metoda zajištění výrubu stříkaným betonem. Ostění ze stříkaného betonu může být zhotovené jako jednoplášťové nebo dvouplášťové, přičemž při uvažování dlouhodobého chování ostění jako celku je zpravidla zohledněn celý průřez ostění. Na základě tohoto předpokladu je možné docílit redukce plochy výrubu a z nich vyplývajících ekonomických úspor daného tunelového projektu.

Tématika trvalého zajištění výrubu ostěním ze stříkaného betonu úzce souvisí s možnou degradací vnější vrstvy ostění, ať už jako celku nebo jeho jednotlivých součástí, která je v poslední době, zejména vzhledem k současným technologiím a možným finančním úsporám, nejen v zahraničí, často diskutována.

### 1.1 Současný stav problematiky

Pro podzemní stavby zajištěné dvouplášťovým ostěním je zejména v zahraničí diskutována možnost zohlednění určitého podílu únosnosti první vrstvy ostění ze stříkaného betonu. Výše podílu únosnosti první vrstvy ostění je závislá na stupni jeho degradace, která závisí zejména na geologických poměrech a agresivitě okolního prostředí. Na základě zohlednění únosnosti první vrstvy ostění ze stříkaného betonu by bylo možné optimalizovat tloušťku dalších vrstev ostění a celkovou tloušťku ostění jako celku.

Díky absenci všeobecně uznávaného postupu návrhu ostění se při jeho dimenzování i po odeznění prvotních deformací horninového masivu započítává plné zatížení horninovým masivem. Ve většině případů tudíž dochází k předdimenzovanému návrhu ostění jako celku, protože při přenosu zatížení není nikterak zohledněna únosnost více či méně zdegradované první vrstvy ostění.

V zahraničí jsou často využívány podzemní stavby pouze s jednoplášťovým ostěním ze stříkaného betonu. V některých případech je také využíváno vnitřní ostění ze stříkaného betonu, zpravidla v kombinaci se stříkanou hydroizolací. Jako materiál je zpravidla využíván stříkaný drátkobeton. Tématika degradace ostění ze stříkaného betonu je tudíž relevantní i pro tyto způsoby výstavby podzemních staveb.

## 1.2 Cíle disertační práce

Hlavním cílem disertační práce je posouzení možností využití stříkaného betonu pro definitivní ostění podzemních staveb.

Pro dosažení daného cíle bude nejprve provedena rešerše odborné literatury. Rešerše bude zaměřena na hlavní oblasti související s řešenou problematikou: použití inovativních postupů u konvenčních metod ražby, technologie stříkaného betonu, použití stříkaného vláknobetonu, použití stříkaných hydroizolací, degradace prvků primárního ostění, faktory ovlivňující degradaci prvků primárního ostění, atd.

Následně budou provedeny analytické a numerické výpočty podzemních staveb zhotovených podle zásad NRTM, ve kterých bude simulován vliv částečné degradace primárního ostění na zatížení sekundárního ostění.

V závěru práce budou měla být uvedena doporučení, v jakých případech lze využít stříkaný beton pro definitivní ostění podzemních staveb.

## 1.3 Stručný obsah kapitol

Disertační práce je členěna do devíti kapitol. V první kapitole je shrnut současný stav problematiky a jsou v ní uvedeny cíle disertační práce.

Obsahem druhé kapitoly je popis konvenčních metod ražby podzemních staveb. V první části jsou uvedeny základní informace o Nové rakouské tunelovací metodě. V druhé části jsou popsány inovativní konvenční metody ražby podzemních staveb, jež využívají pro zajištění výrubu stříkaný beton.

Třetí kapitola se zabývá technologií stříkaného betonu. V kapitole jsou popsány hlavní materiálové složky stříkaného betonu, zásady návrhu betonové směsi a způsoby aplikace stříkaného betonu. Kapitola nadále nastiňuje požadavky, které jsou na stříkaný beton kladeny a kontrolní metody stříkaného betonu.

Čtvrtá kapitola se zabývá technologií stříkaného vláknobetonu. V kapitole jsou popsány běžné typy v současnosti používaných vláken, chování vláknobetonu a zásady návrhu betonové směsi.

V páté kapitole jsou shrnuty výsledky rešerše týkající se problematiky zajištění výrubu stříkaným betonem. V úvodu kapitoly jsou definovány obecné požadavky na ostění tunelových staveb a zatěžovací stavy jednotlivých vrstev ostění. V kapitole jsou uvedeny strukturní detaily ostění, na které je zapotřebí klást zvýšenou pozornost. Kapitola se zabývá i požární odolností stříkaného betonu a problematikou stříkaných hydroizolací používaných pro zajištění podzemních staveb jednoplášťovým ostěním.

Šestá kapitola shrnuje výsledky rešerše odborné literatury týkající se degradace jednotlivých prvků primárního ostění. Dále jsou tu uvedeny výpočetní parametry, pomocí kterých je možné zohlednit částečnou degradaci prvků primárního ostění v numerických výpočtech.

Sedmá kapitola obsahuje přehled návrhových přístupů dimenzování ostění podzemních staveb s důrazem na v současnosti rozšířenou metodu numerického modelování metodou konečných prvků.

Osmá kapitola se zabývá analytickými a numerickými výpočty vlivu degradace primárního ostění na zatížení sekundárního ostění. Numerické výpočty byly provedeny pro tunely zajištěné primárním a sekundárním ostěním dle zásad Nové rakouské tunelovací metody.

V poslední deváté kapitole jsou uvedeny závěry práce.

## 2. Konvenční metody ražení podzemních staveb

Cílem této kapitoly je popis v současné době používaných metod zajištění výrubu podzemních staveb. V první části této kapitoly jsou popsány zásady Nové rakouské tunelovací metody, hlavní aspekty týkající se návrhu ostění podzemních staveb zhotoveného dle zásad této metody. V druhé části kapitoly jsou popsány inovativní způsoby zajištění výrubu podzemních staveb stříkaným betonem.

### 2.1 Nová rakouská tunelovací metoda

Oficiální definice NRTM, která byla v roce 1980 definována Rakouským národním komitétem pro podzemní stavby *International Tunnelling Association*, přeložená do češtiny, zní následovně:

Nová rakouská tunelovací metoda představuje koncepci, která z horninového masivu (skalní hornina či zemina) obklopujícího podzemní prostor vytváří aktivováním nosného prstence nosný prvek. Přitom musí být zohledněny následující zásady:

- musí být zohledněno chování horninového masivu,
- vhodnými prvky vystrojení, které jsou aplikované v příhodnou dobu, je třeba zabránit nepříznivým změnám napětí a deformacím,
- obzvláště důležitý je časový okamžik uzavření profilu spodní klenbou, která aktivuje horninový nosný prstenec,
- potřebné vystrojení k zajištění výrubu je třeba optimalizovat na velikosti přípustných deformací,
- je třeba provádět monitorovací měření za účelem kontroly a optimalizace.

Pro NRTM je charakteristická cyklická organizace prací. K tomu, aby čelo výrubu postoupilo o jeden záběr, je nutné ve stanoveném sledu provést tyto základní pracovní operace:

- rozpojení horniny, její naložení a odvoz,
- zajištění vytvořeného výrubu.

Skalní horniny se při konvenčním ražení rozpojují zpravidla s použitím trhavin. Poloskalní horniny a zeminy se rozpojují obvykle mechanicky, a to výložníkovými frézami, bouracími kladivy a rypadly, někdy i za pomoci slabých, tzv. nakypřovacích, náloží.

Délka záběru je volena s ohledem na dobu stability nezajištěného výrubu. V praxi to znamená, že doba potřebná pro jeden pracovní cyklus musí být kratší, než je doba stability nezajištěného výrubu. Doba stability výrubu závisí na délce záběru a na členění průřezu výrubu, nadále je možné ji prodloužit pomocnými zajišťovacími opatřeními, *Klepsatel a kol., 2004*.

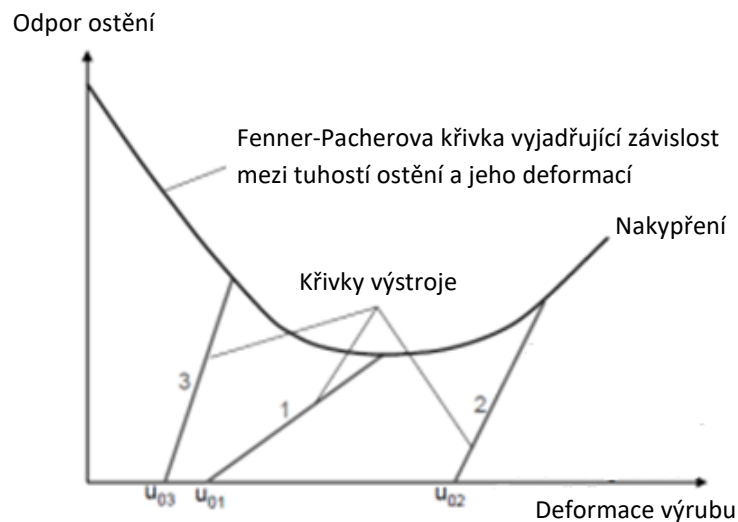
Pro zajištění výrubu se používá kombinace následujících prvků:

- stříkaný beton (vyztužený ocelovými rámy a sítěmi, případně drátkobeton),
- kotvící prvky (kotvy a svorníky),
- další podpůrné prvky (mikropiloty, jehlování, injektáže atd.).

Pomocí kombinace výše uvedených prvků vystrojení primárního ostění je třeba zajistit po dobu výstavby tunelu stupeň stability vyšší než 1. Pozdější instalací sekundárního ostění je stupeň stability nadále navýšen. V praxi to znamená, že podle stupně homogenity horninového masivu jsou přípustná místní porušení primárního ostění trhlinami. Na těchto místech pak musí následovat rychlé zesílení zajištění výrubu, například delšími a dalšími kotvami tak, aby nedošlo k nežádoucímu nakypření horniny.

Prvky vystrojení aplikované vnitřně do výrubu, mezi které je možné zařadit stříkaný beton, výztužné sítě a výztužné oblouky, vytváří pomocnou klenbu, která umožňuje přechod od prostorového k rovinnému stavu napjatosti. Všechny prvky vnitřního vystrojení vytváří spolu s kotvami, svorníky a případnými injektážemi spřažené těleso, které vykazuje vysokou schopnost přetváření a které je elastické, na rozdíl od starých tunelových staveb, kde bylo toto těleso tuhé.

Únosnost primárního ostění musí být o to větší, čím rychleji je třeba dosáhnout rovnovážného stavu. Čím déle se může horninový masiv přetvářet, tím menší je požadovaná minimální hodnota únosnosti ostění. Od určité hodnoty deformací se začíná vytvářet nežádoucí škodlivé nakypření, díky němuž dochází opět k nárůstu horninového tlaku a tedy i požadované únosnosti ostění. Tento poznatek zachycuje *Fenner-Pacherova křivka*, ze které je možné vyvodit poznatek, že přetváření horninového masivu by mělo probíhat pouze do okamžiku, ve kterém je velikost horninového tlaku a tedy i požadovaná únosnost ostění nejmenší. Praxe ukazuje, že určení tohoto okamžiku je problematické, a proto je z technického a z bezpečnostního hlediska vycházeno z nepatrně nižších deformací, *Drucker a kol., 2010*.



Obrázek 2.1: Fenner-Pacherova křivka, *Drucker a kol., 2010*

kde:

- křivka 1: přetvárné vystrojení výrubu, dosaženo minimální požadované únosnosti ostění,
- křivka 2: tuhé vystrojení výrubu, pozdě vybudované: velké deformace horniny při velké požadované únosnosti ostění,
- křivka 3: tuhé vystrojení výrubu, brzy vybudované: malé deformace horniny při srovnatelně velké požadované únosnosti ostění vzhledem ke křivce 2.

Požadovaná únosnost ostění závisí jednak na množství a kvalitě prvků vystrojení a jednak na vlastnostech horninového masivu. Volba prvků vystrojení výrubu je závislá na následujících faktorech:

- velikost, tvar a účel podzemní stavby,
- geotechnické vlastnosti horninového masivu,
- výška nadloží,
- interakce podzemní stavby a jiných okolních objektů,
- přítomnost podzemní vody a její agresivita.

### 2.1.1 Zajišťovací prvky primárního ostění

#### 2.1.1.1 Svorníky

Svorníky je možné zařadit mezi významné zajišťovací prvky NRTM. Zpravidla jsou používány k dočasnému zajištění výrubu. Jejich včasnou aplikací je možné podstatně zvýšit únosnost horninového masivu, a tak zmenšit velikost deformací a zabránit případnému závalu.

Nosný účinek svorníků závisí na jejich hustotě a délce. Délka svorníků musí být volena s ohledem na mocnost rozvolněné zóny v okolí výrubu. Ačkoliv nemůžou příliš krátké svorníky přinést očekávaný efekt, velmi dlouhé svorníky nejsou také efektivní, protože je obtížné zajistit jejich přesné osazení a dokonalé upnutí ve vrtu. V dobrých geologických podmínkách se používají svorníky o délce 3 až 4 m, v tlačivých horninách o délce 6 až 8 m. Svorníky delší než 10 m se zpravidla nepoužívají, *Klepsatel a kol., 2004*.

Směr svorníků má být kolmý na líc výrubu, respektive na směr hlavních ploch nespojitosti. Po jejich osazení se prokazuje jejich únosnost tahovými zkouškami.

Hustota rozmístění svorníků závisí na stupni porušení horninového masivu. Z tohoto hlediska je možné rozdělit kotvení na:

- Jednotlivé svorníky, které slouží k individuálnímu zajištění jednotlivých horninových bloků, klínů nebo desek. V silně rozpukané hornině slouží k zajištění bezpečnosti pracovníků a k zajištění požadovaného geometrického profilu výrubu s přihlédnutím na únosnost a možný vícevylom.
- Systémové svorníky, které sestávají ze systému více svorníků. Jednotlivé svorníky mohou být různého druhu, různá může být i jejich délka a hustota. Primárním cílem systému svorníků je zlepšení geologických podmínek potřebných k vytvoření horninové klenby.

O volbě nejvhodnějšího systému svorníků do daných geologických podmínek rozhoduje:

- cenová relace,
- požadovaná únosnost,
- náběhový čas.

### 2.1.1.2 Stříkaný beton

Stříkaný beton patří díky svojí flexibilitě k nejdůležitějším a nejčastěji používaným zajišťovacím prostředkům, jelikož jeho včasnou aplikací je možné společně se svorníky a výztužnými oblouky vytvořit nosnou horninovou klenbu.

Stříkaný beton je směs kameniva, jemně mletých rychle tuhoucích cementů, vody a různých příměsí a přísad, které příznivě ovlivňují jeho vlastnosti. Důležitou požadovanou vlastností je rychlý nárůst počáteční pevnosti, která se řídí volbou druhu cementu a vhodných urychlovačů tuhnutí. Nástřik probíhá postupně z obou stran ke koruně klenby. Stříkaný beton může být v zásadě suchý a mokrá, *Hilar a kol., 2006*.

Podle *Rabczewitze* je nejdůležitější vlastností stříkaného betonu jeho okamžité a takřka dokonalé spolupůsobení s horninovým masivem, čímž dochází ke zvýšení pevnosti horninového masivu. Stříkaným betonem jsou přenesena tangenciální napětí vznikající při ražbě tunelu, okrajová tahová napětí jsou snížena díky vytvoření a působení horninové klenby, ohybová tlaková napětí jsou přenesena okolním horninovým masivem. Mocnost horninové klenby může být nadále zvýšena aplikací svorníků a dalších podpurných prostředků, *Drucker a kol., 2010*.

### 2.1.1.3 Ocelové rámy

Ocelové rámy jsou nejstarším typem v současnosti používané výstroje. V současné době se používají jako, *Klepsatel a kol., 2004*:

- provizorní ochrana pracovníků na čelbě při ražení v drobných horninách společně v kombinaci s ocelovými výztužnými sítěmi před nanášením a v průběhu nanášení stříkaného betonu,
- výztuž primárního ostění, která má hlavní nosnou funkci v počátečních fázích tvrdnutí stříkaného betonu,
- šablona umožňující dosáhnout pravidelného obrysu výrubu,
- hlavní nosný prvek dočasné výstroje.

Nosné působení ocelových oblouků spočívá v obloukovém působení. Oblouky musí vykazovat dobrý přenos normálových a ohybových sil. Nadále musí být zajištěno spolupůsobení mezi výztužnými oblouky a stříkaným betonem. Při volbě obloukového profilu je tedy nutné zohlednit vhodnost k zastříkání stříkaným betonem, které je předpokladem dokonalého spolupůsobení ostění a horninového masivu, *Klepsatel a kol., 2004*.

V praxi se používají dva základní typy obloukové výstroje:

- plnostěnné oblouky z válcované oceli,
- příhradové oblouky svářené z betonářské oceli.

Moderní metody zhotovení podzemních staveb od používání ocelových rámu upouští, a to z důvodu problematického zastříkání stříkaným betonem.

#### 2.1.1.4 Další podpůrná opatření

V oblastech se složitými geologickými podmínkami je možné zvýšit krátkodobou stabilitu výrubu pomocí následujících opatření:

- vhodné členění čelby,
- provizorní uzavírání dna,
- jehlování, mikropilotové deštníky,
- kotvení čelby, opěrný klín,
- zpevňující nebo tryskové injektáže,
- zmrazování.

Výše uvedená opatření mají zabránit rozvolňování horninového masivu a vzniku dvojosých stavů napjatosti.

#### 2.1.2 Geotechnický monitoring

Nedílnou součástí NRTM je geotechnický monitoring. Je to soubor měření a pozorování zaměřených na sledování a kontrolu reakce horninového prostředí při ražení tunelu.

Sledování chování horninového masivu během a po vyražení tunelu je důležité pro rozhodnutí, jaký druh a jaké množství zajišťovacích prostředků jsou nezbytné pro zajištění jeho stability. Systematické měření deformací na okraji výrubu a jejich znázornění v závislosti na čase bylo doporučeno již *Rabcwiczem* jako důležitá pomůcka ke zjištění procesů probíhajících v horninovém masivu.

S postupným rozvojem NRTM došlo kontinuálně k rozšíření a zdokonalení měřících technik, jakož i metod jejich vyhodnocení a následných interpretací získaných dat.

##### 2.1.2.1 Podpovrchový geotechnický monitoring

Geotechnická měření jsou rozšířena zejména u tunelů s vysokým nadložím. Tato měření umožňují lepší poznání chování horninového masivu, jeho reakci na výrub a pozdější vystrojení.

V pravidelných odstupech jsou zřizovány měřičské profily, které mohou mít na základě požadavků projektu a vlastností horninového masivu různé parametry. Uspořádání těchto profilů a jejich četnost jsou závislé na geologických poměrech v místě výstavby.

Mezi podpovrchová měření patří:

- geotechnická dokumentace čelby,
- měření konvergencí výrubu,
- extenzometrická a inklinometrická měření,
- měření kontaktních napětí a napjatosti v ostění tunelu,
- monitoring podzemních vod.



### 2.1.2.2 Povrchový geotechnický monitoring

Neméně důležitá jsou měření prováděná přímo na povrchu, kterými je možné ověřit přímé vlivy stavby tunelu na povrch území.

Mezi povrchová měření patří:

- měření sedání na povrchu pomocí nivelace,
- měření náklonů (např. u budov nebo kolejí),
- 3D deformace geodetických bodů (např. na budovách).

### 2.1.3 Návrh primárního ostění podle zásad NRTM

NRTM používá pro zajištění výrubu zpravidla kombinaci primárního a sekundárního ostění. Primární ostění bývá aplikováno takřka okamžitě po provedení razících prací. Sekundární ostění je zpravidla zhotoveno až po odeznění deformací horninového masivu. Tento okamžik bývá stanoven na základě vyhodnocení monitorovacích měření. Primární a sekundární ostění jsou od sebe zpravidla oddělena mezilehlou foliovou izolací.

V případech dostatečné pevnosti horninového masivu, příznivých vlastností ploch diskontinuit a stavu, kdy horninový masiv nevykazuje žádné sklony k objemovým změnám a rozpadu, je možné tunel zhotovit bez zajištění sekundárním ostěním. Takové případy se vyskytují především tehdy, kdy je hodnota napětí v hornině v porovnání k pevnosti horniny zanedbatelná, hornina je jen málo porušená diskontinuitami nebo je průměr tunelu v porovnání k průběžným zónám zlomů nebo průběžných diskontinuit malý.

Pokud jsou k dispozici dostatečné poznatky z inženýrsko-geologického výzkumu, které tyto příznivé podmínky potvrzují, je možné provést tunel i bez jakéhokoliv zajištění. Pokud je z provozních důvodů nutné zhotovit primární ostění, bývá tohle ostění dimenzováno pouze na zatížení vlastní tíhou, popřípadě na tlak vody, *Wittke, 1995*.

Při návrhu primárního ostění se zpravidla zohledňují následující vlivy a zatížení:

- zatížení horninovým masivem,
- doba aplikace ostění,
- vlastní tíha ostění,
- stavební zatížení,
- zatížení technického charakteru,
- tlak vody.

### 2.1.4 Návrh sekundárního ostění podle zásad NRTM

Sekundární ostění se podle zásad NRTM zhotovuje až v okamžiku ustálení deformací horninového masivu, přičemž jeho funkcí je zajištění životnosti podzemního díla. Jelikož je mezi primárním a

sekundárním ostěním zpravidla vložená mezilehlá izolace, je mezi přenos sil mezi těmito ostěními možný pouze radiálními silami.

Sekundární ostění je zpravidla zhotovováno pomocí posuvného bednění. V případě příznivých geologických poměrů je možné zhotovit sekundární ostění bez ocelové výztuže, přičemž nevyztužené sekundární ostění skýtá určité výhody i nevýhody. Největší výhodou je bezesporu úspora nákladů stavební oceli. Jako nevýhoda se jeví fakt, že soudržnost nevyztuženého ostění je v případě porušení trhlinami zajištěna pouze drsností mezi jeho jednotlivými rozpraskanými částmi a případným odlamováním jednotlivých částí tohoto ostění může být ohrožen dopravní provoz v tunelu. V nepříznivých geologických poměrech bývá sekundární ostění zhotoveno jako vyztužené. Totéž platí i pro ostění nacházející se v místech křížení, bezpečnostních výklenků a portálových úseků.

Při návrhu sekundárního ostění je nutno zohlednit následující vlivy a zatížení, *Könnings a kol., 1987*:

- vlastní tíha ostění,
- zatížení technického charakteru,
- teplotní vlivy,
- tlak vody,
- provozní zatížení,
- smršťování a dotvarování betonu,
- degradace kotevních prvků,
- degradace primárního ostění,
- dlouhodobé chování horninového masivu,
- objemové změny horninového masivu.

Z výše uvedených zatěžovacích stavů je patrné, že hodnoty prvních šesti zatížení je možné přesně určit na základě platných norem a směrnic. Stanovení hodnoty zbývajících čtyř zatížení a vlivů je ovšem značně komplikované.

Při návrhu sekundárního ostění je třeba zohlednit fakt, že zatížení horninovým masivem začne na ostění působit zpravidla až po několika letech, protože v době jeho zhotovení deformace horninového masivu zcela odezněly. Na tento fakt poukazují například *Maidl a Ortu, 1999*. Z tohoto důvodu bývá způsob stanovení hodnoty zatížení horninovým masivem často diskutován. Vzhledem k ustáleným hodnotám deformací horninového masivu je podle některých teorií možné při stanovení velikosti zatížení horninovým masivem zohlednit jeho spolupůsobení, neboť horninový masiv může sám o sobě přenést určitou část zatížení, které způsobuje. Tento poznatek spadá do kritiky všeobecně platných zásad NRTM.

Z výše uvedených skutečností je možné vyvodit závěr, že návrh sekundárního ostění je komplexnější úloha než návrh ostění primárního.

## 2.2 Inovativní metody zajištění podzemních děl stříkaným betonem

Jak již bylo dříve zmíněno, způsob zajištění podzemních staveb stříkaným betonem úzce souvisí se zásadami Nové rakouské tunelovací metody, která se s více či méně adaptacemi běžně používá po celém světě.

Po havárii tunelů na letišti *Heathrow* v říjnu 1994 byla NRTM ve Velké Británii podrobena masivní kritice. Její používání bylo do doby objasnění příčiny kolapsů víceméně zakázáno.

Po objasnění příčiny kolapsů byl způsob zhotovení podzemních staveb podle zásad NRTM přejmenován na *SCL Method „Sprayed Concrete Lining“*. Mezi metody zajištění podzemních staveb metodou *SCL* je možné zařadit, *Eddie a kol., 2009*:

- Metoda *CombiShell*
- Metoda *LaserShell*
- Metoda *UltraShell*

### 2.2.1 Metoda *CombiShell*

Prvním významným krokem ve vývoji metod zajištění podzemních staveb výhradně stříkaným betonem byla metoda *CombiShell*, která byla vyvinuta v roce 1994 firmami *Morgan Est a Beton-und Monierbau GmbH*.

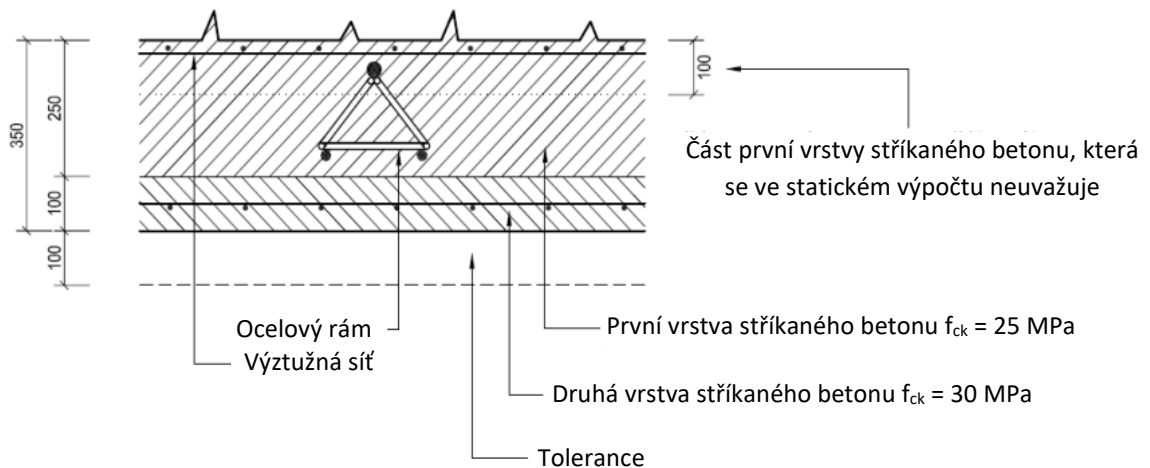
Tato metoda byla poprvé použita pro zajištění výrubu projektu *Heathrow Baggage Tunnel*. Konkrétně byl touto metodou zajištěn kruhový výrub o relativně velkém průměru 11 metrů a také úseky křížení jednotlivých tunelů. Ostění zhotovené metodou *CombiShell* bylo navrhováno jako trvalé.

Na tomto místě je vhodné podotknout, že geologie v Londýně je díky své homogenitě příznivá pro vývoj nových a inovativních tunelovacích metod. I přes překonzolidovanost londýnského jílu bylo možné dosáhnout bezpečného zajištění výrubu stříkaným betonem. Rozhodujícím faktorem byla včasná aktivace celého průřezu uzavřením spodní klenby.

Jelikož se jednalo o inovativní řešení, byla tato metoda zhotovení podzemních staveb podrobena podrobným zkouškám ohledně zhotovitelnosti, kontroly kvality a trvanlivosti. Hlavními diskutovanými body byly:

- bezpečnost,
- kvalita provedení ostění ze stříkaného betonu a konstrukčních detailů v oblastech napojení výztuže a ocelových rámců,
- reference pracovníků, zejména operátorů trysky,
- program monitorovacích měření,
- trvanlivost ostění ze stříkaného betonu se zohledněním v té době nových příměsí a urychlovačů,
- numerické modelování 3D.

Samotné ostění ze stříkaného betonu projektu *Heathrow Baggage Tunnel* bylo zhotoveno ve dvou fázích. Mocnost první vrstvy stříkaného betonu se pohybovala mezi 150 až 300 mm, přičemž část této vrstvy se ve statickém výpočtu trvalého ostění nadále neuvažovala. Ve druhé fázi byla nanášena další vrstva stříkaného betonu, tentokrát o mocnosti 100 až 150 mm. Tato vrstva nebyla od první vrstvy nikterak oddělena, jednalo se tudíž o zajištění výrubu jednoplášťovým ostěním. Druhá vrstva byla ihned po nanesení vyhlazena tak, aby splňovala požadavky kladené na pohledovou plochu ostění. Detail ostění ze stříkaného betonu zhotoveného metodou *CombiShell* je znázorněn na následujícím obrázku.



Obrázek 2.2: Detail ostění ze stříkaného betonu metody *CombiShell*, *Eddie a kol., 2009*

Při statickém posouzení byla na základě následujících předpokladů zohledněna pouze část první vrstvy ostění ze stříkaného betonu:

- nízká hodnota koeficientu propustnosti londýnského jílu, díky níž mohlo být vyloučeno negativní ovlivnění pevnosti mladého stříkaného betonu podzemní vodou,
- rychlé uzavření spodní klenby a relativně vysoká tuhost první vrstvy ostění.

Při zhotovení ostění byl kladen důraz zejména na dokonalé zastříkání ocelové výztuže a ocelových rámců a eliminaci stínů. Tato podmínka je důležitá zejména pro trvalé zajištění výrubu stříkaným betonem a je možné ji splnit pouze díky zkušenému personálu, který je schopen splnit přísné podmínky aplikace stříkaného betonu.

### 2.2.2 Metoda LaserShell

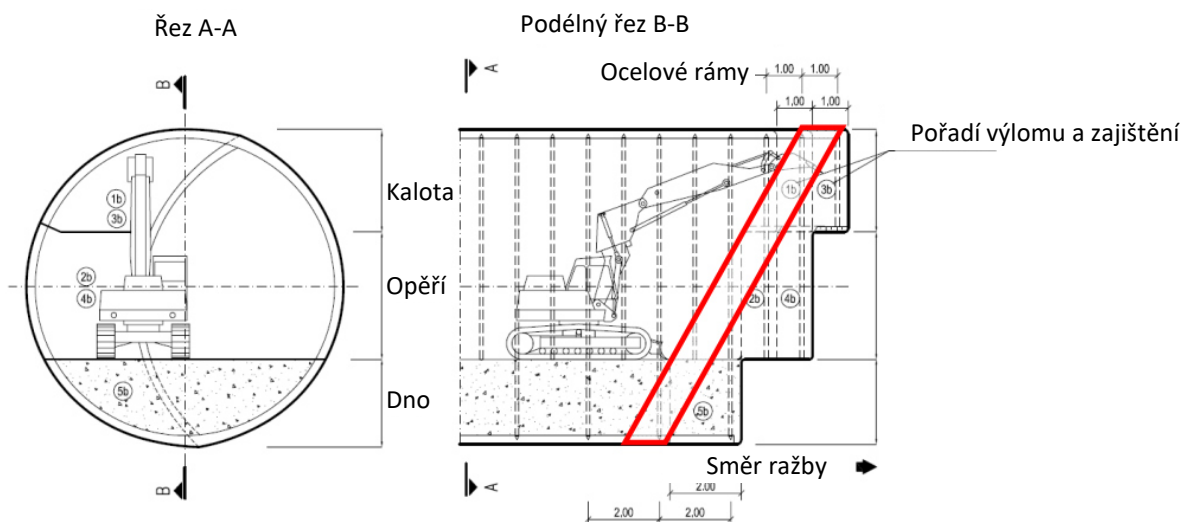
Dalším důležitým milníkem ve vývoji ostění ze stříkaného betonu byla stavba *North Downs Tunnels*, jež byl součástí vysokorychlostní železnice mezi Doverem a Londýnem. Tunel byl zhotovován podle zásad NRTM v proměnlivých geologických poměrech firmami *Vinci*, *Morgan = Est* a *Beton- und Monierbau GmbH*.

Vývoj metody *LaserShell* byl způsoben nehodou, která se stala při stavbě tohoto tunelu. Při instalaci výztužné ocelové sítě v oblasti opěří došlo k uvolnění bloku zeminy, který těžce zranil tuneláře, který se pohyboval v dané oblasti.

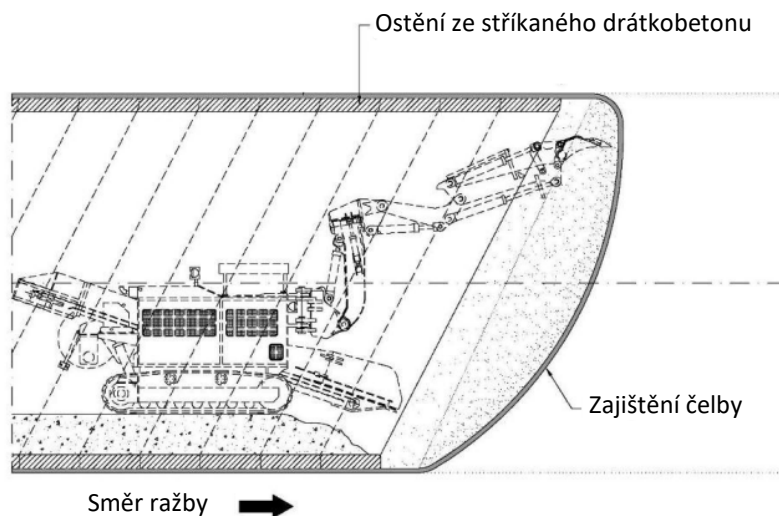
Úřady původně požadovaly zastavení veškerých prací a zákaz používání NRTM jako celku s odůvodněním, že není možné zaručit bezpečnost pracovníků v posledním, nezajištěném, úseku výrubu. Na základě odborné diskuse bylo navrženo řešení, které spočívalo v tom, že jako výztuž stříkaného betonu se budou používat pouze ocelová vlákna, čímž by mohla být vyloučena přítomnost pracovníků v oblasti dosud nezajištěného výrubu. Tyto požadavky byly shrnuty do zásad metody *LaserShell*:

- mechanizovaný a z hlediska bezpečnosti optimalizovaný postup ražby s ukloněnou a vyklenutou čelbou,
- zhotovení kvalitativně vysokopevnostního trvalého stříkaného drátkobetonu bez použití klasických výztužných prvků,
- kontrola geometrie tunelu pomocí laserového dálkoměru *Tunnel-Beamer*.

Inovativní zajištění výrubu metodou *LaserShell* v porovnání s klasickým zajištěním výrubu podzemních staveb je znázorněno na obrázku 2.3, princip ražby tunelů metodou *LaserShell* potom na obrázku číslo 2.4.



Obrázek 2.3: Porovnání tunelovací metody *LaserShell* s běžným způsobem ražby tunelů



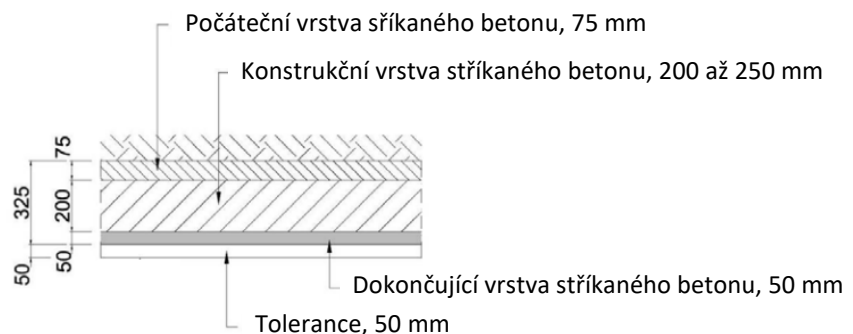
Obrázek 2.4: Princip tunelovací metody *LaserShell*, Eddie a kol., 2009

Díky uklonění a vyklenutí čelby je možné docílit zvýšení stability čelby a snížení hodnot sedání terénu nad zhotovovaným tunelem.

Vzhledem k faktu, že absence ocelových výztužných rámu může vést ke zhoršení orientaci během stavby tunelu, byl pro kontrolu geometrie podzemního díla vyvinut laserový dálkoměr *Tunnel-Beamer*, kterým je možné zaměřit polohu libovolného bodu na povrchu výrubu a momentální stav nánosu požadované mocnosti stříkaného betonu.

Ostění podzemních staveb zhotovené podle zásad metody *LaserShell* sestává z následujících tří vrstev, které jsou znázorněny na obrázku 2.5.

- počáteční vrstva o mocnosti 75 mm vyztužená ocelovými drátky, která slouží pro okamžité zajištění nově vzniklého výrubu a pro zlepšení vodotěsnosti ostění a která se vzhledem k možnému vystavení agresivnímu okolnímu prostředí dále ve statickém výpočtu neuvažuje,
- konstrukční vrstva o mocnosti 200 až 250 mm vyztužená ocelovými drátky, která slouží pro vytvoření trvalé nosné konstrukce, přičemž tato vrstva může být zhotovena v několika etapách v závislosti na poloze a rozměrech tunelu,
- dokončující vrstva o mocnosti 50 mm bez ocelových drátků, která je aplikována po dokončení ražby a její povrch je ručně upraven tak, aby bylo dosaženo hladkého profilu ostění.



Obrázek 2.5: Detail ostění ze stříkaného betonu metody *LaserShell*, *Eddie a kol., 2009*

Vzhledem k absenci klasických ocelových výztužných prvků je metoda *LaserShell* vhodná zejména pro kruhové průřezy tunelů v homogenních podmínkách.

### 2.2.3 Metoda *UltraShell*

Impulsem pro vývoj metody *UltraShell* byla snaha o dořešení následujících dvou problémů, které metoda *LaserShell* nespĺňovala. Konkrétně se jednalo o:

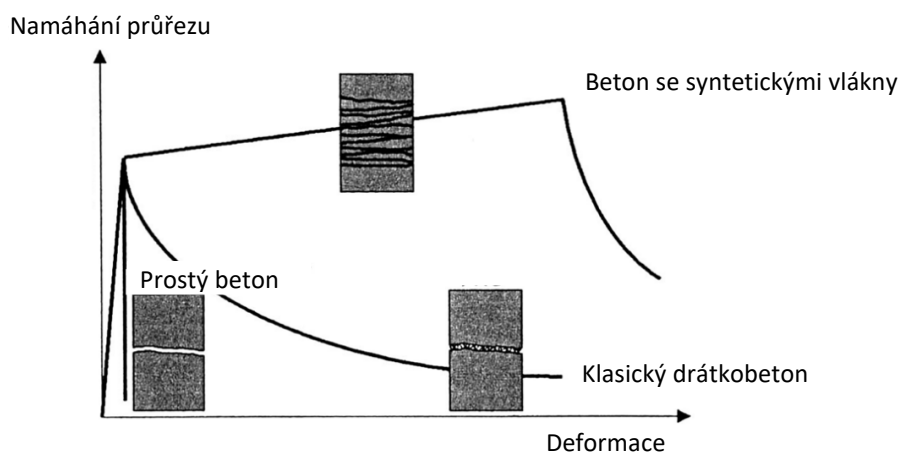
- požadavek na nepropustnost ostění,
- eliminace použití klasické ocelové výztuže nutné pro zatížení, které nemohlo být přeneseno rozptýlenou drátkovou výztuží.

Tématika nepropustnosti ostění je úzce spojena s přítomností trhlin ve stříkaném betonu, které není možné zcela vyloučit, a to ani u metody *LaserShell*. Řešení tohoto problému spočívá v zabudování elastických izolací. Běžně se používají foliové izolace nebo stříkané izolace, které se vyrábí na latexové, bitumenové nebo cemento-polymerové bázi.

Hlavní výhoda foliové izolace spočívá v její vysoké elasticitě a v zhruba padesátileté době jejího využívání v oblasti podzemních staveb. Nevýhoda foliové izolace tkví v jejím možném prověšení a následném vzniku dutin, zejména v oblasti kaloty, které mohou mít negativní vliv na odvodnění tunelu.

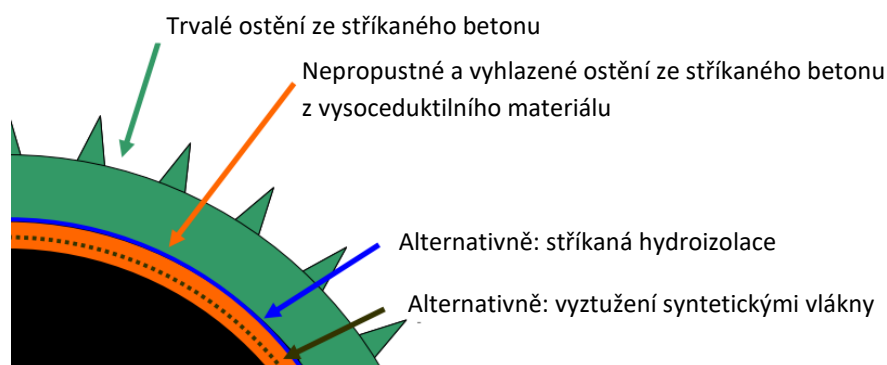
Fenomén dutin je možné zcela eliminovat použitím stříkaných izolací. Mimo to může být další vrstva stříkaného betonu aplikována na stříkanou izolaci víceméně okamžitě bez nutnosti dalších opatření. Ačkoliv není možné funkčnost stříkané izolace prakticky předem vyzkoušet, bývají v současné době preferovány.

Pro vytužení ostění se používají standartní ocelová nebo syntetická vlákna, přičemž syntetická vlákna jsou vhodnější kvůli eliminaci koroze. Diagram znázorňující vztah mezi namáháním a deformací nevyztuženého betonu a betonů s různými typy výztuže je znázorněn na následujícím obrázku.



Obrázek 2.6: Závislost mezi namáháním tahem a deformací, Li a Fischer, 2002

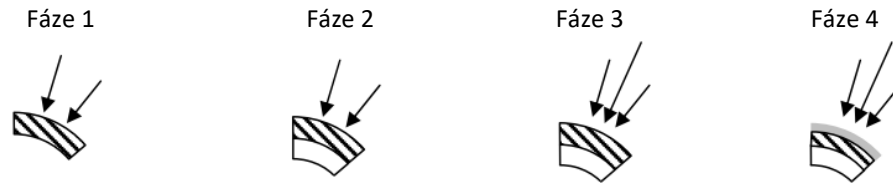
Detail zajištění výrubu metodou *UltraShell* je znázorněn na následujícím obrázku.



Obrázek 2.7: Detail ostění ze stříkaného betonu metody *UltraShell*, Eddie a kol., 2009

### 2.2.4 Statický návrh ostění

Vzhledem k časovým odstupům zhotovení jednotlivých vrstev ostění dochází k přeskupení napětí a k různým zatěžovacím stavům. Jednotlivé zatěžovací stavy, které mohou být uvažovány, jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 2.8: Fáze namáhání ostění, *Eddie a kol., 2009*

Ostění zhotovené v první fázi je zatíženo pouze horninovým a hydrostatickým tlakem. Další vrstvy ostění jsou po zhotovení namáhány pouze vlastní tíhou a případným přírůstkem horninového a hydrostatického tlaku. Následně se uvažuje snížení mocnosti průřezu způsobené degradací vnější vrstvy stříkaného betonu, čímž dojde k redistribuci zatížení, jež původně působilo na vnější vrstvu ostění.

Proces postupného zhotovování ostění, přírůstky zatížení, jakož i následnou redukci tloušťky ostění je možné simulovat numerickými programy, například programem FLAC, Zsoil nebo ATENA. Pomocí těchto programů je možné zohlednit i případnou mezilehlou stříkanou hydroizolační membránu.



### 3. Stříkaný beton

Ačkoliv sahá historie stříkaného betonu až do počátku 20. století, je technologie stříkaného betonu relativně mladá a stále probíhá výzkum, na jehož základě dochází k mnoha inovacím týkajících se složení materiálu a jeho aplikace.

Cílem této kapitoly je představit základní informace o stříkaném betonu a o jeho složení. V první části této kapitoly budou představeny hlavní materiálové složky stříkaného betonu, následně budou popsány způsoby nástřiku stříkaného betonu. Závěrem budou představeny testovací metody stříkaného betonu.

Údaje v této kapitole byly převzaty z dostupných norem a z publikace *Hilar a kol., 2008*.

#### 3.1 Vývoj stříkaného betonu

Stříkaný beton je speciálním druhem betonu, který byl vynalezen na počátku 20. století *Carlem Akeleyem*, který experimentoval s pneumatickým nanášením malt a cementových omítek. Přitom vytvořil jednoduchou metodu vyfukování suché směsi a písku a cementu z hadice se stlačeným vzduchem, která byla při vyfukování navlhčována. Tato metoda aplikace byla v roce 1911 patentována pod názvem „*Gunité*“.

K rozšíření stříkaného betonu do Evropy došlo ve dvacátých letech dvacátého století. V České republice byl stříkaný beton podle doložených zpráv poprvé použit při sanaci cihelné klenby *tunelu Krasíkov*, která probíhala současně s přestavbou *Třebovického tunelu* v letech 1931 až 1932, *Stečínský 2003*.

Zpočátku byla užívána pouze technologie nástřiku suchou cestou, technologie nástřiku mokrou cestou se začala používat až po 2. světové válce. Nástřik suchých směsí byl původně převládající technologií, avšak v poslední době stále více převažuje nástřik mokrou cestou. K úplnému přechodu z technologie nástřiku suchou cestou na technologii nástřiku mokrou cestou došlo v sedmdesátých letech dvacátého století ve Skandinávii. Ve stejném časovém období začalo také docházet k přechodu od manuálního způsobu nástřiku k automatickému stříkání pomocí manipulátorů a stále častěji byly přidávány do mokré směsi mikrosilika nebo různá vlákna. V současné době se provádí většina aplikací stříkaných betonů technologií nástřiku mokrou cestou, *Hilar a kol., 2006*.

Výrazný vývoj prodělalo jak strojní vybavení pro realizaci nástřiku, tak i užívané přísady a příměsi, či zkušební metody využívané pro ověření vlastností stříkaného betonu, díky čemuž se značně zvýšila kvalita výsledného produktu. Současná technologie umožňuje vyrábět stříkané betony, jejichž výsledná pevnost v tlaku může přesahovat 80 MPa.

Postupným vývojem technologie stříkaného betonu bylo umožněno zhotovení konstrukcí ze stříkaného betonu, které splňují veškeré požadavky, které jsou kladené na monolitický beton. Na základě tohoto faktu je možné použít stříkaný beton i pro definitivní konstrukce s dlouhodobou životností.

Stříkaný beton je možné aplikovat v mnoha oblastech stavebnictví. Nejčastěji bývá stříkaný beton používán pro zhotovení konstrukcí, pro které není možné vzhledem ke komplexitě jejich tvarů použít běžný monolitický beton.

V současné době jsou vlastnosti stříkaného betonu definovány v různých národních nebo nadnárodních dokumentech. I přes tuto skutečnost neexistuje doposud žádný mezinárodně uznávaný dokument definující veškeré důležité aspekty návrhu a aplikace konstrukcí ze stříkaného betonu.

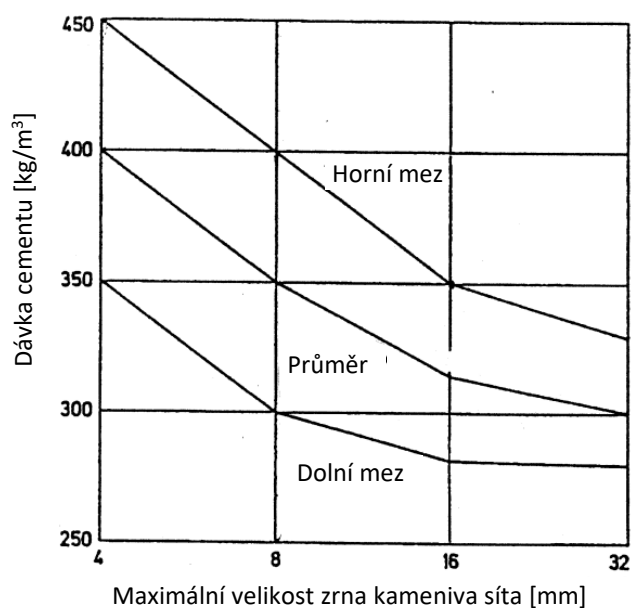
### 3.2 Návrh betonové směsi

Stříkaný beton sestává, stejně jako jiné běžné konstrukční betony, z kameniva, cementu a vody. Za účelem zlepšení jeho vlastností jsou do něj přidávány různé přísady a příměsi. V následujících podkapitolách budou jednotlivé součásti stříkaného betonu krátce popsány.

#### 3.2.1 Cement

Cement slouží ve stříkaném betonu jako pojivo. V České republice jsou pro stříkaný beton nejčastěji využívány portlandské cementy vyšších pevností, například CEM I 42,5 R. Množství cementu je voleno obvykle mezi 370 až 430 kg na m<sup>3</sup> betonu pro suchý proces a mezi 400 až 450 kg/m<sup>3</sup> pro mokvý proces.

Množství použitého cementu ve směsi pro stříkaný beton je závislé na maximální velikosti zrn použitého kameniva. Závislost mezi množstvím cementu a maximální velikostí zrna kameniva je znázorněna na následujícím obrázku.



Obrázek 3.1: Doporučená dávka cementu vzhledem k velikosti zrna kameniva, Aldrian, 1991

Pro zajištění výrubu podzemních staveb je možné použít i speciální rychle tuhnoucí cementy, které jsou alternativou k běžnému stříkanému betonu s urychlovači.

V současné době se portlandský cement stále častěji používá s přídavnými cementujícími materiály, jako je popílek a výpary oxidu křemičitého, a to v procesech suché i mokré směsi.

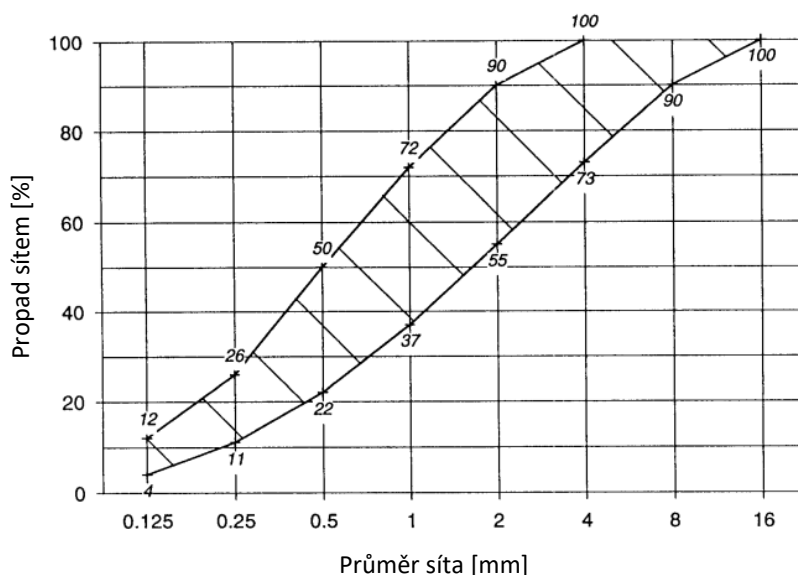
### 3.2.2 Kamenivo

Kamenivo slouží ve stříkaném betonu jako plnivo. Při použití kameniva s velikostí zrn do 4 mm je výsledný produkt označován jako stříkaná cementová malta, při uplatnění frakcí kameniva nad 4 mm je používán název stříkaný beton.

Maximální velikost zrna kameniva stříkaného betonu závisí na jeho použití. Obecně platí, že podíl kameniva zrn nad 8 mm by neměl přesahovat 10 %, jelikož větší zrna kameniva při stříkání na tvrdé povrchy odpadají nebo vnikají do povrchové vrstvy již naneseného stříkaného betonu, kde způsobují dutiny, které již není možné nadále vyplnit. Dále mohou větší zrna způsobit nežádoucí deformace či vibrace výztuže nebo ucpávání trysky. Při případném odrazu můžou být větší zrna nebezpečná pro přítomné pracovníky.

*Pichler a Kusterle, 2009* definují velikost zrn kameniva v rozmezí 4 až 16 mm. Pro stříkané betony tříd SB II a SB III dle této směrnice by měla být maximální velikost zrna kameniva z důvodu snížení odrazu nanášené směsi od povrchu omezena na 11 mm.

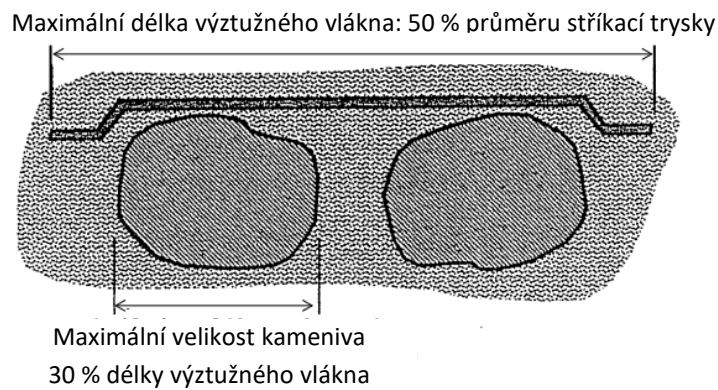
Následující obrázek znázorňuje doporučené meze zrnitosti kameniva, které doporučuje organizace *EFNARC*.



Obrázek 3.2: Doporučená zrnitost kameniva stříkaného betonu, *EFNARC, 1996*

Dalším důležitým faktorem při volbě kameniva je jeho vlhkost. Optimální hodnota vlhkosti kameniva se má pohybovat mezi 3 až 6 procenty. Poklesem hodnoty vlhkosti kameniva pod 3 procenta dochází k podstatnému zvýšení prašnosti během nástřiku.

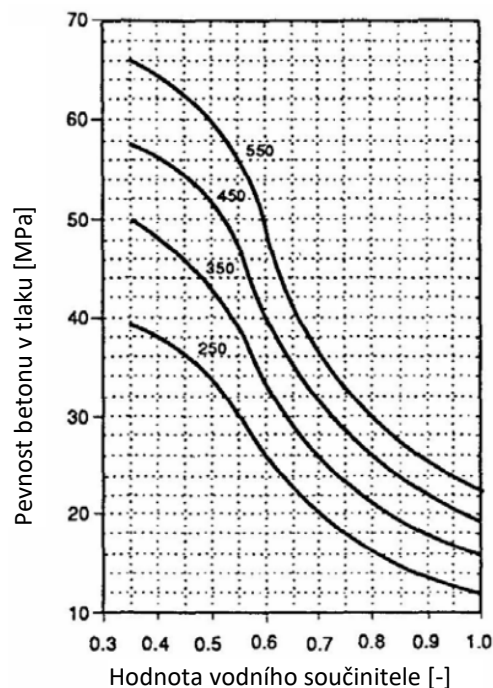
Maximální velikost zrna směsi je definována i technickým omezením čerpacího systému. Z důvodu zajištění přemostění mezery mezi dvěma částicemi doporučuje *Vandewalle, 1996* omezení maximální velikosti zrna jako třetinu délky ocelového výztužného vlákna, čímž je možné dosáhnout kontroly a redukce vzniku trhlin. Podle *Melbyeho, 1997* by měla být maximální délka ocelového vlákna omezena na 50 až 60 % průměru trysky stříkacího stroje. Při zohlednění obou uvedených zásad by pro trysku o průměru 65 mm a běžně používaná ocelová vlákna měla být omezena velikost zrna směsi kameniva na hodnotu 10 mm, jak znázorňuje následující obrázek.



Obrázek 3.3: Odvození maximální velikosti zrna kameniva, *Vandewalle, 1996, Melby, 1997*

### 3.2.3 Voda

Jedním z nejdůležitějších faktorů pro konečnou kvalitu stříkaného betonu je hodnota vodního součinitele, který udává poměr vody a cementu v betonu. Obecně platí, že čím vyšší je poměr vody a cementu, tím nižší je hodnota pevnosti v tlaku po 28 dnech, jak je znázorněno na následujícím obrázku.



Obrázek 3.4: Vztah mezi pevností betonu v tlaku a vodním součinitelem, *Karrer, 1996*

V případě nástřiku suchou cestou je celkové množství vody definováno součtem vody přivedené k trysce a vlastní vlhkostí obsažené v kamenivu. V porovnání s nástřikem mokrou cestou neexistuje u technologie nástřiků suchou cestou předem přesně stanovená hodnota vodního součinitele, protože množství přidávané vody je určováno obsluhou trysky.

Nízké dávkování vody má za následek nadměrnou prašnost. V případě vysokého dávkování vody nedrží nastříkaný beton na svislém nebo převislém podkladu a stéká dolů. V případě správného dávkování hodnota vodního součinitele lehce kolísá a drží se pod 0,5. Zvýšení hodnoty vodního součinitele nad 0,5 je nutné vyloučit s ohledem na případné stékání či opadávání již nanesené směsi z ukloněných či převislých ploch. V extrémních případech je možné dosáhnout poměru vody a cementu až 0,4. Množství vody ve stříkaném betonu může být také účinně korigováno použitím některé z přísad upravujících zpracovatelnost čerstvého betonu. V každém případě nabývá hodnota vodního součinitele u stříkaných betonů podstatně vyšší hodnoty, než je tomu u konvenčního litého betonu, u kterého nabývá hodnota vodního součinitele hodnoty mezi 0,3 až 0,4.

### 3.2.4 Přísady

Mezi nejčastěji přidávané přísady do stříkaného betonu patří urychlovače a plastifikátory. Mezi další, méně často přidávané přísady, je možné zařadit přísady pro snížení prašnosti, které se používají pro nástřik suchou cestou. Ve výjimečných případech je možné do stříkaného betonu přidat vodní sklo, jež zvyšuje vaznost a lepivost stříkaného betonu. Jeho použití je možné jen ve výjimečných případech, jelikož jeho přidáním dochází k výraznému snížení konečné pevnosti stříkaného betonu. Do stříkaného betonu aplikovaného mokrým způsobem lze při míchání betonové směsi přidávat plastifikační, ztekucující, zpožďující, případně i další vlastnosti upravující přísady. Účinnost přísad do stříkaného betonu a jejich vzájemnou interakci je nutné prokázat ověřovacími laboratorními a případně i průkaznými zkouškami.

#### 3.2.4.1 Plastifikátory

Plastifikátory se používají zejména pro stříkané betony aplikované mokrým způsobem. Použitím plastifikátorů je možné docílit lepší zpracovatelnost stříkaného betonu. Jejich použitím se zároveň zlepšují transportní podmínky, viz *Austin a Robins, 1995*. Díky plastifikátorům je možné snížit poměru mezi cementem a vodou a tím dosáhnout vyšších pevností stříkaného betonu.

Dle *Girmscheida, 2000* by se plastifikátory neměly používat pro stříkané betony aplikované suchým způsobem, jelikož doba jejich smáčení na trysce je příliš krátká a reakce plastifikátorů by započala až po provedení nástřiku.

#### 3.2.4.2 Urychlovače

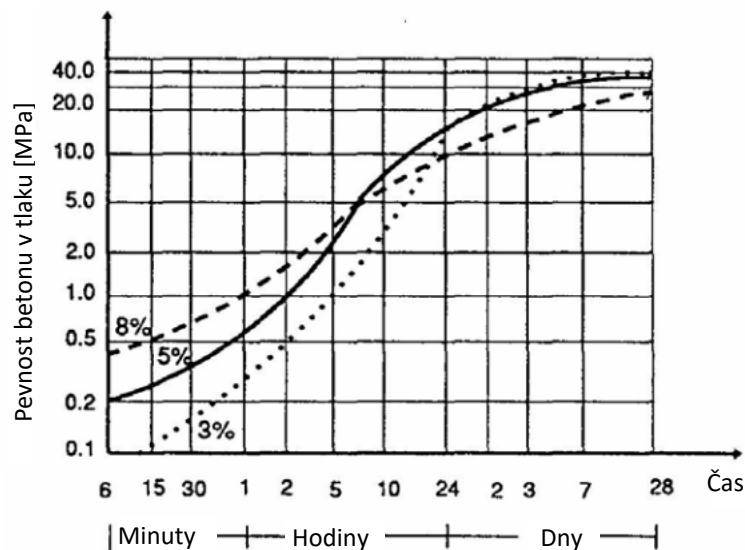
Použitím urychlovačů je možné ovlivnit proces tuhnutí a tvrdnutí stříkaného betonu, čímž je umožněn rychlejší nárůst počáteční pevnosti stříkaného betonu. Díky jejich použití dochází k podstatnému zlepšení přilnavosti, tudíž mohou být prováděny nástřiky najednou v tloušťkách nad

10 cm a jednotlivé vrstvy stříkaného betonu mohou být nastříkány rychleji za sebou, čímž značnou měrou dochází ke zvýšení pracovních výkonů.

Přednostně se používají nealkalické urychlovače, jejichž použití je oproti alkalickým urychlujícími přísadám výhodnější z hygienického, ekologického i technologického hlediska. Při obvyklém dávkování nevyvolávají tyto urychlovače výrazné snížení konečné pevnosti stříkaného betonu. Urychlující přísady musí být sladěny s používaným cementem z hlediska průběhu nárůstu pevnosti stříkaného betonu v tlaku a její hodnoty po 28 dnech, případně i dalších vlastností.

Urychlovače mohou být používány v práškové nebo tekuté formě. Pro dosažení požadované kvality stříkaného betonu musí být urychlovač přidáván rovnoměrně. Práškové urychlovače jsou zpravidla přidávány do míchačky, ve které je připravována suchá směs kameniva a cementu před nasypáním do stříkacího stroje. Tekuté urychlovače umožňují přesnější dávkování dávkovacím čerpadlem. Mají navíc i další přednosti, protože nezpůsobují vznik dráždivého prachu v ovzduší a nevzniká možnost předčasného tuhnutí.

Množství urychlovače musí být nastaveno podle místních podmínek s ohledem na ostatní faktory, jako jsou teplota směsi a vzduchu, zvodnění a sklon podkladu, tloušťka zhotovované vrstvy a stabilita výrubu. Množství přidaného urychlovače by se mělo pohybovat mezi 5,5 a 8 % hmotnosti cementu. Množství přidaných urychlovačů mělo v minulosti vliv na hodnotu jak počáteční, tak i koncové pevnost v tlaku stříkaného betonu je znázorněno na následujícím obrázku.



Obrázek 3.5: Vliv množství urychlovačů na pevnost v tlaku stříkaného betonu, Kusterle, 1985

V současné době používané bezalkalické urychlovače nové generace nemají zásadní vliv na hodnotu koncové pevnosti stříkaného betonu v tlaku, Thomas 2009.

### 3.2.5 Příměsi

Nejpoužívanější příměsí stříkaného betonu jsou mikrosilika. Mikrosilika se běžně používají ke zlepšení pevnosti v tlaku a ke zvýšení hutnosti stříkaného betonu a také jako náhrada portlandského

cementu, *Wolsiefer & Morgan, 2003*. Jedná se o jemnou látku s velkou plochou povrchu 20 až 35 m<sup>2</sup>/g a s vysokým podílem SiO<sub>2</sub>.

Mikrosilika nadále umožňuje zvýšení soudržnosti a lepivosti stříkaného betonu, a to již ve stádiu namíchání dané betonové směsi, redukci spadu směsi, a tudíž i aplikaci až o polovinu silnějších vrstev stříkaného betonu při srovnatelném množství urychlujících přísad.

Mikrosilika mohou být dávkována buď jako suspenze nebo v práškové podobě. Dávka pevných složek mikrosilik se zpravidla pohybuje mezi 2 a 8 % hmotnosti cementu.

### 3.2.6 Vlákna

Tématikou výztužných vláken a stříkaného drátkobetonu se podrobněji zabývá čtvrtá kapitola této disertační práce.

## 3.3 Způsoby nástřiku

Mezi dvě nejběžnější techniky nástřiku stříkaného betonu je možné zařadit:

- suchý způsob nástřiku betonu,
- mokrá způsob nástřiku betonu.

Výběr jedné z výše uvedených metod závisí na mnoha faktorech daného projektu. Přitom je třeba zohlednit nejen místo výroby stříkaného betonu, ale i podmínky jeho instalace.

### 3.3.1 Suchý způsob nástřiku stříkaného betonu

U metody suchého stříkání se suchá směs kameniva a cementu s případnými přísadami dopravuje stlačeným vzduchem hadicí od stříkacího stroje k trysce, kde se mísí s vodou a nanáší se na podkladní plochu. Pro dosažení požadovaného stupně zhutnění může dostahovat rychlost stříkání zhruba 20 až 30 m/s, *Girmscheid, 2000*.

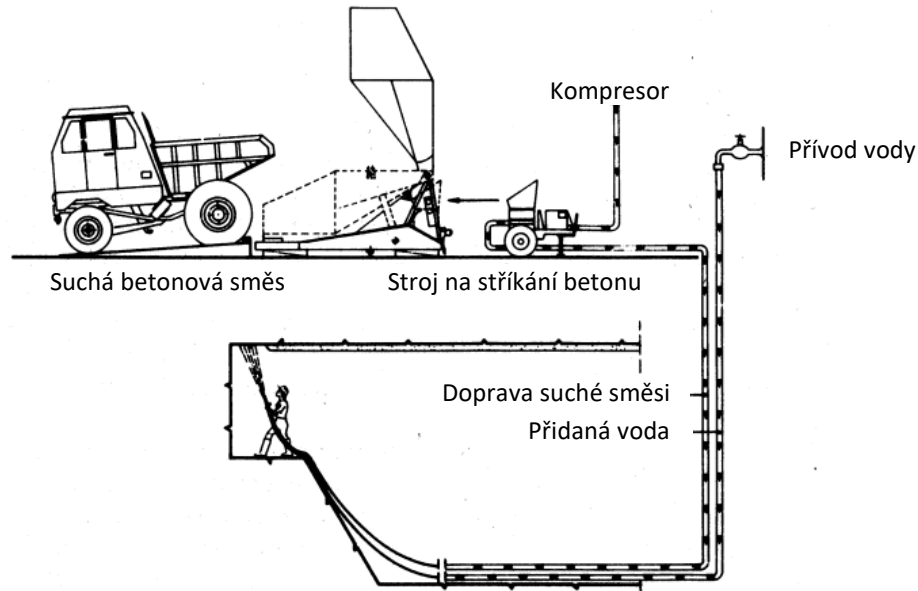
Tryska s přívodem vody musí být uspořádána tak, aby bylo zajištěno dobré promíchání vody se směsí a podle potřeby rovněž i s urychlovačem či jinými přísadami. Dávkovací zařízení pro přísady musí umožňovat rovnoměrné přidávání stanoveného množství, jež je dáno recepturou směsi a výkonem stříkacího stroje.

Voda se přivádí k trysce hadicí nebo potrubím a její teplota by měla být v rozmezí od 8 do 50 °C. Přírodní tlak vody se zpravidla pohybuje okolo 4 barů.

Jelikož je obsah vody při aplikaci stříkaného betonu suchou cestou regulován přímo operátorem trysky, má obsluha trysek významný vliv na kvalitu výsledného betonu. I z tohoto důvodu není pro tuto technologii striktně definována hodnota vodního součinitele, jehož hodnota zpravidla leží mezi 0,35 a 0,5, *Austin a Robins, 1995*. Pokud je obsah vody příliš malý, zvyšuje se odrazivost a tvorba

prachu. Naopak, pokud je poměr vody a cementu příliš vysoký, stříkaný beton se nepřilne na stěnu výrubu a dochází k jeho stékání.

Koncept nástřiku suché směsi znázorňuje následující obrázek.



Obrázek 3.6: Schéma suchého způsobu nástřiku betonu, *Girmscheid, 2000*

Výhodou tohoto druhu aplikace stříkaného betonu je její flexibilita, jelikož odpadá případné čištění trysek po nutných přestávkách. Nadále tento způsob aplikace umožňuje přepravu směsi na dlouhé vzdálenosti bez větších problémů, čímž odpadá potřeba častých přesunů, které jsou zpravidla časově náročné.

Nevýhodou tohoto druhu aplikace stříkaného betonu je její vysoká prašnost, která je částečně daná vysokým procentem odrazu a jež výrazně ztěžuje pracovní podmínky operátorů trysek.

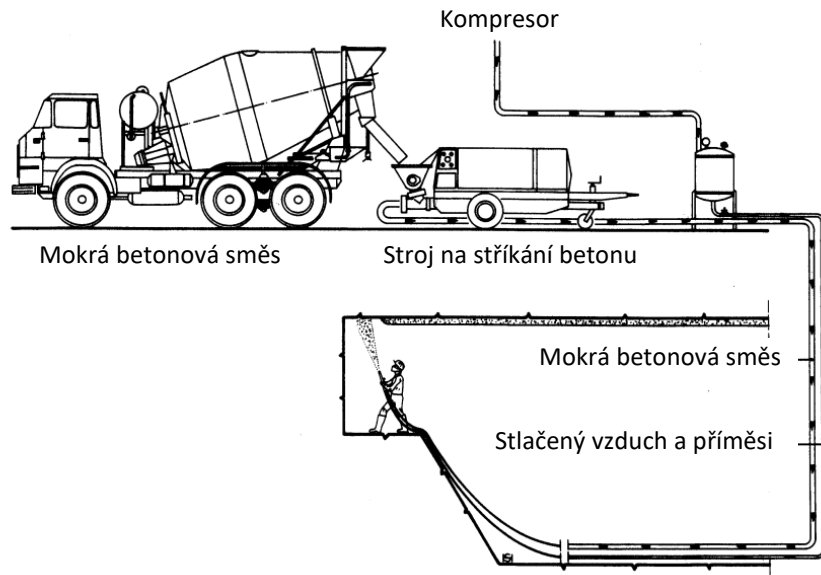
Technologie nástřiku suchého stříkaného betonu byla v dřívějších dobách upřednostňována kvůli vyšším počátečním pevnostem, která mohla být dosažena v důsledku nižší hodnoty vodního součinitele ve srovnání s technologií aplikace mokřím způsobem. V Rakousku je tato technologie upřednostňována i v současné době, *Thomas, 2009*.

### 3.3.2 Mokřím způsob nástřiku stříkaného betonu

U metody mokřím nástřiku betonu se připravená betonová směs dopravuje do stříkací trysky pomocí stlačeného vzduchu nebo čerpadla. Jelikož je voda přimísena do směsi již během procesu míchání, je možné přesně definovat hodnotu vodního součinitele. Výsledná betonová hmota je tudíž více homogenní, než je tomu u suchého způsobu nástřiku.

Urychlovač pro zvýšení počáteční pevnosti stříkaného betonu je možné přidat až bezprostředně při aplikaci. Koncept nástřiku mokřím směsí je znázorněn na následujícím obrázku.





Obrázek 3.7: Schéma mokrého způsobu nástřiku betonu, *Girmscheid, 2000*

V odborné literatuře jsou uváděny tři způsoby aplikace mokré směsi stříkaného betonu, které se vzájemně liší časovým okamžikem přidávání vzduchu a které jsou znázorněny na obrázku 3.8:

- aplikace řídkým proudem
- aplikace kontinuálním hutným proudem
- aplikace přerušovaným hutným proudem



Obrázek 3.8: Možné proudy nástřiku aplikace mokré směsi stříkaného betonu, *Girmscheid, 2000*

Mezi nevýhody technologie mokré směsi je možné zařadit relativně nižší flexibilitu, jež je daná nižšími přepravními vzdálenostmi a potížemi při manipulaci s naplněnou hadicí a tryskou.

Tato metoda není vhodná pro zpracování a aplikaci menšího množství stříkaného betonu a četné přestávky v průběhu aplikace, jelikož po každém přerušení aplikace musí být odstraněny zbytky betonu z trysky. Taktéž musí být vyčištěna celá stříkací jednotka.

### 3.3.3 Technologie nástřiku stříkaného betonu

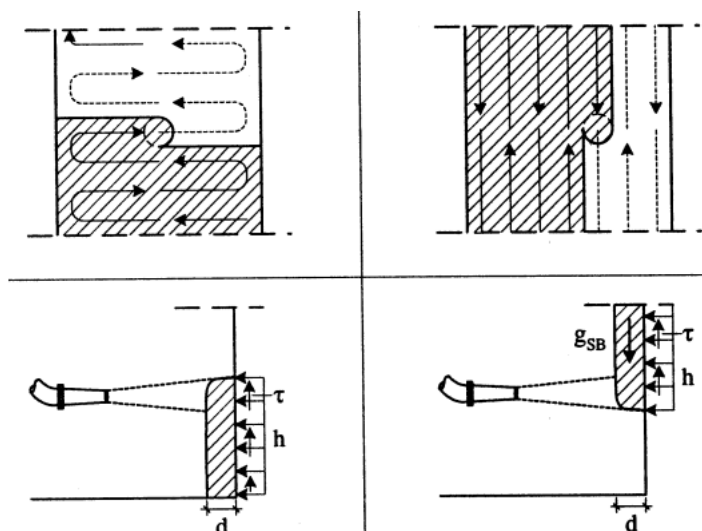
Aplikace stříkaného betonu je zpravidla prováděna na základě technologického postupu, jež je vypracován dle podmínek daného projektu. Pro zhotovení trvalých konstrukcí ze stříkaného betonu je zpravidla požadována certifikace operátora trysky.

Před započítím nástřiku se musí provést přípravné práce. Na nevystrojeném výrubu je třeba odstranit veškeré uvolněné a nekvalitní části horniny. Dále je třeba odvést větší průsaky vody pomocí drenážních kanálků, hadic nebo nopových fólií. Podle místních podmínek lze průsaky utěsnit i pomocí pasty z rychle tuhajícího cementu nebo injektáží. Před nástřikem je v případě suchých a nasáklých hornin vhodné provést předvlhčení podkladu. Před vlastním nástřikem je třeba přednostně zastříkat veškeré nadvýlomy ve výrubu.

Stříkaný beton se nanáší po vrstvách rovnoměrnými pohyby trysky, aniž by se přerušovala spojitost nanášení. Tloušťky stříkaného betonu nad 15 cm je nutné zhotovit ve dvou nebo více vrstvách, čímž může být zabráněno odpadávání čerstvého betonu vlastní vahou. To platí zejména při nástřiku na klenby a převislé plochy. Při delších časových prodlevách mezi nástřikem jednotlivých vrstev je vhodné očistit již aplikovanou vrstvu stříkaného betonu směsí tlakového vzduchu a vody. Aby se vyloučilo zastříkávání spadu, je nutné provádět nástřik odspodu nahoru.

Stříkaný beton by měl být nanášen kolmo k cílovému povrchu. Aby bylo dosaženo ideálního stupně zhutnění, doporučují *Austin a Robins, 1995*, aplikaci ze vzdálenosti zhruba 0,5 až 2 m. Vzhledem k působení gravitační síly by měl být odstup trysky k převislému povrchu zhruba 1 m.

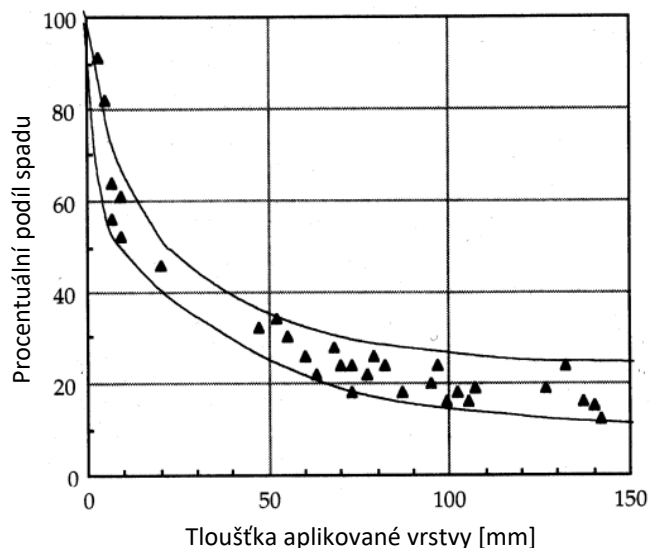
Optimální způsoby nanášení stříkaného betonu uvádí například *Girmschmied, 2000*. Tyto jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 3.9: Doporučený postup nástřiku stříkaného betonu, *Girmschmied, 2000*

Při aplikaci stříkaného betonu dochází ke spadu a odrazu materiálu. Vliv na množství spadu mají skladba směsi, výstupní rychlost proudu z trysky, množství vzduchu, tloušťka vrstvy nanášeného stříkaného betonu, vlastnosti podkladu a způsob vedení stříkací trysky. Nespotřebované zbytky směsi při delších přerušeních práce a spad se nesmějí nadále používat.

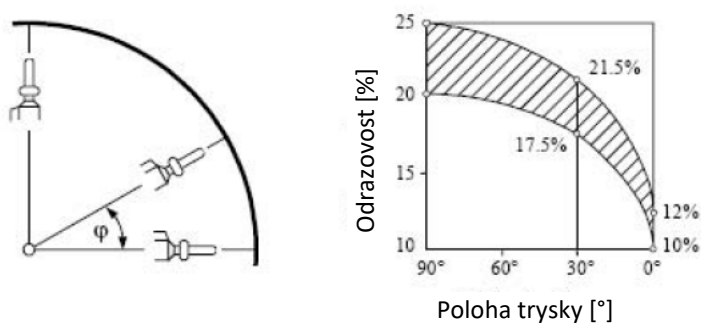
Nejvyšší podíl spadu bývá způsoben odskokem stříkaného betonu od povrchu. U procesu suchého nástřiku dosahuje podíl spadu asi 20 až 30 %, u mokrého způsobu nástřiku zhruba 10 až 20 %. Závislost množství spadu dle *Parkera a kol., 1977* na tloušťce aplikované vrstvy stříkaného betonu je znázorněna na následujícím obrázku.



Obrázek 3.10: Vliv tloušťky vrstvy stříkaného betonu na odraznost, *Parker a kol., 1977*

Výše uvedený diagram závislosti procentuálního množství spadu na tloušťce aplikované vrstvy dle *Parkera a kol., 1977* byl odvozen na základě experimentů se suchým způsobem nástřiku s maximální velikostí kameniva 13 mm. Z provedených experimentů bylo usouzeno, že nástřik jedné silnější vrstvy je z hlediska množství spadu ekonomicky výhodnější.

Na chování stříkaného betonu při odrazu má vliv i orientace cílového povrchu. Na tento fakt poukázali například již *Gullan, 1975* nebo *Kobler, 1966*. Závislost mezi úhlem trysky k povrchu a množstvím spadu je znázorněno na obrázku číslo 3.11.



Obrázek 3.11: Odrážovost stříkaného betonu vzhledem k orientaci povrchu, *Girmscheid, 2000*

### 3.4 Požadavky na stříkaný beton

Vlastnosti stříkaného betonu jsou definovány jeho třídami, nárůstem jeho pevnosti, třídami pevnosti a expozičními třídami. Tyto vlastnosti jsou potom vyznačeny odpovídajícím zkratkami výkresové dokumentace.

#### 3.4.1 Typy stříkaného betonu podle jeho funkce

Kvalitativní vlastnosti stříkaného betonu je možné definovat pomocí tříd stříkaného betonu. Požadované vlastnosti se specifikují popisem v projektové dokumentaci a v technické zprávě a příslušným vyznačením v prováděcích výkresech. Různé typy stříkaného betonu zohledňují účel jeho použití i jeho úlohu v konstrukci. Pro jednotlivé typy stříkaného betonu jsou kladeny rozdílné požadavky na jeho počáteční pevnost, homogenitu, hutnost a z ní odvozené další vlastnosti, mezi které je možné zařadit například zvýšenou vodotěsnost nebo mrazuvzdornost.

Na základě druhů použití stříkaného betonu je možné jej zařadit do následujících 3 tříd, které úzce souvisí s požadavky, které jsou na něj kladeny, možného stupně rizika, kterému bude vystaven a v neposlední řadě na základě požadavků vyplývajících z předpokládané životnosti podzemního díla:

- stříkaný beton bez konstrukční funkce *SB I*
- stříkaný beton s konstrukční funkcí *SB II*
- stříkaný beton se zvláštní konstrukční funkcí *SB III*

Na stříkaný beton třídy *SB I* „*stříkaný beton bez konstrukční funkce*“ jsou kladeny jen nízké požadavky ohledně jeho pevnosti a trvanlivosti. V případě jeho porušení se předpokládá jen nízké riziko na celkovou stabilitu zhotovené konstrukce. Tento stříkaný beton se zpravidla používá pro úpravy vnitřního líce ostění, pro výplň dutin v horninovém masivu nebo pro uzavření povrchu horniny.

Na stříkaný beton třídy *SB II* „*stříkaný beton s konstrukční funkcí*“ jsou kladeny běžné požadavky ohledně jeho pevnosti a trvanlivosti. Jeho porušení předpokládá běžné riziko na celkovou stabilitu zhotovené konstrukce. Tento stříkaný beton plní zpravidla zabezpečovací a podpůrnou funkci. Typický způsob využití stříkaného betonu této třídy spočívá v zajištění výrubu, přičemž toto zajištění může být v kombinaci s dalšími vrstvami ostění navrženo jako trvalé. Konstrukce a způsob realizace musí být navrženy tak, aby byla zajištěna co možná nejhutnější struktura stříkaného betonu. Místní nehomogenost tohoto typu stříkaného betonu, například dutiny za příhradovými rámy, je možné minimalizovat vhodným způsobem nástřiku, nicméně je nelze zcela vyloučit. Nadále je možné jej využít pro provedení stabilizačních opatření na čelbě tunelu nebo pro zajištění stavebních jam a svahových konstrukcí. Při použití nealkalických urychlovačů mohou být splněny i požadavky spojené s vysokým rizikem v případě porušení a také zvláštní požadavky ohledně trvanlivosti, jež platí pro třídu betonu *SB III*.

Na stříkaný beton třídy *SB III* „*stříkaný beton se zvláštní konstrukční funkcí*“ jsou kladeny zvláštní požadavky ohledně trvanlivosti. Jejich případné porušení je spojeno s vysokým stupněm rizika. Tento stříkaný beton má trvalou statickou funkci a používá se například pro trvalé sekundární ostění podzemních staveb nebo pro jednoplášťová ostění ze stříkaného betonu. Stříkaný beton této třídy

je možné nadále použít pro trvalé zajištění svahů a pro případné zesílení stávajících konstrukcí z betonu, železobetonu a zdiva. Na stříkaný beton této třídy jsou s ohledem na jeho trvanlivost kladeny zvláštní nároky na hutnou a homogenní skladbu. Z tohoto důvodu bývá tento typ stříkaného betonu zpravidla vyztužen ocelovými vlákny bez sítí a příhradových rámu, čímž je možné minimalizovat riziko vzniku dutin a stínů.

### 3.4.2 Kontrolní třídy stříkaného betonu

K typům stříkaného betonu uvedeným v kapitole 3.4.1 je možné přiřadit takzvané kontrolní třídy. Kontrolní třídy stříkaného betonu definují požadavky na trvanlivost a počet a druh zkoušek a jsou uvedené v následující tabulce.

Tabulka 3.1: Kontrolní třídy stříkaného betonu, *Pichler a Kusterle, 2009*

Třída stříkaného betonu	Kontrolní třída	Požadavek na trvanlivost	Zohledněné expoziční třídy
SB .../I	1	Nízké	XC1
SB .../II	2	Obvyklé	XC2, XF1
SB .../III	3	Vysoké	XC3, XF1, XA1

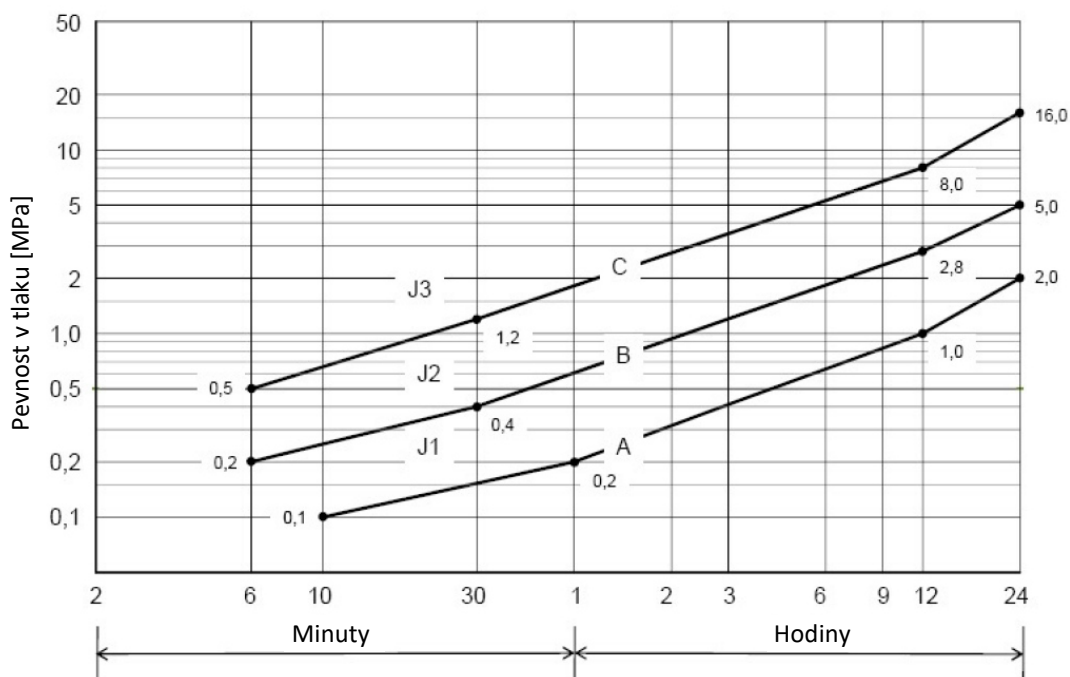
### 3.4.3 Třídy pevnosti mladého stříkaného betonu

Hlavní úlohou stříkaného betonu první vrstvy stříkaného ostění je okamžité zajištění výrubu. To platí zejména v oblastech s povrchovou zástavbou, kde je z důvodu omezení sedání povrchu terénu vyžadována okamžitá aktivace počáteční tuhosti a pevnosti právě aplikovaného ostění zhotoveného ze stříkaného betonu.

Nárůst pevnosti stříkaného betonu v prvních minutách má podstatný vliv na množství spadu, zejména při nástřiku vrstvy větší tloušťky najednou či nástřiku na převislé podkladní plochy. Nezbytná pevnost stříkaného betonu pro udržení v kalotě je definována *Pichlerem a Kusterlem, 2009* hodnotou 0,1 až 0,2 MPa.

Při příliš rychlém nárůstu pevnosti dochází bezprostředně po nanesení na stěnu ke ztvrdnutí, což je spojeno s rizikem, že se hrubší částice již nemohou uložit a odrazí se. Tloušťka nástřiku by měla být v takových případech omezena na zhruba 50 mm. Při silném přítoku podzemní vody nebo při nestabilním podkladu je vyšší pevnost stříkaného betonu v prvních minutách sice potřebná, je však nutno přitom zohlednit krátkodobé zvýšení a vyšší odraz a spad.

Rozdělení mladého stříkaného betonu do pevnostních tříd je definováno v *Pichler a Kusterle, 2009*. Graf nárůstu pevnosti mladého stříkaného betonu a jeho zatřídění do tříd J1, J2 a J3 je znázorněno na následujícím obrázku.



Obrázek 3.12: Nárůst pevnosti mladého stříkaného betonu, *Pichler a Kusterle, 2009*

Stříkaný beton pevnostní třídy J1 je vhodný pro nanesení tenkých vrstev na suchý horninový masiv. I přes skutečnost, že tento stříkaný beton nemůže splnit pevnostní požadavky definované statickým výpočtem, jeho aplikace je vhodná zejména kvůli malé prašnosti a malým odrazům od horninového masivu.

Požadavky na stříkaný beton pevnostní třídy J2 jsou splněny, když je možné stříkaný beton nanést v mocnějších vrstvách, a to i v oblastech kaloty. Stříkaný beton této třídy může být nanesen i při lehkých přítocích podzemní vody a také při možném zatížení, které je zpravidla spojeno s pokračující výstavbou podzemního díla, jako jsou například zhotovení svorníků, jehlování, zahánění pažin nebo provádění trhací prací.

Podle *Rohkara a Luxe, 1985* je vhodné použít stříkaný beton třídy J2 i v případě, kdy je třeba zatížení horninovým masivem a ostatní zatížení přenést okamžitě. Stanovení přesných okrajových podmínek se řídí stupněm zatížení mladého stříkaného betonu.

Mladý stříkaný beton pevnostní třídy J3 by se vzhledem ke zvýšené prašnosti a odraznosti měl používat ve zvláštních případech, do kterých je možné zařadit místa s velkým přítokem podzemní vody nebo případy, ve kterých je nutné zajištění rychlého postupu ražby tunelu.

Nárůst pevnosti mladého stříkaného betonu aplikovaného v podobě dočasněho ostění při ražbě tunelu na *Jubilee Line Extension C102* se nacházela na spodní hranici třídy betonu J3, byla tudíž zaručena jeho vysoká pevnost a rychlý nárůst pevnosti. *Dimmock, 1998* uvádí, že vlastnosti tohoto stříkaného betonu umožnily aplikaci vrstvy tloušťky přesahující 50 cm ihned po dokončení záběru, která byla nutná k zajištění stability londýnského jílu v prostředí městské zástavby. Průměrná pevnost 1 MPa byla dosažena zhruba za 20 minut, což umožnilo stabilizaci bloku o váze 7 tun. Nepříznivé vlivy třídy J3 na konečnou trvanlivost betonu způsobené hlinitansodnými urychlovači nebyly relevantní, jelikož dočasné ostění ze stříkaného betonu nebylo ve statickém výpočtu nadále

uvažováno. Trvalé ostění, které mělo zajistit dlouhodobé zajištění výrubu a jeho nepropustnost a trvanlivost, bylo zhotoveno ze stříkaného betonu o tloušťce 30 cm.

V případě dvouplášťového ostění by měl stříkaný beton první vrstvy vykazovat počáteční nárůst pevnosti spadající do horní poloviny rozsahu třídy J2, zatímco druhá vrstva by měla dosáhnout alespoň minimálních požadavků J2, lépe však jejich středních hodnot.

#### 3.4.4 Třídy pevnosti stříkaného betonu

Hodnota pevnosti stříkaného betonu je udávána podle ČSN EN 206-1. Pevnost v tlaku se udává zpravidla pro stáří stříkaného betonu 28 dní, ovšem může být určena i pro starší stříkaný beton, například po 56 nebo 90 dnech. V tomto případě se stáří vzorku uvádí v závorce za označením pevnostní třídy stříkaného betonu.

Rozměry zkušebních vzorků jsou definovány v ČSN EN 12504-1. Výška a průměr zkušebního vzorku je zpravidla v poměru 1:1, případně 2:1.

Tabulka 3.2: Třídy pevnosti stříkaného betonu, *Pichler a Kusterle, 2009*

Třída stříkaného betonu	Průměrná pevnost v tlaku [MPa]
SB 8/10	10
SB 12/15	15
SB 16/20	20
SB 20/25	25
SB 25/30	30
SB 30/37	37
SB 35/45	45

*Dimmonck, 1998* uvádí, že pevnost stříkaného betonu aplikovaného při zpevňujících pracích na cihelné klenbě stanice *Waterloo Bridge* v centrálním Londýně dosahovala 70 až 80 MPa.

#### 3.4.5 Odolnost proti průsaku vody

Jedním z hlavních faktorů, který ovlivňuje trvanlivost ostění ze stříkaného betonu, je nízká hodnota hydraulické vodivosti, díky níž je možné zabránit transportu škodlivých substancí. *Crabb, 1997* uvádí následující opatření, díky nimž je možné dosáhnout nízké hodnoty koeficientu filtrace:

- omezení vzniku trhlin na maximální šířku 0,2 mm využitím drátkobetonu nebo zabudováním odpovídající klasické ocelové výztuže,
- nízká hodnota vodního součinitele, použití činidel redukující obsah vody,
- volba vhodných metod ošetření betonu,
- volba adekvátního obsahu cementu,
- použití mikrosilik.

Rozsah testů hydraulické vodivosti pro zkoušení in-situ je definován například v *Concrete Society Technical Report No. 31: Permeability testing of site concrete, 1988*. Zde jsou definovány 3 třídy s vysokou, střední a nízkou hydraulickou vodivostí, které jsou založeny na výsledcích různých zkušebních technik. Mezní hodnoty pro zařazení ostění ze stříkaného betonu do jednotlivých tříd hydraulické vodivosti jsou uvedeny v následující tabulce.

Tabulka 3.3: Třídy hydraulické vodivosti stříkaného betonu

Testovací metoda	Hodnota koeficientu propustnosti / absorpce / difuze		
	nízká	Střední	vysoká
Koeficient propustnosti vody [m/s]	$< 1 \times 10^{-12}$	$1 \times 10^{-12}$ až $1 \times 10^{-10}$	$> 1 \times 10^{-10}$
Koeficient difuze kyslíku [m/s <sup>2</sup> ]	$< 5 \times 10^{-8}$	$5 \times 10^{-8}$ až $5 \times 10^{-7}$	$> 5 \times 10^{-7}$
Koeficient difuze chloridu [m/s <sup>2</sup> ]	$< 1 \times 10^{-12}$	$1 \times 10^{-12}$ až $5 \times 10^{-12}$	$> 5 \times 10^{-12}$

Difuze chloridu a kyslíku je relevantní pouze pro ostění se zabudovanou klasickou ocelovou výztuží. Betonové ostění zahrnující pouze ocelová vlákna je vůči působení chloridů a oxidaci v prostředí s vysokou salinitou velmi odolné, proto je v tomto případě dostačující stanovit pouze hydraulickou vodivost.

*Crabb, 1997* dokladuje, že hydraulickou vodivost trvalého ostění ze stříkaného betonu je možné výrazně redukovat příměsí 6 až 8 % mikrosilik, a to na hodnoty v rozsahu  $4 \times 10^{-14}$  až  $1 \times 10^{-16}$  m/s.

Provedené zkoušky propustnosti odebraných vzorků stříkaného drátkobetonu z ostění tunelu *Heathrow T5* prokázaly nízkou hydraulickou vodivost jak celistvých vzorků, tak i vzorků, které byly odebrány v místech konstrukčních napojení jednotlivých záběrů a vrstev.

### 3.4.6 Modul pružnosti

Dva nejdůležitější faktory, jimiž je možné ovlivnit hodnotu modulu pružnosti, jsou druh kameniva a množství použitého cementu. Hodnoty modulu pružnosti stříkaného betonu jsou zpravidla lineárně závislé na jeho pevnosti

### 3.4.7 Odolnost proti chemické agresivitě

Odolnost proti chemické agresivitě je úzce spojena s vodonepropustností betonu. Má-li být stříkaný beton vystaven chemické agresivitě, je třeba omezit hloubku průsaku při zkoušce nepropustnosti na 30 mm. Při zvýšené agresivitě okolního prostředí se zpravidla používají pro zvýšení resistance stříkaného betonu speciální cementy.

## 3.5 Kontrola kvality stříkaného betonu

Kvalita stříkaného betonu bývá kontrolována zkouškami výchozích složek, namíchaných směsí, aplikačního zařízení a již zhotoveného stříkaného betonu. Četnost zkoušek se zpravidla řídí dle



způsobu využití stříkaného betonu a požadavky na jeho trvanlivost a je zpravidla definována typem betonu a jeho funkcí. V *EFNARC, 1996* jsou uvedeny následující zkoušky stříkaného betonu:

- pevnost v tlaku a hustota stříkaného betonu,
- ohybová a reziduální pevnost,
- třída absorpce energie,
- modul pružnosti,
- propustnost a mrazuvzdornost,
- stanovení obsahu vláken ve stříkaném betonu.

### **3.5.1 Rozdělení zkoušek**

Kvalita stříkaného betonu a jeho složek se prokazuje průkazními a kontrolními zkouškami. Zkoušky musí provádět nezávislá akreditovaná laboratoř se zkušenostmi v oblasti stříkaného betonu.

#### **3.5.1.1 Zkoušky složek**

Cement, kamenivo, přísady a příměsi pro stříkaný beton musí být kontrolovány a certifikovány výrobcem. Vlastnosti cementu a kameniva se pravidelně ověřují kontrolními zkouškami během výroby betonové směsi. Ostatní složky je možné kontrolovat před a v průběhu stavby dle potřeby

#### **3.5.1.2 Zkoušení betonové směsi**

V případě nástřiku suchou cestou je kontrolována teplota směsi, obsah cementu a podíl frakcí kameniva. V případě mokré směsi se kontroluje navíc hodnota vodního součinitele, dávkování plastifikátoru. Nadále se provádí zkoušky rozlitím či sednutím.

#### **3.5.1.3 Průkazní zkoušky**

Průkazní zkoušky musí provádět akreditovaná laboratoř. Rozsah průkazních zkoušek je zpravidla dán způsobem využití stříkaného betonu. Průkazními zkouškami se musí ověřit veškeré požadované jakostní parametry stříkaného betonu, včetně podmínek jeho aplikace.

Průkazní zkouškou se ověřuje správnost dávkování navrhovaného složení betonové směsi. Při zkoušce stříkáním nanášeného betonu je nutné prokázat projektem vyžadované vlastnosti mladého i zralého stříkaného betonu. Průkazními zkouškami základních vlastností stříkaného betonu se ověřuje nárůst pevnosti betonu a pevnost betonu v tlaku. Při těchto zkouškách jsou stanovovány i další související parametry, jako je teplota čerstvého betonu, dávkování urychlovače, objemová hmotnost a u mokrého způsobu konzistence základní směsi.

Průkazními zkouškami se ověřují i další vlastnosti stříkaného betonu, jako je mrazuvzdornost, síranovzdornost, hodnota modulu pružnosti, pevnosti v tahu ohybem, odolnost proti průsaku vody nebo odolnost proti vyluhovatelnosti.

Průkazní zkoušky všech vzorků stříkaného betonu je nutné provést na staveništi s konečným zařízením za stejných či obdobných podmínek, za kterých bude stříkaný beton aplikován. Pro porovnání je třeba se stejným složením odzkoušet i porovnávací beton bez urychlovače, na jejímž základě je možné stanovit hodnotu poklesu pevnosti stříkaného betonu.

#### 3.5.1.4 Kontrolní zkoušky

Kontrolními zkouškami během stavby se dokladuje, že stříkaný beton byl vyroben tak, že při standardním postupu provádění lze na zkušebních tělesech dosáhnout požadovaných vlastností v určené době po nástřiku.

Minimální rozsah kontrolních zkoušek se pro konstrukční stříkaný beton zpravidla omezuje na vyšetření náběhu pevnosti mladého betonu, dále pak zjištění pevnosti a objemové hmotnosti na vývrtech po 28 dnech.

Vyšetření skutečně dosažené pevnosti stříkaného betonu se provádí přednostně na jádrech o průměru 100 mm, které bývají odvrtny z již aplikovaného stříkaného betonu. Odebírání vrtných jader se doporučuje provádět těsně před laboratorní zkouškou. Aby byl umožněn odběr vzorku, měla by hodnota pevnosti v tlaku dosáhnout hodnoty nejméně 10 MPa. V rámci kontrolních zkoušek se provádějí zkoušky mladého stříkaného betonu penetrační jehlou a nebo přístrojem Hilti - Tester 4.

Četnost kontrolních zkoušek stanovuje realizační dokumentace stavby s přihlédnutím k charakteru a funkci konstrukce i celkové kubatury aplikovaného stříkaného betonu.

#### 3.5.2 Zkušební metody

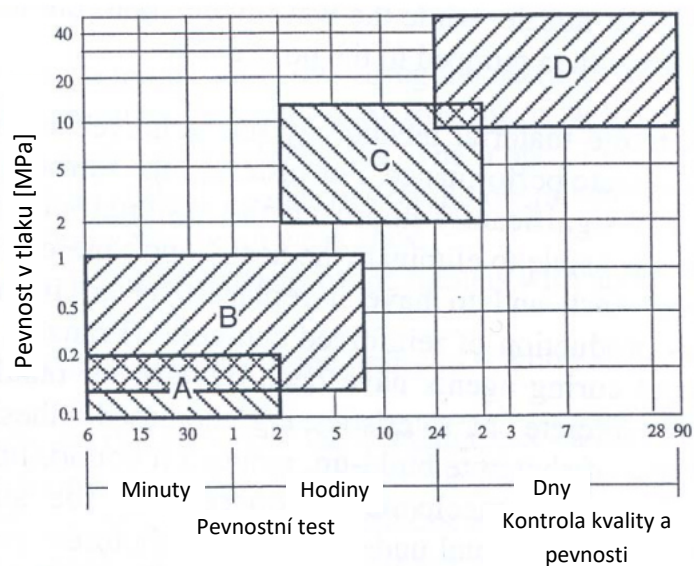
Bezesporu nejdůležitějším parametrem stříkaného betonu je jeho pevnost v tlaku. Pro její ověření uvádí *Pichler a Kusterle, 2009* hned několik zkušebních metod, které jsou závislé na stáří zhotoveného stříkaného betonu.

Několik hodin po zhotovení nástřiku je možné pevnost v tlaku ověřit pomocí hloubky průniku penetrační jehly s průměrem hrotu 3 nebo 9 mm.

Pevnost v tlaku stříkaného betonu o stáří zhruba dvou dnů po nástřiku je možné stanovit pomocí testeru Hilti - Tester 4. *Kusterle, 1985* uvádí, že takto stanovená hodnota pevnosti v tlaku je kombinací pevnosti v tlaku a smykové pevnosti a tudíž může být zatížena odchylkou o hodnotě až 25 procent.

Po dosažení pevnosti v tlaku 10 MPa je možný odběr jádrového vrtu a zkoušky pevnosti v laboratoři.

Přehled výše uvedených zkušebních metod a jejich časové vymezení je znázorněn na následujícím obrázku.



- A... Penetrační jehla o průměru 9 mm
- B... Penetrační jehla o průměru 3 mm
- C... Hilti Tester (nastřelení hřebu)
- D... Jádrové vrty

Obrázek 3.13: Přehled metod pro kontrolu pevnosti stříkaného betonu v tlaku, *ASCCT, 2004*

Ostatní zkušební metody pro stanovení rychlosti reakce cementu a urychlovače, přetvárnosti, dávkování tekutého urychlovače a zkoušky porovnávacího betonu jsou podrobněji popsány v publikaci *Hilar a kol., 2008*.

### 3.5.3 Certifikace operátorů trysky

Kromě správného návrhu receptury namíchané směsi stříkaného betonu, je jeho výsledná pevnost, hutnost a homogenita závislá zejména na způsobu a postupu nanášení na podklad či na předchozí vrstvu stříkaného betonu. Ukládání a hutnění směsi se odehrává v jediném nevratném okamžiku při dopadu betonu vysokou rychlostí na podklad a je tedy zásadně ovlivněna lidským faktorem, konkrétně řízením a rozhodováním operátora trysky. Tento fakt je znázorněn na následujícím obrázku, který dokazuje vliv nástřiku na kvalitu ostění.



Obrázek 3.14: Vliv způsobu nástřiku na kvalitu ostění, *Hilar a kol., 2008*

Vzhledem k tomu, že úplná náhrada člověka plně automatizovaným nanášením stříkaného betonu se nedá v nejbližší budoucnosti předpokládat, je zvyšování teoretické i praktické kvalifikace operátora trysky jedinou cestou, jak se k dosažení a udržení projektované kvality konstrukce ze stříkaného betonu co nejvíce přiblížit. Zajištění kvality nástřiku je především důležitá pro konstrukce ze stříkaného betonu, které jsou trvalé a mezi které se dá zařadit sekundární ostění ze stříkaného betonu nebo jednoplášťové ostění ze stříkaného betonu.

Za účelem zvyšování kvality aplikace stříkaného betonu jsou prováděny zkoušky operátorů trysky, které sestávají z teoretické přípravy a z praktického ověření dovedností a znalostí těchto pracovníků. Během přípravy jsou pracovníci školeni formou přednášek, případně i praktických ukázek a instruktáží. Následně jsou dovednosti a znalosti pracovníků ověřeny v praxi. Při testování pracovníků je především kladen důraz na praktické dovednosti, mezi které je možné zařadit dodržování zásad, zručnost, spolupráci s obsluhou čerpadla či stříkacího stroje, omezení množství spadu nebo kvalitu výsledného produktu. Praktická kvalifikace bývá ověřována nástřikem na výrub podzemní stavby a nástřikem do zkušebních forem. V některých případech jsou ověřovány i teoretické znalosti o stříkaném betonu.

V současné době je certifikace používána v USA, jedná se však pouze o certifikaci pro suchý způsob nástřiku. V Evropě jsou využívány různé lokální programy, mezi které je možné zařadit například program britské firmy *Morgan = Est: Certifikace pro nástřik jednoplášťových ostění tunelů realizovaných metodou LaserShell* nebo program norské betonářské společnosti. Skupina *Evropské federace výrobců a uživatelů speciálních produktů pro konstrukce EFNARC* připravila program certifikace operátorů trysky pro nástřik pomocí manipulátoru mokrou cestou, která sjednocuje certifikace v Evropě.

Iniciátorem zavádění personální certifikace operátorů trysky v České republice byla pracovní skupina pro stříkaný beton při *CzTA ITA / AITES*. Tato pracovní skupina připravila podklady pro ověření praktických i teoretických znalostí operátorů trysky. Program certifikace byl připraven v souladu s potřebami podzemního stavitelství v České republice. Teoretické zkoušky se skládaly z teorie provádění stříkaného betonu a z otázek souvisejících s obsluhou a údržbou strojního zařízení. Maximální výše ohodnocení z teoretické zkoušky byla 40 bodů. Praktická zkouška se skládala z nástřiku do zkušební formy a z předvedení nástřiku primárního ostění tunelu. Maximální výše ohodnocení z praktické zkoušky byla 60 bodů. Uchazeč vyhověl, pokud získal v součtu více než 70 bodů ze 100 možných a přitom z praktického provádění více než 40 bodů. První cyklus zkoušek proběhl v ČR v roce 2006, další cyklus zatím neproběhl, viz *Hilar a kol., 2008*.

#### 4. Stříkaný vláknobeton

Technologie stříkaného vláknobetonu úzce souvisí s technologií stříkaného betonu, jejíž základní principy byly popsány ve třetí kapitole.

*Svoboda a kol., 2013* definuje vláknobeton jako speciální typ konstrukčního betonu, u kterého se již při jeho výrobě k běžným složkám přidávají různá vlákna plnící funkci rozptýlené výztuže. Rovnoměrným rozptýlením vláken ve struktuře betonu mohou být významným způsobem ovlivněny některé jeho vlastnosti, například schopnost lépe odolávat účinkům objemových změn betonu vlivem smršťování při tuhnutí a tvrdnutí a vlivem působení okolního prostředí. Vhodné typy vláken s vyšším modulem pružnosti mohou plnit tuto funkci i později po ztvrdnutí betonu. Vláknobeton obecně lépe odolávají účinkům tahových napětí vlivem mechanického namáhání a zmírňují obvyklý křehký charakter porušení betonu.

Předmětem této kapitoly je popis v současné době používaných vláken a jejich chování. Nadále bude popsáno chování vláknobetonu a možnosti jeho využití pro zajištění výrubu podzemních staveb. Podrobné informace o klasickém i stříkaném vláknobetonu uvádí například *Thienel, 2018*.

##### 4.1 Složení a výroba stříkaného vláknobetonu

Složení a výroba stříkaného vláknobetonu v zásadě odpovídá klasickému stříkanému betonu. Vzhledem k přidaným vláknům je ovšem třeba recepturu stříkaného vláknobetonu, postup jeho výroby a aplikace odpovídajícím způsobem upravit.

Kamenivo, cement, přísady a příměsi pro zhotovení betonové matrice se volí s ohledem na podmínky zpracování na stavbě a na požadované pevnostní hodnoty stříkaného vláknobetonu. Druh vláken je zpravidla volen s ohledem na čerpatelnost čerstvě zhotovené betonové směsi.

##### 4.1.1 Matrice stříkaného vláknobetonu

Volba kameniva pro výrobu stříkaného vláknobetonu je podmíněna maximální velikostí zrn a procentuálním podílem jednotlivých částic.

Maximální velikost zrna kameniva je zpravidla vzhledem k zpracovatelnosti betonové směsi a k zajištění relativně malého odstupů jednotlivých vláken volena podle rozměrů použitých vláken. Všeobecně je doporučováno omezení maximální velikosti zrn kameniva na 30 % délky výztužného vlákna, jak je znázorněno na obrázku 3.3.

Maximální velikost zrn kameniva pro stříkaný drátkobeton je omezena hodnotou 8 mm, *Pichler a Kusterle, 2009*. Pro stříkané betony se skleněnými vlákny je maximální velikost zrn kameniva nadále omezena, a to minimálně na 4 mm, přičemž hodnota optimální velikosti zrn kameniva by měla být volena v rozmezí 1 až 2 mm.

V případě převažující hrubozrnné frakce kameniva je vhodné do směsi přidávat silnější a delší vlákna. Hrubozrnná frakce kameniva by ve výsledné směsi neměla převažovat, neboť se

zmenšujícím podílem hrubozrnných částic kameniva je možné do stříkaného betonu přidat více vláken, aniž by docházelo k jejich nakumulování a tvorbě takzvaných „ježků“, *Rehm, 1979*.

Hodnotu vodního součinitele je vhodné volit mezi 0,40 a 0,50, *Meyer, 1986*. Vzhledem k faktu, že pro dosažení ideální zpracovatelnosti betonové směsi je zapotřebí relativně vysoké dávkování vody, je tudíž zapotřebí i relativně vysoký obsah cementu, což platí zejména pro vláknobeton s převažující hrubou frakcí kameniva. Při zachování stejné hodnoty konečné pevnosti stříkaného vláknobetonu je možné zhruba 25 až 30 % cementu nahradit popílkem.

Příklad receptury drátkobetonu s vysokým obsahem hrubozrnné frakce kameniva je uveden v následující tabulce, *Brockmann a kol., 1996*:

Tabulka 4.1: Složení drátkobetonu s vysokým obsahem hrubé frakce kameniva, *Brockmann a kol., 1996*

	Dávkování [kg/m <sup>3</sup> ]	Objemová tíha [kg/dm <sup>3</sup> ]	Objemový podíl [dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]
Vysokopecní cement 45 L	390	3,00	130
Popílek	75	2,40	31
Voda	172	1,00	172
Kamenivo 0/2	697	2,63	265
Kamenivo 2/8	153	2,63	58
Kamenivo 5/8	388	3,00	129
Kamenivo 8/11	581	3,00	194
Plastifikátor	2,8	-	3
Urychlovač	0,8	-	1
Ocelová vlákna 40/0,60	75	7,85	10
Póry	.	-	7
Objemová tíha betonu	2535	-	1000

#### 4.1.2 Vlákná

Typ výztužných vláken, jejich rozměry a tvar je volen na základě technologických a ekonomických hledisek. Do stříkaného vláknobetonu užívaného v podzemním stavitelství se do betonové směsi přidává zhruba 25 až 45 kg/m<sup>3</sup> ocelových vláken a přibližně 4 až 6 kg/m<sup>3</sup> polymerových vláken.

##### 4.1.2.1 Délka a průměr vláken

Jak již bylo zmíněno, přidáním výztužných vláken do betonu se zvyšuje potřebné množství vody. Pro stanovený obsah vláken se potřebný obsah vody zvyšuje se zmenšujícím se průměrem a se zvyšující se délkou přidávaných vláken.

Vliv na zpracovatelnost betonové směsi se dá vyjádřit pomocí štíhlostního poměru vláken  $L / D$ . Zvyšující se hodnota štíhlostního poměru vláken má za následek horší zpracovatelnost betonové směsi.

*Moens, 1973* doporučuje pro dobrou zpracovatelnost betonové směsi dodržení následujících maximálních hodnot štíhlostních poměrů vláken:

- maximální velikost zrna kameniva 10 mm: štíhlostní poměr 100 až 150,
- maximální velikost zrna kameniva 2 mm: štíhlostní poměr 160 až 200.

Tloušťka běžně používaných ocelových vláken do drátkobetonu se pohybuje do 1 mm. U stříkaného drátkobetonu je tloušťka vláken zhruba poloviční. *Austin a Robins, 1995* doporučují pro stříkané drátkobetonu hodnotu štíhlostního poměru v rozmezí 40 až 60.

Vlákna s vysokou hodnotou štíhlostního poměru jsou náchylná k poškození ohnutím během míchání betonové směsi. Toto platí zejména pro skleněná a polypropylenová vlákna, která jsou mnohem pružnější než vlákna ocelová. Z tohoto důvodu bývá jejich délka omezena hodnotou 25 mm, ve výjimečných případech 12 mm nebo 6 mm. Z tohoto důvodu nemůže být plně využita jejich pevnost, neboť k případnému vytažení vlákna dojde ještě před porušením důsledkem vyčerpání jejich pevnosti v tahu.

#### 4.1.2.2 Obsah vláken

Obsah vláken bývá zpravidla stanoven na základě požadované pevnosti betonu v tahu za ohybu a na základě požadované odolnosti betonu proti dynamickému zatížení. Obsah vláken je možné udat procentuální hodnotou vztaženou na objemovou jednotku betonu nebo jako přidávanou hmotnost vláken v  $\text{kg/m}^3$ .

Obecně platí, že se stoupajícím obsahem vláken se zhoršuje zpracovatelnost betonové směsi, jelikož vlákna mají během procesu míchání tendenci se shlukovat a vytvářet takzvané „ježky“.

Množství přidávaných vláken závisí na složení a konzistenci čerstvé betonové směsi, vlastnostech daných vláken a technologii zpracování, přičemž do betonů s převažující jemnozrnnou frakcí kameniva je možné přimíchat více vláken. Objem vláken v betonu zpravidla dosahuje hodnoty 0,4 až 3 %. Při použití speciálních technik zpracování betonové směsi je možné docílit ještě vyššího, až šestiprocentního, podílu vláken.

*Brockman a kol., 1996* doporučují pro vysoký obsah vláken dodržení hodnoty štíhlostního poměru 60:1. Pro obsah vláken zhruba  $60 \text{ kg/m}^3$  je možné použít vlákna se štíhlostním poměrem 100:1.

#### 4.1.3 Výroba

Zpracovatelnost vláknobetonu závisí na obsahu přidávaných vláken, jejich průměru a délce, na obsahu vody a maximální velikosti zrna kameniva. Pro získání konzistence normálního betonu je nutné přidání plastifikátoru.

Pro plné využití únosnosti přidávaných výztužných vláken je třeba zajistit jejich rovnoměrné rozmístění v betonové směsi. Některé druhy vláken je možné přidat přímo do bubnu míchačky, kde se samy rovnoměrně v rámci betonové směsi rozmístí. Většina ocelových a plastových vláken však musí být před jejich přidáním od sebe oddělena. Za tímto účelem byly vyvinuty speciální separační zařízení pracující s vibračními sítý a bubny.

## 4.2 Výztužná vlákna

Zejména vlákna s vysokou ohybovou tuhostí a charakteristickým jehlicovitým geometrickým tvarem se zásadně odlišují od ostatních složek čerstvého betonu, jelikož se při výrobě vláknobetonu obtížněji mísí. Z tohoto důvodu je zapotřebí vhodným způsobem zajistit rovnoměrné dávkování a rozptýlení vláken ve struktuře betonu a zamezit vytváření jejich nepravidelných shluků.

Při návrhu a výrobě betonu s vlákny, je tedy třeba zvolit nejen vhodný druh vláken a jejich optimální množství, ale také odpovídajícím způsobem zajistit technologii jeho výroby. Výztužná vlákna je možné dle *Svobody a kol., 2013* rozdělit na:

- ocelová, skelná, uhlíková a dřívě i azbestová vlákna:
  - vyznačují se dostatečnou pevností, ohybovou tuhostí a vysokým modulem pružnosti,
  - zlepšují pevnost ztvrdlého betonu v tahu o 50 až 100 % a částečně i pevnost v tlaku zhruba o 10 %, čímž se redukuje riziko vzniku trhlin,
  - zvyšují rezistenci vůči dynamickým zatížením, čímž snižují riziko křehkého lomu ztvrdlého betonu,
- organická, přírodní nebo syntetická vlákna:
  - vyznačují se obvykle malou mechanickou pevností a nízkým modulem pružnosti,
  - zvyšují odolnost tuhajícího betonu proti vzniku a šíření smršťovacích trhlin,
  - zvyšují požární odolnost stříkaného betonu.

### 4.2.1 Ocelová vlákna

Technologie vyztužení stříkaného betonu ocelovými vlákny se začala rozvíjet počátkem 70. let minulého století.

Ocelová vlákna se vyznačují relativně vysokou pevností v tahu, jejíž hodnota závisí na tvaru průřezu vlákna a jež může nabývat hodnoty mezi 300 až 2500 MPa. Nadále se ocelová vlákna vyznačují vysokým modulem pružnosti, který nabývá hodnoty zhruba 200 GPa a je tudíž asi desetinásobný v porovnání s modulem pružnosti cementové matrice. Mezi důležité parametry ocelových vláken je možné zařadit:

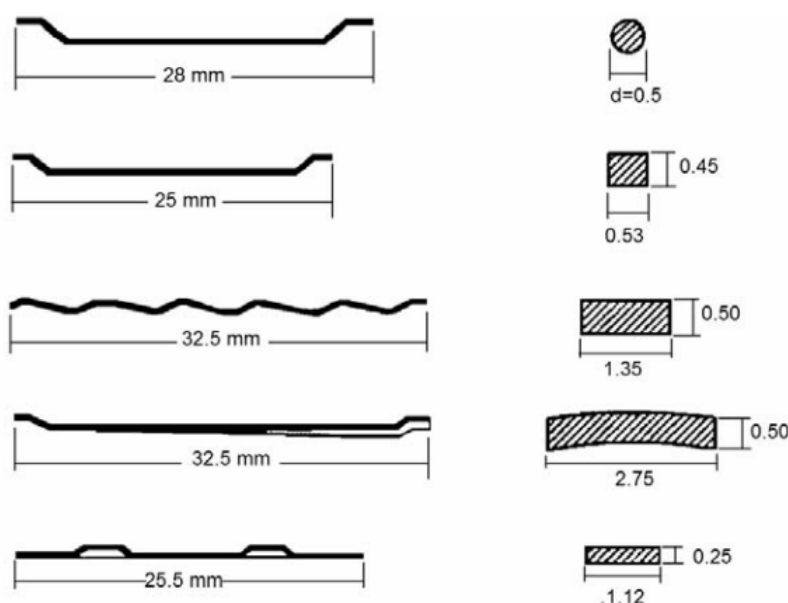
- geometrii vlákna,
- délku vlákna,
- štíhlostní poměr vlákna  $L / D$ ,
- kvalitu oceli.



Ocelová vlákna jsou nehořlavá, trvanlivá a odolná proti možným korozním procesům. I přesto může docházet vlivem vlhkosti k lokální korozi, která se může v krajních případech projevit až porušením vlákna. Takle koroze zpravidla nevede k poškození ostění jako celku, jelikož pro případné odprýsknutí části zhotoveného ostění není korozním procesem vyvinut dostatek energie.

Riziko koroze ocelových vláken nacházejících se na okraji betonového dílce může být do určité míry minimalizováno pomocí impregnace polymery nebo zhotovením krycí ochranné vrstvy, *Wischers, 1975*.

Za účelem zlepšení spolupůsobení ocelových vláken s betonovou matricí a za účelem zvýšení odolnosti proti vytažení se ocelová vlákna různě profilují. Požadavky na vlastnosti a zkoušení ocelových vláken jsou definovány v ČSN EN 14889-1. Běžně používané typy ocelových vláken jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 4.1: Typy ocelových drátků přidávaných do stříkaného betonu, *Banithia a kol., 1992*

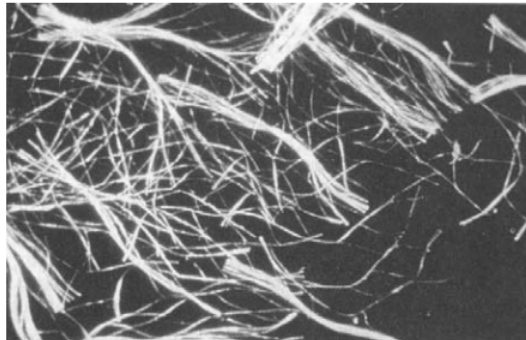
#### 4.2.2 Skelná vlákna

Do stříkaného betonu se dříve přidávala skleněná vlákna, v současné době se od jejich používání upouští, jelikož alkalická betonová směs je pro běžně používaná skla agresivní a dochází tudíž k jejich poškození. Dle odborné literatury je možné korozi skla v betonu předcházet přidáním polymerové disperse.

#### 4.2.3 Syntetická vlákna

Polypropylenová vlákna začala používat na počátku 80. let minulého století. Jelikož se jich do betonové směsi přidávalo asi jen  $1 \text{ kg/m}^3$ , nedocházelo k výraznému zlepšení vlastností vláknobetonu. Hlavní přínos spočíval ve zvýšení požární odolnosti konstrukce. Další výhodou byla redukce odrazivosti při nástřiku mokřím způsobem.

Nedávný vývoj vedl k novým typům umělých vláken, které jsou vyráběny z vysoce kvalitních materiálů. Při dávkování zhruba 10 až 13 kg/m<sup>3</sup> je možné docílit výrazně vyšší trvanlivost a tvárnost stříkaného vláknobetonu.



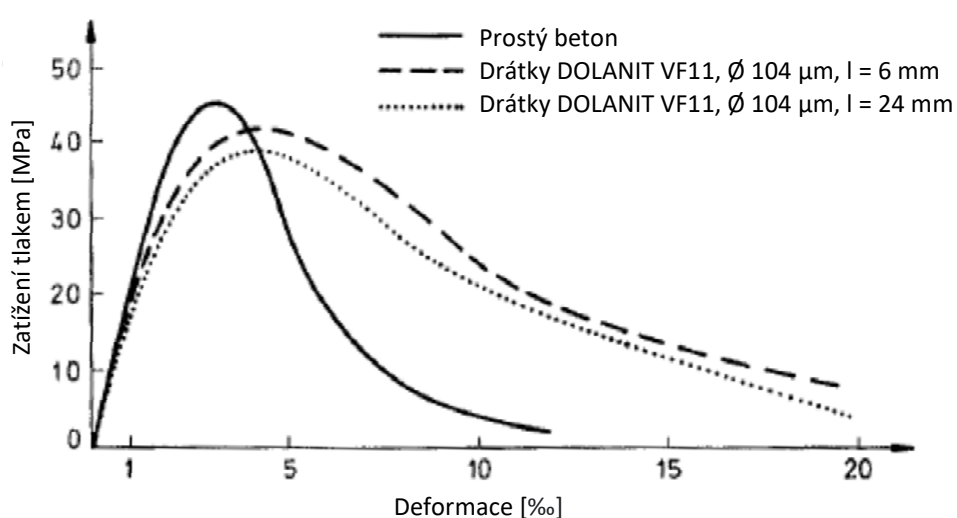
Obrázek 4.2: Polypropylenová vlákna pro stříkaný beton, *Austin a Robins, 1995*

### 4.3 Mechanismus porušení

Tvar výtuzných vláken je volen tak, aby k jejich porušení nedocházelo přetržením, ale pomalým vytažením. Při vytahování dochází k přenosu zatížení z betonu na vlákno prostřednictvím tření a popřípadě ještě ukotvením vlákna, které je dáno koncovou úpravou vlákna.

#### 4.3.1 Porušení při namáhání tlakem

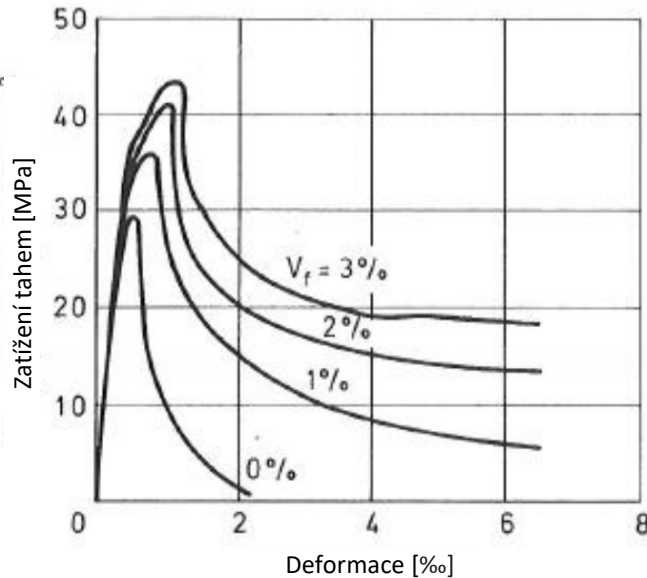
Pevnost v tlaku vláknobetonu je dána především složením samotného betonu. V porovnání s běžným betonem je tlaková pevnost vláknobetonu o něco nižší. Tento fakt je zapříčiněn zvýšeným obsahem pórů.



Obrázek 4.3: Pracovní diagram drátkobetonu při tlakovém zatížení, *Hähne a kol., 1987*

### 4.3.2 Chování při namáhání tahem

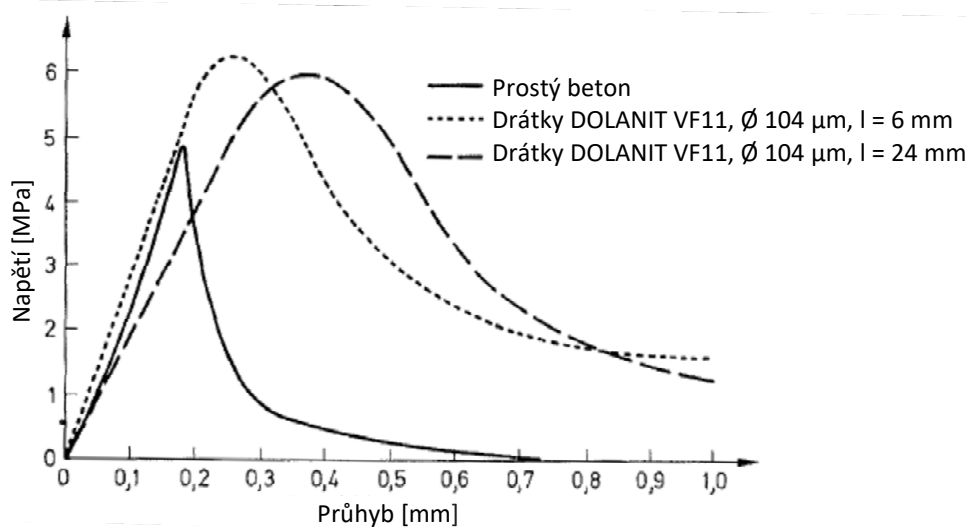
Pevnost betonu v tahu je možné zvýšit přidáním ocelových vláken až o polovinu. Typický průběh chování zkušebních vzorků vláknobetonu zatížených tahem jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 4.4: Pracovní diagram drátkobetonu při tahovém zatížení, *Soroushian a Bayasi, 1987*

### 4.3.3 Chování při namáhání ohybem

Chování vláknobetonu při namáhání ohybem je definováno chováním tažené oblasti průřezu. Rozhodujícími faktory jsou modul pružnosti, pevnost v tahu a spolupůsobení a obsah výztužných vláken.



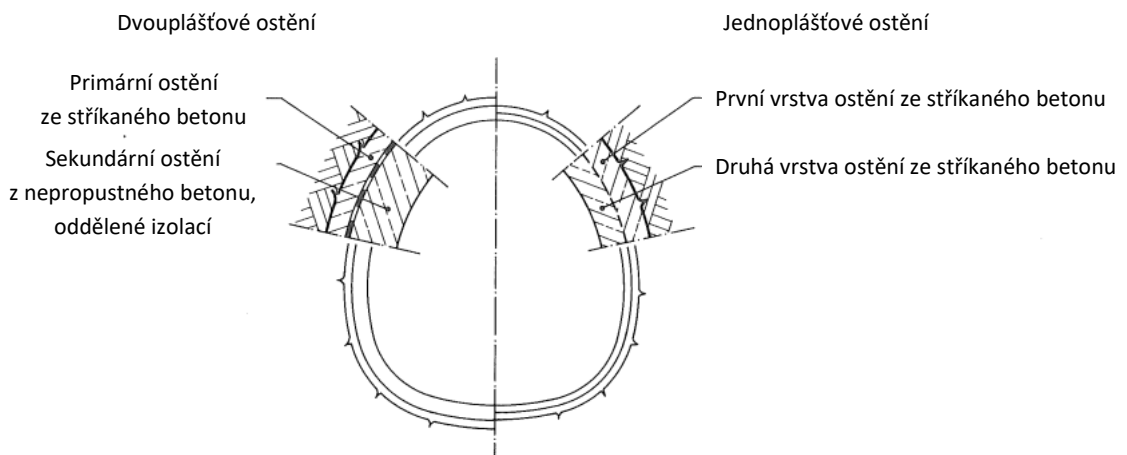
Obrázek 4.5: Pracovní diagram drátkobetonu při zatížení ohybem, *Hähne a kol., 1987*

## 5. Zajištění výrubu stříkaným betonem a vláknobetonem

Kapitola se zabývá využitím stříkaného betonu a stříkaného drátkobetonu jako materiálu pro zajištění výrubu podzemních staveb. V kapitole jsou uvedeny obecné požadavky na ostění, koncept návrhu zatížení jednotlivých vrstev stříkaného betonu a přehled relevantních strukturních detailů, jimž je třeba při návrhu a zhotovení klást zvýšený důraz.

Vzhledem k možnosti spolupůsobení jednotlivých vrstev ostění ze stříkaného betonu je možné rozdělit ostění na:

- jednovrstevné ostění,
- dvouvrstevné ostění.



Obrázek 5.1: Jednovrstevné a dvouvrstevné ostění, *Maidl, 1999*

Jednovrstevné ostění je zpravidla zhotoveno již v průběhu samotné ražby tunelu. Jeho strukturní rozměry jsou navrženy s cílem splnit požadavky bezpečné realizace ražby a finálních provozních účelů.

Druhým způsobem zajištění výrubu je použití dvouvrstevného ostění. U tohoto ostění plní první vrstva požadavky bezpečné ražby tunelu a následující vrstva nadále zlepšuje nepropustnost a trvanlivost finální kompozitní konstrukce. Konstrukce druhé vrstvy je buď ze stříkaného betonu, nebo vibrovaného monolitického betonu.

### 5.1 Obecné požadavky na ostění tunelu

Ostění ze stříkaného betonu musí přenést veškeré potenciální zatížení od horninového masivu, tlaky podzemní vody a případně i přetížení v průběhu užívání konstrukce. Ostění by mělo být nepropustné, trvanlivé, schopné přenést zatížení od vnitřního vybavení a finální úprava jeho povrchu by měla umožnit požadovanou míru viditelnosti.

*Müller a Spaun, 1977* sestavili koncept návrhu tunelu v zeminách s ostěním ze stříkaného betonu. Většina uvedených bodů je relevantní pro návrh tunelů ve zvětralých a poloskalních horninách.

- Profil tunelu by se měl volit, pokud možno, kruhový. Uzavírání prstence ostění by mělo proběhnout v co nejkratším čase. Uzavřením prstence dojde k vytvoření kompaktního tuhého tělesa, díky němuž je možné omezit deformace tunelu a sedání terénu na přijatelné hodnoty.
- Je třeba zabránit rozvolnění a zhoršení kvality horninového masivu včasnou aplikací stříkaného betonu.
- Ve všech stádiích ražby je třeba zabránit možným koncentracím napětí. Taktéž je zapotřebí minimalizovat počet možných redistribucí napětí v blízkém okolí tunelu.
- Je potřebná dostatečná znalost pevnosti, tuhosti a časově závislých charakteristik horninového masivu.
- Je třeba vypracovat efektivní plán monitoringu a koncept pro případné zesílení ostění.
- K upřesnění a kalibraci návrhových metod a k docílení ekonomického návrhu tunelu je vhodné využívat průzkumné štoly.
- Zvláštní pozornost je třeba věnovat návrhu a specifikaci napojení v primárním ostění plynoucího z členění ražby.

V průběhu výstavby musí být zajištěna průběžná spolupráce mezi projektantem a zhotovitelem stavby. Jakákoliv změna v návrhu ostění musí být projednána s projektantem. Projekt ostění by měl být předdefinovaný, konzervativní a robustní. Geotechnický monitoring by neměl být prostředkem návrhu jako v případě observační metody, ale spíše plnit roli kontroly adekvátnosti návrhu a sloužit k vyvarování se nepříznivých stavů plynoucích z nejistých geologických podmínek a chování horninového masivu.

## 5.2 Zatížení působící na ostění podzemních staveb

Ostění podzemních staveb ze stříkaného betonu je možné zhotovit buď formou jediné vrstvy a nebo jako kompozitní konstrukci sestávající ze dvou a více vrstev.

### 5.2.1 Dvouplášťové ostění: zatížení první vrstvy ostění

Při statickém návrhu první vrstvy ostění ze stříkaného betonu je třeba zohlednit následující zatížení:

- zatížení od horninového masivu,
- vlastní váha konstrukce,
- zatížení způsobené zlepšováním vlastností masivu,
- zatížení konstrukce vyvolané ražbou přilehlého, paralelního tunelu,
- časová závislost změn zatížení pro všechny zmíněné případy.

Hodnota zatížení horninovým masivem je možné určit buď z úplné výšky nadloží nebo na základě teorií výšky horninových kleneb. Hodnota tohoto zatížení je závislá na vlastnostech horninového masivu, historii zatížení a časové stabilitě nezajištěného výrubu.

V případě realizace tunelu nad hladinou podzemní vody může být hydrostatický tlak pro první vrstvu ostění zanedbán. Tato podmínka je relevantní i pro tunely nacházející se pod úrovní hladiny

podzemní vody, u kterých je možné hydrostatický tlak redukovat, a to buď přirozenou drenážní funkcí čelby nebo umělým snížením hladiny podzemní vody. Ze statického hlediska je důležité, aby tato podmínka byla zachována až do aplikace druhé vrstvy ostění.

Při statickém posouzení první vrstvy ostění je třeba zohlednit veškeré povrchové zatížení zapříčiněné základy budov a dopravní infrastrukturou a jeho případnou změnu v časovém období mezi instalací první a druhé vrstvy ostění.

Zvláštní pozornost je třeba věnovat případným důsledkům vyplývajících ze zlepšování vlastností horninového masivu, mezi které je možné zařadit kompenzační, těsnící nebo zpevňující injektáže. Veškeré injektáže provedené v bezprostřední blízkosti ostění podzemních staveb můžou zapříčinit značné přetížení ostění. Reálná velikost tohoto přetížení zpravidla závisí na vzdálenosti jednotlivých injekčních bodů. Mimořádné přetížení může být způsobeno i zmrazováním hornin.

Dodatečné zatížení může být vyvoláno i ražbou paralelních tunelů. Přetížení vyvolané ražbou paralelního tunelu je relevantní zejména v případech, kdy vzdálenost mezi jednotlivými tunelovými troubami je menší než průměr daných tunelů. Ražbou paralelního tunelu může být narušena již vytvořená horninová klenba, což může mít za následek koncentrace napětí v oblastech mezi jednotlivými tunelovými troubami. Tyto podmínky by měly být i v oblastech tunelových napojení.

### 5.2.2 Dvouplášťové ostění: zatížení druhé vrstvy ostění

Aplikací druhé vrstvy ostění je zpravidla zajištěna požadovaná tloušťka ostění. Při statickém návrhu druhé vrstvy ostění musí být brány v úvahu veškerá reziduální zatížení, které nebyly zahrnuty při návrhu první vrstvy ostění. Značný důraz by měl být kladen na zajištění nepropustnosti a trvanlivosti ostění. Pro druhou vrstvu ostění je třeba uvažovat následující zatížení:

- reziduální zatížení vzniklé v důsledku dlouhodobého chování horninového masivu,
- hydrostatický tlak,
- změny v povrchovém zatížení neuvažované první vrstvou,
- vnitřní strukturní zatížení.

### 5.2.3 Jednoplášťové ostění

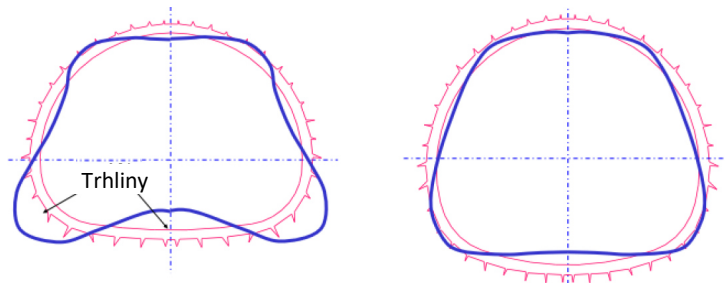
Při návrhu jednoplášťového ostění ze stříkaného betonu aplikovaného v jediné vrstvě musí být veškerá zatížení přenesena touto vrstvou. V tomto případě jsou na konstrukci ostění kladeny dva protichůdné požadavky: co nejrychlejší zajištění stability výrubu a její dlouhodobá životnost.

### 5.3 Strukturní detaily

#### 5.3.1 Geometrie tunelu

Pro redukci rizika vzniku trhlin na minimum, doporučuje *HSE, 1996*, aby se linie obvodového napětí nacházela co nejbližěji středu průřezu ostění. To umožní, aby extrémní napětí v betonu byla lokalizována v blízkosti průměru a byla mobilizována pevnost ostění.

Role geometrie profilu tunelu je nadále důležitá pro redukci nepříznivých účinků ohybových momentů. Všeobecně nejvhodnějším tvarem je kruhový profil, zvláště pro kalotu tunelu. Nárůst poloměru v bocích tunelového profilu a prohnutí dna má za následek, zvláště v prostředí zeminového masivu, redukci napětí působícího na zeminu v dané oblasti. Současně dojde k minimalizaci zakřivení ostění a souvisejících ohybových momentů.



Obrázek 5.2: Vliv tvaru průřezu tunelu na hodnoty ohybových momentů, *Claussen, 2010*

#### 5.3.2 Vyztužení ostění

Na základě rešerše odborné literatury, například *Crabb, 1997*, je možné vyvodit poznatek, že průsaky a případné přítoky vody do podzemních staveb jsou zpravidla spojeny se zabudováním ocelové výztuže o velkém průměru do ostění ze stříkaného betonu.

Bez výrazné pozornosti věnované kvalitě zastříkání a návrhu výztuže dochází v těchto oblastech ke vzniku stínů, tedy špatně zhutněných oblastí, které mohou sloužit jako dráhy proudění podzemní vody způsobující korozi výztuže. Mezi konstrukční prvky představující takové problémy patří zejména příhradové nosníky, jejich napojení pomocí ostnů a nadbytečný přesah ocelových sítí.

Pozitivní efekt nepřítomnosti ocelových prutů na nepropustnost ostění ze stříkaného betonu byl dokázán zkouškami nepropustnosti na vyztužených a nevyztužených vzorcích stříkaného betonu, viz například *Schreyer, 1996*. Na základě těchto zkoušek by mělo být množství ocelové výztuže minimalizováno těmito způsoby:

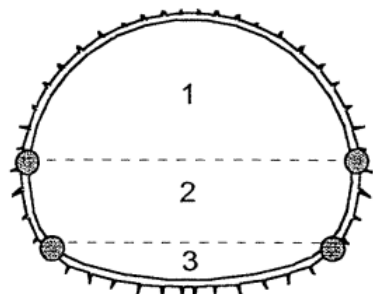
- optimalizace profilu tunelu z důvodu redukce ohybových momentů,
- zvětšení tloušťky tunelového ostění tak, aby se pozice linie obvodového napětí nacházela v prostřední třetině průřezu betonu,
- kde to strukturní podmínky umožňují, využít výztuž v podobě ocelových vláken.

Ve všech případech je třeba věnovat zvýšenou pozornost zastříkávání příhradových nosníků. V případě, že je klasická ocelová výztuž vyžadována například z důvodu napojení nebo křížení tunelů, musí být navržena tak, aby její instalace byla co nejjednodušší. Zároveň by mělo být dbáno na rovnoměrné rozmístění výztuže v celém průřezu. Nadále by měla být zajištěna její neměnná pozice a současně eliminován vznik několikanásobných překryvů sítí.

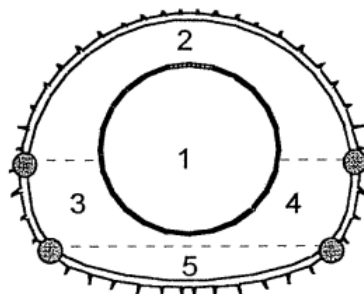
### 5.3.3 Konstrukční spoje související s ražbou

Obvyklé sekvence ražby používané při realizaci konvenčně ražených tunelů jsou znázorněny na následujícím obrázku. Jak již bylo dříve podotknuto, redukcí ocelové výztuže v ostění ze stříkaného betonu je možné do určité míry redukovat případné průsaky podzemní vody. Jelikož každé konstrukční napojení ostění vyžaduje detailní vyztužení a důkladné zastříkání, měl by být kladen důraz na minimalizaci počtu míst jednotlivých napojení v profilu a jejich jednoduchosti.

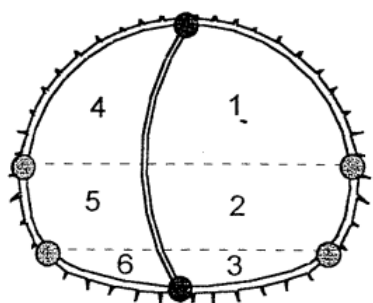
Jak je patrné z následujícího obrázku, nejlepší řešení daného problému spočívá v klasickém horizontálním členění čelby na kalotu, opěří a dno. Případný pilotní tunel by měl být umístěn v budoucím tunelovém průřezu. V případě vertikálního členění čelby a realizace bočních štol je třeba věnovat pozornost komplikovanému napojení ostění tunelu a boční štol, které zahrnuje trvalé a dočasné příhradové nosníky ostění a vyžaduje výrazné vyztužení. To vše přispívá k nárůstu pravděpodobnosti průsaku vody. Typické umístění a počet takových spojů je vyznačen černými body.



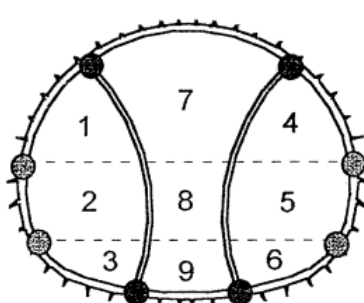
Horizontální členění výrubu



Horizontální členění výrubu s pilotním tunelem



Vertikální členění výrubu s jednou boční štolou



Vertikální členění výrubu s dvěma bočními štolami



Jednoduchý konstrukční spoj ostění  
- malé riziko přítoku podzemní vody



Komplexní konstrukční spoj ostění  
- velké riziko přítoku podzemní vody  
- redukce pevnosti při nedokonalém zhotovení napojení

Obrázek 5.3: Konstrukční napojení a jejich rizika běžných postupů ražeb, *Claussen, 2010*



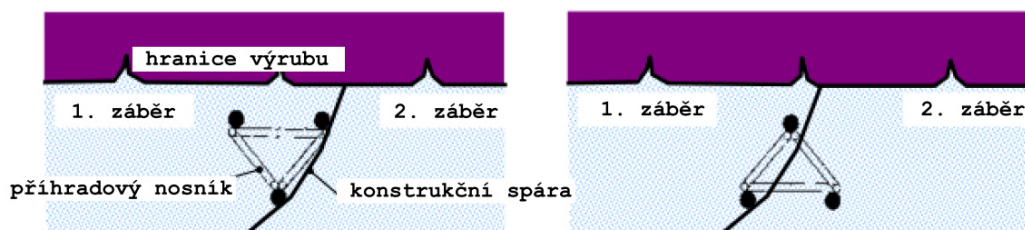
V případě, že nepříznivé geologické poměry a další okolnosti nedovolí realizovat výše zmíněná členění profilu a vyvstává tedy nutnost čelbu dále dělit, přichází v úvahu metoda zvětšení průzkumné štoly. Toto řešení je považováno za vhodnější ve srovnání s metodou bočních štol. Pokud je jediným možným řešením metoda bočních štol, mělo by k zajištění výrubu být použito dvouplášťové ostění.

Kromě zjednodušení konstrukčních napojení v hlavním ostění tunelu nabízí metoda zvětšení průzkumné štoly i další výhody, které byly definovány při realizaci projektu *Jubilee Line Extension, Dimmock, 1998*:

- průzkumná štola poskytuje podrobnější znalosti o složení, vlastnostech a chování horninového masivu,
- bezpečnost hlavního tunelu je zlepšena prostřednictvím štoly, která působí jako výztužný prvek horninového masivu,
- jednodušší konstrukční metoda zahrnující méně citlivých strukturních elementů ve srovnání s metodou bočních štol,
- průzkumná štola může poskytnout rychlejší přístup k dalším pracovním místům, čímž vzniká potenciál časových úspor.

#### 5.3.4 Detail napojení ostění ze stříkaného betonu

Detail napojení navazujících úseků ostění ze stříkaného betonu je zvláště důležitý při vyztužení ostění ocelovými vlákny, jelikož napojení výztuže mezi jednotlivými záběry nemůže být dosaženo klasickým překryvem svařovaných sítí. Z tohoto důvodu je zapotřebí klást důraz na orientaci pozici příhradového nosníku mezi jednotlivými záběry. Možné orientace příhradového nosníku jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 5.4: Možné pozice příhradového nosníku v ostění, *Claussen, 2010*

První pozice příhradového nosníku, která je znázorněna na výše uvedeném obrázku, byla použita pro dočasné ostění ze stříkaného betonu na řadě projektů ve Velké Británii. Tato pozice je ovšem nevýhodná, protože tato orientace příhradového nosníku se silně podobá systému indukovaných trhlin, který je využíván pro průmyslové betonové podlahy.

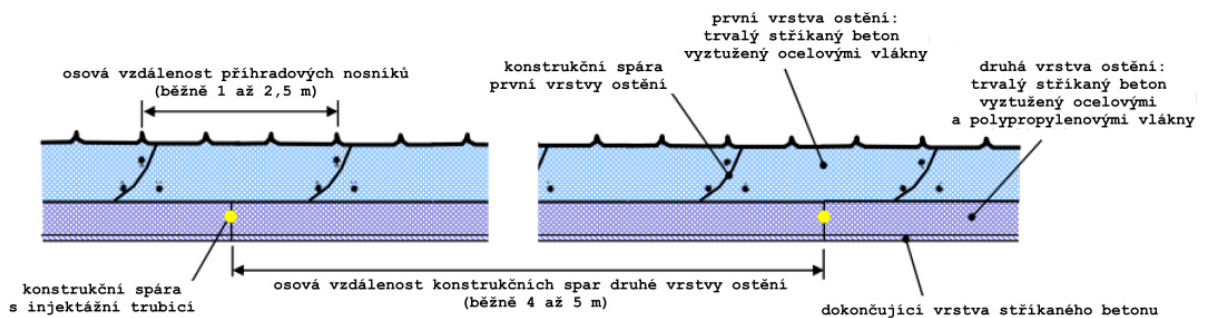
Opačná pozice příhradového nosníku, kde 2 ocelové pruty profilu příhradového nosníku jsou orientovány směrem do tunelu, byla použita například při stavbě Vídeňského a Mnichovského metra. Tato orientace nosníku umožňuje lepší napojení ostění dalšího záběru, a tudíž redukuje riziko vzniku trhlin. Pro ostění ze stříkaného betonu vyztužené ocelovými vlákny by měl být příhradový nosník orientovaný podle pravé části výše uvedeného obrázku.

Konstrukční napojení mezi kalotou, opěřím a dnem je vhodné realizovat pomocí čepů. V tomto případě se jedná o zavedený systém, kdy pruty klasické betonářské výztuže jsou v patách kaloty ohnuty tak, aby během výstavby opěří mohly být opět narovnány a aktivovány.

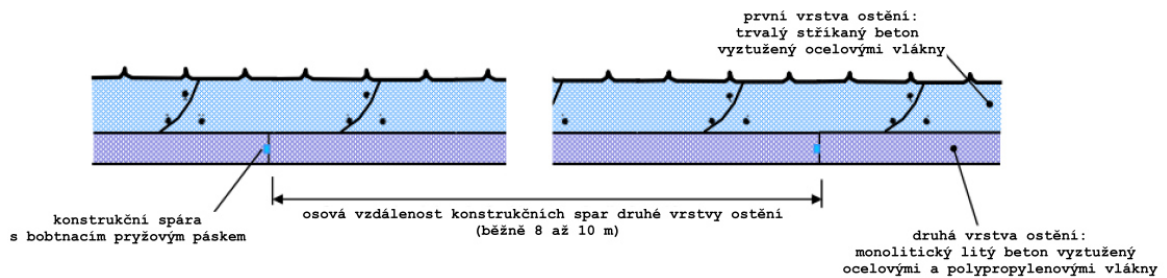
### 5.3.5 Konstrukční napojení v druhé vrstvě dvouvrstevné SPTL metody

Druhá vrstva dvouplášťového ostění bývá zhotovena buď ze stříkaného nebo z monolitického betonu. Obě možnosti by neměly obsahovat podélná konstrukční napojení.

Délka zhotoveného úseku ze stříkaného betonu se pohybuje v rozmezí 4 až 5 metrů, což odpovídá běžné délce lafet stříkacích strojů. Délka úseku z monolitického betonu je dána délkou betonářské formy, která se většinou pohybuje v rozmezí 8 až 10 metrů. Obvodová konstrukční napojení oddělující jednotlivá pole druhé vrstvy ostění by se měla překrývat o minimálně 50 cm vzhledem k obvodovým napojením první vrstvy ostění.



Obrázek 5.5: Konstrukční napojení druhé vrstvy ostění ze stříkaného betonu, Claussen, 2010



Obrázek 5.6: Konstrukční napojení druhé vrstvy ostění z monolitického betonu, Claussen, 2010

Jelikož hlavní funkcí druhé vrstvy ostění je zajištění nepropustnosti, jsou konstrukční napojení vybavena těsnícím systémem. Na kontaktních plochách úseků z monolitického betonu jsou pro osazení bobtnacích pryžových pásků vytvořeny mělké žlábků.

Alternativní řešení k pryžovým páskům skýtají injektážní trubice, které jsou uchyceny do žlábků vytvořeného na ploše kontaktu při realizaci předchozího ostění. Tyto trubky jsou podélně perforované, perforace jsou překryty čtyřmi vložkami, které slouží jako jednosměrná klapka. Takto sestavená trubka je pokryta ochranným síťovým obalem. Vyjma robustního řešení spočívá další výhoda injektážní trubice v tom, že může být použita vícenásobně pro utěsnění i pozdějších průsaků vody vzniklých v průběhu životnosti tunelu.

Těsnící injektáž je vhodné realizovat přibližně rok po dokončení tunelu, neboť do té doby se zpravidla stihnou projevit možné průsaky podzemní vody a lze tudíž identifikovat konstrukční napojení vyžadující utěsnění.

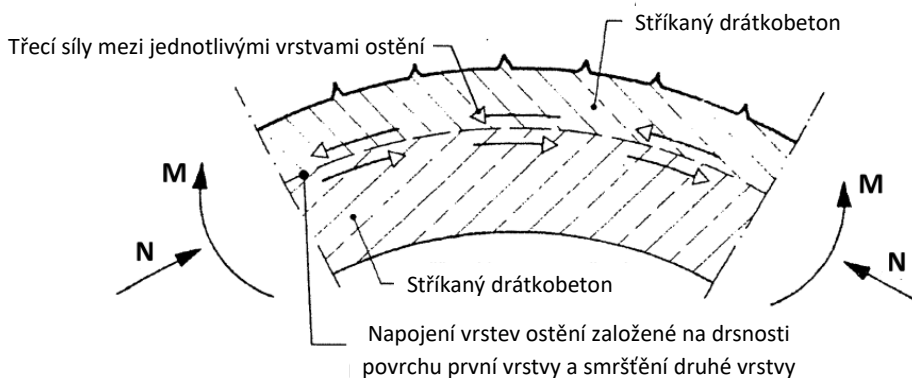
### 5.3.6 Napojení první a druhé vrstvy dvouplášťového ostění

Aby bylo zajištěno tření mezi oběma vrstvami a tudíž aby došlo k vytvoření monolitické konstrukce, která umožní přerozdělení smykových sil v ploše napojení, musí být napojení jednotlivých vrstev ostění přesné a přiléhavé.

Jak již bylo dříve zmíněno, smykové vyztužení mezi jednotlivými vrstvami ostění by mělo být eliminováno z důvodu možného vzniku preferenčních drah proudění podzemní vody do prostoru tunelu. Dle dostupné literatury, například *Schmidt a Schleicher, 1995*, nebo *Blindheim a Aagaard, 1996* je možné zajistit smykové a tahové napojení mezi jednotlivými vrstvami i povrchovou drsností první vrstvy. Povrch první vrstvy ostění by proto měl být v případě nutnosti upraven využitím následujících preventivních opatření:

- odstranění zhoršených a rozpadlých částí,
- čištění stlačeným vzduchem nebo vodním proudem za účelem odstranění prachu, sazí a ošetřujících membrán aplikovaných na první vrstvu,
- odstranění olejových skvrn detergenty,
- před aplikací druhé vrstvy ostění by měl být povrch první vrstvy suchý a nenasycený.

Detail napojení jednotlivých vrstev ostění spočívající v drsnosti povrchu první vrstvy a smrštění druhé vrstvy je znázorněn na následujícím obrázku.



Obrázek 5.7: Napojení jednotlivých vrstev dvouplášťového ostění, *Claussen, 2010*

Pevnost napojení jednotlivých vrstev je možné navýšit použitím směsi betonu podporující snížení hydratačního tepla a z něj plynoucí redukce počátečního termálního smrštění a smrštění od procesu schnutí a dále též nezbytným ošetřením betonu. Pozornost musí být věnována důkladnému odstranění stříkaných membrán aplikovaných na první vrstvu, jelikož tyto mohou zapříčinit neadekvátní napojení. *Schmidt a Schleicher, 1995* zároveň nedoporučují použití činidel zlepšujících vaznost, neboť tyto negativně ovlivňují nepropustnost kompozitní konstrukce.

Jakmile je dosaženo adekvátní vazby mezi jednotlivými vrstvami dvouplášťového ostění, začne docházet k přesunu zatížení z první do druhé vrstvy. *Golser a Kienberger, 1997* využitím numerického modelování, jehož výsledky byly ověřeny laboratorními experimenty, dokázali, že elastoplastické vlastnosti první vrstvy usnadňují interakci mezi jednotlivými vrstvami ostění a z ní vyplývající časovou závislost sdílení zatížení.

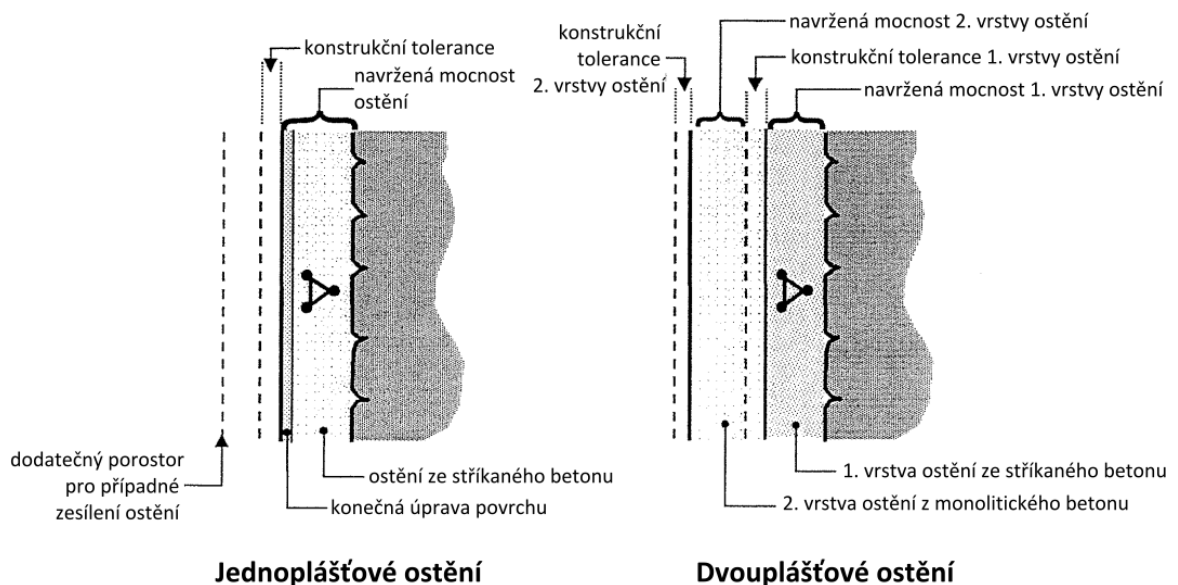
Pevnost napojení jednotlivých vrstev ostění by měla splňovat minimální požadavek pro pevnost vazby o hodnotě  $1,0 \text{ N/mm}^2$ , který je definovaný například v *EFNARC, 1996*. Této pevnosti je možné dosáhnout například použitím stříkané hydroizolace *MasterSeal 345*.

### 5.3.7 Konstrukční tolerance

Hodnota konstrukční tolerance zhotoveného ostění podzemních staveb je definována jako součet hodnoty očekávané deformace tunelu a hodnoty technické tolerance.

Hodnotu deformace ostění tunelu je možné stanovit za pomoci numerických výpočtů. Hodnota technické tolerance pro ostění ze stříkaného betonu by měla být uvažována 50 mm. Dodatečný prostor pro úpravu hodnoty tolerance bývá zpravidla uvažován pro případ realizace dodatečných opatření v podobě aplikace další vrstvy stříkaného betonu, například z důvodu potřebného zesílení ostění nebo zajištění jeho nepropustnosti.

Uvažované tolerance pro jednoplášťové a dvouplášťové ostění jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 5.8: Konstrukční tolerance jednoplášťového a dvouplášťového ostění, *Dimmock, 1998*

Jak je vidět z předchozího obrázku, bývají u dvouplášťového ostění zpravidla uvažovány 2 nezávislé hodnoty tolerance pro každou vrstvu ostění zvlášť. Tolerance první vrstvy zahrnuje predikované deformace tunelu a technickou toleranci 50 mm, což odpovídá jednovrstevné metodě. Tolerance druhé vrstvy je zpravidla založena výhradně na technické toleranci o hodnotě 50 mm, a to jak pro stříkané, tak pro monolitické ostění.

### 5.3.8 Kotvení horninového masivu

Trvalé zlepšení vlastností horninového masivu se zpravidla provádí svorníky nebo lanovými kotvami. Jejich instalací do horninového masivu ovšem vzniká možnost vývoje preferenčních drah proudění podzemní vody. Z tohoto důvodu je třeba zajistit dokonalé zapouzdření těchto prvků do injekční směsi, které zároveň redukuje riziko koroze.

V současné době existuje řada kotevních systémů nabízejících antikorozi úpravy. Ve všech případech injektovaných kotev je proto vhodné uvažovat směs betonu, která redukuje vznik teplotních trhlin a bude tixotropní, aby se zamezilo smytí při fázi osazení. Uvedené vlastnosti je možné dosáhnout použitím vhodných přísad. Také je možné použít pogaľvanizované nebo sklolaminátové svorníky.

### 5.3.9 Konečná úprava povrchu

Mezi metody úpravy finálního povrchu ostění ze stříkaného betonu je možné zařadit stahování zednickým hladítkem. Tímto procesem je možné dosáhnout srovnatelnou kvalitu povrchu stříkaného betonu v porovnání s monolitickým ostěním, jak popisuje například *Crabb, 1997*. Proces úpravy je prováděn na finální vrstvě cementové malty o mocnosti 25 mm, která je aplikovaná na předem zhotovené ostění. Z důvodu eliminace termálních a s vysycháním spojených efektů v takto tenké vrstvě se pro tuto vrstvu zpravidla používají polypropylenová a skelná vlákna.

Pro ulehčení dokončovacích prací se zednickými hladítky mohou být na povrch tunelu naohýbané vodící kolejnice o průměru 25 mm, které proces stahování podstatně zjednodušují, přičemž zůstává zachována požadovaná přesnost.

Problematiku konečné úpravy povrchu ostění ze stříkaného betonu se věnuje například také *Eddie a kol., 2009*. Na základě zkušeností ze stavby *Terminálu 5* na letišti *Heathrow* uvádí, že dokončující pohledovou vrstvu stříkaného betonu je možné nanést za pomoci běžných technologií, přičemž jako problematickou hodnotí dodatečnou úpravu povrchu. V současné době jsou vyvíjeny trysky, které by měly umožnit nános a následné vyhlazení pohledové vrstvy.

Alternativou k výše popsané tématice úpravě povrchu je zhotovení bočního obkladu tunelu. Obecně nejvhodnějším systémem obkladu pro tunelové stavby jsou skelné glazury umístěné na ocelových deskách. Tento typ obkladu je trvanlivý, odolný proti nárazu, chemicky inertní, snadno čistitelný a v neposlední řadě ohnivzdorný. Další významnou výhodou obkladového systému je, že na rozdíl od nátěru tvoří masivní barevně stálý celek, který vykazuje menší nároky na finální úpravu stříkaného betonu a umožňuje i ukrytí komunikačních a elektrických systémů.

## 5.4 Receptury stříkaného betonu

*Dimmock, 1998* uvádí receptury stříkaných betonů, které byly použity pro zajištění podzemních staveb jednoplášťovým ostěním ve Velké Británii. Receptury vybraných stříkaných betonů jsou shrnuty v následující tabulce:

Tabulka 5.1: Příklady receptury stříkaného betonu, *Dimmock, 1998*

Receptura betonu (množství na m <sup>3</sup> )	Heathrow Express Rail link	Jubilee Line Extension Project C102	Falmouth Sewage Tunnel	London Electricity Board Shafts
Celkem příměsí	1654 kg	1700 kg	1650 kg	1700 kg
Cement	335 kg	350 kg	450 kg	400 kg
PFA	75 kg	80 kg	bez	bez
Mikrosilika	60 litrů	60 litrů	50 litrů	50 litrů
Cement celkem	460 kg	460 kg	475 kg	425 kg
Ocelová výztužná vlákna	40 kg Dramix ZP30/0,5	40 kg Dramix ZP30/0.5	- Dramix ZP30/0,5	50 kg Dramix ZP30/0,5
Stabilizátor	3,5 litru MTB Delvo	1,5 litru MTB Delvo	5 litrů MTB Delvo	5 litrů MTB Delvo
Plastifikátor	8 litrů MTB 2000PF	8 litrů MTB 2000PF	1,5 5 MTB Rheobuild 3520	8 litrů MBT 2000PF
Urychlovač	3-5% MBT SA-145 bezalkalický	3-5,5 % MBT SA-145 bezalkalický	- MBT TCC 765 sodno-hlinitý	4 5 % MBT TCC 766 sodno-hlinitý
Vodní součinitel	0,40	0,40	0,42	0,40
Pevnostní třída	C40	C40	C25	C40
Aplikační proces	strojový mokrý	strojový mokrý	ruční mokrý	ruční mokrý

### 5.5 Požární odolnost stříkaného betonu

Tématika požární odolnosti ostění tunelových staveb bývá často spojována s požárem v *Eurotunelu*, který vznikl 18. listopadu 1996 a který způsobil značné škody na ostění.

Poškozené ostění sestávalo z vyztužených betonových segmentů o tloušťce 40 cm. *Channel Tunnel Safety Authority, 1997* uvádí, že celková délka poškozeného ostění byla přibližně 480 metrů, délka nejvíce poškozeného úseku byla 50 m. V tomto úseku byla mocnost ostění vlivem požáru zeslabena na 17 cm, v některých místech dokonce na pouhé 2 cm. V úsecích o délce 70 metrů na každou stranu od této zóny došlo k odprýskání betonu do hloubky 50 až 200 mm. Za touto hranicí byly viditelné pouze nepatrné povrchové škody.

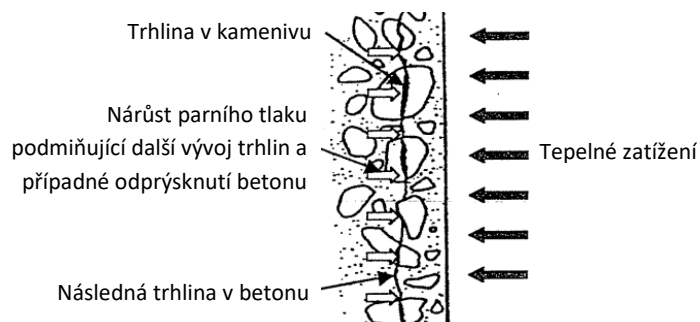


Obrázek 5.9: Poškozené ostění Eurotunelu v důsledku požáru

Po odstranění poškozeného materiálu a obnovení ocelových sítí byla provedena oprava ostění využitím stříkaného betonu vyztuženého ocelovými vlákny. Úhrnná cena za opětovné uvedení tunelu do provozu byla odhadnuta na 50 mil. £.

Chování betonu vystaveného intenzivnímu žáru je ovlivněno napětím uvnitř ostění, složením betonové směsi, vlhkostí, pórovitostí, rychlostí nárůstu teploty a její maximální hodnotou.

V případě jednostranného intenzivního zahřívání ostění, jak je znázorněno na následujícím obrázku, dochází k transportu vodní páry směrem k chladnější zóně. Rychlost transportu závisí na pórovitosti stříkaného betonu. Pokud je transport vodních par omezen prostředím nebo nestíhá vyrovnávat postupující izolinie teploty, tak se beton v blízkosti povrchu ocitá v prostředí tahového napětí radiálního směru. Přirozená tahová pevnost prostého betonu není schopna přenést tak vysoká tahová napětí a následně dochází ke vzniku explozivních odprýsků tenkých vrstviček betonu o mocnosti zhruba 10 mm. Tento proces se může opakovat až do úplného rozpadu betonového ostění.



Obrázek 5.10: Mechanismus poškození prostého betonu při vysokých teplotách

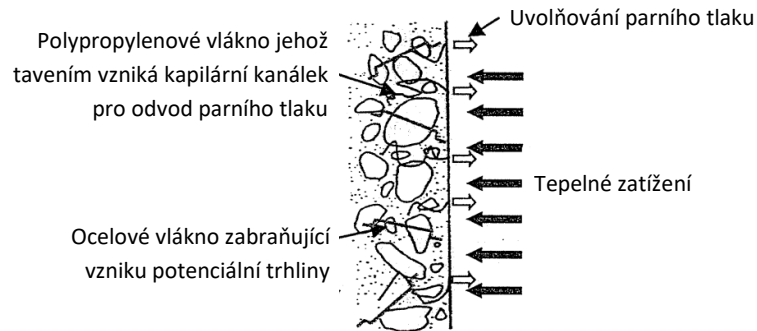
Srovnávací studie požární odolnosti segmentů ostění z různých směsí betonu byla provedena například společností *Rail Link Engineering RLE*. Testovány byly tři druhy kameniva (lehčené, vápencové a granitové) s různou kombinací ocelových a polypropylenových vláken.

Z těchto materiálů byly odlity betonové desky o rozměrech 1.240 x 360 x 320 mm, které byly ošetřovány po dobu 7 dní a následně testovány po 3 měsících. Na desky nebylo aplikováno žádné externí zatížení a byly zahřívány z jedné strany dle požadavků britské normy *BS 476* na teplotu 1.200 °C dosažené po 120 minutách.

Vzorky obsahující lehčené kamenivo vykázaly nejdramatičtější chování ve všech skupinách zkušebních vzorků, a to prostého betonu, vyztuženého ocelovými vlákny a v kombinaci s monofilamentními nebo fibrilovanými vlákny. Vzorky s vápencovým a granitovým kamenivem prokázaly obdobné chování, avšak výrazně menšího rozsahu. Na zkušebním vzorku z prostého betonu bylo patrné odprýskání značného rozsahu, nicméně největší poruchy vznikly až po ukončení testu. Všechny vzorky obsahující polypropylenová vlákna prokázaly významně vyšší požární odolnost, zvláště v případech monofilamentních vláken. Na zkušebním granitovém vzorku se směs ocelových a polypropylenových vláken, který byl vystaven hydrokarbonovému žáru o teplotě 800 °C po dobu 3 minut a 1.200 °C po 2 hodiny, nebylo pozorováno žádné odprýskání betonu.

Mechanismus zlepšení požární odolnosti betonu polypropylenovými vlákny je zobrazen na následujícím obrázku. Tavením vláken při relativně nízké teplotě jsou uvolňovány kapilární kanálky nutné k expanzi a transportu vodních par, čímž dochází ke snižování napětí v zahříváné povrchové

zóně betonu. Výhoda monofilamentních vláken oproti fibrilovaným je v jejich větším množství na hmotnostní jednotku, kterému proporcčně odpovídá množství kanálků.



Obrázek 5.11: Mechanismus poškození betonu vyztuženého vlákny při vysokých teplotách

Další možností omezení vzniku odprysků zůstává použití ocelových vláken, které udělují betonu určitou tahovou pevnost nebo jednoduše zabraňují opadávání rozvolněných částí a tím dalšímu obnažování zdravého povrchu.

Na základě provedeného výzkumu může být vyvozeno doporučení, že vnější vrstva ostění ze stříkaného betonu by měla obsahovat dávku 1 až 2 kg/m<sup>3</sup> monofilamentních polypropylenových vláken v kombinaci se strukturální výztuží ocelovými vlákny. Lehčené kamenivo by pro vnější vrstvu ostění nemělo být používáno.

## 5.6 Stříkané hydroizolace

Nepropustnost ostění podzemních staveb je možné docílit návrhem kvalitní betonové směsi, do které se zpravidla za účelem omezení vzniku trhlin přidávají ocelová nebo polypropylenová vlákna. *Dimmock, 1998* uvádí, že toto řešení spolu s vysokou kvalitou prováděných prací umožnilo zhotovení nepropustného ostění ze stříkaného betonu na dílčích tunelech projektů *Heathrow Express, Jubilee Line Extension, North Downs Tunnel a Heathrow Terminal 5*.

V současné době se nepropustnost permanentního ostění ze stříkaného betonu zajišťuje formou aplikace stříkané membrány, která je aplikována mezi jednotlivé vrstvy stříkaného betonu. Finální ostění je tak charakterizováno kompozitním systémem, ve kterém nepropustná membrána a stříkaný beton působí jako mechanicky jednotná konstrukce.

### 5.6.1 Membrány Masterseal

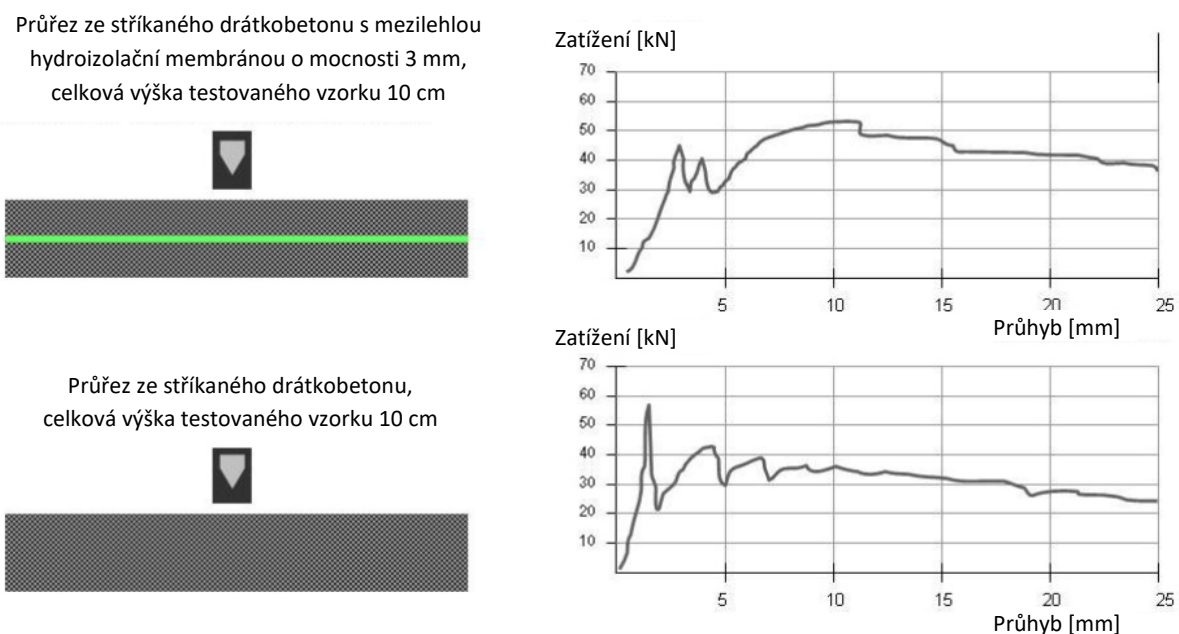
Nepropustnost ostění podzemních staveb je možné zajistit aplikací membrány Masterseal 345 výrobce *BASF Construction Chemicals*.



### 5.6.1.1 Technické řešení

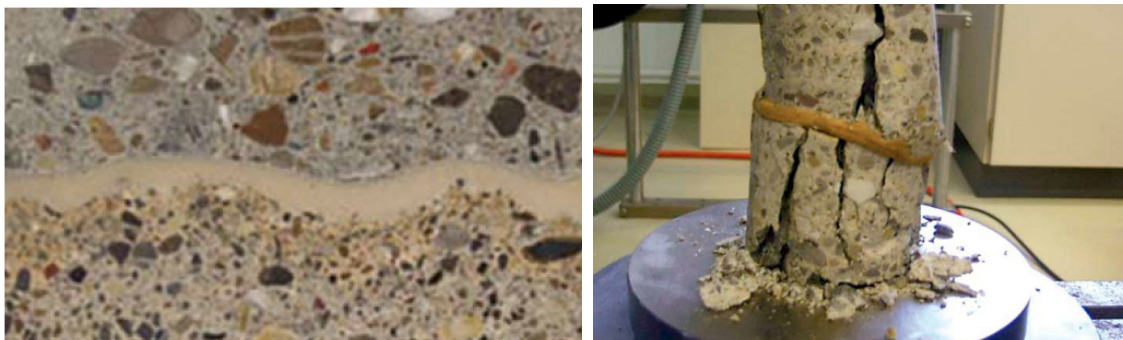
Membrána *Masterseal 345* je založena na etyl-vinyl-acetát-co-polymeru s příměsí rychle tvrdnoucího cementu. Aplikace je prováděna suchým způsobem nástřiku polymerového prášku na již zhotovenou vrstvu stříkaného betonu. K tuhnutí membrány dochází vypařováním vody přimísené v průběhu nástřiku, tento proces trvá zpravidla 4 až 6 hodin a jeho rychlost je závislá na množství vody a okolních podmínkách. Membrána je zpočátku propustná pro vodu ve formě vodní páry, nicméně při aplikaci hydrostatického tlaku dochází ke stlačení dlouhých řetězců polymeru a membrána se stane zcela nepropustnou.

Uvedené kompozitní ostění představuje mechanicky spojitou strukturu vykazující monolitické chování, což bylo ověřeno pomocí testů absorpce energie, jak je znázorněno na následujícím obrázku. Na základě provedených testů je možné pro zajištění výrubu uvažovat celkovou mocnost ostění ze stříkaného betonu.



Obrázek 5.12: Test absorpce energie, *Holter a Neramoen, 2011*

Membránu je možné aplikovat též přímo na ocelovou výztuž ostění. V případě použití urychlovačů nanesených na stříkaný beton, je nutné tyto před aplikací membrány důkladně odstranit. Detail membrány *MasterSeal 345* je znázorněn na následujícím obrázku.



Obrázek 5.13: Detail membrány *MasterSeal 345*, *BASF Construction Chemicals*

Pro zajištění nepropustnosti membrány je nutná aplikace v minimální tloušťce o hodnotě 2 mm. Na každé straně membrány dochází ke vzniku strukturního napojení vyznačující se značnou hodnotou tahové pevnosti. Z dané skutečnosti vyplývají následující důležité technické vlastnosti:

- eventuální porucha nebo neúplnost membrány neimplikuje nezbytně místo průsaku podzemních vod, neboť by v daném místě muselo dojít i k průsaku v rámci betonové vrstvy,
- průsak vod může být řešen lokálně přímo v místě jeho výskytu, jelikož odpovídá dráze proudění podzemní vody v betonu.

Jelikož je nejdůležitější vlastností kompozitního ostění jeho dlouhodobá trvanlivost, která je závislá jak na trvanlivosti materiálu samotné membrány, tak i trvanlivosti a odolnosti stříkaného betonu, je třeba zhotovit kompozitní ostění tak, aby nedošlo k jeho poškození oddělením membrány od podkladu nebo k externímu mechanickému poškození.

### 5.6.1.2 Technické vlastnosti

Při standardním způsobu aplikace je běžně dosaženo tahové pevnosti napojení větší než 1 MPa, v případě nástřiku membrány na povrch monolitického betonu překračují hodnoty tahové pevnosti 2 MPa. Díky relativně vysoké hodnotě tahové pevnosti na kontaktu mezi betonem a membránou je vyloučena i migrace vody podél membrány.

Nejdůležitější technické údaje membrány *MasterSeal 345* jsou shrnuty v následující tabulce.

Tabulka 5.2: Technické vlastnosti membrány *MasterSeal 345*

Technický údaj	Jednotka	Hodnota / rozmezí hodnot
Forma	-	prášek
Barva	-	světle hnědá
Odolnost proti tlakové vodě	bar	až 15
Objemová hmotnost při + 20 °C	kg/m <sup>3</sup>	590 ± 100
Teoretická spotřeba na mm tloušťky a m <sup>2</sup> plochy	kg	0,72
Aplikační tloušťka	mm	3 až 6
Aplikační teplota	°C	+ 5 až + 40
Mez pevnosti při + 20 °C po 28 dnech	MPa	1,5 až 3,5
Mez zatížení při 20 °C po 28 dnech		> 100
Přidržnost k betonu po 28 dnech	MPa	1,2 ± 0,2
Elasticita při teplotě - 20 °C až + 20°C	%	80 až 140
Tvrdość podle Shorea	-	80 ± 5
Hořlavost	-	Samozhašivá podle DIN 4102

### 5.6.2 Příklady použití membrány Masterseal

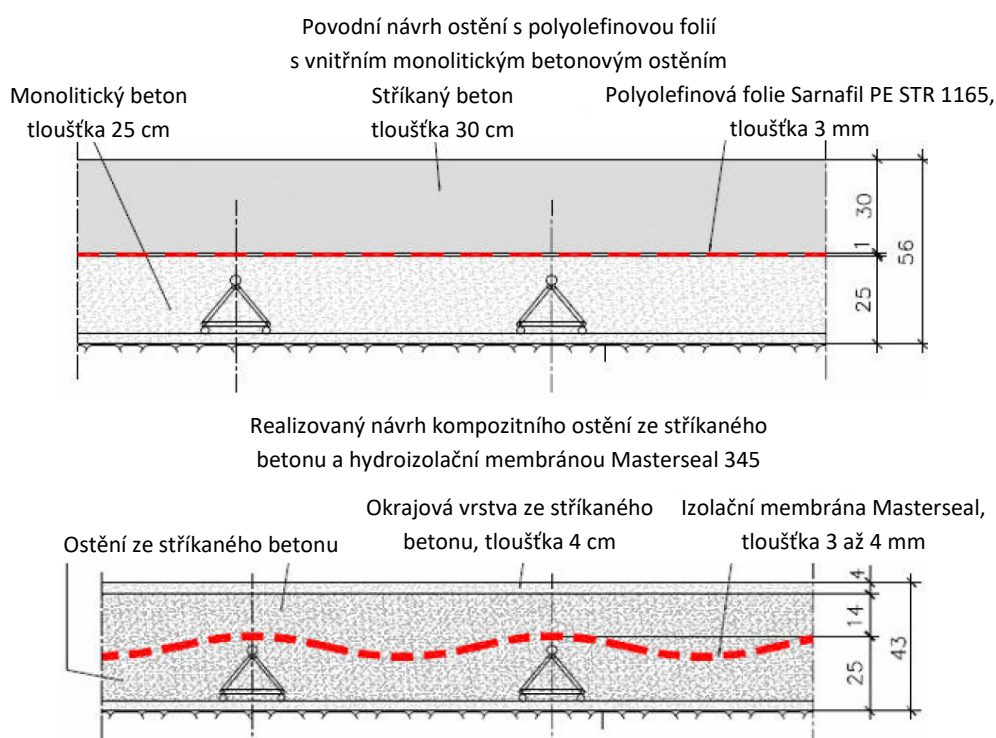
Konstrukce ostění s membránou Masterseal byla poprvé použita v roce 2000 v Brazílii na projektu hydroelektrárny *Machadinho* později na silničním tunelu *Giswil* ve Švýcarsku. Projektů, kde tato metoda byla zvolena jako hlavní konstrukční řešení ostění tunelu, je ovšem pouze několik.

Nejznámějšími projekty, u kterých došlo k přehodnocení původních návrhů ostění podzemních staveb a následné změně typu ostění, jsou tunel *Viret*, který je součástí metra v Lausanne, a silniční tunel *Hindhead* ve Velké Británii.

#### 5.6.2.1 Tunel Viret, Lausanne

Tunel Viret o délce 275 m je situován v molasových navětralých pískovcích a slínech s nízkou mocností skalního nadloží a pokryvnými vrstvami charakterizovanými zvodněnými písky a štěrky. Tunel podchází katedrálu v Lausanne, tudíž zásadní podmínkou projektu bylo neovlivnit hladinu podzemní vody a vyvarovat se deformacím horninového masivu. Tunel byl původně navržen s monolitickým vnitřním ostěním s polyethylenovou fólií. Návrh byl následně přehodnocen a pro kalotu a opěři tunelu byla zvolena metoda stříkaného betonu s membránou, ostění dna bylo zhotovenou z vyztuženého monolitického betonu s PVC fólií.

Detail původně plánovaného ostění tunelu i jeho alternativní návrh jsou znázorněny na následujícím obrázku:



Obrázek 5.14: Původní a alternativní návrh ostění tunelu Viret, *Holter a Zámečník, 2009*

Ostění s mezilehlou membránou Masterseal bylo navrženo pro plný hydrostatický tlak. Toto řešení, které bylo již dříve úspěšně použito pro zajištění neodvodněného únikového tunelu ve Švýcarsku, přineslo následující technické a finanční výhody:

- redukce totální tloušťky ostění z 56 na 43 cm,
- menší časová náročnost konstrukce,
- snížení výsledné ceny projektu,
- spolehlivější technické řešení vyplývající z vlastností systému,
- snadnější detekce a oprava eventuálních průsaků.

Sekvence realizace nepropustné membrány a finálního ostění byly následující:

- zarovnání nepravidelných úseků v primárním ostění ze stříkaného betonu,
- ruční nástřik voděodolné membrány,
- konstrukce vyztuženého dna,
- aplikace 150 mm stříkaného drátkobetonu přímo na povrch membrány v kalotě,
- aplikace finální vrstvy stříkaného betonu bez vláken o mocnosti 40 mm.

Na celém projektu bylo dosaženo výrazných finančních a časových úspor především z těchto důvodů:

- redukce plochy výrubu,
- výrazná redukce množství betonu a eliminace výdajů za betonářskou formu,
- redukce času výstavby o 2 měsíce ve srovnání s původním rozvrhem.

Celkové finanční úspory dosáhly 700 000 švýcarských franků, přičemž alternativní návrh ostění tunelu nevykazuje žádné známky poškození či průsaků.

### 5.6.2.2 Tunely Hindhead

Tunely Hindhead jsou dvoupruhové silniční tunely situované na dálnici A3 mezi Londýnem a Portsmouthem. Ražba probíhala v navětralých pískovcích s hladinou podzemní vody nacházející se pod úrovní počvy tunelu, ovšem existovalo zde riziko průniku vod pocházejících ze sezónní srážkové činnosti. Návrh drénovaného zajištění tunelu v podobě primárního ostění ze stříkaného betonu, PVC fólie a monolitického betonu byl nahrazen sekundárním ostěním ze stříkaného betonu, což implikovalo použití stříkané nepropustné membrány.

Nástřik voděodolné membrány i primární a sekundární vrstvy stříkaného betonu byl proveden robotem *MEYCO LOGICA*. Zvláštní důraz byl kladen na kvalitu zhotovení práce a dodržování stanoveného postupu. Důležitým detailem se stalo zakrytí vláken, vyrovnání nerovností povrchu stříkaného betonu a dosažení požadované mocnosti vrstvy membrány.

Použití stříkaného drátkobetonu v kombinaci se stříkanou nepropustnou membránou v kalotě tunelu se ukázalo jako technicky výhodné, a i finančně a časově úsporné řešení. Výhody stříkaného drátkobetonu je možné shrnout do následujících bodů:

- aplikace jednodušší betonářské konstrukce byla levnější a současně poskytovala větší flexibilitu a rychlost realizace,
- ekonomická výhoda spočívající v redukci tloušťky ostění byla vyrovnána vyšší cenou směsi stříkaného betonu,

- ojedinělé přítoky podzemní vody, které se vyskytly po dokončení sekundárního ostění, byly rychle a jednoduše odstraněny injektáží,
- očekávané celkové finanční úspory na projektu dosáhly 3,5 milionu £.

## 5.7 Ekonomická hlediska

Pro úspěšnost tunelovacích metod je třeba najít rovnováhu mezi výslednou cenou projektu a možnou úrovní rizika. Z tohoto důvodu byla provedena rešerše dostupné literatury týkající se ekonomického hlediska výstavby tunelů s ostěním ze stříkaného betonu.

### 5.7.1 Porovnání rizik běžně používaných tunelovacích metod

Tunely navržené a realizované observační metodou zpravidla nabývají výrazně nižších finančních nákladů. Cenou za tuto výhodu je vyšší riziko vzniku neočekávaných událostí.

Na opačném konci spektra se nachází tunely ražené plnoprofilovými tunelovacími stroji se segmentovým ostěním, které bývá zpravidla navrženo pro maximální mocnost nadloží a nejnepříznivější výpočetní parametry horninového masivu. V případě tohoto návrhu je výrazně nižší flexibilita, což může vést ke konzervativnímu a neekonomickému návrhu, zvláště u tunelů, jejichž délka je kratší než jeden kilometr.

Nová rakouská tunelovací metoda patří mezi observační metody ražby. Způsob ražby je možné upravovat na základě vyhodnocených dat prováděného geotechnického monitoringu, čímž je možné docílit ekonomických úspor.

Jelikož metoda zajištění podzemních staveb stříkaným betonem více méně přebírá zásady Nové rakouské tunelovací metody, je možné předpokládat, že návrh ostění bude formulován jako konzervativní, ovšem současně masivní návrh, který bude zahrnovat stejně nižší riziko, jako tomu je u mechanizovaných ražeb.

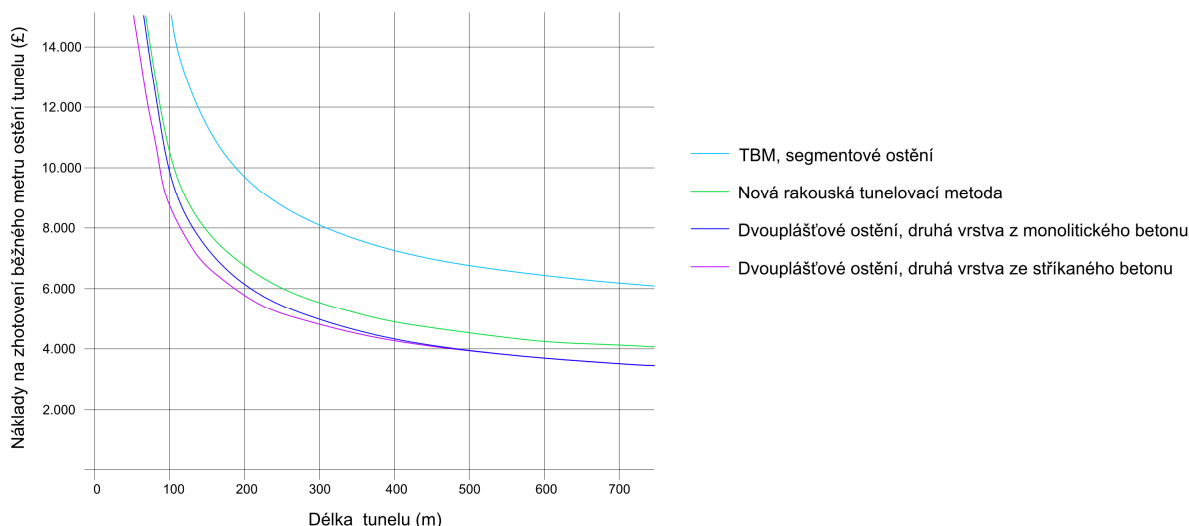
### 5.7.2 Finanční výhody

*Dimmock, 1998* uvádí, že díky použití NRTM při realizaci *Eurotunelu* ve Velké Británii bylo možné docílit finanční úsporu ve výši 15 % ve srovnání s mechanizovanou ražbou se segmentovým ostěním. Snížení nákladů bylo jasně prokázáno zejména pro složité profily tunelů a podzemních stanic.

Hlavní nevýhodou NRTM však zůstává to, že tloušťka primárního ostění ze stříkaného betonu ve většině případů odpovídá trvalému monolitickému ostění, které bývá zhotoveno až po odeznění deformací horninového masivu. Jelikož únosnost primárního ostění není z dlouhodobého hlediska uvažována, zákonitě dochází k předimenzovanému návrhu ostění.

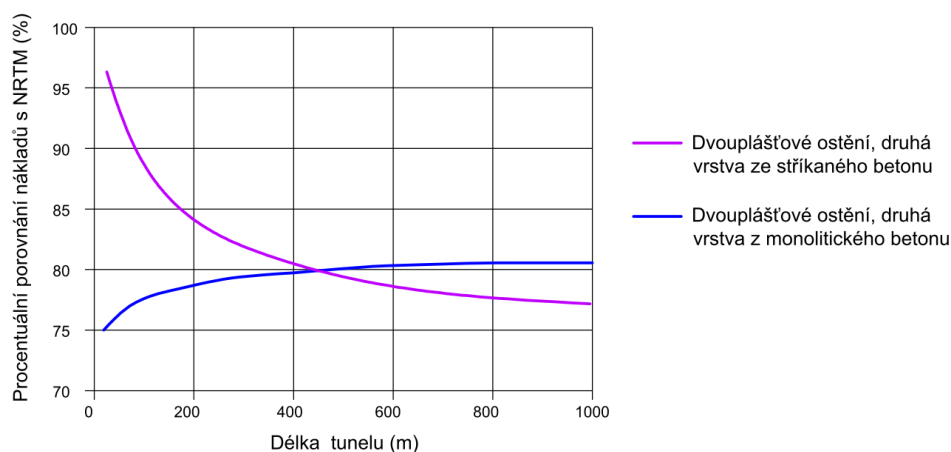
Metoda zajištění výrubu jednoplášťovým ostěním ve své podstatě umožňuje, aby dočasné ostění zhotovené podle zásad NRTM bylo uvažováno jako ostění s trvalou nosností.

Efektivita ražby podzemních staveb zajištěných stříkaným betonem a její finanční efektivita byla prokázána například na odhadech ceny zhotovitele projektu *Jubilee Line Extension*, které jsou předmětem následujícího obrázku.



Obrázek 5.15: Porovnání nákladů za metr tunelu *Jubilee Line Extension*, Dimmock, 1998

Z výše uvedeného obrázku je patrné, že ražba a zajištění výrubu podzemních staveb v podmínkách londýnského jílu plnoprofilovým tunelovacím strojem se segmentovým ostěním je finančně nejnáročnější. V grafu ovšem není vzhledem k charakteru vyhodnocení uvažována značně vyšší rychlost mechanizované ražby, která by učinila metodu ražení tunelu plnoprofilovým tunelovacím strojem více konkurenceschopnou. Na základě porovnání nákladů uvedeného na obrázku 5.15 je možné vyvodit závěr, že ražby tunelů podle zásad NRTM a s ostěním ze stříkaného betonu jsou vhodné pro relativně krátké tunely mezi 250 a 500 metry.



Obrázek 5.16: Porovnání nákladů ražby tunelů s ostěním ze stříkaného betonu vzhledem k ostění zhotoveného podle zásad NRTM, Dimmock, 1998

Podstatný rozdíl v cenách ražby podzemních staveb s ostěním ze stříkaného betonu v úvodní fázi projektu je zpravidla zapříčiněn vysokou počáteční cenou betonářské formy pro druhou vrstvu ostění. Z obrázku 5.16 je dále možné vyvodit závěr, že podzemní stavby do délky 450 m je ekonomicky výhodnější realizovat metodou se stříkaným ostěním obou vrstev. Tunely délky větší

než 450 m je příznivější realizovat metodou monolitické druhé vrstvy, zvláště v případě konstantního průměru tunelu.

### 5.7.3 Potenciální úspory

Potenciální úspory mohou být docíleny níže uvedenými předpoklady, které musí být uvažovány při návrhu ostění podzemních staveb. Mezi tyto předpoklady je možné zařadit:

- redukce ceny urychlovačů a ocelových vláken,
- kontinuální vývoj v technologii stříkaného betonu,
- pokročilé numerické modelování spolupůsobení konstrukce a horniny,
- úvaha tahové pevnosti betonu plynoucí z výztuže ocelovými vlákny.

### 5.8 Systémy řízení

Jako v případě každé náročné konstrukce obsahuje i každý projekt tunelu neodmyslitelné nejistoty, zvláště, je-li výsledná konstrukce závislá na kvalifikaci pracovní síly. Mezi nejistoty, které jsou spojeny s použitím jednoplášťového ostění ze stříkaného betonu, je možné zařadit:

- nepředvídatelné změny geologických podmínek nebo vlastností horninového masivu neidentifikované podrobným průzkumem,
- nejistoty spojené s konstrukcí tunelového ostění, jako například neadekvátní nárůst pevnosti stříkaného betonu, zpoždění v instalaci ostění, nedodržení dané geometrie profilu, kolísavá kvalita zastříkání,
- skupina nejistot související se zlepšováním kvality horninového masivu a kompenzační injekcí, která může vést k dodatečnému přitížení ostění, jež je nepříznivá zvláště pro mladý a nezralý beton.

Výše uvedená nejistota spojená s provedením kompenzační injeckáže zapříčinila značné problémy při realizaci projektů *Heathrow Express* a *Jubilee Line Extension*, jelikož vyvolaly přitížení na mladý stříkaný beton o hodnotě, která byla rovna tíze nadloží tunelu.

Vzhledem k výše uvedeným rizikům je možné vyvodit závěr, že úspěšné zhotovení podzemních staveb metodou jednoplášťového ostění je založen na ověřeném systému řízení během výstavby, který skýtá zpětnou vazbu na zainteresované subjekty a umožňuje činit rozhodnutí na základě všech dostupných informací.

Zcela zásadní je přítomnost kompetentního dozoru výstavby, který má zkušenosti z podobných projektů. Mezi požadované dovednosti se řadí projekční odbornost, rozsáhlé konstrukční znalosti, znalosti technologie betonu, vědomosti týkající se mechaniky hornin a zemin, schopnost interpretovat naměřené výsledky deformací ostění a horninového masivu. Jednou z nejdůležitějších schopností inženýra supervize je charakterizovat pracovním skupinám zhotovitele rozhodující bezpečnostní aspekty projektu a důraz kladený na kvalitu jeho provedení. Vhodným a značně

cenným řešením se ukázal být *Required Excavation and Support Sheet*, který byl prvně použit na projektu *Channel Tunnel* a následně na všech dalších tunelech ražených ve Velké Británii.

Pozornost by měla být věnována též vzniku týmové spolupráce mezi investorem, zhotovitelem, projektantem a dalšími subjekty zahrnutými ve výstavbě při dohledu nad stavbou a vyhodnocováním dat monitoringu.

Příkladem mohou být každodenní technické schůzky s cílem zhodnotit výsledky monitoringu, materiálové vlastnosti stříkaného betonu a geologické podmínky zastižené ražbou tunelu. V případě, že by došlo k překročení předem stanovených varovných stavů deformací, je možné ihned aplikovat potřebná opatření, která jsou definována v projektu. Mezi tyto opatření je možné zařadit přehodnocení sekvence ražby, zesílení ostění nebo rozšíření monitoringu. Všechna data z ražby je třeba posléze předat projekčnímu týmu pro účely zpětné analýzy, jejíž výsledky by měly vést k lepším predikcím chování podzemních staveb v daném prostředí.



## 6. Degradace prvků ostění ze stříkaného betonu

V souvislosti s možnou částečnou nebo úplnou degradací prvků ostění ze stříkaného betonu je třeba zmínit, že pro ostění jako celek je nutné zohlednit nejen jeho únosnost a funkčnost, ale také trvanlivost, která musí být zaručena po celou dobu užívání tunelu. Požadavky, které z tohoto předpokladu pro ostění podzemní stavby vyplývají, nejsou při zohlednění možných dlouhodobých mechanismů poškození ostění jako celku zpravidla splnitelné, a proto je nutné zohlednit možnost jeho degradace působením okolních vlivů, které jsou popsány v této kapitole.

Výše uvedený fakt potvrzují například *Marcher a Jiříčný, 2004*. Ti uvádí, že primární ostění podzemních staveb zhotovených podle zásad NRTM ze stříkaného betonu spolu s ostatními prvky vystrojení se chová střednědobě jako spojený systém. Dlouhodobé chování tohoto systému je potom závislé nejen na vlastnostech a životnosti jednotlivých prvků vystrojení, nýbrž také na dlouhodobém chování horninového masivu a jeho vlastnostech, které mohou primární ostění jako celek více či méně ovlivňovat.

Obecně vzato, změna okrajových podmínek, kterými byla v době zhotovení definována trvanlivost ostění ze stříkaného betonu, může být negativně ovlivněna:

- fyzikálními vlivy,
- chemickými vlivy,
- ostatními vlivy.

Vzhledem k výše uvedeným vlivům se proto obecně doporučuje provést zajištění výrubu i sekundárním ostěním. Protože je sekundární ostění odděleno od primárního ostění a horninového masivu vloženou izolací, není degradačními procesy napadeno, což vede k výraznému zvýšení životnosti dané podzemní stavby.

### 6.1 Faktory ovlivňující degradaci jednotlivých částí ostění

Již zabudované jednotlivé části ostění mohou být negativně ovlivněny možnou přítomností následujících vlivů:

- horninové a půdní prostředí,
- podzemní voda,
- podzemní plyny,
- pozůstatky organického původu,
- dynamické zatížení,
- viskózní chování horninového masivu,
- pokles terénu,
- bludné proudy,
- celkové dodatečně přetížení systému.

### 6.1.1 Horninové prostředí

Definice agresivity horninového masivu je například uvedena v *DIN 30 675-1* jako soubor všech okolností, které umožňují volnou korozi a degradaci konstrukcí, které jsou do horninového masivu prostředí zabudované.

Samotný horninový masiv je přitom nutno chápat jako třífázový systém, který obsahuje pevnou, kapalnou a plynnou složku, jejichž podíl je variabilní a může v čase kolísat. Mimo tyto 3 základní složky se můžou v půdním masivu vyskytovat živé a neživé organismy. Pevná fáze sestává z jednotlivých zrn, jejichž chemické složení, velikost a tvar jsou zpravidla rozdílné. Póry mezi jednotlivými zrny můžou být vyplněné vzduchem nebo vodou. Vlastnosti půdního prostředí jsou dále ovlivněny klimatickými podmínkami, které mají zásadní vliv na koncentraci ve vodě rozpuštěných solí, kyselin a organických částic. Mezi další faktory, které můžou vlastnosti půdního prostředí ovlivnit, patří intenzita dešťových srážek, intenzita slunečního svitu a teplota vzduchu. Z těchto důvodů je nutné chápat půdní prostředí jako systém, který se neustále mění, viz *Markovič, 1963*.

Od půd, které se v přírodě běžně se vyskytují, je třeba odlišit půdy, které jsou nějakým způsobem znečištěné, čímž zpravidla dojde k ovlivnění korozních vlastností těchto půd. Půdní prostředí je nejčastěji kontaminováno odpadními vodami z lidských sídel, ze zemědělských a průmyslových závodů. *Klas a Steinrath, 1974* uvádí, že odpadní vody z cukrovarů a z mlékáren obsahují vysoký obsah dusičnanů a síranů, průmyslové odpadní vody jsou nebezpečné vysokým obsahem výluhů a kyselin. Podobně jako znečištěné půdy je třeba odlišit uměle vzniklé půdy, například s obsahem strusky. Tyto půdy obsahují ve zvýšené míře sulfidy, sulfáty, kyseliny síry, sirovodík a sloučeniny uhlíku. Vliv agresivity horninového prostředí na životnost ostění ze stříkaného betonu je podrobněji popsán v následujícím textu.

#### 6.1.1.1 Koroze kovů v horninovém masivu

Většina kovů, ze kterých se vyrábí jednotlivé prvky kotevních systémů, je vyrobena extrakcí z jejich oxidů, přičemž k proběhnutí této reakce je nutné dodání energie. Z tohoto důvodu je výsledný produkt méně chemicky stabilní, než jeho přírodní forma v podobě rudy příslušného kovu, a tudíž má sklon k oxidaci. Pokud není oxidaci nijak zabráněno, reaguje kov s kyslíkem ve vodním prostředí za vzniku oxidu nebo hydroxidu daného kovu. *Schrier, 1976* uvádí následující vzorce této reakce, kde *M* reprezentuje daný kov:



*Schikorr, 1960* definuje korozi kovů jako *porušení kovu vlivem chemické nebo elektrochemické reakce s jeho okolím*. V téže publikaci je uvedený přehled kovových prvků a jejich sklony ke korozi, přičemž rychlost koroze je možné podle autora vyjádřit následujícím vztahem:

$$\text{Rychlost koroze} = \text{hnací síly koroze} / \text{brzdící síly koroze} \quad (5.3)$$

Dva různé kovy mohou vykazovat ve stejném prostředí zcela odlišné chování. Jako příklad uvádí *Schikorr, 1960* chování stříbra a hliníku v kyselině solné a kyselině dusičné. Zatímco kyselina dusičná stříbro silně napadá, kyselina solná na něj má pouze nepatrný vliv. Pokud do těchto dvou kyselin vložíme hliník, jsou chemické reakce opačné. Toto chování může být vysvětleno tak, že chování v kyselině solné odpovídá hnací síle koroze, která je v případě hliníku mnohem větší než u stříbra. Oproti tomu je u kyseliny dusičné rozhodující brzdící síla koroze, tj. tvorba ochranné vrstvy: zatímco u hliníku dojde k vytvoření účinné ochranné vrstvy, u stříbra se téměř žádná nevytvoří.

Koroze kovových prvků je podmíněna přítomností vody a kyslíku v horninovém masivu, přičemž v běžném prostředí je pro vznik koroze kovů nutná současná přítomnost obou médií: ve vysušené zemině nemůže dojít ke korozi vlivem absence vody a v plně nasycené zemině nemůže dojít ke korozi vlivem absence přísunu kyslíku. Pokud jsou přítomna obě média, závisí další vývoj koroze na procentuálním podílu těchto složek, na fyzikálních a chemických vlastnostech půdy a vlastnostech půdního prostředí. Podle *Klase a Steinratha, 1974* je mezi tyto vlastnosti možné zařadit:

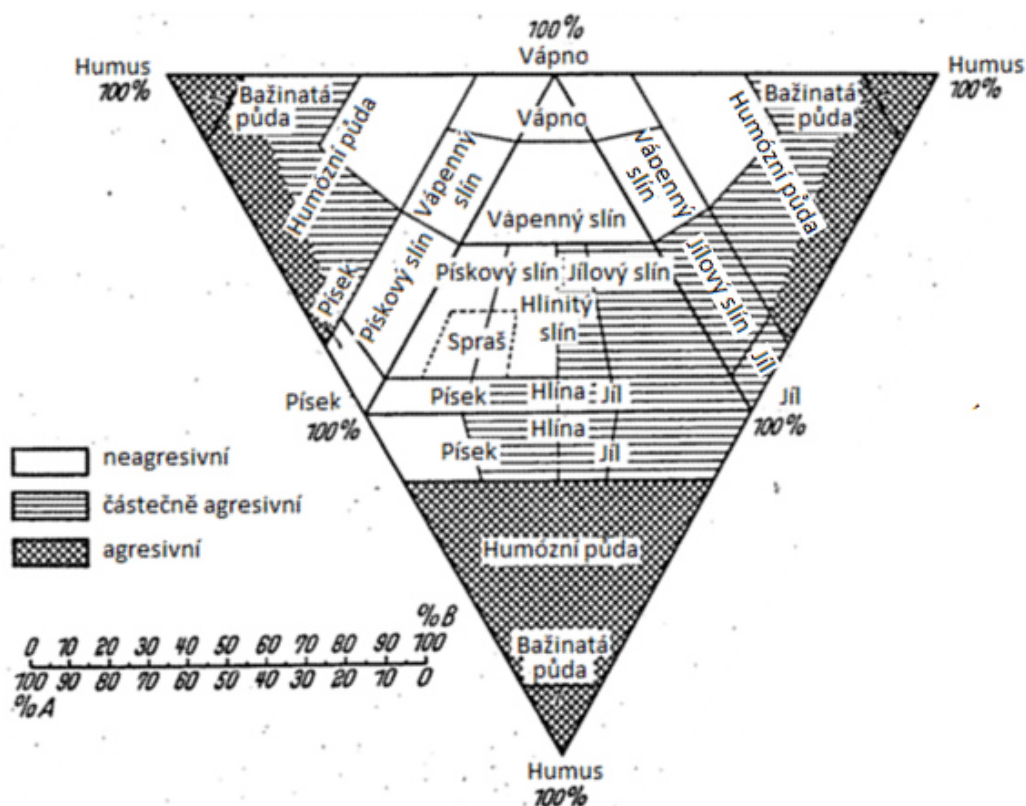
- vlhkost,
- obsah kyslíku,
- obsah oxidu uhličitého,
- obsah dusíku a jeho sloučenin,
- obsah chloridů a sulfátů,
- obsah sulfidů a sirovodíku,
- přítomnost mikroorganismů a bakterií,
- obsah organických kyselin,
- obsah uhličitanu vápenatého a uhličitanu hořečnatého,
- hodnota pH,
- kyselost a zásaditost půdního prostředí,
- oxidačně redukční potenciál,
- specifický odpor půdního prostředí.

Agresivitu půdního prostředí vůči v něm zabudovaným kovům je možné posoudit několika způsoby. Nejjednodušším způsobem posouzení je určení specifického odporu zeminy pomocí geoelektrické metody zkoušení horninového masivu. Výhoda této metody spočívá v tom, že odpadá nutnost provádění odkryvných prací. Výsledkem může být grafické znázornění velikosti odporu zeminy vztažené na celou trasu tunelu. Zatřídění agresivity půdního prostředí vzhledem k naměřeným hodnotám specifického odporu zeminy je uvedeno v následující tabulce.

Tabulka 6.1: Agresivita horninového masivu v závislosti na specifickém odporu zeminy

Specifický odpor prostředí [ $\Omega \cdot \text{cm}$ ]	Agresivita prostředí
< 1.000	velmi silná
1.000 - 2.300	silná
2.300 - 5.000	střední
5.000 - 10.000	mírná
> 10.000	neagresivní

Další možností posouzení agresivity půdního prostředí vůči kovům je zařazení půdy podle obrázku 6.1. Na základě tohoto zařazení je také možné vyvodit následující závěry o agresivitě jednotlivých druhů půd, viz *Klas a Steinrath, 1974*:



Obrázek 6.1: Agresivita jednotlivých druhů zemin, *Klas a Steinrath, 1974*

Písčité půdy, písčité slíny včetně spraše, vápenné slíny a vápenné půdy, jakož i humózní půdy s vysokým obsahem vápna a dobře provzdušněné hlinité půdy a hlinité slíny nejsou agresivní, pokud nejsou nějakým způsobem znečištěné a nejsou ovlivněné změnou obsahu kyslíku nebo přítomností bludných proudů.

Čisté homogenní jílovité půdy, které neobsahují žádné soli, sulfáty, sulfidy a organické kyseliny, nejsou agresivní. Za agresivní se považují jen v případě vysokého provzdušnění. V anaerobních půdách je možný výskyt redukce sulfátů, čímž se agresivita těchto půd výrazně zvýší. Podobné vlastnosti vykazují humózní půdy s nízkým obsahem vápna, které jsou z hlediska klasifikace půd blízké rašelinným půdám.

Na základě chemického složení je možné mezi agresivní půdy zařadit rašelinné půdy, humózní půdy s nízkým obsahem vápna a půdy s obsahem bahna. Agresivní jsou také sádrové slíny a půdy s vysokým obsahem sulfidů. Všeobecně jsou za agresivní dále považovány zeminy s obsahem strusky a stavebních a různých odpadů.

Pravděpodobnost výskytu koroze kovů vystavených půdnímu prostředí je možné posoudit podle parametrů, které jsou uvedené v *DIN 50 929-3*. Každý parametr je přítom oceněn podle dané bodovací stupnice, na jehož základě je možné určit stupeň agresivity půdního prostředí vůči kovům.

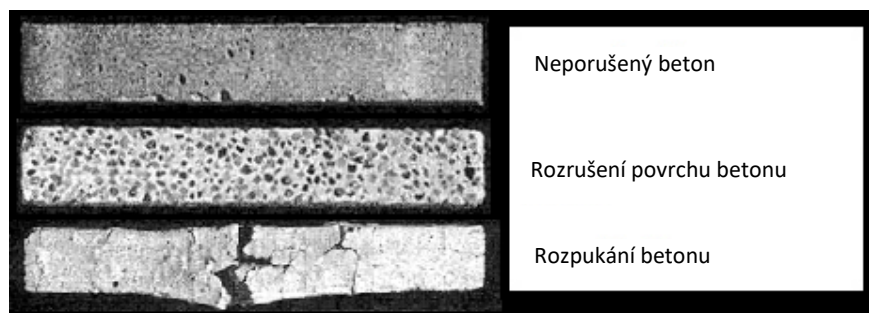
Pokud půda obsahuje více než 5 % rašeliny nebo organické látky nebo pokud je znečištěná vnějšími vlivy, je půda i bez ohledu na ostatní parametry automaticky hodnocena jako silně agresivní.

#### 6.1.1.2 Koroze betonu v horninovém masivu

Podle *Schuhmanna a kol., 1992* může být beton vlivem degradace porušen dvěma způsoby, a to:

- postupné rozrušení povrchové vrstvy betonu vyluhováním,
- rozpukání betonu vlivem chemické přeměny minerálů.

Porovnání neporušené povrchové plochy vzorku betonu a obou dvou způsobů degradace je znázorněno na obrázku 5.2.



Obrázek 6.2: Možné porušení betonu, *Schuhmann a kol., 1992*

Agresivitu půdního prostředí vůči betonu je možné určit již na základě doby vzniku dané formace. Geologické formace pocházejících z období jury, triasu, křídly a terciéru obsahují zpravidla sádrovec a anhydrit. V okolí úložišť soli je třeba počítat s výskytem sulfátů, například síranu hořečnatého nebo síranu sodného. Mimoto může prakticky každá půda obsahovat sulfid železa, například v podobě pyritu nebo markazitu, které mohou reagovat s půdním vzduchem za vzniku kyseliny sírové.

Bažinaté půdy zpravidla obsahují kyselinu uhličitou, sulfáty a huminové kyseliny. Koncentrace huminových kyselin může být zvýšená díky infiltraci kalů z odkališť nebo čistíren odpadních vod. Tímto kalem může být obohacena, tudíž znečištěná, orná půda. Pro beton agresivní látky mohou obsahovat také deponie domácích a průmyslových odpadů.

Posouzení agresivity půdy vůči betonové konstrukci, která je danému půdnímu prostředí vystavená, je možné provést podle *DIN 4030-1* a *DIN 4030-2*. Stupeň agresivity půdy vůči betonu je závislý na následujících parametrech:

- stupeň kyselosti podle Baumann-Gully,
- obsah sulfátu,
- obsah sulfidu,
- obsah chloridu.

Průběh jednotlivých zkoušek je podrobně popisují *Rechenberg a Siebel, 1992*. Jako výsledek zkoušky je určení agresivity prostředí vůči betonu, který je potom zatříděn do expozičních tříd XA1, XA2 a XA3.

### 6.1.2 Podzemní voda

Již samotná přítomnost neagresivní podzemní vody má z geotechnického hlediska následující vlivy na vlastnosti horninového masivu:

- snížení velikosti tření v plochách diskontinuit,
- aktivace bobtnavosti horniny v místech výskytu jílových minerálů,
- aktivace procesu vyplavování minerálů a pevných částic skeletu,
- hromadění pevných částic skeletů nebo vyplavených minerálů,
- snížení velikosti tření v masivu vlivem působení vztlaku,
- změny pevnosti v závislosti na stupni nasycení v rámci bloku horniny,
- zvýšení objemové tíhy v závislosti na stupni nasycení,
- smršťování masivu vlivem vypařování.

Případná agresivita je tak pouze jednou z dalších vlastností podzemní vody, kterou může na horninové prostředí a na do něj zabudované stavební konstrukce působit.

Přírodní vody obsahují zpravidla více nebo méně koncentrované roztoky solí, kyselin, organických sloučenin a plynů, které se do vody infiltrovaly během jejího přirozeného oběhu. Vody mohou být rozdělené do následujících kategorií, *Klas a Steinrath, 1974*:

- srážková voda a tající voda z ledovců,
- přírodní pitná a užitková voda,
- bažinná voda,
- minerální voda,
- mořská a braktická voda,
- odpadní voda z domácností, zemědělství a průmyslu.

Agresivní účinek vody na stavební konstrukce mají následující vody:

- vody síranové: tuto agresivitu mohou způsobovat sírany (sádrovec a anhydrit) a sulfidy (pyrit a pyrhotin),
- vody uhličitě: tato agresivita vzniká rozkladem organogenních příměsí v aluviálních sedimentech a v oblastech vývěru pramenů minerálních vod bohatých na oxid uhličitý,
- vody hladové: tyto vody obsahují méně než 100 mg rozpuštěných látek na litr, jedná se tedy v podstatě o destilovanou vodu, která může vyluhovat soli z okolního horninového prostředí nebo ze samotné stavební konstrukce,
- vody kyselé: vody s hodnotou pH nižší než 6.

#### 6.1.2.1 Koroze kovů ve vodním prostředí

Vlastní korozní proces kovů ve vodním prostředí je výrazně mírnější než v půdním prostředí. Pravděpodobnost koroze kovů je tedy podstatně vyšší v přechodných oblastech, kde dochází ke kolísání hladiny podzemní vody.

Pro posouzení agresivity vody je třeba zohlednit agresivitu jednotlivých částic v ní rozpuštěných a jejich vzájemnou interakci. Podle *Klase a Steinratha, 1974* je třeba posoudit následující faktory, přičemž podrobný popis těchto faktorů je uveden v téže publikaci:

- tvrdost vody,
- obsah kyslíku,
- obsah chloridů,
- obsah sulfátů a sulfidů,
- obsah nitrátů a nitridů,
- obsah kyseliny křemičité,
- obsah amoniaku a jeho sloučenin,
- obsah organických látek.

Pravděpodobnost koroze kovových prvků vyvolané vodním prostředím je možné posoudit také na základě parametrů uvedených v *DIN 50 929-3*. Na rozdíl od posouzení pravděpodobnosti koroze vyvolané půdním prostředím je možné v tomto případě zohlednit možnost povrchové úpravy použitých kotevních prvků.

#### 6.1.2.2 Koroze betonů ve vodním prostředí

Vodní prostředí může být agresivní jak k betonu samotnému, tak i k do něj zabudované ocelové výztuži.

Mořské vody obsahují převážně sloučeniny hořčíku a sulfáty, jejichž obsah je zpravidla charakteristický pro dané moře. Obsah těchto látek u braktických vod (směs slané a sladké vody) je třeba vždy posoudit. Pramenité vody nejsou zpravidla vůči betonu agresivní, ale pokud tyto vody obsahují jen malý obsah solí, mohou z betonu uvolňovat hydroxid vápenatý. Příležitostně mohou tyto vody obsahovat kyselinu uhličitou a sulfáty. Bažinné vody obsahují zpravidla kyselinu uhličitou a huminové kyseliny. Spodní vody obsahují často kyselinu uhličitou, sulfáty a sloučeniny hořčíku. Pokud je spodní voda znečištěná splaškovou vodou, obsahuje navíc amoniak, sirovodík a agresivní organické sloučeniny. Podzemní voda působí také jako transportní médium pro agresivní látky pocházející z různých odvětví lidské činnosti. Agresivita vody vůči betonu se zvyšuje se stoupající teplotou vody a se zvyšující se rychlostí proudění.

Při posouzení agresivity vodního prostředí vůči betonu se předpokládá, že koncentrace ve vodě obsažených agresivních látek je konstantní a případnou chemickou reakcí se jejich obsah nijak nesnižuje, *Rechenberg a Siebel, 1992*.

Beton je možné z časového hlediska rozdělit dle *Schuhmanna a kol., 1992* na:

- čerstvý beton, který je zpracovatelný a není zatvrdlý,
- mladý beton, který již není zpracovatelný a není zatvrdlý,
- pevný beton, který je dostatečně zatvrdlý a vykazuje požadované pevnostní vlastnosti.

Podle *DIN 4030-1* by neměl přijít mladý beton do styku s agresivní vodou, přičemž tuto podmínku není možné v případě primárního ostění splnit. Provedené pokusy, *Rechenberg, 1975*, na

zkušebních betonových krychlích vyrobených z různých cementů, které byly v různém stáří vystavené vodnímu prostředí o středním stupni agresivity podle *DIN 4030-1* ovšem ukázaly, že konečná odolnost betonu proti agresivnímu vodnímu prostředí nezáleží na době, kdy byl beton tomuto prostředí poprvé vystaven. Podobně nebyly u těchto vzorků zjištěny zásadní odchylky v hodnotách pevností betonu, které byly měřeny Schmidtovým kladívkem. Jako výsledek těchto pokusů byl vyvozen závěr, že pro chemickou odolnost betonu není podstatné, zda byl beton vystaven agresivnímu vodnímu prostředí o středním stupni agresivity již po 6 hodinách nebo až po 7 dnech.

Agresivitu vodního prostředí vůči v něm zabudované betonové konstrukci je možné posoudit podle *DIN 4030-1* a *DIN 4030-2*, a to buď rychlým, nebo referenčním způsobem, přičemž tyto 2 postupy se liší svojí obsáhlostí. V téže normě je definován proces odběru referenčního vzorku vody a průběh zkoušky a vyhodnocení tohoto vzorku. Zatřídění vodního prostředí do expozičních tříd XA1, XA2 a XA3 je možné podle následujících parametrů:

- obsah sulfátu,
- hodnota pH,
- obsah oxidu uhličitého,
- obsah amonných kationtů,
- obsah hořečnatých kationtů.

Mimo tyto parametry je pro plnohodnotnou chemickou analýzu vodního prostředí nutné provést následující zkoušky, přičemž jejich podrobný popis uvádí *Rechenberg a Siebel, 1992*:

- barva vody,
- zápach vody,
- teplota,
- spotřeba manganistanu draselného,
- tvrdost,
- odvápnovací schopnost vody.

### 6.1.3 Plyny v horninovém masivu

V pórech, které jsou obsaženy v půdě, se vyskytuje určité procento plynů. Přestože hlavní procentuální podíl těchto plynů tvoří vzduch, existuje ještě dalších 8 plynů, které se v půdě běžně vyskytují.

Půdní vzduch zásadně ovlivňuje vlhkost půdního prostředí a přispívá tak k vysoušení nebo zvlhčování půdy. Vlhkostní výkyvy jsou přitom jedním z hlavních předpokladů vzniku koroze kovů. Vliv ostatních plynů na vysoušení nebo zvlhčování půdy je zanedbatelný. Ostatní půdní plyny způsobují korozi kovů tím, že svými chemickými vlastnostmi přímo ovlivňují vlastnosti půdního prostředí, což může proces koroze kovů samo o sobě vyvolat nebo urychlit. Toto se ale většinou děje až při vzájemném smíchání těchto plynů, vzduchu a vody, *Habenicht, 1971*.

Vlivem plynů na případnou degradaci betonu se zabývají *Rechenberg a Siebel, 1992*, přičemž uvádí, že určitý stupeň agresivity vykazují plyny obsažené v hnilobných plynech a zplodinách všech druhů.



Hnilobné plyny se při překročení rosného bodu vody dobře, ať již částečně nebo zcela, rozpouští v kondenzát, přičemž vznikající kyseliny a solné roztoky o různé koncentraci zpravidla vykazují určitý stupeň agresivity vůči betonovým konstrukcím. K agresivním složkám pocházejících ze zplodin se řadí oxidy síry, oxidy dusíku a oxid uhličitý. V půdě může být nadále přítomen sirovodík, který může díky bakteriální oxidaci reagovat na kyselinu sírovou. Podobně díky oxidaci amoniaku katalyzované bakteriemi může dojít ke vzniku kyseliny dusičné.

#### 6.1.4 Dynamické zatížení

Negativní vliv na ostění tunelu může mít i dynamické zatížení, které může být vyvoláno ražbou tunelu (zejména při použití trhacích prací), nebo provozem v tunelu nebo různými vnějšími vlivy (povrchová doprava, rotační stroje, zemětřesení, atd.).

##### 6.1.4.1 Vliv dynamického zatížení na kotevní systém

*Habenicht, 1976* uvádí, že celková účinnost kotev může být ovlivněna právě dynamickým zatížením. Dynamické zatížení je možné do určité míry eliminovat způsobem uchycení kotvy v masivu, přičemž tvarové uchycení je vhodnější než silové: pokud nejsou kotvy použité tam, kde může intenzita dynamického zatížení poškodit injektáž kotvy nebo kotvu jako takovou, můžou být dynamická zatížení dostatečně dobře přenesena právě díky tvarovému uchycení kotvy, aniž by tím tato kotva utrpěla.

Provedené výzkumy ukázaly, že ražba prováděná trhacími pracemi způsobuje dynamické zatížení, které snižuje únosnost tahových kotev. Původní únosnost kotev dosahovala 4 až 6 t, přičemž ztráta na předpětí dosáhla až 20 %.

Tabulka 6.2: Ztráta předpětí tahových kotev vlivem trhacích prací

Vzdálenost od čela čelby		Ztráta předpětí	
[ft]	[m]	[t]	[%]
5	1,52	1,0	20
7	2,13	0,5	12
8	2,44	0,5	10
9	2,74	0,1	2
10	3,05	0,0	0

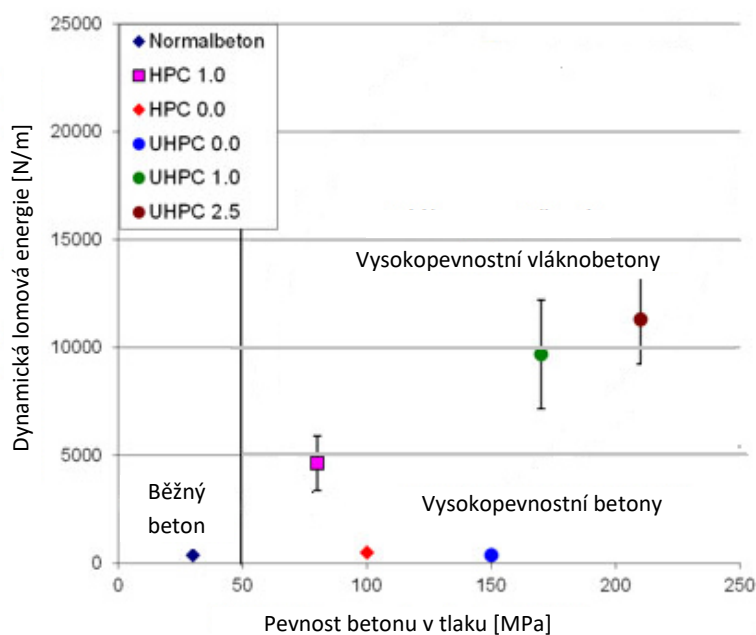
##### 6.1.4.2 Vliv dynamického zatížení na betonové ostění

Betonové ostění může být vlivem dynamického zatížení porušeno trhlinami, které můžou přivádět do tunelu podzemní vodu.

O betonu obecně platí, že se jeho křehkost zvyšuje se zvyšující se tlakovou pevností. Tuto negativní vlastnost je možné příznivě ovlivnit použitím duktilních a vysokopevnostních vláken, případně je

možné použít vysoce pevnostní betony HPC nebo UHPC. Tyto betony vykazují až 7krát vyšší tlakovou pevnost a mají schopnost redukovat poškození vzniklé při extrémních účincích zatížení. Na základě svojí struktury vykazují tyto betony vysoký difuzní odpor, který zvyšuje nepropustnost betonové konstrukce pod hladinou podzemní vody, čímž dojde ke snížení rizika koroze ocelové výztuže.

Provedené pokusy ukázaly, že velikost dynamické lomové energie se s přidáním výztužných vysokopevnostních vláken zvyšuje, přičemž již nepatrné přídatné množství těchto vláken způsobí výrazný nárůst této energie. Porovnání výsledků z provedených pokusů je zobrazeno na obrázku 6.3, *Millon, 2011*.



Obrázek 6.3: Porovnání lomové energie běžného a vysokopevnostního betonu, *Millon, 2011*

## 6.2 Degradace jednotlivých prvků ostění

Při zohlednění všech fyzikálních a chemických vlivů uvedených v kapitole 6.1, které mohou vést k degradaci primárního ostění jako celku, je možné vyvodit závěr, že v dlouhodobém časovém horizontu není možné zaručit požadovanou únosnost a trvanlivost prvků ostění zhotoveného podle zásad NRTM. Tých poznatek je možné vztáhnout i na vnější vrstvu jednoplášťového a dvouplášťového ostění ze stříkaného betonu. Důsledky působení fyzikálních a chemických vlivů na jednotlivé prvky ostění podzemních staveb jsou popsány v této kapitole.

### 6.2.1 Degradace kotevních prvků

Ačkoliv jsou příklady degradace kotevních systémů v odborné literatuře dostatečně popsány, například *Xanthakos, 1991; Wichter a Meininger, 2000; Pfiffner a Holzer, 2002; Hunkeler a kol., 2005*, nevztahují se na svorníky, které jsou používány pro zajištění výrubu spolu se stříkaným betonem. Toto je způsobeno skutečností, že se kotevní systém po zabudování a aktivaci stává víceméně nepřístupným a nemůže být provedeno zpětné vyhodnocení únosnosti těchto svorníků.

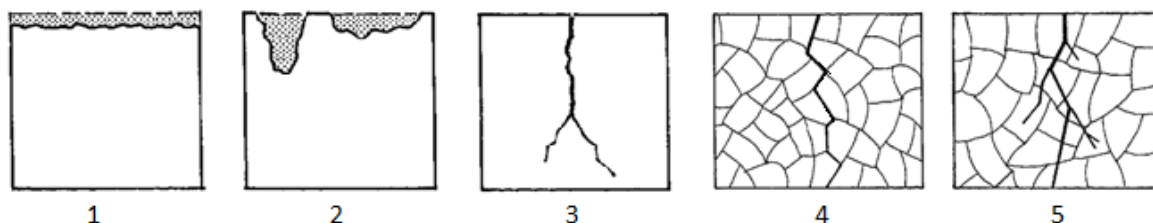
Popsány jsou tedy pouze případy degradace kotev, které byly použité pro zajištění portálů tunelů a opěrných zdí, přesto je možné dostupné poznatky vztáhnout i na svorníky, které zajišťují výrub podzemních staveb v kombinaci se stříkaným betonem.

Určitou výjimkou v tomto směru jsou ražby druhých tunelových trub, které v současné době probíhají v Rakousku a v Německu. V oblastech budoucích propojek obou tunelových trub mohou být již zabudované svorníky deaktivovány a následně podrobeny zkouškám za účelem stanovení vlivu okolního prostředí na jejich únosnost. Za tímto účelem probíhají výzkumy, jejichž výsledky ovšem zatím nebyly zveřejněny.

Obecně vzato, kotevní systém může být poškozen nesprávnou manipulací nebo nedodržením výrobního procesu již v okamžiku výroby, při transportu na stavbu, nevhodným skladováním na stavbě nebo neodborným zabudováním kotev. Autoři odborné literatury týkající se kotevních prvků se všeobecně shodují v tom, že poškození kotevního systému nastává zpravidla kombinací současného působení více negativních vlivů.

Poškození ocelového táhla a hlavy kotvy korozí může nastat z více příčin. Základní druhy koroze jsou zobrazeny na obrázku 6.4 a mezi tyto je možné zařadit, *Wichter a Meiniger, 2000*:

- rovnoměrná koroze (obrázek 6.4-1),
- štěrbinová a žlábková koroze (obrázek 6.4-2),
- korozní trhliny (obrázek 6.4-3),
- mezikystalová koroze aktivovaná napětím (obrázek 6.4-4),
- transkystalová koroze aktivovaná napětím (obrázek 6.4-5).



Obrázek 6.4: Základní druhy koroze kotevních prvků, *Wichter a Meiniger, 2000*

Rovnoměrná koroze se v praxi u kotevních prvků nevyskytuje a není pro kotvy nijak zvláště nebezpečná. Mezi nebezpečné druhy koroze kotevního systému je možné zařadit štěrbinovou korozi, žlábkovou korozi a korozní trhliny. Jako nejčastější příčina selhání kotevních systémů je potom uváděna koroze aktivovaná přítomným napětím, která může probíhat podél hranic krystalů kovu, nebo skrz tyto krystaly. Tímto typem koroze jsou nejvíce ohroženy kotvy v místech s vysokou koncentrací vodíku.

Ocelové táhlo je u správně zhotovených dočasných a stálých kotev chráněno proti působení vody použitou injektážní směsí. Působením agresivních látek obsažených v horninovém masivu a podzemní vodě může povrch injektážního tělesa ztratit pevnost a aktivovaná třecí síla se může tímto podstatně zmenšit. Ačkoliv je táhlo kotvy chráněno vůči korozi ochranným povlakem, tento může být v důsledku nesprávné manipulace poškozen a může dojít i ke korozi táhla. *Wichter a Meininger, 2000* uvádí, že povrchová úprava kotev, například pozinkováním, je mnohem účinnější, než dodatečné aplikace různých ochranných nátěrů.

*Xanthakos, 1991* uvádí následující výčet možných vlivů, které mohou vést k poškození kotevního systému:

- poškození v oblasti hlavy kotvy,
  - nedostatečná ochrana proti korozi,
  - neúplná ochrana proti korozi (nesprávné vyplnění injektáží),
  - poškození ochranné výplně (samovolný výtok),
- poškození v oblasti táhla a kořene kotvy,
  - přetížení táhla v důsledku deformací masivu, počátku štěrbinové koroze a koroze vyvolané napětím,
  - absence injektáže kotvy nebo nedostatečné krytí táhla injektáží v agresivních podmínkách,
  - porušení antikorozní vrstvy táhla vlivem přetvoření,
  - nesprávná volba antikorozní vrstvy a injektáže vzhledem k podmínkám v místě výstavby,
  - nedodržení podmínek skladování kotevních prvků,
  - nedostatečné provedení antikorozní ochrany kotevního systému a jeho detailů.

Korozí ocelových prvků se zabývá *Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“* v publikaci *EAU*. V této publikaci jsou definované korozní úbytky štětových stěn vystavených působení sladké a slané vody a okolnímu horninovému nebo zeminovému masivu. Úbytek plochy průřezu štětové stěny způsobený působením okolního horninového nebo zeminového masivu je definován ve výši 0,01 mm za rok. Pro štětové stěny vystavené působení sladké vody je korozní úbytek definován ve výši 0,02 mm za rok.

Korozi ocelových kotev je možné zcela eliminovat použitím sklokeramických kotev. Mezi výhody těchto kotev patří vyšší únosnost při nižší deformaci, nižší hmotnost a tudíž lepší manipulovatelnost. Mezi nevýhody je možné zařadit porušení křehkým lomem a vysokou cenu.

### 6.2.2 Degradace betonu

Zatímco u kotevních prvků je možné provést určité antikorozní úpravy, které mohou degradační proces částečně nebo zcela zastavit, není možné u stříkaného betonu provést žádná ochranná opatření, neboť jedním ze základních požadavků na stříkaný beton je jeho dokonalé spolupůsobení s horninovým masivem.

*Pfiffner a Holzer, 2002* uvádí výsledky studie zabývající se degradací ostění tři švýcarských tunelů:

- tunel San Bernardino (stáří 28 let): ostění z železobetonu prováděného na místě o tloušťce 50 cm,
- tunel Harderband (stáří 35 let): nevyztužené ostění ze stříkaného betonu o tloušťce 5 až 20 cm,
- tunel Gotschna (stáří 2 roky): vícevrstvé stříkané ostění o tloušťce 12 cm, z vnější strany vyztužené ocelovými vlákny.

Výsledky studie ukázaly, že u většiny tunelů se vyskytují dva degradační procesy, které se často navzájem překrývají a jsou víceméně nezávislé na stupni agresivity půdního prostředí a podzemní vody. Jedná se o narušení cementového kamene podél ploch nespojitosti a napadení sulfáty v širším slova smyslu. V prvním případě jsou částice z cementového kamene narušeny, rozpuštěny a odplaveny. V druhém případě vede interakce s vodou s obsahem sulfátů k chemické a mineralogické přeměně cementového kamene za vzniku minerálů jako je sádra, etringit nebo thaumasit. Jedná se tedy o proces, který je částečně spojený se zvýšením objemu betonu, které může vést k tvorbě trhlin, odštěpení částí ostění, změkčení a ztrátě pevnosti.

*Pfiffner a Holzer, 2002* kladou důraz na dodržování všech technologických postupů a na vedení podrobných záznamů o prováděných pracích. Autoři uvádí, že ostění ze stříkaného betonu jsou oproti železobetonovým ostěním a ostěním z prefabrikovaných segmentů více náchylná ke korozním procesům: ostění ze stříkaného betonu je zpravidla poškozeno korozí po celé délce, ostění ze železobetonu spíše lokálně v místech tektonických poruch. Toto je dáno vlastnostmi stříkaného betonu a jeho propustností, *Rechenberg, 1975*.

### 6.3 Zohlednění částečné degradace ostění ve výpočtech

Na základě poznatků uvedených v kapitolách 6.1 a 6.2 je možné vyvodit závěr, že riziko degradace jednotlivých prvků ostění ze stříkaného betonu nelze zcela vyloučit. Jak již bylo v práci vícekrát zmíněno, bývá degradace prvků ostění zpravidla zohledněna jejich plnou degradací.

Současně je možné na základě provedené rešerše odborné literatury vyvodit závěr, že degradační procesy jednotlivých prvků ostění nejsou pro běžné geologické podmínky až tak závažné, jak to předpokládají zásady NRTM a že jejich plná degradace vede k předimenzovanému návrhu ostění podzemních staveb.

V dostupné literatuře bývá proto často diskutováno, jakým způsobem je možné úplnou nebo částečnou degradaci zohlednit, přičemž způsob zohlednění degradace je závislý na návrhovém přístupu návrhu ostění.

Částečná degradace stříkaného betonu byla již zohledněna u některých projektů ve Velké Británii. V Rakousku probíhá v současné době výzkum za účelem zjištění reálných výpočetních parametrů zdegradovaného primárního ostění na tunelech zhotovených Novou rakouskou tunelovací metodou. Za tímto účelem jsou odebírány zkušební vzorky z propojek, které jsou zhotovovány v rámci ražeb paralelních tunelových trub. Výsledky tohoto výzkumu ovšem nebyly doposud zveřejněny. Na základě tohoto výzkumu by mohlo být prokázáno, zda degradační procesy opravdu probíhají tak, jak se v současné době předpokládá.

#### 6.3.1 Zohlednění degradace stříkaného betonu dvouplášťového ostění

U podzemních staveb, jejichž výrub je zajištěný primárním a sekundárním ostěním podle zásad NRTM, bývá primární ostění zpravidla modelováno metodou konečných prvků nebo konečných diferencí, sekundární ostění potom pomocí prutových modelů se zohledněním modulu reakce prostředí.

Ve statických výpočtech prováděných metodou konečných prvků nebo konečných diferencí může být degradace stříkaného betonu primárního ostění simulována zavedením takzvané „grey rock philosophy“ neboli „teorie šedé skály“. Tato teorie vychází z předpokladu, že zdegradovaný beton primárního ostění může být modelován jako součást horninového masivu s nízkými parametry smykové pevnosti a sníženou ohybovou tuhostí, čímž mohou být vyloučena případná tahová napětí. Tento návrhový přístup je v praxi možné využít jen numerickým modelováním.

Hurt, 2002 uvádí, že díky simulaci zdegradovaného stříkaného betonu primárního ostění teorií „šedé skály“ byly docíleny výrazné úspory pro projekt „The Channel Tunnel Rail Link: North Downs Tunnel“. Zdegradované primární ostění bylo přitom modelováno pouze pro úseky tunelu s nízkým nadložím, kde by běžné sekundární ostění nemělo dostatečnou únosnost a muselo by být odpovídajícím způsobem zesíleno. Pro zdegradovaný stříkaný beton primárního ostění byly uvažovány následující výpočetní parametry:

- $E = 10 \text{ GPa}$
- $c = 0 \text{ kPa}$
- $\phi = 30^\circ$

S ohledem na konvergenci numerických výpočtů doporučili Marcher a Jiříčný, 2004 smykové parametry zdegradovaného stříkaného betonu primárního ostění nepatrně zvýšit. Variace provedených výpočtů s těmito parametry ukázaly, že toto zvýšení způsobuje pouze marginální ovlivnění výsledných hodnot zatížení sekundárního ostění. Smykové parametry zdegradovaného stříkaného betonu primárního ostění byly uvažovány následujícími hodnotami:

- $E = 10 \text{ GPa}$
- $c = 40 \text{ kPa}$
- $\phi = 40^\circ$

Modelováním zdegradovaného stříkaného betonu primárního ostění a možnými úsporami, které jsou s touto tematikou spojené, se zabývá i Thomas, 2008, který mimo jiné zavádí pojem „poloviční degradace primárního ostění“. Pro tuto částečnou degradaci primárního ostění uvádí následující výpočetní hodnoty smykových parametrů:

- $E = 10 \text{ GPa}$
- $c = 2.000 \text{ kPa}$
- $\phi = 45^\circ$

Ve Velké Británii je možné pro zdegradovaný stříkaný beton primárního ostění uvažovat s přihlédnutím k Eurokódu 2 jeho plnou únosnost. Hodnota modulu pružnosti betonu musí být přitom omezena na 15 GPa, viz Thomas, 2008.

Thomas, 2008 kritizuje současný stav tematiky zohlednění primárního ostění. V publikaci uvádí, že namísto odvozování nejrůznějších numerických modelů pro zdegradované primární ostění by bylo vhodnější prokázat, že ostění ze stříkaného betonu zhotovené podle v současné době platných norem a předpisů je dostatečně odolné a tudíž není důvod k tomu, aby bylo při dalším posouzení dalších vrstev ostění zcela zanedbáno.

Naopak, při návrhu ostění Gotthardského bázového tunelu byla uvažována byla únosnost primárního ostění zcela zanedbána, *Stadelmann a kol, 2009*. Při návrhu sekundárního ostění tohoto tunelu se vycházelo z předpokladu přeskupení napjatosti mezi jednotlivými ostěními. Na základě tohoto předpokladu byly potom síly působící na primární ostění uvažovány i pro ostění sekundární.

### 6.3.2 Zohlednění degradace stříkaného betonu jednoplášťového ostění

Při návrhu jednoplášťových ostění ze stříkaného betonu bývá jeho degradace zpravidla zohledněna zanedbáním první vrstvy nebo její části. Tato myšlenka je jedním z předpokladů inovativních metod zajištění podzemních staveb stříkaným betonem, které jsou popsány v kapitole 2.2.

Zanedbaná část ostění ze stříkaného betonu může být numericky modelována podle zásad teorie „šedé skály“ uvedených v kapitole 6.3.1.

### 6.3.3 Zohlednění degradace kotevních prvků

U podzemních staveb, jejichž výrub je zajištěný podle zásad NRTM, bývá zpravidla uvažována plná degradace kotevních prvků.

Míra zohlednění případné degradace horninových kotev a svorníků není přitom v zásadách „*teorie šedé skály*“ přesně vymezena. Z tohoto důvodu je možné se domnívat, že případná reziduální únosnost těchto prvků není ve výpočetních parametrech uvedených v kapitole 6.3.1 nijak zohledněna.

Horninové kotvy a svorníky je možné rozdělit podle způsobu upnutí ve vrtu. U hydraulicky upínaných svorníků je možné předpokládat ztrátu únosnosti způsobenou korozí ocelového průřezu svorníku a případným poklesem třecích sil mezi svorníkem a horninovým masivem. U lepených svorníků je ocelové táhlo proti vlivu degradace chráněno, tudíž je možné předpokládat pouze pokles třecích sil mezi cementovým materiálem a horninovým masivem.

Vzhledem k výše nastíněné tematice se autor disertační práce domnívá, že plná degradace kotevních prvků neodpovídá skutečnému stavu a že i pro kotevní prvky zhotovené podle platných předpisů a norem může být uvažována reziduální únosnost. Předpokladem pro zohlednění reziduální únosnosti je dokonalé ukotvení svorníků v části ostění ze stříkaného betonu, které není uvažováno jako zdegradované.

## **7. Numerické modelování podzemních staveb**

Kapitola se zabývá popisem numerických metod používaných modelování podzemních staveb. Hlavní důraz je kladen na popis výpočetních prvků a postupu výpočtu v numerickém programu Plaxis, který byl použitý v této práci.

### **7.1 Metody používané pro numerické modelování**

V této podkapitole jsou popsány principy a zásady numerických metod, které využívají výpočetní numerické programy používané pro modelování geotechnických úloh.

#### **7.1.1 Metoda konečných diferencí**

Při modelování geotechnických úloh metodou konečných diferencí je zájmová oblast pokryta konečným počtem bodů sítě. Popisné diferenciální rovnice jsou pro každý bod nahrazeny ekvivalentními algebraickými rovnicemi.

#### **7.1.2 Metoda hraničních prvků**

Na rozdíl od metody konečných prvků a metody konečných diferencí je tato metoda založena na teorii integrálních rovnic. Pro zadání daného problému je postačující zadat uzly a prvky pouze na okrajích zájmové oblasti. Rovnice jsou odvozeny pro každý hraniční uzel na základě integrace standardního analytického řešení přes všechny ostatní uzly. Výsledné řešení je získáno dosazením okrajových podmínek.

#### **7.1.3 Metoda oddělených prvků**

Metoda oddělených prvků byla vytvořena pro modelování interakce mezi oddělenými prvky. Jejím smyslem je překonat problémy ostatních metod s posunem, oddělením a rotací jednotlivých částí kontinua. Z tohoto důvodu se nejčastěji používá při analýzách rozpukaného horninového masivu.

#### **7.1.4 Metoda konečných prvků**

V současné době je nejvyužívanější metodou posouzení geotechnických úloh jejich numerická analýza založená na metodě konečných prvků. Metoda konečných prvků je podobná metodě konečných diferencí, ovšem u této metody jsou jednotlivé body definovány hranami většinou trojúhelníkových prvků, které dohromady vytváří plochu zájmové oblasti. Pro každý prvek je odvozen soubor algebraických rovnic v maticové podobě, který popisuje vztahy mezi proměnnými jednotlivých uzlů. Řešení systému rovnic, který se skládá ze souboru rovnic každého prvku, je



získáno na základě spojitosti a rovnováhy v uzlech a aplikací daných okrajových podmínek. Rovnice pro každý prvek jsou získány integrací přes daný prvek.

## 7.2 Materiálové modely

Materiálové modely užívané pro numerické výpočty je možné rozdělit na lineární a nelineární. Lineární modely se používají jen pro místa, ve kterých je možné předpokládat lokální porušení, které nemá zásadní vliv na vývoj globální poruchy. Z tohoto důvodu se pro numerické výpočty geotechnických problémů zpravidla používají nelineární materiálové modely, pomocí nichž je možné věrohodně simulovat chování horninového masivu.

### 7.2.1 Lineární model

Lineární model chování vychází z Hookova zákona, který uvažuje lineární závislost mezi napětím a přetvořením. Závislost mezi napětím a přetvořením je vyjádřena pomocí Youngova modulu pružnosti  $E$ .

### 7.2.2 Nelineární modely

Pomocí nelineárních modelů je možné lépe vystihnout opravdové chování zemin a jejich odezvu na působící zatížení. Hranice mezi lineární a nelineární odezvou materiálu je definována podmínkou plasticity. Překročení této podmínky vede k vývoji trvalých plastických deformací.

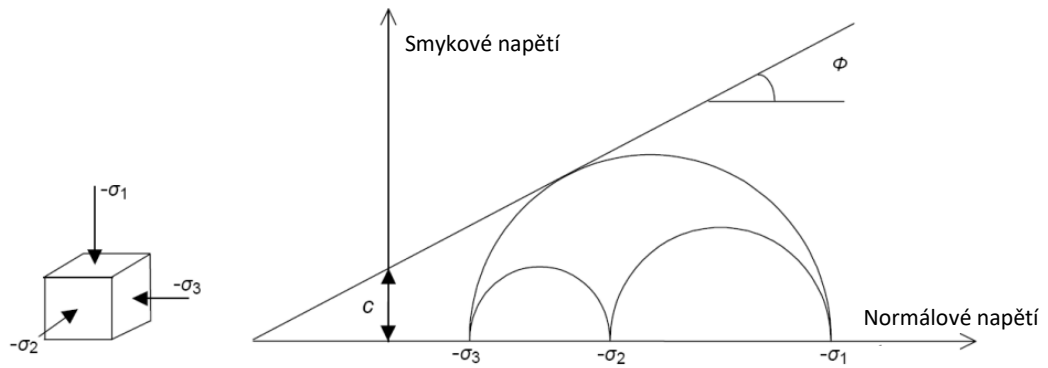
Funkce může být buď u pružně-plastického materiálu konstantní, nebo se může měnit v závislosti na aktuálním stavu napětí. V tomto případě se jedná o materiál se zpevněním nebo změkčením. Vedle základních materiálových charakteristik se u nelineárních modelů zavádí pevnostní charakteristiky zemin definující podmínku plasticity.

#### 7.2.2.1 Mohr-Coulombův model

Jedním z nejpoužívanějších materiálových modelů pro modelování geotechnických úloh je Mohr-Coulombův materiálový model. Tento model předpokládá porušení zeminy v oblasti, kde je vyčerpána její smyková pevnost. Smyková pevnost zeminy je odpor proti usmyknutí na tvořící se smykové ploše a je dána následující rovnicí:

$$\tau = \sigma * \tan \phi + c$$

$\tau$	smyková pevnost [kPa],
$\sigma$	normálové napětí na povrchu smykové plochy [kPa],
$c$	soudržnost [kPa],
$\phi$	úhel vnitřního tření horniny [°].



Obrázek 7.1: Podmínka porušení Mohr-Coulombova modelu

Podmínka porušení je definována na obrázku 7.1 jako obálka Mohrových kružnic napětí. Jako výpočetní parametry je třeba zadat úhel vnitřního tření, soudržnost a úhel dilatance, jež jsou zpravidla uvedeny v podkladech z geotechnického průzkumu. Případně je možné pro numerický výpočet použít směrné normové charakteristiky zemin normy ČSN 73 1001.

Výhodou tohoto numerického modelu je jeho jednoduchost a skutečnost, že tradiční mechanika zemin a částečně i mechanika hornin jsou založené právě na tomto modelu.

### 7.2.2.2 Hardening-soil model

Tento model je používán pro simulaci chování zemin. Stejně jako u Mohr-Coulombova modelu jsou zde mezní stavy napětí popsány prostřednictvím úhlu vnitřního tření, soudržnosti a úhlu dilatance.

Jeho největší výhodou je popis tuhosti zemin mnohem přesnějším způsobem. Tuhost zemin je definovaná pomocí 3 rozdílných vstupních modulů pružnosti:

- triaxiální přitěžovací modul pružnosti  $E_{50}$ ,
- triaxiální odtěžovací modul pružnosti  $E_{ur}$ ,
- edometrický přitěžovací modul pružnosti  $E_{oed}$ .

Jelikož většina geotechnických zpráv neuvádí všechny výše uvedené hodnoty modulů pružnosti, je výhoda tohoto numerického modelu zároveň jeho nevýhodou, jelikož hodnoty  $E_{ur}$  a  $E_{50}$  musí být odvozeny statikem provádějícím posouzení dané geotechnické úlohy na základě jeho dosavadních zkušeností.

## 7.3 Výpočetní program Plaxis

Plaxis je výpočtový program speciálně vyvinutý pro dvourozměrnou a trojrozměrnou deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh.

Jedná se o komplexní výpočetní systém, jenž umožňuje simulaci nelineárního a na čase závislého chování zemin, který umožňuje modelovat jak hydrostatické, tak i hydrodynamické účinky vody v zeminách a také vzájemnou interakci mezi konstrukcí a zeminou. Výpočet je prováděn metodou

konečných prvků. Síť konečných prvků je generována programem automaticky, přičemž je možné síť manuálně zjemnit. K modelování je možné použít 15-ti uzlové trojúhelníkové prvky s kubickým polynomem nebo prvky se 6-ti uzly s polynomem 2. stupně.

Časový postup výstavby dané geotechnické úlohy je možné simulovat aktivováním nebo deaktivováním jednotlivých prvků modelu. Pomocí programu Plaxis je možné určit i stupeň bezpečnosti řešené geotechnické úlohy (např. výpočet stability svahu).

### **7.3.1 Nástroje používané v programu Plaxis**

Jednotlivé výpočetní prvky je možné v programu Plaxis definovat pomocí souřadnic. Geometrii komplikovanějších geotechnických úloh je možné převzít z programu AutoCad. V následujících podkapitolách budou nejdůležitější výpočetní prvky krátce popsány.

#### **7.3.1.1 Line**

Pomocí čar „Line“ je možné v programu definovat zájmovou oblast modelu nebo hranice vrstev zeminy. V neposlední řadě je možné definovat jednotlivé cluster (oblasti), kterým může být přiřazen libovolný materiál.

#### **7.3.1.2 Plate**

Prvek „Plate“ je prutový prvek, který se používá k modelování namáhání základů, tunelových ostění, nebo dalších konstrukčních prvků. Chování těchto elementů je definováno pomocí ohybové tuhosti, osově tuhosti a velikostí mezního ohybového momentu a osově síly.

#### **7.3.1.3 Interface**

Prvek „Interface“ (rozhraní) se používá k nastavení vlastností na kontaktu dvou prostředí různých vlastností. Zpravidla se používá ke snížení smykové pevnosti na rozhraní dvou různých materiálů.

#### **7.3.1.4 Geogrid**

Prvek „Geogrid“ (geotextilie) je určen pro modelování vyztužených zemin. V programu Plaxis je reprezentován tenkým tahovým prvkem bez ohybové tuhosti. Při modelování podzemních staveb je možné tento prvek použít pro modelování svorníků.

### 7.3.1.5 Tunnel designer

Pro modelování tunelového ostění pomocí prvků „Plate“ je možné použít „Tunnel designer“, ve kterém je možné na základě poloměru a úhlu definovat nejrůznější tvary příčného řezu tunelu. Pomocí tohoto módu je zpravidla modelováno pouze vnější ostění, pro modelování případného členění čelby se zpravidla používají prvky „Line“ a „Plate“.

## 7.3.2 Postup výpočtu

Numerické modelování bylo provedeno na základě zvolené geometrie a výpočetních parametrů horninového masivu, které jsou podrobněji popsány v osmé kapitole.

### 7.3.2.1 Geometrie modelu

Uspořádání příčných řezů je třeba volit tak, aby výsledky numerického modelování nebyly ovlivněny okrajovými podmínkami. Všeobecně platné zásady týkající se volby rozměrů numerického modelu definuje *Meissner, 1996*:

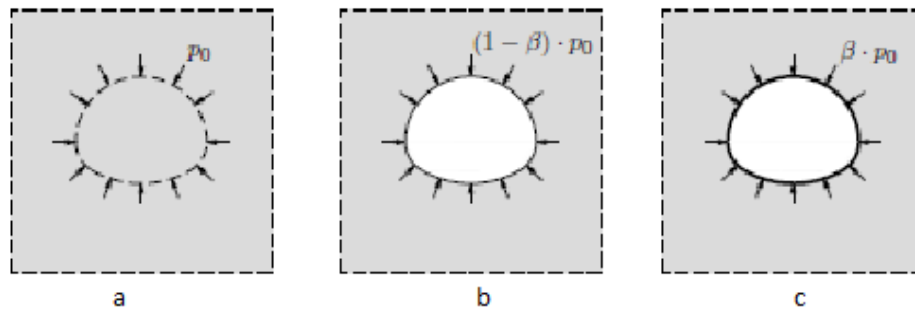
- šířka modelu od osy tunelu k okraji modelu v horizontálním směru odpovídá čtyř- až pětinašobku průměru tunelu,
- hloubka modelu ode dna tunelu ke spodnímu okraji modelu odpovídá dvou- až třinášobku průměru tunelu.

Velikost numerického modelu může být zkontrolována i pomocí směrů hlavních napětí. Dostatečná velikost numerického modelu je zaručena tehdy, když směry hlavních napětí na okrajích modelu vykazují v porovnání se stavem primární napjatosti jen nepatrné vychýlení.

### 7.3.2.2 Zohlednění redistribuce napětí ve 2D výpočtech

Při samotné výstavbě tunelů dochází k přeskupení napětí v oblasti čelby, která není v tomto okamžiku ještě vystrojena. U rovinných výpočetních modelů není možné toto přeskupení napětí z důvodu chybějícího třetího rozměru přímo zohlednit, a proto je do výpočtu zavedena hodnota relaxace (vydechnutí) nevystrojeného výrubu.

K zohlednění tohoto faktu byly v praxi vyvinuty různé přístupy a modely, které umožňují určení hodnoty relaxace výrubu, *Schikora a Fink, 1987*. Tyto modely jsou založené na myšlence, že primární napjatost v oblasti čelby je rozdělena na 2 části. Za výchozí stav je považován stav primární napjatosti, který reprezentuje hodnota napětí  $p_0$ . Výlom tunelu je simulován v programu Plaxis deaktivací příslušných elementů horninového masivu. Hodnota napětí, která působí na výrub před aktivací ostění ze stříkaného betonu, je snížena o hodnotu  $(1 - \beta) \times p_0$ . Hodnota  $(1 - \beta)$  potom představuje hodnotu relaxace výrubu. V této výpočetní fázi působí zatížení na dosud nevystrojený výrub. V další fázi je aktivováno ostění ze stříkaného betonu a systém, který sestává z horninového masivu a ostění ze stříkaného betonu je zatížen zbývajícím podílem zatížení  $\beta \times p_0$ .



Obrázek 7.2: Zavedení hodnoty relaxace (Möller, 2006)

V provedených numerických výpočtech byly hodnoty relaxace určeny podle *Kielbassa a Duddeck, 1991*. Kielbassa a Duddeck vyvinuli na základě porovnání dvou- a třírozměrných modelů přibližný vztah, který umožňuje zohlednit přeskupení napětí v dvourozměrných výpočtech. Velikost hodnoty relaxace je závislá na následujících parametrech:

- modul pružnosti horninového masivu,
- modul pružnosti stříkaného betonu,
- Poissonovo číslo horninového masivu,
- poloměr tunelu,
- tloušťka ostění ze stříkaného betonu,
- délka záběru.

### 7.3.2.3 Nárůst pevnosti stříkaného betonu

Časový vývoj pevnosti stříkaného betonu je možné ve výpočtech zohlednit zavedením několika materiálů, jejichž pevnostní charakteristiky odpovídají danému stáří.

V současné době je možné časový vývoj pevnosti stříkaného betonu simulovat speciálním materiálovým modelem přímo v programu Plaxis, čímž odpadá nutnost přiřazení nového materiálu do odpovídajících clusterů.

### 7.3.2.4 Průběhy vnitřních sil

Výsledné hodnoty vnitřních sil a deformací je možné odečíst pouze pro ostění modelovaného pomocí „Plate“ prvků. V případech modelování ostění pomocí plošných prvků s odpovídajícími pevnostními charakteristikami se z tohoto důvodu ve středu odpovídajících clusterů modeloval dodatečný „Plate“ element, jehož tuhost byla podstatně snížena. Výsledné hodnoty vnitřních sil musely být poté ve stejném poměru zvýšeny.

V nejnovější verzi programu Plaxis je možné průběh vnitřních sil a deformací odečíst i pro modelované clustery.

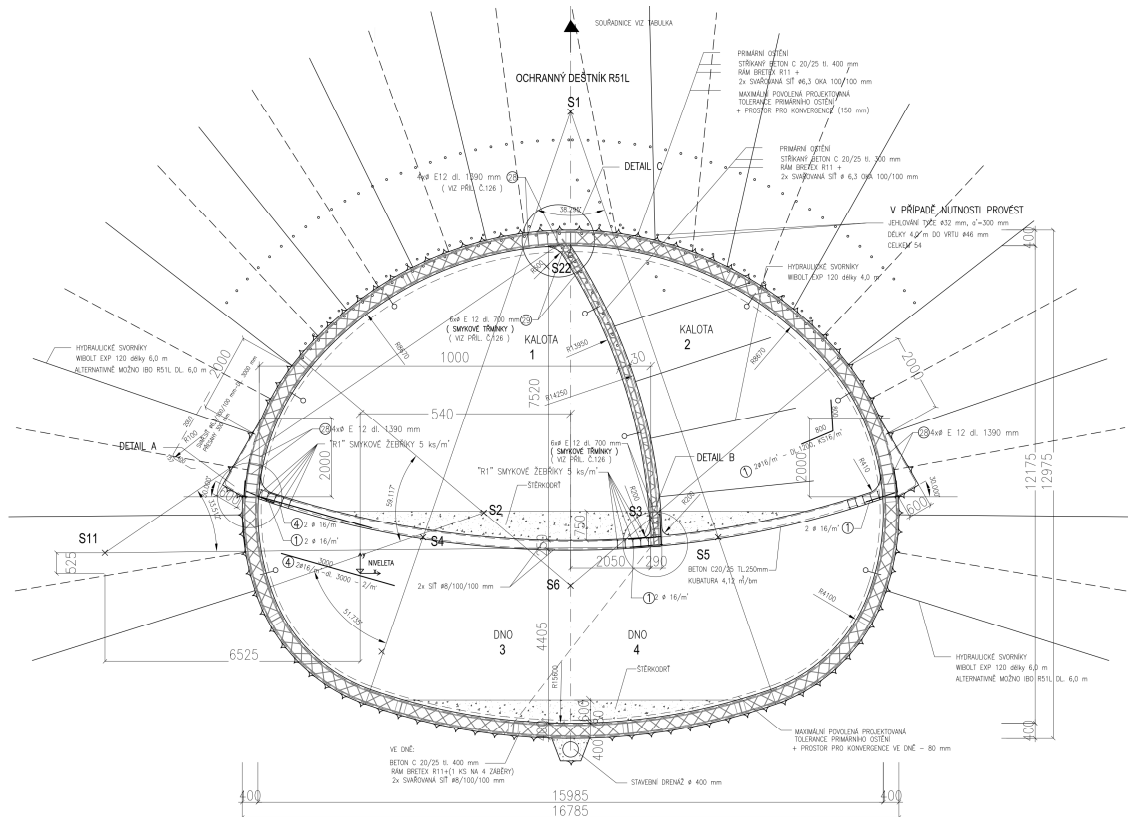
## 8. Zohlednění částečné degradace vnější vrstvy ostění

Kapitola se zabývá stanovením hodnoty zatížení ostění podzemních staveb horninovým tlakem při zohlednění částečné degradace jednotlivých prvků primárního ostění.

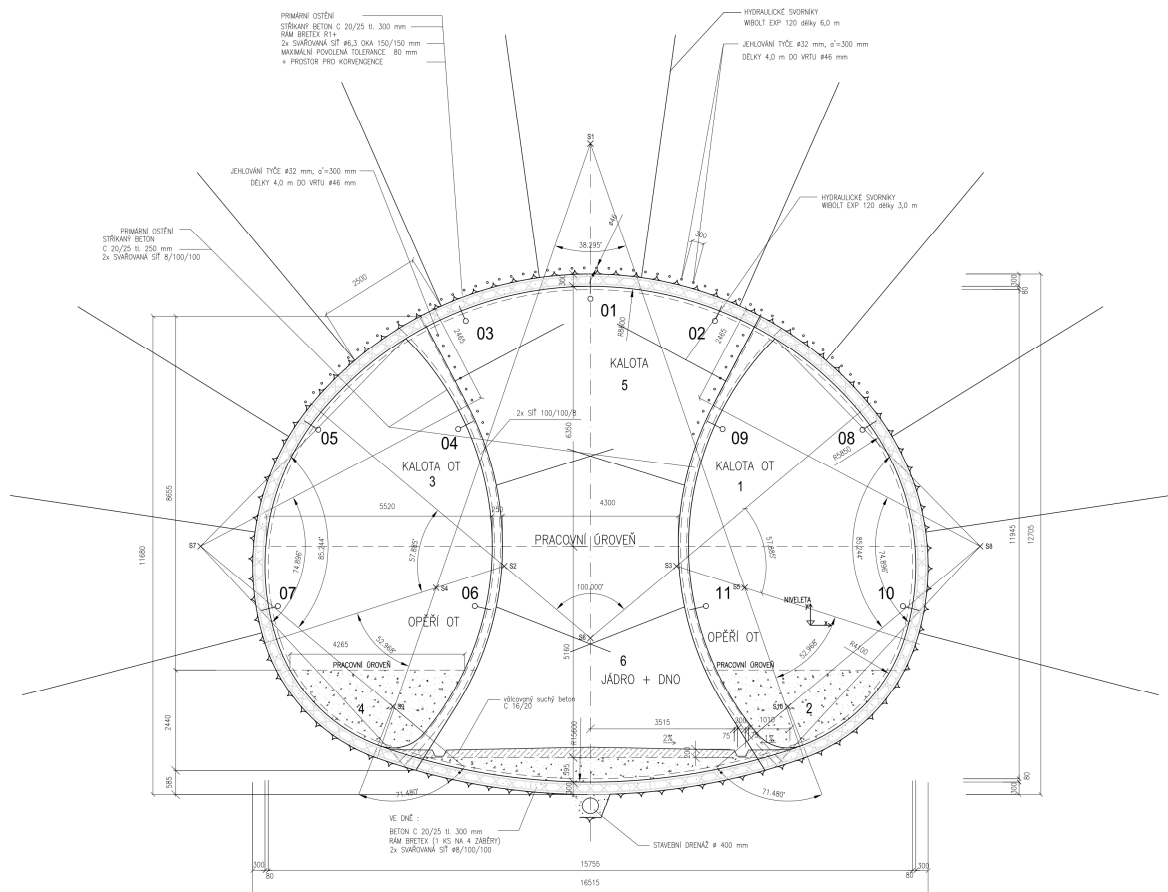
V úvodu kapitoly je popsána relativně jednoduchá analytická metoda zohlednění částečné únosnosti zdegradovaných prvků vnější vrstvy ostění, která je založena na tuhostním poměru ostění a horninového masivu. Pomocí této analytické metody je možné snížit hodnotu zatížení horninovým tlakem působícího na ostění podzemních staveb po odeznění prvotních deformací horninového masivu, jež bývala v minulosti stanovena na základě různých zatěžovacích modelů pro vysoké a nízké nadloží podzemních staveb. Tyto modely popisuje například *Pruška, 2000*.

Jelikož se v současné době provádí statické výpočty ostění podzemních staveb především numerickým modelováním, byla výše popsaná analytická metoda zohlednění částečné únosnosti zdegradovaných prvků ze stříkaného betonu ověřena pomocí numerického modelování. V těchto numerických modelech byla degradace prvků ostění ze stříkaného betonu zohledněna pomocí výpočetních parametrů uvedených v kapitole 6.3.1. Numerická studie byla provedena i pro částečnou degradaci svorníků na základě poznatků uvedených v kapitole 6.3.3.

Pro numerickou studii byly uvažovány tunely s plochami výrubu  $155 \text{ m}^2$  a  $80 \text{ m}^2$  s jednotnou výškou nadloží 30 metrů nacházejících se nad hladinou podzemní vody. Uvažované horizontální a vertikální členění čelby je znázorněno na následujících obrázcích.



Obrázek 8.1: Příklad horizontálního členění čelby



Obrázek 8.2: Příklad vertikálního členění čelby

## 8.1 Analytické výpočty s využitím tuhostního poměru

### 8.1.1 Určení hodnoty tuhostního poměru ostění a masivu

Analytický vztah pro určení procentuálního podílu zatížení ostění podzemních staveb po odeznění prvotních deformací horninového masivu je založen na poměru tuhosti ostění a horninového masivu a je definován následujícím vzorcem:

$$\alpha = \frac{E_{Masiv} * R^3}{E_{Ostění} * I}$$

kde:

- $\alpha$  relativní ohybová tuhost [-],
- $E_{Masiv}$  modul pružnosti horninového masivu [MPa],
- $E_{Ostění}$  modul pružnosti betonu ostění [MPa],
- $R$  poloměr profilu tunelu [m],
- $I$  moment setrvačnosti ostění [m<sup>4</sup>/m]

Vypočítané hodnoty parametru relativní ohybové tuhosti  $\alpha$  dle výše uvedeného vztahu je třeba nadále normovat podle následujícího vzorce. Na základě normování je potom možné určit procentuální hodnotu zatížení horninovým masivem, která působí po odeznění prvotních deformací horninového masivu.

Vzhledem k tomu, že normování automaticky přiřadí nejnižší hodnotě  $\alpha$  plné zatížení horninovým masivem a nejvyšší hodnotě  $\alpha$  žádné zatížení horninovým masivem, je při normování zapotřebí uvažovat celý rozsah možných geologických poměrů. V praxi to znamená, že hodnota modulu pružnosti horniny musí být upravována od nejlepší možnou po nejhorší možnou hodnotu a že nemůže zohledňovat pouze zastížené geologické poměry.

$$\alpha' = \frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_{max} - \alpha_{min}} * (max_{norm} - min_{norm}) + min_{norm}$$

kde:

$\alpha$	podíl zatížením horninovým masivem působící po odeznění deformací [-],
$\alpha'$	relativní ohybová tuhost [-],
$\alpha_{max}$	maximální hodnota relativní ohybové tuhosti [-],
$\alpha_{min}$	minimální hodnota relativní ohybové tuhosti [-],
$max_{norm}$	0,
$min_{norm}$	1.

Na základě provedeného normování hodnot je možné sestavit graf, který vyjadřuje závislost mezi hodnotou relativní ohybové tuhosti  $\alpha$  a procentuálním podílem zatížení horninovým masivem, který působí na ostění po odeznění deformací horninového masivu  $\alpha'$ .

### 8.1.2 Určení zatížení pomocí tuhostního poměru

Pomocí vzorce pro výpočet poměru mezi ohybovou tuhostí ostění a modulem pružnosti horninového masivu a vzorce pro normování hodnot uvedených v kapitole 8.1.1 je možné určit procentuální hodnotu zatížení horninovým masivem po odeznění jeho deformací.

Pro analytický výpočet byly pro zvolené teoretické plochy výrubů stanoveny náhradní poloměry kruhových profilů tunelu:

- $A_{výrub} = 155 \text{ m}^2 \Rightarrow R_{náhradní} = 7 \text{ m}$ ,
- $A_{výrub} = 80 \text{ m}^2 \Rightarrow R_{náhradní} = 5 \text{ m}$ .

Procentuální hodnoty zatížení ostění horninovým masivem po odeznění prvotních deformací v závislosti na tuhosti ostění a modulu pružnosti horninového masivu určené analytickým způsobem jsou uvedeny v následujících tabulkách a grafu.

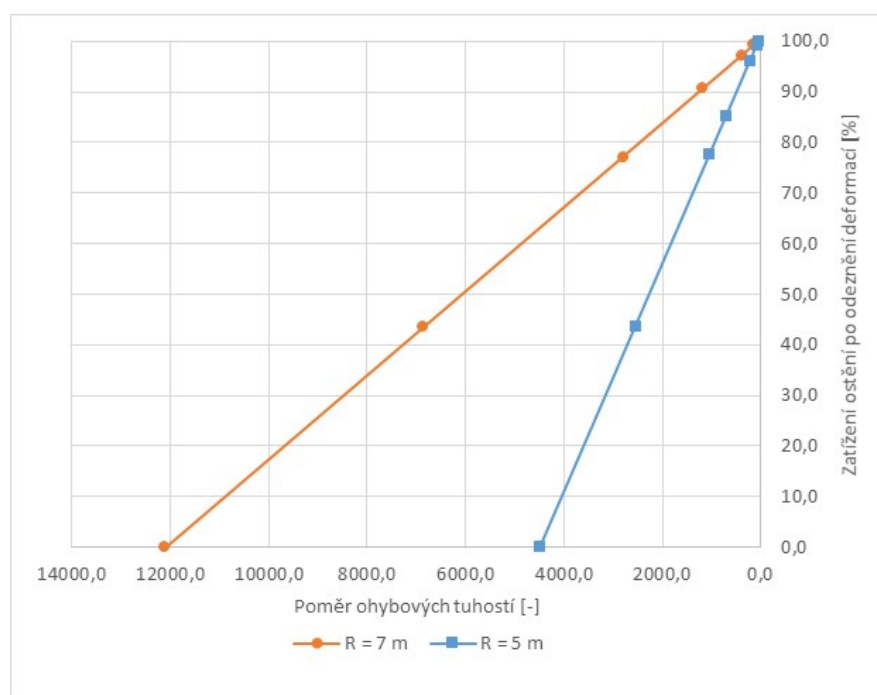


Tabulka 8.1: Hodnoty zatížení ostění podzemních staveb po odeznění deformací,  $R_{\text{Náhradní}} = 7 \text{ m}$ 

$E_{\text{Masiv}}$ [MPa]	$R_{\text{Náhradní}}$ [m]	$E_{\text{Beton}}$ [MPa]	$t_{\text{ostění}}$ [cm]	$I_{\text{ostění}}$ [m <sup>4</sup> ]	$\alpha$ [-]	$\alpha'$ [-]	$\alpha'$ [%]
1500	7,0	33.000	25	0,001.302	12.107	0,000	0,0
850	7,0	33.000	25	0,001.302	6.861	0,435	43,5
600	7,0	33.000	30	0,002.250	2.803	0,772	77,2
400	7,0	33.000	35	0,003.573	1.177	0,907	90,7
200	7,0	33.000	40	0,005.333	394	0,971	97,1
100	7,0	33.000	45	0,007.594	138	0,993	99,3
50	7,0	33.000	50	0,010.417	50	1,000	100,0

Tabulka 8.2: Hodnoty zatížení ostění podzemních staveb po odeznění deformací,  $R_{\text{Náhradní}} = 5 \text{ m}$ 

$E_{\text{Masiv}}$ [MPa]	$R_{\text{Náhradní}}$ [m]	$E_{\text{Beton}}$ [MPa]	$t_{\text{ostění}}$ [cm]	$I_{\text{ostění}}$ [m <sup>4</sup> ]	$\alpha$ [-]	$\alpha'$ [-]	$\alpha'$ [%]
1500	5,0	33.000	25	0,001.302	4.489	0,000	0,0
850	5,0	33.000	25	0,001.302	2.544	0,437	43,7
600	5,0	33.000	30	0,002.250	1.039	0,775	77,5
400	5,0	33.000	30	0,002.250	693	0,853	85,3
200	5,0	33.000	35	0,003.573	218	0,959	95,9
100	5,0	33.000	40	0,005.333	73	0,992	99,2
50	5,0	33.000	40	0,005.333	37	1,000	100,0



Obrázek 8.3: Procentuální hodnota zatížení ostění po odeznění deformací

## 8.2 Numerické výpočty částečně zdegradovaného ostění

Jelikož se v současné době provádí statické výpočty ostění podzemních staveb především numerickým modelováním, byla analytická metoda stanovení zatížení ostění horninovým masivem po odeznění prvotních deformací ověřena numerickými výpočty.

Tyto numerické výpočty byly provedeny pro podzemní stavby zhotovené podle zásad Nové rakouské tunelovací metody, které pro zajištění výrubu zpravidla využívají kombinaci primárního a sekundárního ostění vzájemně oddělená mezilehlou fóliovou hydroizolací. V těchto numerických výpočtech byly parametry zdegradovaného primárního ostění ze stříkaného betonu uvažovány podle *Marcher a Jiříčný, 2004* i *Thomas, 2008*. Výsledky provedených numerických výpočtů mohou být uvažovány i pro podzemní stavby, jejichž výrub je zajištěn jednoplášťovým ostěním nebo dvouplášťovým ostěním ze stříkaného betonu s mezilehlou stříkanou hydroizolací.

Numerická studie byla provedena i pro možnou částečnou degradaci svorníků. Jejich únosnost byla v numerických výpočtech na základě poznatků uvedených v kapitole 6.3.3 snížena na polovinu.

### 8.2.1 Vstupní parametry

#### 8.2.1.1 Geotechnické parametry

Jelikož pro danou tématiku nejsou relevantní hodnoty deformací vzniklých odlehčením, byl pro horninový masiv zvolen Mohr-Coulombův materiálový výpočetní model.

Příznivým geologickým parametrům A, B, C a D bylo přiřazeno horizontální členění čelby podle obrázku 8.1, méně příznivým geologickým parametrům E, F a G bylo přiřazeno vertikální členění čelby podle obrázku 8.2.

Horninový masiv byl modelován pomocí 15-ti uzlových trojúhelníkových prvků s výpočetními parametry uvedenými v tabulce 8.3. Vzhledem k povaze řešené problematiky byl horninový masiv modelován jako homogenní bez členění na jednotlivé geologické vrstvy nacházející se v nadloží tunelu.

Tabulka 8.3: Použité geotechnické parametry

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{\text{Masiv}}$ [MPa]	$c$ [kPa]	$\phi$ [°]	$\nu$ [-]	$K_0$ [-]
<b>A</b>	26,0	1.500	300	28	0,200	0,400
<b>B</b>	26,0	850	300	28	0,200	0,400
<b>C</b>	25,5	600	233	26	0,233	0,425
<b>D</b>	25,0	400	166	24	0,266	0,450
<b>E</b>	24,5	200	100	22	0,300	0,475
<b>F</b>	23,8	100	50	21	0,350	0,540
<b>G</b>	23,0	50	10	20	0,400	0,600

### 8.2.1.2 Parametry primárního ostění

Primární ostění ze stříkaného betonu bylo modelováno pomocí 15-ti uzlovými trojúhelníkovými prvky. Pro primární ostění byl zvolen lineárně elastický materiálový model.

Tabulka 8.4: Uvažované tloušťky primárního ostění

	A	B	C	D	E	F	G
<b>Primární ostění <math>R_{Náhradní} = 7 \text{ m [cm]}</math></b>	18	20	22	25	30	35	35
<b>Primární ostění <math>R_{Náhradní} = 5 \text{ m [cm]}</math></b>	18	20	22	25	30	30	30

Nárůst pevnosti stříkaného betonu a procesy smršťování a dotvarování byl v numerických výpočtech zohledněn dvěma materiály pro stříkaný beton. Nezralý stříkaný beton byl ve výpočtu simulován materiálem „stříkaný beton, mladý“ o hodnotě modulu pružnosti 5 GPa. Tento materiál byl v dalších výpočtech nahrazen materiálem „stříkaný beton, starý“ o hodnotě modulu pružnosti 15 GPa

Uvažované výpočetní parametry primárního ostění ze stříkaného betonu jsou uvedeny v následující tabulce.

Tabulka 8.5: Uvažované parametry stříkaného betonu

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	$\nu$ [-]
<b>Stříkaný beton, mladý</b>	24,0	5	0,300
<b>Stříkaný beton, starý</b>	24,0	15	0,200

### 8.2.1.3 Parametry zdegradovaného primárního ostění

Zdegradované primární ostění bylo modelováno 15-ti uzlovými trojúhelníkovými prvky na základě dostupných poznatků uvedených v kapitole 6.3.1 s využitím Mohr-Coulombova výpočetního modelu s následujícími charakteristikami:

Tabulka 8.6: Uvažované výpočetní parametry zdegradovaného primárního ostění

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [GPa]	c [kPa]	$\phi$ [°]	$\nu$ [-]	$K_0$ [-]
<b>Marcher a Jiříčný, 2004</b>	24,0	10	40	40	0,200	0,400
<b>Thomas, 2008</b>	24,0	10	2000	40	0,200	0,400

### 8.2.1.4 Parametry sekundárního ostění

Sekundární ostění bylo modelováno pomocí prutových prvků o odpovídající ohybové a tlakové tuhosti pro zvolenou mocnost ostění a pro pevnostní třídu betonu C30/37. Zvolené tloušťky sekundárního ostění jsou uvedeny v následující tabulce.

Tabulka 8.7: Uvažované tloušťky sekundárního ostění

	A	B	C	D	E	F	G
<b>Sekundární ostění <math>R_{Náhradní} = 7 \text{ m [cm]}</math></b>	25	25	30	35	40	45	50
<b>Sekundární ostění <math>R_{Náhradní} = 5 \text{ m [cm]}</math></b>	25	25	30	30	35	40	40

### 8.2.1.5 Parametry mezilehlé izolace

Vzhledem k tomu, že numerické modelování bylo provedeno pro tunely zhotovené podle zásad NRTM, bylo primární a sekundární ostění od sebe navzájem odděleno mezilehlou izolací. Kvůli lepší konvergenci numerických výpočtů byla hodnota soudržnosti zvýšena na 1 kPa. Výpočetní hodnoty mezilehlé izolace jsou uvedeny v následující tabulce.

Tabulka 8.8: Uvažované výpočetní parametry mezilehlé izolace

	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$E \text{ [MPa]}$	$c \text{ [kPa]}$	$\phi \text{ [}^\circ\text{]}$	$\nu \text{ [-]}$
<b>Mezilehlá hydroizolace</b>	25,0	150	1	10	0,150

### 8.2.1.6 Parametry svorníků

Svorníky byly simulovány pomocí prvků geotextilie („geogrid“). Výpočetní hodnoty svorníků byly zvoleny pro průřez R38-500 firmy Dywidag. Charakteristická hodnota únosnosti jednoho svorníku je 430 kN. Tato hodnota byla nadále redukována součinitelem bezpečnosti a vydělena roztečí svorníků v podélném směru tunelu.

Tabulka 8.9: Výpočetní parametry svorníků

	$N_{pl} \text{ [kN/m]}$	$EA \text{ [kN/m]}$
<b>Rozteč svorníků 1,0 m</b>	318	150.000
<b>Rozteč svorníků 2,0 m</b>	159	75.000

V numerických výpočtech zohledňujících částečnou degradaci svorníků byly výpočetní parametry svorníků uvažovány dle poznatků uvedených v kapitole 6.3.3 následujícími parametry:

Tabulka 8.10: Výpočetní parametry částečně zdegradovaných svorníků

	$N_{pl} \text{ [kN/m]}$	$EA \text{ [kN/m]}$
<b>Rozteč svorníků 1,0 m</b>	159	75.000
<b>Rozteč svorníků 2,0 m</b>	79	37.500

### 8.2.1.7 Fáze výpočtu

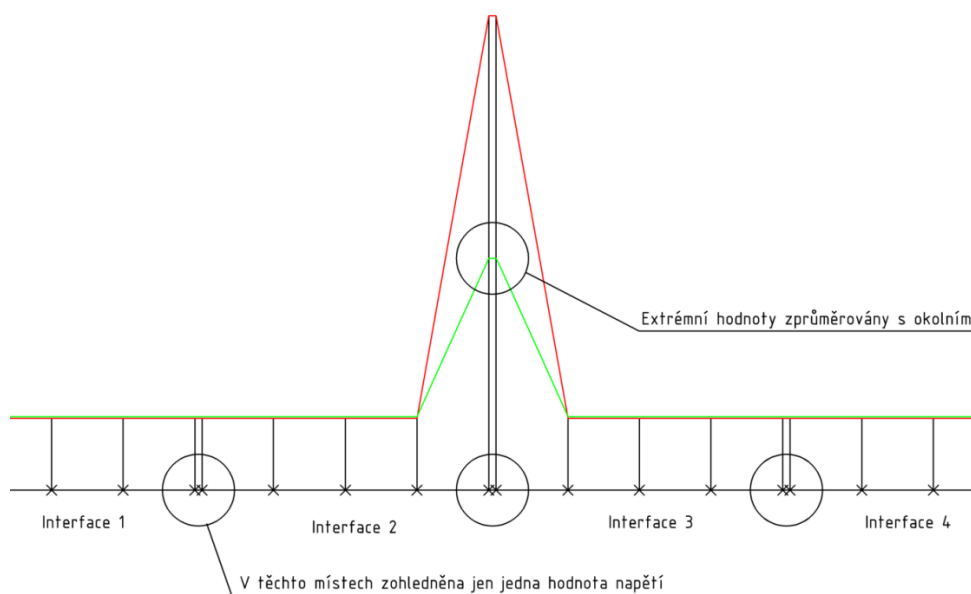
V provedených numerických výpočtech byl simulován postup výstavby tunelu včetně degradace vnější vrstvy ostění. Výpočetní fáze zohledňovaly způsob členění profilu tunelu:

- výpočet primární napjatosti,
- výrub kaloty,
- zajištění kaloty,
- výrub opěří,
- zajištění opěří,
- výrub dna,
- zajištění dna,
- výsledná pevnost stříkaného betonu,
- zhotovení sekundárního ostění,
- degradace vnější vrstvy ostění.

Hodnota napětí na primárním ostění byla odečtena ve fázi, ve které byla uvažována výsledná pevnost stříkaného betonu v celém profilu tunelu. Hodnota napětí na sekundárním ostění byla odečtena ve výpočetní fázi, ve které byla uvažována degradace primárního ostění. Degradace primárního ostění ze stříkaného betonu byla uvažována výpočetními parametry uvedenými v tabulce 8.6.

Při vyhodnocování numerických výpočtů byly extrémní bodové hodnoty napětí zapříčiněné okrajovými geometrickými podmínkami nadále upraveny.

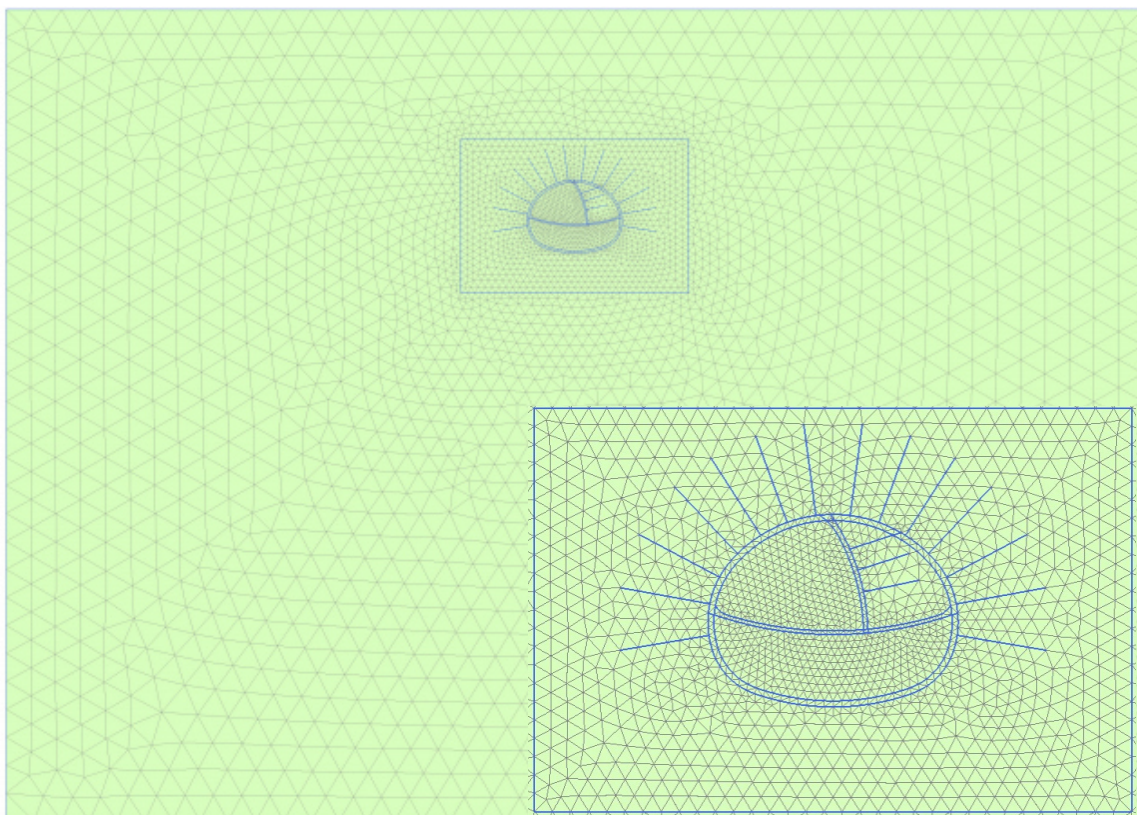
První úprava byla dána tím, že hodnota napětí na konci jednoho a na začátku dalšího prvku interface nabývá téměř stejné hodnoty. Z tohoto důvodu byl pro vyhodnocení uvažován vždy jen jeden ze dvou sousedních bodů. Druhá úprava spočívala ve zprůměrování hodnot napětí v oblastech koncentrace napětí.



Obrázek 8.4: Úpravy hodnot napětí

### 8.2.1.8 Geometrie modelu

Uvažovaný numerický model se sítí konečných prvků pro horizontální členění tunelu o ploše výrubu 155 m<sup>2</sup> je znázorněn na následujícím obrázku:



Obrázek 8.5: Síť konečných prvků pro horizontální členění tunelu

### 8.2.2 Výsledky numerických výpočtů

V rámci provedené numerické studie byl ověřen analytický vztah pro určení zatížení ostění podzemních staveb po odeznění prvotních deformací. Okrajové podmínky numerických výpočtů jsou uvedené v kapitole 8.2.1.

Vzhledem k tomu, že analytický vztah pro odvození procentuálního podílu zatížení ostění podzemních staveb po odeznění deformací je založen na vlastnostech horninového masivu, byly pro zdegradovanou vrstvu ostění uvažovány výpočetní parametry podle *Marcher a Jiříčný, 2004*. Tyto výpočetní parametry byly zvoleny s ohledem na výrazně nižší hodnotou soudržnosti, díky které je možné lépe zohlednit redistribuci zatížení mezi horninovým masivem a finálním ostěním podzemních staveb.

Výsledky numerických výpočtů jsou shrnuty v následujících tabulkách a grafech. Hodnoty poměrů průměrných hodnot zatížení sekundárního a primárního ostění byly porovnány s výsledky analytického způsobu určení zatížení ostění podzemních staveb po odeznění deformací.

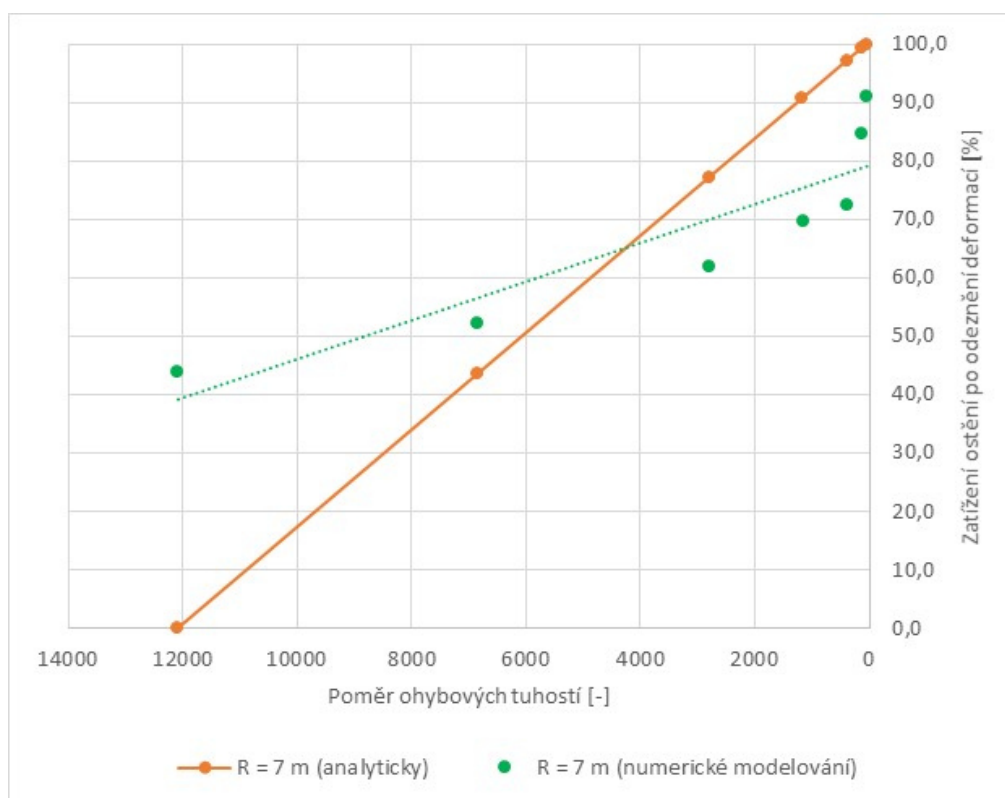
### 8.2.2.1 Numerické výpočty pro $R_{\text{Náhradní}} = 7,0 \text{ m}$

V následující tabulce jsou uvedeny průměrné hodnoty napětí horninovým masivem působící na primární a sekundární ostění. Uvedené hodnoty napětí zohledňují úpravy podle obrázku 8.4.

Tabulka 8.11: Zatížení ostění horninovým masivem po degradaci primárního ostění, *Marcher a Jiříčný, 2004*

$R_{\text{Náhradní}} = 7,0 \text{ m}$	A	B	C	D	E	F	G
Napětí primární ostění [kN/m <sup>2</sup> /m]	34,5	57,6	147,5	226,2	310,8	370,4	502,1
Napětí sekundární ostění [kN/m <sup>2</sup> /m]	15,2	30,1	91,3	157,5	224,8	313,8	457,8
Poměr napětí primár / sekundár [%]	44,1	52,3	62,1	69,7	72,5	84,8	91,2
Poměr ohybových tuhostí $\alpha$ [-]	12.107	6.861	2.803	1.117	394	138	50
Zatížení sekundárního ostění [%]	0,0	43,5	77,2	90,7	97,1	99,3	100,0

Výsledné hodnoty poměru napětí horninovým masivem působícího na primární ostění a sekundární ostění jsou v závislosti na hodnotě tuhostního poměru mezi horninovým masivem a sekundárním ostěním zobrazeny v následujícím grafu. Pro dokreslení vlivu degradace byla bodům znázorňujícím výsledky jednotlivých numerických výpočtů přiřazena lineární spojnice trendu.



Obrázek 8.6: Zatížení ostění horninovým masivem po odeznění deformací pro  $R_{\text{Náhradní}} = 7,0 \text{ m}$

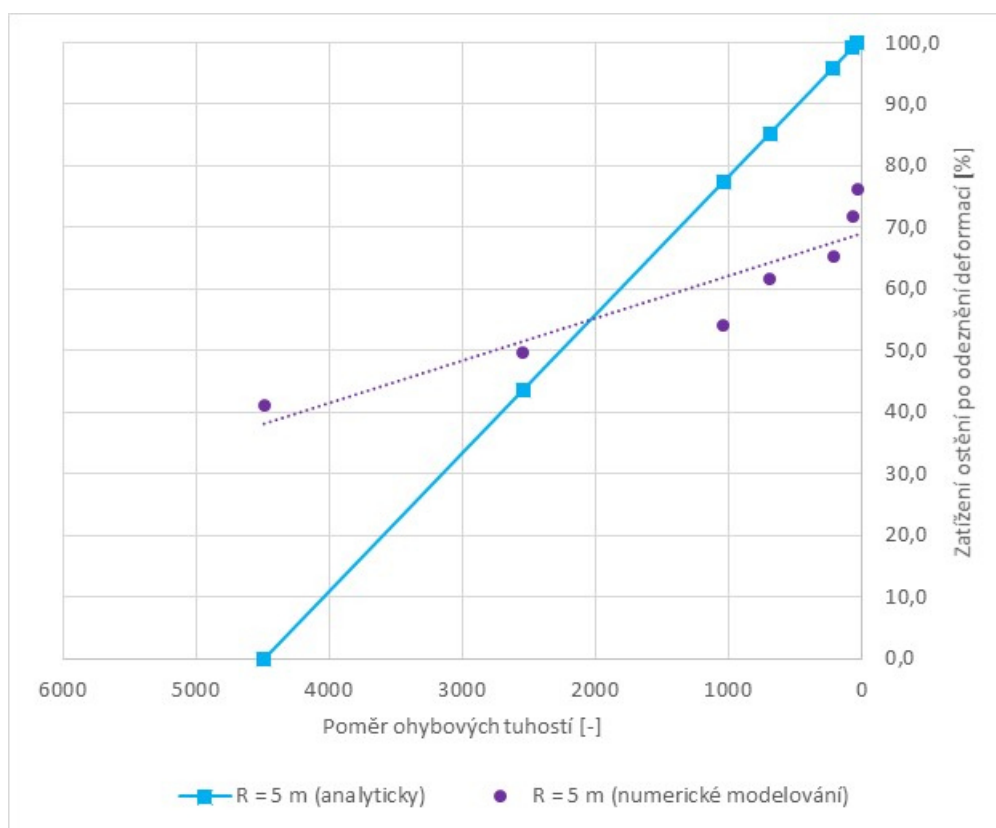
### 8.2.2.2 Numerické výpočty pro $R_{\text{Náhradní}} = 5,0 \text{ m}$

V následující tabulce jsou uvedeny průměrné hodnoty napětí horninovým masivem působící na primární a sekundární ostění. Uvedené hodnoty napětí zohledňují úpravy podle obrázku 8.4.

Tabulka 8.12: Zatížení ostění horninovým masivem po degradaci primárního ostění, *Marcher a Jiříčný, 2004*

$R_{\text{Náhradní}} = 5,0 \text{ m}$	A	B	C	D	E	F	G
Napětí primární ostění [ $\text{kN/m}^2/\text{m}$ ]	32,2	51,2	121,8	196,6	280,3	328,1	421,4
Napětí sekundární ostění [ $\text{kN/m}^2/\text{m}$ ]	13,2	25,5	66,0	121,3	183,3	235,6	321,1
Poměr napětí primár / sekundár [%]	41,1	49,8	54,2	61,7	65,4	71,8	76,2
Poměr ohybových tuhostí $\alpha$ [-]	4.489	2.544	1.039	693	218	73	37
Zatížení sekundárního ostění [%]	0,0	43,7	77,5	85,3	95,9	99,2	100,0

Výsledné hodnoty poměru napětí horninovým masivem působícího na primární ostění a sekundární ostění jsou v závislosti na hodnotě tuhostního poměru mezi horninovým masivem a sekundárním ostěním zobrazeny v následujícím grafu. Pro dokreslení vlivu degradace byla bodům znázorňujícím výsledky jednotlivých numerických výpočtů přiřazena lineární spojnice trendu.



Obrázek 8.7: Zatížení ostění horninovým masivem po odeznění deformací pro  $R_{\text{Náhradní}} = 5,0 \text{ m}$



### 8.2.2.3 Zhodnocení dosažených výsledků

Porovnáním výsledků provedených numerických výpočtů degradace primárního ostění s výpočetními parametry teorie „šedé skály“ podle *Marchera a Jiříčného, 2004* s analytickým způsobem určení zatížení ostění podzemních staveb po odeznění deformací horninového masivu je možné vyvodit následující závěry:

- Výsledky dosažené numerickou i analytickou studií znázorněné na obrázcích 8.6 a 8.7 vykazují podobný trend.
- Analytický způsob určení zatížení horninovým masivem působícího po odeznění horninových deformací přiřazuje podzemním stavbám nacházejícím se v horninovém masivu o nejhorší možné kvalitě plné zatížení horninovým masivem a podzemním stavbám nacházejícím se v horninovém masivu o nejlepší možné kvalitě žádné zatížení horninovým masivem. Tato skutečnost nebyla numerickým modelováním potvrzena. V praxi to znamená, že při určení procentuálního zatížení horninovým masivem musí být hodnota modulu pružnosti horninového masivu variována od nejlepší možnou po nejhorší možnou hodnotu a že nemůže zohledňovat pouze zastižené geologické poměry.
- Na základě výsledků provedených numerických výpočtů je možné konstatovat, že hodnota zatížení sekundárního ostění tunelu horninovým masivem je v porovnání s původní hodnotou zatížení primárního ostění vždy nižší.
- Pro dobré geologické podmínky působilo na sekundární ostění tunelu pouze zhruba 40 % zatížení horninovým masivem, které původně působilo na primární ostění. Tato hodnota je nezávislá na poloměru tunelu.
- Pro špatné geologické podmínky je hodnota zatížení sekundárního ostění tunelu horninovým masivem již závislá na poloměru tunelu. Pro podzemní stavby malých rozměrů nabývá hodnoty zhruba 70 %, pro podzemní stavby velkých rozměrů nabývá hodnoty zhruba 90 % původního zatížení horninovým masivem, která původně působila na primární ostění.
- Numerická i analytická studie ukázaly, že se zlepšujícími se geologickými podmínkami a se snižující se tloušťkou sekundárního ostění, dochází vlivem narůstajícího přeskupení napjatosti a ke snížení zatížení sekundárního ostění horninovým masivem, vzhledem k původní hodnotě zatížení horninovým masivem, které působilo na primární ostění.

Simulace degradace primárního ostění byla provedena i pro výpočetní parametry teorie „šedé skály“ podle *Thomas, 2008*. Výsledné hodnoty napětí na sekundárním ostění po zohlednění degradačních procesů se pohybovaly v rozmezí od 4,2 do 64,6 kN/m<sup>2</sup>/m.

Poměr mezi hodnotami napětí na primárním a sekundárním ostění tunelu se pohyboval kolem 10 %. Tento fakt byl způsoben uvažovanou výpočetní hodnotou soudržnosti zdegradovaného betonu o hodnotě 2.000 kPa.

### 8.2.3 Vliv degradace svorníků

Další redukci zatížení ostění horninovým masivem je možné docílit zohledněním reziduální únosnosti svorníků a kotevních prvků, které jsou uvedeny v tabulce číslo 8.10.

Pro zjednodušení vyhodnocení provedených numerických výpočtů nebyly průměrné hodnoty napětí již nadále porovnávány s analytickým vztahem pro určení zatížení ostění podzemních staveb po odeznění prvotních deformací.

Výsledné hodnoty napětí na primárním a sekundárním ostění a jejich vzájemné poměry jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tabulka 8.13: Zatížení ostění horninovým masivem po degradaci primárního ostění, plná degradace kotevních prvků, *Marcher a Jiříčný, 2004*

	A	B	C	D	E	F	G
<b>Napětí primární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	34,5	57,6	147,5	226,2	310,8	370,4	502,1
<b>Napětí sekundární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	15,2	30,1	91,3	157,5	224,8	313,8	457,8
<b>Poměr napětí primár / sekundár [%]</b>	44,1	52,3	62,1	69,7	72,5	84,8	91,2

Tabulka 8.14: Zatížení ostění horninovým masivem po degradaci primárního ostění, částečná degradace kotevních prvků, *Marcher a Jiříčný, 2004*

	A	B	C	D	E	F	G
<b>Napětí primární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	34,5	57,6	147,5	226,2	310,8	370,4	502,1
<b>Napětí sekundární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	12,1	24,8	76,7	129,4	189,7	173,6	360,0
<b>Poměr napětí primár / sekundár [%]</b>	35,2	43,1	52,4	57,2	61,1	64,2	71,7

Tabulka 8.15: Zatížení ostění horninovým masivem po degradaci primárního ostění, plná degradace kotevních prvků, *Thomas, 2008*

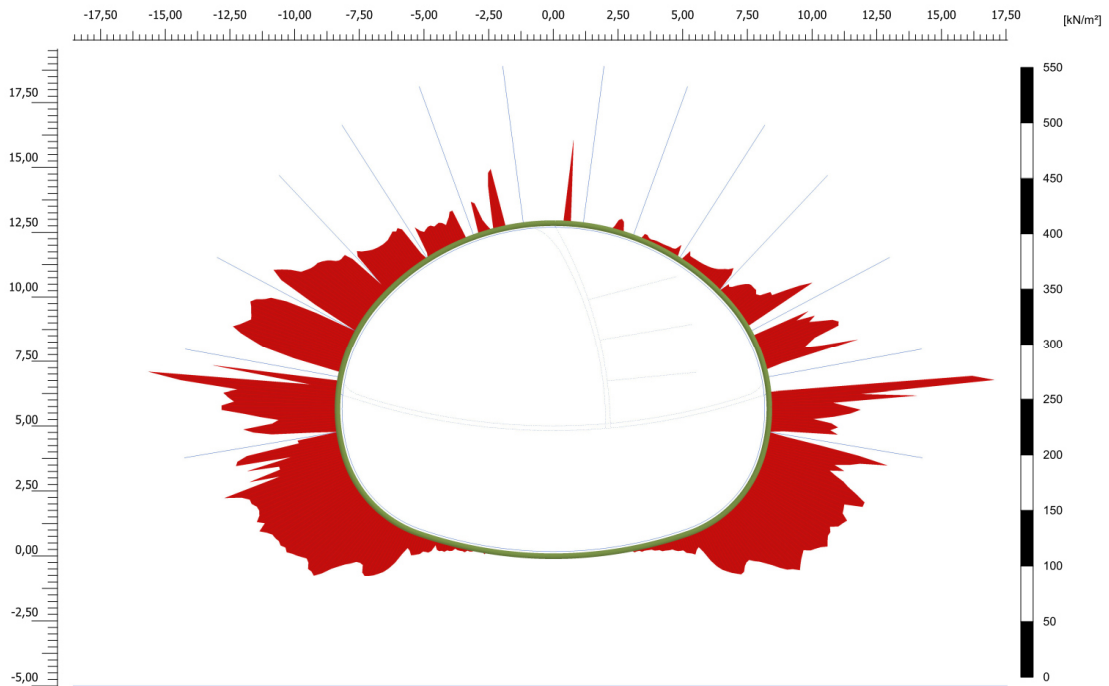
	A	B	C	D	E	F	G
<b>Napětí primární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	34,5	57,6	147,5	226,2	310,8	370,4	502,1
<b>Napětí sekundární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	4,2	7,8	16,9	24,4	35,4	45,3	64,6
<b>Poměr napětí primár / sekundár [%]</b>	12,2	13,5	11,5	10,8	11,4	12,2	12,9

Tabulka 8.16: Zatížení ostění horninovým masivem po degradaci primárního ostění, plná degradace kotevních prvků, *Thomas, 2008*

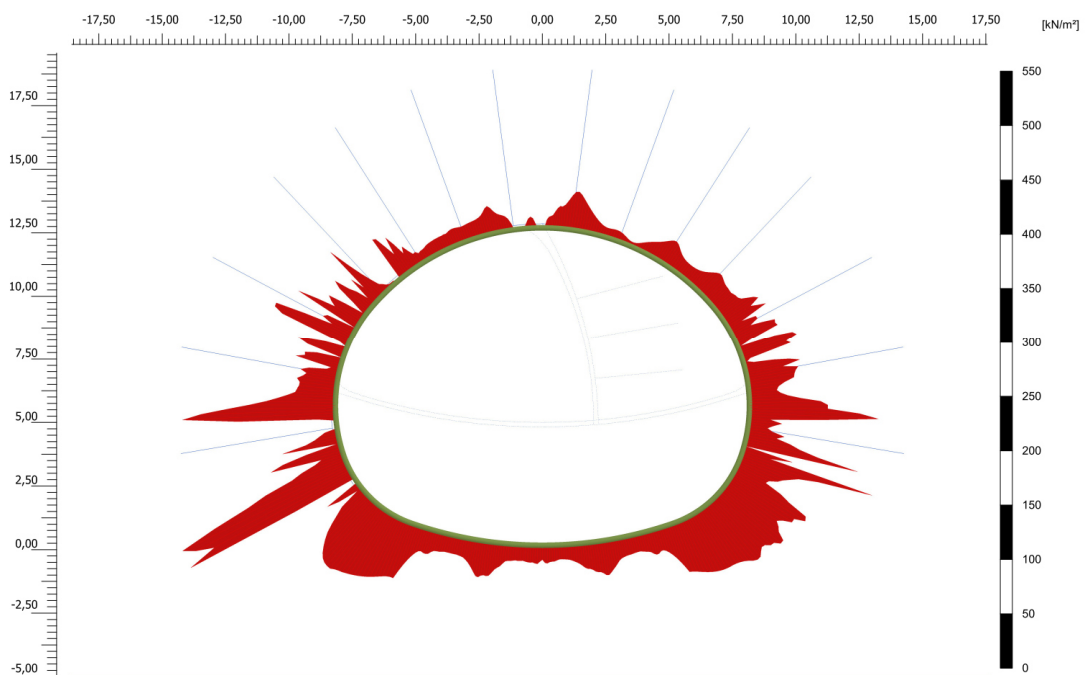
	A	B	C	D	E	F	G
<b>Napětí primární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	34,5	57,6	147,5	226,2	310,8	370,4	502,1
<b>Napětí sekundární ostění [kN/m<sup>2</sup>/m]</b>	4,1	4,4	10,5	19,7	29,5	38,9	55,4
<b>Poměr napětí primár / sekundár [%]</b>	8,4	7,6	7,1	8,7	9,5	10,5	11,0

Z výše uvedených tabulek je vidět, že díky uvažované reziduální únosnosti svorníků dochází ke snížení napětí na sekundárním ostění zhruba o dalších 10 až 20 %. Vzhledem k relativně nízkým hodnotám napětí pro příznivé výpočetní parametry horninového masivu je případné uvažování reziduální únosnosti svorníků relevantní jen pro podzemní stavby nacházející se v horninovém masivu s nepříznivými geotechnickými parametry.

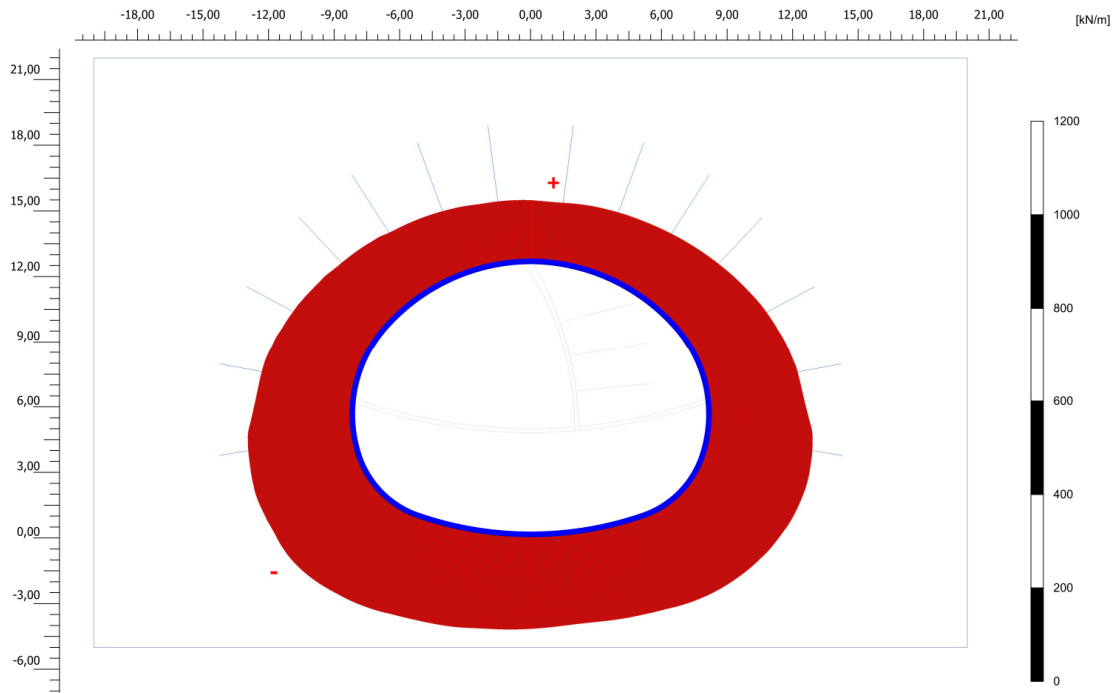
#### 8.2.4 Grafické výstupy vybraných numerických výpočtů



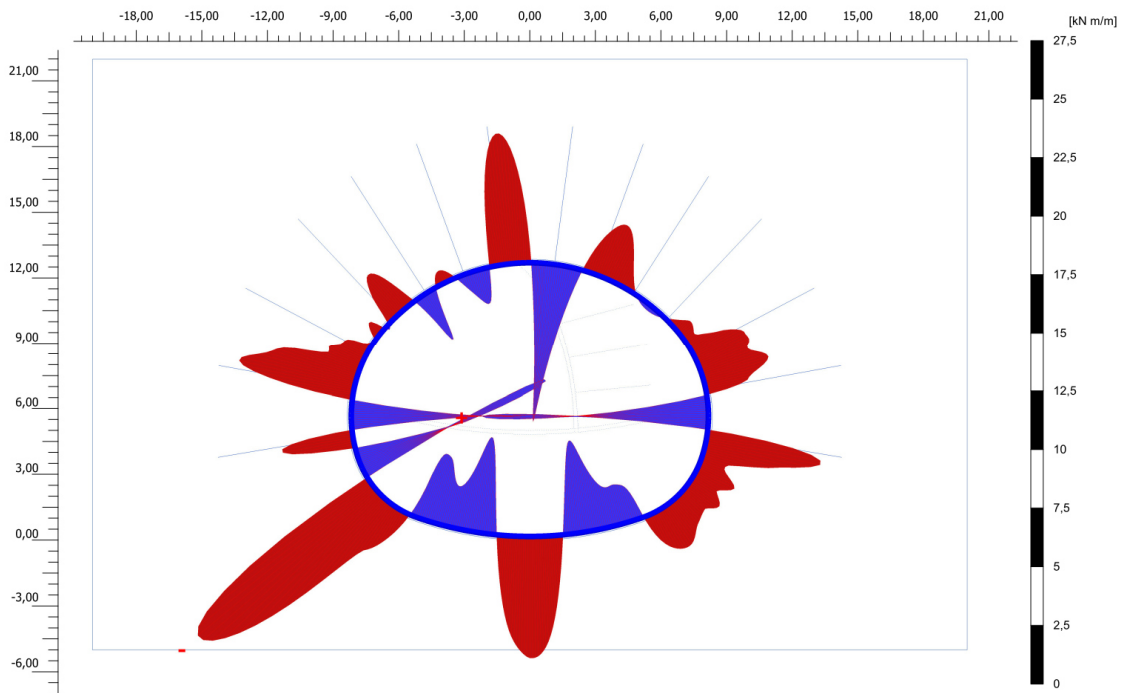
Obrázek 8.8: Průběh napětí na primárním ostění pro horizontální členění čelby a výpočetní parametry A



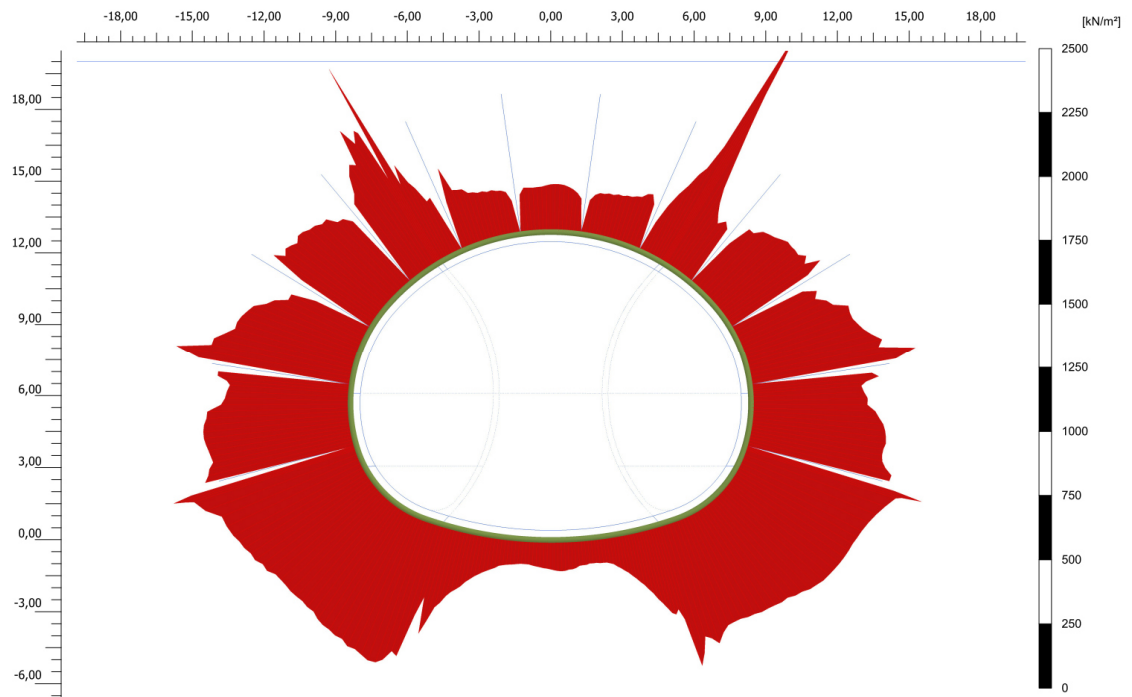
Obrázek 8.9: Průběh napětí na sekundárním ostění pro horizontální členění čelby a výpočetní parametry A



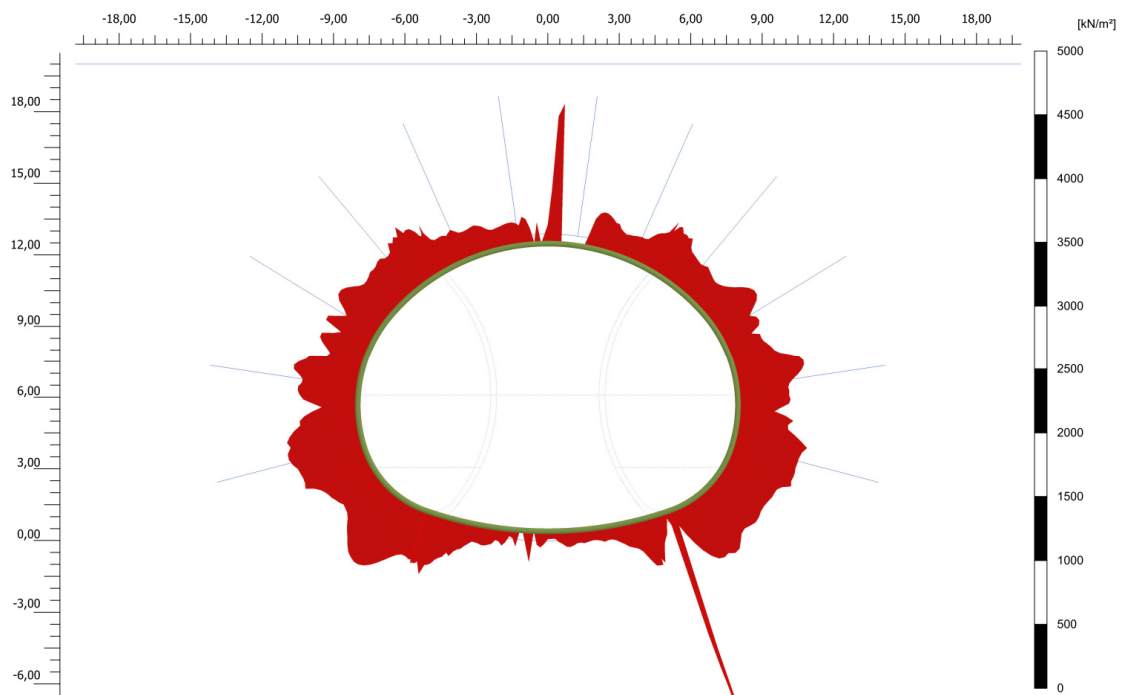
Obrázek 8.10: Průběh normálových sil pro horizontální členění čelby a výpočetní parametry A



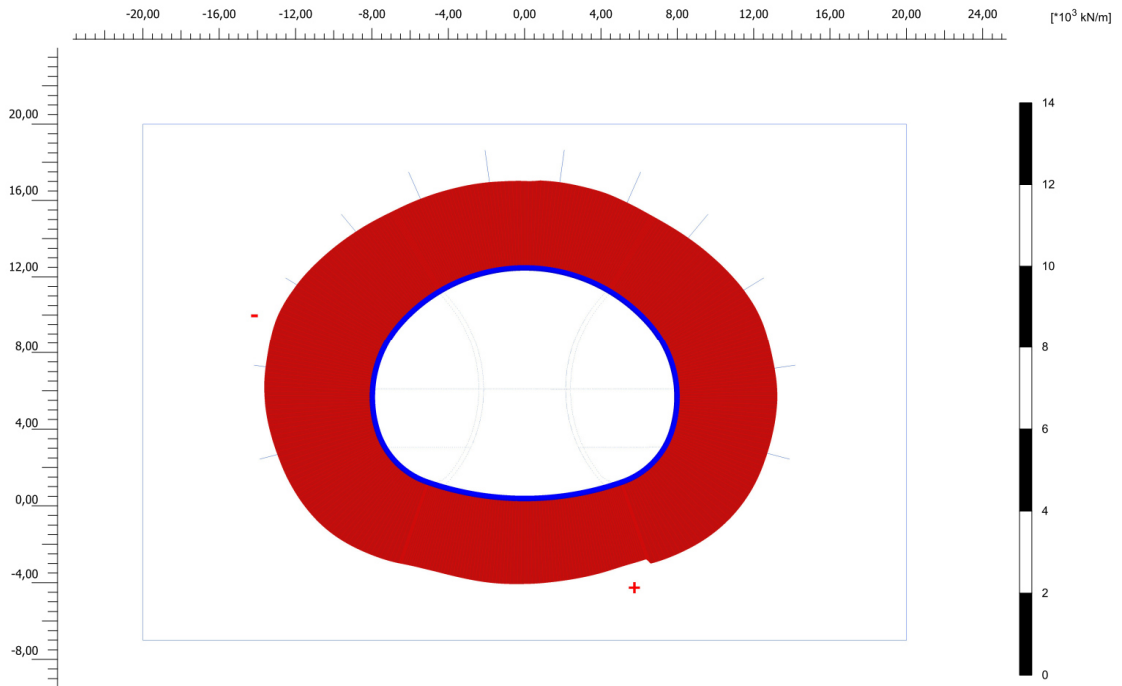
Obrázek 8.11: Průběh ohybových momentů pro horizontální členění čelby a výpočetní parametry A



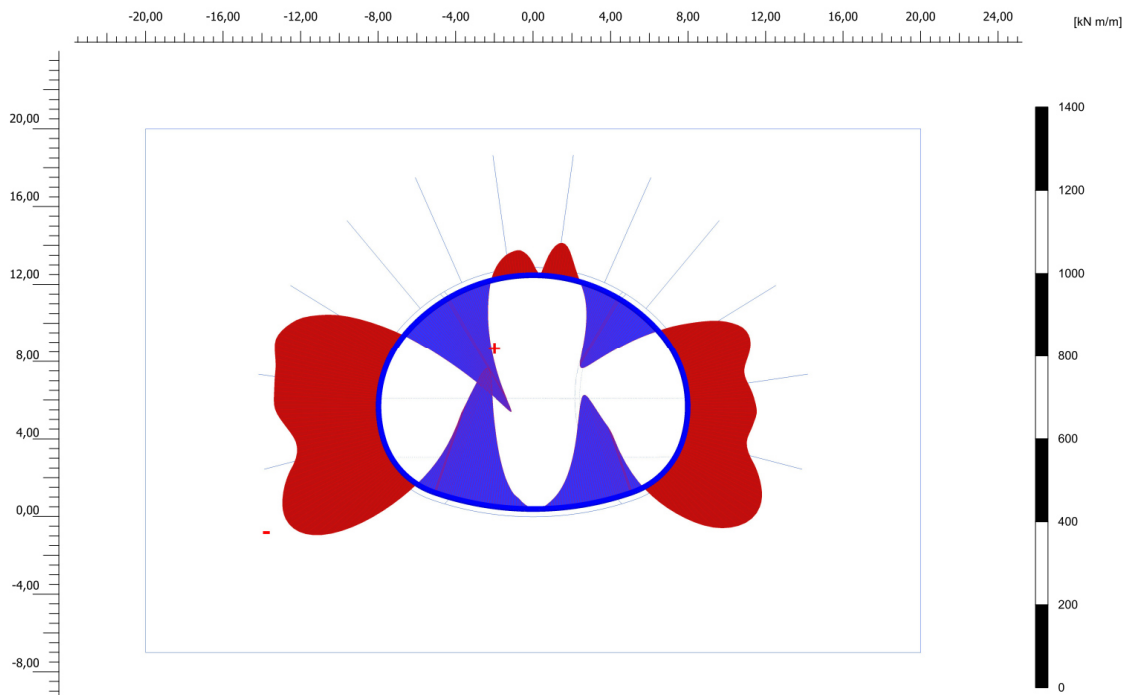
Obrázek 8.12: Průběh napětí na primárním ostění pro vertikální členění čelby a výpočetní parametry G



Obrázek 8.13: Průběh napětí na sekundárním ostění pro vertikální členění čelby a výpočetní parametry G



Obrázek 8.14: Průběh normálových sil pro vertikální členění čelby a výpočetní parametry G



Obrázek 8.15: Průběh ohybových momentů pro vertikální členění čelby a výpočetní parametry G

## 9. Závěr

### 9.1 Provedená práce

V úvodu disertační práce jsou popsány konvenční metody výstavby podzemních staveb, mezi které je možné zařadit Novou rakouskou tunelovací metodu, která pro zajištění výrubu využívá kombinaci primárního a sekundárního ostění, které jsou vzájemně odděleny mezilehlou fóliovou hydroizolací. V práci jsou také popsány zásady inovativních konvenčních metod ražby tunelů využívající pro zajištění výrubu stříkaný beton, jejichž principy vychází právě z Nové rakouské tunelovací metody.

V disertační práci jsou uvedeny informace o stříkaném betonu týkající se jeho složení, způsobů nástřiku a kontrolních a průkazných zkoušek. Podrobněji se práce věnuje stříkanému vláknobetonu, který je zpravidla používán pro ostění, u kterých je požadována delší životnost. Důvodem je, že v případě vláknobetonu je výrazně sníženo riziko nehomogenit materiálu a také je sníženo riziko koroze ocelové výztuže. V práci byly shrnuty poznatky s využitím stříkaného betonu pro trvalá ostění tunelů v zahraničí. Také je zmíněna problematika stříkaných hydroizolací, které jsou v zahraničí často využívány společně se sekundárním ostěním ze stříkaného betonu.

Podrobněji se práce zabývá problematikou agresivity prostředí a problematikou degradace ostění tunelů zhotovené ze stříkaného betonu včetně svorníků, včetně zohlednění degradace jednotlivých prvků ostění.

Závěrečné kapitoly disertační práce jsou věnovány statickým výpočtům. Nejprve jsou popsány možnosti numerického modelování. Následně bylo provedeno posouzení vlivu stupně degradace primárního ostění zhotoveného ze stříkaného betonu na zatížení sekundárního ostění. Analytické výpočty byly provedeny na základě tuhostního poměru ostění a horninového masivu. Analytický způsob zohlednění degradace byl ověřen dvourozměrnými numerickými výpočty provedenými metodou konečných prvků v programu Plaxis. Na základě provedených výpočtů je možné konstatovat, že zohlednění degradace vnější vrstvy ostění má pozitivní vliv na snížení zatížení definitivního ostění. Použitý přístup je možné použít pro tunely ražené podle zásad Nové rakouské tunelovací metody, ale lze jej využít i pro tunely zhotovené inovativními tunelovacími metodami.

### 9.2 Doporučení využití stříkaného betonu pro definitivní konstrukce

Z informací uvedených v disertační práci vyplývá, že stříkaný beton je možné využít pro trvalé konstrukce podzemních staveb. Obecně platí, že kvalita stříkaného betonu je nižší než kvalita monolitického betonu. Kvalitu stříkaného betonu lze ale výrazně zvýšit následujícími prostředky:

- důsledným dodržováním technologických zásad, například zajištěním dostatečné kvality operátorů trysky jejich certifikací, dodržováním zásad správného nástřiku betonu, podrobnější supervizí, častějšími zkouškami betonu, začišťováním spojů jednotlivých vrstev nástřiku tlakovým vzduchem a tlakovou vodou,

- návrhem konstrukce, například nepoužíváním příhradových rámců a ocelových sítí, použitím vláknobetonu snižujícího nebezpečí nehomogenit a nebezpečí koroze výztuže, používáním sklolaminátových nebo pogaľvanizovaných svorníků,
- vhodným složením betonové směsi, například použitím speciálních přísad pro zvýšení odolnosti betonu a snížení vodonepropustnosti betonu.

V souladu s informacemi uvedenými v disertační práci lze konstatovat, že u ostění ze stříkaného betonu je možné při dodržení všech předepsaných technologických postupů dosáhnout jeho dlouhodobou životnost, tudíž lze tento typ ostění využít i pro trvalá zajištění výrubů podzemních staveb. Danou skutečnost lze doložit zahraničními tunelovými stavbami, jejichž ostění bylo zhotoveno pouze z jedné vrstvy stříkaného betonu a jejichž ostění funguje po desítky let bez výraznějších známek degradace. Nejméně rizikovou možností je využití sekundárního ostění ze stříkaného betonu, což je v zahraničí využíváno zpravidla společně se stříkanou hydroizolací. V daném případě je zabráněno přístupu podzemní vody k vnitřní vrstvě ostění ze stříkaného betonu. Při snaze o zohlednění primárního ostění ze stříkaného betonu pro posouzení sekundárního ostění nebo při využití jednoplášťových ostění ze stříkaného betonu je nutné posoudit agresivitu okolního prostředí, z čehož nejdůležitější roli hraje možná agresivita podzemní vody. Pokud je ostění ze stříkaného betonu nad hladinou podzemní vody nebo pokud je ve vodonepropustných vrstvách horninového masivu, tak je riziko degradace ostění výrazně nižší, proto je možný „odvážnější“ a „ekonomicky výhodnější“ přístup k návrhu, a to zejména u méně významných konstrukcí. Pokud se konstrukce nachází pod hladinou podzemní vody v propustnějším prostředí, tak přirozeně zcela zásadní roli složení vody, pokud je agresivita prostředí významnější, tak se zohlednění primárního ostění pro dlouhodobé působení konstrukce nebo použití jednoplášťového ostění nedoporučuje.

Na základě informací uvedených v disertační práci je možné konstatovat, že plná degradace prvků primárního ostění tunelů není v průběhu jejich životnosti příliš pravděpodobná. Pro zohlednění primárního ostění při posouzení sekundárního ostění existují různé přístupy, které jsou v práci prezentovány a využity. Jedním z nejčastějších přístupů např. je tzv. teorie šedé skály, která byla v práci využita. Obecně se jedná o snížení parametrů primárního ostění při posuzování sekundárního ostění, což přirozeně má pozitivní vliv na zatížení sekundárního ostění. Pro způsob zohlednění degradace primárního ostění v současnosti neexistuje jednotná metodika a ani tato disertační práce nepřináší jednoznačné závěry či doporučení. Obecně ale lze konstatovat, že způsob redukce parametrů primárního ostění při posuzování sekundárního ostění by měl zohledňovat úroveň rizik souvisejících s degradací ostění, mezi které je možné zařadit například úroveň hladiny podzemní vody, propustnost horninového masivu, agresivitu podzemní vody, zvolenou konstrukci primárního ostění nebo složení betonové směsi.

### 9.3 Doporučení pro další vývoj a výzkum

Budoucí vývoj a výzkum by bylo vhodné zaměřit na podrobnější vyhodnocení degradace primárního ostění v různých prostředích v různých fázích životnosti konstrukce. Obdobný výzkum v současnosti probíhá na tunelech v Rakousku, podrobnější závěry daného výzkumu ale zatím nebyly zveřejněny. Obecně jsou obdobné výzkumy poměrně komplikované, protože je nelze provádět na provozovaných tunelech, ale pouze v rámci různých rekonstrukcí nebo v rámci dodatečného



doplňování druhých tunelových rour. Výzkum degradace primárních ostění by měl vést ke konkrétnějším doporučením ohledně jejich numerického modelování.

Další vhodnou možností je dlouhodobé měření zatížení a namáhání sekundárního ostění v průběhu jeho životnosti například pomocí tlakových podušek, tenzometrů nebo geodetického měření. Daný výzkum již byl částečně prováděn i v České republice, ale doba provozu sledovaných konstrukcí dosud není dostatečná pro konkrétnější závěry ohledně životnosti sledovaných konstrukcí.

Důležitým směrem je také vývoj a výzkum stříkaného betonu, kde lze očekávat zvyšování kvality výsledného materiálu vývojem složení materiálu i technologie jeho aplikace.

**Seznam použité literatury**

- [1] Aldrian, W.: *Beitrag zum Materialverhalten von früh belastetem Spritzbeton*; University for Mining and Metallurgy, Leoben, 1991
- [2] Annett, M., Earnshaw, G., Leggett, M.: *Permanent sprayed concrete tunnel linings at Heathrow Airport*; In: Tunnelling, Institution of Mining and Metallurgy, London, September 1997, Pages 517-533
- [3] Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG und der DGGT: *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2012*; Ernst und Sohn, 2012
- [4] Austin, S., Robins, P.: *Sprayed concrete - properties, design and application*; Whittles Publishing, 1995
- [5] Blindheim, O., Aagaard, B.: *Frequently asked questions about sprayed concrete. Answers for the practitioner*; In: Proceedings of the second international symposium on sprayed concrete, Gol, Norway, September 1996, Pages 31-40
- [6] Bracher, G.: *Wet process shotcrete. An ecological and economical quality product for the future*; In: Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Telfs, Austria, June 1995, Pages 31-40
- [7] Brockmann, G., Dahl, J., Hansel, D., Jonas, W., Riech, H.: *Stahlfaserbeton: Ein neuer Baustoff und seine Perspektiven*; Verlag Moderne Technik, 1996
- [8] British Board of Agrément: *Agrément certificate No. 92/2830 for Fibrin „23“ - Monofilament polypropylene fibres*; 1993
- [9] Claussen, H.: *Concreto lanzado impermeabilizado noc membranas liquidas experiencias en los metros de Santiago y Buenos Aires*; 2010
- [10] Crabb, G.: *Prospects for single pass sprayed concrete linings in highway tunnels*; In: TRL Project Report PR/CE/50/97, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1997
- [11] Dimmock, R. H.: *Single pass tunnel linings, Final project report*; Transport Research Foundation Group of Companies, 1998
- [12] DIN 4030-1:2008-06: *Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin
- [13] DIN 4030-2:2008-06: *Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 2: Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin
- [14] DIN EN 14 487-1:2006-03: *Spritzbeton - Teil 1: Begriffe, Festlegungen und Konformität; Deutsche Fassung EN 14487-1:2005*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin
- [15] DIN EN 14487-2:2007-01: *Spritzbeton - Teil 2: Ausführung; Deutsche Fassung EN 14487-2:2006*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin

- [16] DIN 18 551:2010-02: *Spritzbeton - Nationale Anwendungsregeln zur Reihe DIN EN 14487 und Regeln für die Bemessung von Spritzbetonkonstruktionen*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin
- [17] DIN 30 675-1:1992-09: *Äußerer Korrosionsschutz von erdverlegten Rohrleitungen; Schutzmaßnahmen und Einsatzbereiche bei Rohrleitungen aus Stahl*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin
- [18] DIN 50929-3:1985-09: *Korrosion der Metalle; Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern*; Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin
- [19] Drucker, P.; Ostermann, V.; Adam, D.: *Tunnelbau im Festgestein und Lockergestein*; Skriptum TU Wien, Stand WS 2010
- [20] Eddie, C., Neumann, Ch., Jäger, J.: *Innovative permanente Tunnelschalen aus Spritzbeton im londoner Ton*; In: *Spritzbeton Tagung 2009*, Hrsg.: Prof. Wolfgang Kusterle
- [21] EFNARC: *The European Specification for sprayed concrete*; Hampshire, 1996
- [22] Girmscheid, G.: *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau*; Ernst und Sohn, 2000
- [23] Golser, J., Kienberger, G.: *Permanente Tunnelauskleidung in Spritzbeton - Beanspruchung und Sicherheitsfragen*; In: *Felsbau*, 1997, Nummer 6, Seiten 416-421
- [24] Grube, H.; Rechenberg, W.: *Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer*; In: *Beton*, 1987, Jahrgang 37, Nummer 11, Seiten 446-451, Nummer 12, Seiten 495-498
- [25] Grzybowski, M., Shah, S.: *Model to predict cracking in fibre reinforced concrete due to restrained shrinkage*; In: *Magezine fo Concrete Research*, 1989, Vol. 41, Number 148, Pages 125-135
- [26] Grzybowski, M., Shah, S.: *Shrinkage cracking of fibre reinforced concrete*; In: *ACI Materials Journal*, 1990, March-April, Pages 138-148
- [27] Habenicht, H.: *Anker und Ankerungen zur Stabilisierung des Gebirges*; Springer-Verlag Wien, New York, 1976
- [28] Hähne, H., Karl, S., Wörner, J.: *Properties of polyacrylonitrile über reinforced concrete*; In: *Fiber reinforced concrete, properties and applications*, American Concrete Institute, Detroit, 1987, Pages 211-223
- [29] Hilar, M. et al: *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*; Český tunelářský komitét, 2008
- [30] Health and Safety Executive: *Safety of the New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels. A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London Clay*; 1996
- [31] Holter, K. G., Nermoen, B.: *Permanent Waterproof Tunnel Lining Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Double- Bonded Membrane*; 2011

- [32] Holter, K. G., Zámečník, M.: *Vodotěsné ostění tunelů z kompozitního stříkaného betonu s použitím nástřikové vodotěsné membrány*; In: Tunnel: Časopis české tunelářské asociace a slovenskej tunelárskej asociácie ITA-AITES, číslo 2, 2009
- [33] Hunkeler, F.; Matt, P.; Matt, U.; Werner, R.: *Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden*; Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Bericht VSS Nr. 588, 2005
- [34] Hurt, J.: *Primary ways to save (part 2)*; In: Tunnel & Tunneling International; Volume 34, Number 1, January 2002; Pages 44-45
- [35] Karrer, J.: *Spritzbeton im Tunnelbau: Technologie, Festigkeitsentwicklung, Tragverhalten*; University for Mining and Metallurgy, Leoben, 1986
- [36] Kielbassa, S; Duddeck, H.: *Stress-Strain Fields at the Tunnelling Face – Three-dimensional Analysis for Two-dimensional Technical Approach*; In: Rock Mechanics and Rock Engineering, 1991, Volume 24, Number 3, Pages 115-132
- [37] Klas, H.; Steinrath, H.: *Die Korrosion des Eisens und ihre Verhütung*; Verlag Sahleisen, Düsseldorf, 1974
- [38] Klepsatel, F., Kusý, P., Mařík, L.: *Výstavba tunelů ve skalních horninách*; Jaga group v.o.s. Bratislava, 2004
- [39] Könnings, H. D.; John, M.; Pöttler, R.: *Auslegung der Tunnel-Innenschale im Südabschnitt der Neubastrecke Hannover – Würzburg*; In: Beton- und Stahlbetonbau, 1987, Jahrgang 82, Nummer 12; Seiten 320-324
- [40] Kusterle, W.: *Frühfestigkeiten des Spritzbetons*; In: Internationale Fachtagung Spritzbetontechnologie, 1985, Seiten 35–38
- [41] Li, V.C., Fischer, G.: *Reinforced ECC -- An Evaluation from Materials to Structures*; In: Proceedings of the 1st fib Congress, Osaka, 2002
- [42] Mai, D., Bürge, T.: *High performance sprayed concrete with high durability*; In: Proceedings of the second international symposium of sprayed concrete, Gol, Norway, September 1996, Pages 242-256
- [43] Maidl, B.: *Stahlfaserbeton*; Ernst Verlag für Architektur und techn. Wiss., 1991
- [44] Maidl, B.; Ortu, M.: *Einschalige Bauweise – Erfordernisse, Definition, Entwicklungsrichtungen*; In: Betonbau – Forschung, Entwicklung und Anwendung, 1999, Hrsg.: TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Seiten 203-212
- [45] Manning, R.: *Recent developments in materials and methods for sprayed concrete linings in soft rock shafts and tunnels*; In: Proceedings of the ACI/SCA international conference on sprayed concrete/shotcrete, Edinburgh, September 1996, Pages 70-80
- [46] Melbye, T., Garshol, K.: *Sprayed concrete for rock support*; In: MBT International Underground Construction Group, 6th edition, 1997

- [47] Marcher, T.; Jiricny, F.: *Zur Wechselwirkung der Spritzbetonaußenschale mit der später eingebauten Tunnelinnenschale unter Berücksichtigung relevanter Langzeiteffekte*; In: Bauen in Boden und Fels. 4. Kolloquium 20. und 21. Januar 2004, Ostfildern. Hrsg.: Technische Akademie Esslingen, Seiten 289-298
- [48] Markovič, T.: *Bodenkorrosion und ihre Verhütung*; Institut za Rudarska i Hemijsko-Tehnološka Istraživanja, 1963
- [49] Millon, O.: *UHPC - Verbesserung des Widerstandes von Tunnelbauwerken bei dynamischen Einwirkungen*; Fraunhofer EMI, 2011
- [50] Moens, J. N. C.: *Steel wire fiber optimization. Summary of contribution to Fibre Reinforced Concrete*; Delft, 1973
- [51] Möller, S.: *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*; Mitteilung Nr. 54, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2006
- [52] Müller und Spaun: *Soft grond tunnelling under buildings in Germany*; In: Proceedings of the ix International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, Pages 663-668
- [53] Parker, H., Fernandez-Delgado, G., Lorig, L.: *A practical new approach to rebound loss*; In: Shotcrete for Ground Support, 1977, Pages 149–187
- [54] Pfiffner, M.; Holzer, L.: *Schädigungsmechanismen der Betonkorrosion in Tunnelbauwerken*; In: Forschungsauftrag ASTRA 1999/145 (53/99), ASTRA, 2002
- [55] Pichler, W., Kusterle, W.: *Richtlinie Spritzbeton*; ÖVBB Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2009
- [56] Pöttler, R.; Spiegel, R.: *Bestimmung des Einflusses von Karstrukturen auf die dauerhafte Stand- und Betriebssicherheit von Verkehrstunneln durch 3D-Finite-Element-Modellierung*; In: Bautechnik, 2007, Volume 84, Nummer 2, Seiten 103-112
- [57] Pruška, J.: *Podzemní stavby 10: návody pro cvičení*; Skriptum ČVUT Praha, 2000
- [58] Rail Link Engineering: *Technical report on fire performance of concrete for tunnel linings*; Report of the Channel Tunnel Rail Link project, 1997
- [59] Rail Link Engineering: *Technical report on steel fibre reinforced concrete for tunnel linings*; Report of the Cannel Tunnel Rail Link project, 1997
- [60] Rechenberg, W.: *Junger Beton in „stark“ angreifendem Wasser*; In: Beton, 1975, Jahrgang 25, Nummer 4, Seiten 143-145
- [61] Rechenberg, W.; Siebel, E.: *Chemischer Angriff auf Beton – Hinweise zur Anwendung der DIN 4030*; Schriftreihe der Zementindustrie, Heft 53, Beton-Verlag, 1992
- [62] Růžička, P.; Uhrin, M.: *Podzemní stavby: Stříkaný vláknobeton*; 43. Konference Zakládání staveb, Brno, 2015

- [63] Schikorr, G.: *Häufige Korrosionsschäden an Metallen und ihre Vermeidung*; Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1960
- [64] Schmidt-Schleicher, H.: *German guidelines for steel fibre reinforced shotcrete in tunnels with special consideration of design and statical aspects*; In: Shotcrete For Inderground Support, VII. Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Telfs, Ausgria, June 1995, Pages 19-28
- [65] Schreyer, J.: *Constructional and economic solutions for monocoque tunnel linings*; In: Tunnel, 1996, Issue 2, Pages 14-28
- [66] Schuhmann, H a kol.: *Handbuch Betonschutz durch Beschichtungen*; Expert Verlag, 1992
- [67] Soroushian, P., Bayasi, Z.: *Prediction of the tensile strength of fiber reinforced concrete: a critique of the composite material concept*; In: Fiber reinforced concrete, properties and applications ACI SP-105, American Concrete Institute, Detroit, Pages 71-84, 1987
- [68] Svoboda, L. a kol.: *Stavební hmoty*; 2013
- [69] Swannell, N.: *Monocoque sprayed concrete tunnel linings with systematic pre-injection - Objectives, concepts and methodology*; In: Proceedings of the second international symposium on sprayed concrete, Gol, Norway, September 1996, Pages 134-148
- [70] Thienel, K. Ch.: *Faserbeton*; Institut für Werkstoffe des Bauwesens Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität München, 2018
- [71] Thomas, A.: *Sprayed Concrete Lined Tunnels*; CRC PR INC, 2008
- [72] Trunda, V.: *Studie přenosu zatížení mezi horninovým masivem a sekundárním ostěním NRTM tunelů s přihlédnutím k vlivu primárního ostění*; Diplomová práce, ČVUT v Praze, 2012
- [73] Vandewalle, M.: *Specifying steel fibre reinforced shotcrete*; In: Proceedings of the second international symposium on sprayed concrete, Gol, Norway, September 1996, Pages 149-154
- [74] Vandewalle, M.: *The reinforcement of concrete with steel fibre - A fibre manufacturers view*; British Tunnelling Society, 1998
- [75] Wichter, L.; Meiniger, W.: *Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau*; 2000
- [76] Wischers, G.: *Faserbewehrter Beton*; In: Beton, Heft 3, Seiten 95/99, und Heft 4, Seiten 137/141, 1974
- [77] Xanthakos, P. P.: *Ground anchors and anchored structures*; Wiley-IEEE, 1991