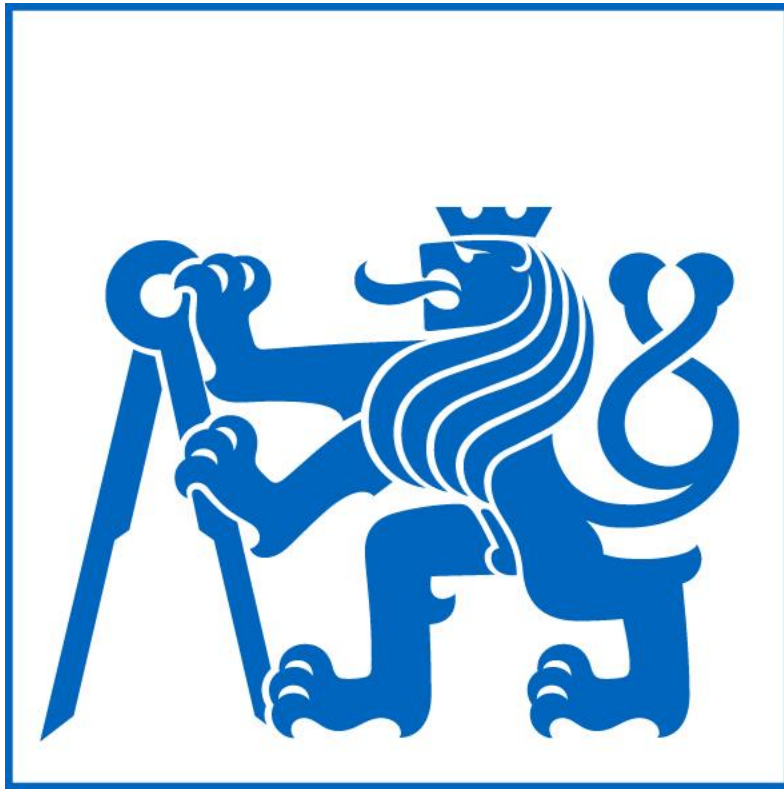


**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

Fakulta stavební



**Použití nevyztuženého ostění pro dálniční
tunel Opevnění na D11**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Praha, leden 2023

Bc. Jakub Vladík



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

Použití nevyztuženého ostění pro dálniční tunel
Opevnění na D11

Use of unreinforced secondary tunnel lining for
the tunnel Opevnění on the D11

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Jakub Vladík

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor/specializace: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE

Praha, leden 2023

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vladík Jméno: Jakub Osobní číslo: 477087
Zadávající katedra: Katedra geotechniky - k135
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor/specializace: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Použití nevyztuženého sekundárního ostění pro dálniční tunel Opevnění na D11
Název diplomové práce anglicky: Use of unreinforced secondary tunnel lining for the tunnel Opevnění on the D11

Pokyny pro vypracování:

- Teoretický úvod do problematiky nevyztuženého sekundárního ostění tunelů
- Příklady použití nevyztužených sekundárních ostění na tunelech v ČR a v zahraničí
- Základní informace o tunelu Opevnění (včetně geotechnických podmínek a závazných předpisů)
- Rozdělení tunelu Opevnění na kvazihomogenní celky (z hlediska chování masivu při ražbě)
- Posouzení vhodnosti použití nevyztuženého sekundárního ostění pro jednotlivé kvazihomogenní celky
- Statické výpočty (Plaxis/GEO5 MKP) – modelování horninového masivu a primárního ostění a postupu výstavby
- Statické výpočty (SCIA) – modelování sekundárního ostění, výpočet vnitřních sil a dimenzování
- Vyhodnocení výsledků statických výpočtů a doporučení pro provádění

Seznam doporučené literatury:

Hořejší, J.; Mařík, L.; Růžička, P.; Schaab, A.: Návrh, realizace a podmínky provádění nevyztuženého definitivního ostění konvenčně ražených tunelů. Tunel 2016/2
Mařík, L.; Hořejší, J.: Realizační dokumentace definitivního ostění tunelu Libouchec. Tunel 2006/1
Mařík, L.: Sekundární ostění tunelu Považský Chlmec, konstrukční řešení, provádění a ošetřování. Tunel 2017/1

Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 16. 5. 2022 Termín odevzdání DP v IS KOS: 9. 1. 2023
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci zpracoval samostatně na základě literatury a pramenů, které jsou uvedeny v seznamu literatury. Všechny použité prameny jsou řádně citovány s ohledem na zásady autorské etiky.

Jakub Vladík

.....

Abstrakt (CZ)

Předmětem této diplomové práce je zjednodušený návrh nevyztuženého sekundárního ostění tunelu Opevnění. Jedná se o tunel na dálnici D11 nedaleko Trutnova. Tunel bude ražen v prostředí horninového masivu obsahujícího převážně pískovce a slepence pevnostní třídy R3. V práci je zpracované vyhodnocení geotechnického průzkumu, na základě kterého je tunel rozdělen do kvazihomogenních celků. Na základě těchto celků jsou navrženy třídy výrubu, na které se váže návrh primárního ostění. Primární ostění je navrženo pouze pro technologickou třídu výrubu 3 (TTV 3). Předpokladem je, že většina bloků sekundárního ostění se bude nacházet právě v této třídě. Pro primární ostění byl zpracován samostatný statický výpočet, jehož výsledkem je zatížení horninovým tlakem na sekundární ostění. Statický výpočet sekundárního ostění je zpracován v následující kapitole této práce.

Klíčová slova: nevyztužené sekundární ostění, prostý beton, alternativní způsoby provedení ostění

Abstract (EN)

This diploma thesis discusses simplified design of unreinforced secondary lining of the tunnel Opevnění. The tunnel is situated near Trutnov on the highway D11. Expected geotechnical conditions of the tunnel identified by the site investigation assume mostly composed rocks of the R3 class of strength. The diploma thesis includes an evaluation of the rock mass conditions that serves for separation of the tunnel section with similar geology (kvazihomogenous units). These units determine type of primary lining class. The only designed class of primary tunnel lining is technological class of excavation 3 (TCE 3). It is assumed that the majority of unreinforced blocks of the secondary lining will be designed into the class TCE 3. A separate static design was realised for the primary lining which helped to determine the rock mass load of the secondary lining.

Key words: unreinforced secondary lining, plain concrete, alternative tunnel lining design

Obsah

Úvod.....	15
1. Teoretická část.....	17
1.1. Úvod do řešené problematiky	17
1.1.1. Alternativní metody provádění sekundárního ostění.....	18
1.1.2. Nevyztužené sekundární ostění	19
1.2. Použití nevyztuženého ostění.....	20
1.2.1. Rozdíly v návrhu vyztužených a nevyztužených ostění.....	23
1.2.2. Kritéria návrhu ostění z prostého betonu.....	25
1.3. Příklady použití nevyztuženého sekundárního ostění.....	27
2. Projekt tunelu Opevnění	30
2.1. Základní informace o tunelu Opevnění.....	30
2.2. Geologické poměry	32
2.2.1.1. Kvartérní pokryv.....	33
2.2.1.2. Karbonské sedimenty.....	33
2.2.2. Rozdělení tunelu do kvazihomogenních celků dle GTP.....	35
2.2.2.1. Úsek 1: km 143,160 – 143,184 (jižní portál).....	36
2.2.2.2. Úsek 2: km 143,184 – 143,226.....	36
2.2.2.3. Úsek 3: km 143,226 – 143,356.....	37
2.2.2.4. Úsek 4: km 143,356 – 143,411	38
2.2.2.5. Úsek 5: km 143,411 – 143,561	39
2.2.2.6. Úsek 6: km 143,561 – 143,628.....	40
2.2.2.7. Úsek 7: km 143,628 – 143,652 (severní portál)	41
3. Praktická část.....	42
3.1. Rozdělení tunelu do kvazihomogenních celků	42
3.2. Vhodnost použití nevyztuženého ostění v tunelu.....	43
3.3. Statický výpočet – primární ostění.....	44
3.3.1. Normy a předpisy	44
3.3.2. Literatura.....	44
3.3.3. Software.....	44
3.3.4. Parametry pro výpočet.....	45
3.3.5. Postup ražby.....	45
3.3.6. Prvky zajištění výrubu	46
3.3.7. Výpočet MKP	47
3.3.7.1. Geometrie sítě konečných prvků	47
3.3.7.2. Okrajové podmínky	48

3.3.7.3.	Rozhraní	48
3.3.7.4.	Fáze výpočtu	49
3.3.7.5.	Poznámky k výpočtu	49
3.3.8.	Posouzení primárního ostění	50
3.3.9.	Vyhodnocení výpočtu	50
3.4.	Statický výpočet – sekundární ostění	51
3.4.1.	Normy a předpisy	51
3.4.2.	Literatura	52
3.4.3.	Software	52
3.4.4.	Parametry pro statický výpočet	52
3.4.5.	Model ostění a statické schéma	53
3.4.6.	Okrajové podmínka působení základové patky	55
3.4.7.	Zatížení, zatěžovací stavy a kombinace	56
3.4.7.1.	Vlastní tíha	56
3.4.7.2.	Smršťování betonu a vliv dotvarování	56
3.4.7.3.	Teplotní zatížení – zima/léto	57
3.4.7.4.	Horninový tlak	57
3.4.7.5.	Kombinace zatěžovacích stavů	58
3.4.8.	Výpočet vnitřních sil, šířky trhlin a deformací	58
3.4.9.	Posouzení sekundárního ostění	59
3.4.9.1.	Posouzení průřezů klenby – MSÚ	59
3.4.9.2.	Posouzení šířky trhlin	59
3.4.9.3.	Posouzení poměrů v základové spáře	59
3.4.9.4.	Posouzení deformací – MSP	60
3.4.10.	Vyhodnocení výpočtu	60
Závěr		62
Seznam tabulek		64
Seznam literatury		64
České zdroje		64
Zahraniční zdroje		66
Podklady k projektu		68
Seznam norem a předpisů		68
České normy a předpisy		68
Zahraniční normy a předpisy		69
Seznam příloh		70

Poděkování

Ze všeho nejdřív bych rád poděkoval lidem, bez kterých by tato práce nemohla vzniknout. Děkuji vedoucímu práce prof. Ing. Matoušovi Hilarovi, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE za to, že mi umožnil zpracovat toto téma a také za vedení diplomové práce. Dále bych rád poděkoval celému tunelářskému oddělení firmy SAGASTA s.r.o. Během psaní práce a tvorby statických výpočtů mi kolegové poskytli nespočet cenných rad a podkladů. V neposlední řadě bych rád poděkoval vedení firmy za možnost čerpat z dokumentace projektu a za možnost využít podkladů, ke kterým bych se jinak jen obtížně dostával.

Nakonec bych rád poděkoval všem, kteří mě během práce podporovali. Mezi ně patří hlavně moje rodina, která mi poskytla zázemí během celého studia.

Úvod

V dnešní době zvyšujících se požadavků na ekonomickou efektivitu staveb je nutné hledat řešení alternativních technologií a nových způsobů výstavby. Jedná se především o technologie recyklace a znovuvyužití stavebních materiálů. Méně diskutovaným tématem jsou pak alternativní způsoby použití stavebních materiálů, které je třeba zvážit už v projektové fázi. Tunelové stavby jsou skvělým ukázkovým případem odvětví, ve kterém je možné využít mnoha alternativních způsobů pro zvýšení efektivity návrhu. Tyto způsoby, pokud jsou správně zvoleny a navrženy, mohou mít velice kladné dopady na celou řadu oblastí výstavby od lepší proveditelnosti přes ekonomii v průběhu životnosti projektu až po ekologické dopady na životní prostředí. Bohužel jsou tyto metody v České republice často nevyzkoušené a v praxi nejsou ve větší míře uplatňovány.

Vybraným alternativním způsobem je využití nevyztuženého sekundárního ostění. Toto téma bylo v minulosti poměrně kontroverzní a v České republice se s ohledem na konzervativní přístup investorů nejednalo o preferovaný způsob návrhu tunelových ostění. Existuje však řada logických argumentů, proč by se použití nevyztuženého ostění mělo zvažovat. Výhody se týkají zejména značných časových i finančních úspor během životnosti ostění. Argumentem pro však může být i samotná ekologická stránka. Běžný beton je obtížně recyklovatelný například z důvodu obsahu betonářské výztuže, která se nejdříve od betonu musí separovat, což je obtížně proveditelné u dvou materiálů navržených tak, aby vzájemně spolupůsobily. U prostého betonu tento krok zcela odpadá a dopady pak mohou být značné v časové i finanční stránce recyklace. Dalším ekologickým faktorem může být např. uhlíková stopa nevyztuženého ostění, která bude menší ve srovnání s jeho vyztuženým protějškem. Samozřejmě nevyztužený beton má i celou řadu nevýhod a mnohdy ani nelze pro ostění tunelu využít. Důležitá však z hlediska efektivity zůstává dobrá schopnost rozeznat výhodnost použití některého z alternativních způsobů sekundárních ostění, kdy pozitiva daného způsobu převažují negativa. K tomu je pochopitelně nutné se s těmito alternativními způsoby seznámit.

Obsahem praktické části této diplomové práce je zjednodušený návrh nevyztuženého sekundárního ostění. Ostění bude navrženo pro tunel Opevnění, který je plánován na dálnici D11 nedaleko Trutnova. Návrh bude založen na doplňkovém geotechnickém průzkumu (GTP) horninového prostředí od firmy GeoTec – GS, a.s., který bude sloužit jako základní podklad pro výpočty. Tunel bude v celé své délce rozdělen do kvazihomogenních celků, na které se přímo váže technologická třída výrubu. Po

vyhodnocení výsledků GTP budou v tunelu předběžně rozmístěny bloky nevyztuženého sekundárního ostění. Hlavním přínosem práce by měl být statický návrh sekundárního ostění. Statické výpočty v praktické části budou zpracovány pro primární i sekundární ostění dle následujících předpokladů. Statický výpočet a model primárního ostění bude řešit třídu výrubu, ve které se bude nacházet většinový podíl úseků nevyztuženého sekundárního ostění. Hlavním důvodem tvorby matematického modelu je získání představy o zatížení horninovým tlakem, což je nezbytné pro správný návrh modelu sekundárního ostění. Druhý statický výpočet se bude následně zabývat návrhem sekundárního ostění z prostého betonu. Účelem statického výpočtu sekundárního ostění je prokázat, že je možné zvýšit celkovou efektivitu návrhu sekundárního ostění vyloučením betonářské výztuže z vybraných úseků.

1. Teoretická část

1.1. Úvod do řešené problematiky

V podzemním stavitelství lze metody ražby tunelových děl rozdělit do dvou skupin: konvenční ražby a mechanizované ražby prováděné pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů. Druhou kategorií tunelů vedle ražených jsou hloubené konstrukce. Hloubené úseky jsou používány zpravidla v portálových oblastech ražených tunelů, ale i např. v úsecích tunelů s nízkým nadložím. Zjednodušeně je hloubení tunelů charakteristické tím, že se tunel provádí v odtěžené stavební jámě a následně je zasypán. Ražené tunely jsou z hlediska charakteristiky různorodější. Konvenční metody ražeb bývají flexibilnější než ražení pomocí tunelovacích strojů. Dají se používat pro různé délky tunelů od těch nejkratších až po poměrně dlouhé tunely a jsou flexibilnější pro ražby v různých typech hornin. Asi nejznámější a nejpoužívanější konvenční metodou je Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) a její variace. Je to metoda, při které dochází k okamžitému zajištění nevystrojeného výrubu stříkaným betonem. Vzniká ostění, které slouží zpravidla jako primární, nicméně v určitých případech může být považováno za definitivní ostění. V případě klasického použití stříkaného betonu jako primárního ostění je posléze vybudována konstrukce ostění sekundárního, která může mít různé podoby. Sekundární ostění je zpravidla chráněno izolací před působením podzemní vody.

Konstrukce sekundárního ostění musí splňovat řadu často protichůdných požadavků. Tyto požadavky výrazně ovlivňují konstrukci sekundárního ostění už ve fázi návrhu, kdy by měl projektant optimalizovat řešení pro všechny fáze životního cyklu ostění. Jedná se bezesporu o obtížný úkol, proto se projektanti zpravidla spoléhají na konstrukce, se kterými mají předchozí zkušenosti. V České republice je většina tunelů navržena s klasickým monolitickým vyztuženým sekundárním ostěním. V některých případech je to prakticky jediná možnost, ať už z hlediska namáhání (např. v hloubených úsecích, u tunelů s celoplošnou izolací, které jsou zatížené hydrostatickým tlakem) nebo např. složitosti geometrie konstrukce (u tunelových křížení, propojek apod.). Mnohdy lze ale použít v příhodných místech tunelů různá alternativní řešení sekundárního ostění, která mohou vést ke zvýšení efektivity návrhu např. ve formě snížení doby výstavby, zjednodušení pracovního procesu nebo snížení investičních nákladů. [2]

1.1.1. Alternativní metody provádění sekundárního ostění

Prvním z řady alternativních přístupů je vytvoření sekundárního ostění ze stříkaného betonu (SB). Stříkaný beton je v České republice tradičně využíván pro zajištění výrubu a je považován za materiál nižší kvality, než např. beton monolitický. U primárního ostění se předpokládá jeho kompletní degradace v průběhu životnosti díla. Existují výzkumy, které se snaží tento předpoklad změnit a přisoudit tak primárnímu ostění určitou dlouhodobou nosnou funkci. Faktem zůstává, že s pomocí moderních technologií a monitoringu výroby je u stříkaného betonu dnes možné dosahovat obdobné kvality jako u klasického monolitického betonu odpovídající pevnostní třídy. V praxi to znamená nové možnosti z hlediska návrhu ostění tunelu. Tunely s definitivním ostěním ze stříkaného betonu jsou již dokonce v provozu. Je tedy prokázáno, že ostění ze stříkaného betonu lze využít i jako trvalé a jeho vlastnosti budou obdobné jako u klasického monolitického vyztuženého sekundárního ostění. [2]

Dalším z trendů jsou jednoplášťová definitivní ostění. Tato ostění jsou nejčastěji zhotovena pouze ze stříkaného betonu o jedné vrstvě (proto jednoplášťová), což navazuje na předchozí odstavec. Použití takového ostění je samozřejmě velice výhodné z hlediska doby výstavby, kdy se ušetří značné množství času, který by byl jinak potřeba pro výstavbu monolitického sekundárního ostění. Úspory se dále promítají i ve finančních prostředcích, vynaložených na výstavbu ostění. Stříkaný beton je sice dražší než klasický monolitický beton odpovídajících pevnostních vlastností, ale při použití jednoplášťového ostění v ideálním případě platíme pouze jednu vrstvu stříkaného betonu. Problémem tohoto typu ostění zůstává prokázání jeho dlouhodobé únosnosti. V dříve postavených tunelech s primárním ostěním ze stříkaného betonu je zkoumáno jeho degradování v průběhu životnosti díla. Bylo prokázáno, že konstrukce ze stříkaného betonu zpravidla nedegraduje v průběhu životnosti úplně, tudíž by měla mít nějakou statickou funkci. Úkolem projektantů je tedy určit, jaký podíl zatížení mohou bezpečně přidělit primárnímu stříkanému betonu. Obdobný úkol nastává u jednoplášťových ostění, kde je úkolem projektanta prokázat jeho dlouhodobou únosnost a odolnost vůči vlivům okolí (včetně např. vlivů agresivních podzemních vod, které se u klasického primárního ostění ze SB zanedbávají, neboť předpokladem je, že primární ostění časem stejně ztratí svojí statickou funkci).

Existuje ještě řada dalších typů sekundárního ostění, jako jsou např. ostění z vodonepropustného betonu. U vyztuženého ostění existuje riziko propíchnutí fóliové

hydroizolace betonářskou výztuží, což zapříčiňuje pozdější průsaky ostěním. Ostění z vodonepropustného betonu toto riziko do jisté míry eliminuje. Ostění s využitím stříkané izolace místo klasické fóliové je dalším způsobem, jak eliminovat průsaky vody do tunelu. Dále existují různé typy ostění vyztužená vlákny místo klasické betonářské výztuže, což vede ke zkrácení doby výstavby takového ostění. Tyto typy ostění mají svoje specifika. Každý z nich má výhody, nevýhody i rizika, která je nutné vzít do úvahy. Zpravidla jsou výhodná pro ucelené úseky, kde se vyskytuje nějaký geologický jev, např. do výrubu proniká velké množství puklinové vody, nebo naopak je výrub suchý a nepředpokládají se žádné nebo jen minimální přítoky. Některé typy jsou tak vhodné pouze do určitých geotechnických podmínek. Klíčová zůstává schopnost návrhu nejvýhodnějšího typu, při zachování únosnosti a použitelnosti ostění. [5][6]

1.1.2. Nevyztužené sekundární ostění

Pro tuto diplomovou práci byl vybrán jeden konkrétní typ sekundárního ostění a tím je nevyztužené sekundární ostění v kombinaci s deštníkovým hydroizolačním systémem. Jeho návrh částečně zahrnuje i ostění z vláknobetonu (pokud je stupeň vyztužení vláknou dostatečně nízký a statické chování se tedy blíží chování prostého betonu). Vlákná se přidávají pro zvýšení duktility materiálu (ocelová vlákna) nebo např. z důvodu zvýšené požární bezpečnosti (polymerová vlákna). Pokud jsou vlákna v betonu navržena ze statických důvodů, zpravidla se materiál blíží svým chováním a duktilitou spíše železobetonu.

Z důvodu zvyšujících se požadavků na ekonomickou efektivitu při výstavbě mohou být tunelová ostění navrhována s prostého nebo vláknou vyztuženého betonu (pokud to geologické podmínky umožňují). Jasně časové a finanční úspory, které vyplývají zejména z eliminace instalace výztuže, jsou navíc podepřeny trvale pozitivními zkušenostmi z mnoha již realizovaných projektů (viz. [kapitola 1.3.](#)). Základ pro výpočet těchto ostění poskytují zjednodušené metody pro výpočet sekundárních ostění, u kterých se síly počítají pružně a momenty se v důsledku nelineárních efektů redukuje pomocí empirických hodnot, nebo metody se zavedením plastických kloubů a hledáním reálných sil, působících na konstrukci. Koncepce návrhu vyžaduje iterační proces hledání statické rovnováhy nosného systému s přihlédnutím k nelineárnímu chování prostého betonu.

Existuje několik hlavních argumentů pro použití nevyztuženého betonu v ostění. Prvním a na první pohled nejjasnějším důvodem je cena takového ostění. Šetří se nejen na betonářské výztuži, ale úspory se týkají i menší pracnosti. Vázání betonářské výztuže

a armokošů je časově velice náročná činnost, kterou je třeba udělat před betonáží každého tunelového bloku. Nevyztužené ostění tento krok však zcela eliminuje a přímo se to projeví v ceně ostění.

Dalším argumentem pro použití nevyztuženého ostění může být přístup k tvorbě trhlin po zhotovení. Tvorba trhlin jako taková je obvyklým jevem a většinou se nejedná o vadu. Existují však dva parametry, které je třeba u trhlin v konstrukcích nevyztužených ostění sledovat, a to jsou směr a šířka trhliny. V posuzování těchto dvou parametrů trhlin se pak vyztužené a nevyztužené konstrukce podstatně liší. Logicky v obou případech je tvorba a rozvoj trhlin v ostění nežádoucím jevem, ale v případě nevyztužených ostění je především kritérium šířky trhlin méně přísné. Naopak zde hodně záleží na směru a orientaci trhlin, což je podrobněji rozebráno v následující kapitole [1.2. Použití nevyztuženého ostění](#). [3]

Existuje mnoho různých opatření pro omezení tvorby trhlin v ostění z prostého betonu. Tato opatření se týkají všech fází od statického návrhu až po realizaci. Ve fázi návrhu jsou dvě hlavní opatření, která mohou pozitivně ovlivnit vznik a rozvoj trhlin v prostém betonu. Prvním opatřením je návrh ideálního tvaru ostění. Ideálním tvarem je ten tvar, který je co možná nejbližší kružnici. Rovnoměrné radiální zatížení ideálně kružnicového ostění by vyvolávalo pouze tlakové síly, což je pro ostění z prostého betonu žádoucí. I přesto, že reálné podmínky zdaleka nejsou ideální (ať už z hlediska zatížení, tak z hlediska tvaru ostění), snažíme se jim už ve fázi návrhu co nejvíce přiblížit. Druhým důležitým kritériem z hlediska trhlin je správný návrh betonové směsi. Typ betonové směsi (hlavně její nárůst pevnosti v čase a její hydratační teplo) má totiž významný vliv na celkové objemové změny v rané fázi výstavby ostění a tedy i na tvorbu a rozvoj trhlin, které jsou s objemovými změnami spjaté. Další opatření se pak týkají zejména fáze výstavby, tj. podmínek betonáže, odbedňování, ošetřování čerstvého betonu apod. Opatření jsou rozebrána detailněji v následující kapitole [1.2. Použití nevyztuženého ostění](#). [3]

1.2. Použití nevyztuženého ostění

Dle norem používaných v České republice je návrh nevyztuženého sekundárního ostění velice komplikovaný. České normy a předpisy zpravidla nepředpokládají použití prostého betonu jako konstrukčního materiálu, nebo jeho použití dokonce pro určité konstrukční prvky zakazují. V Eurokódu 2: Navrhování betonových konstrukcí se v kapitole 12 uvádějí pravidla pro nevyztužené a slabě vyztužené betonové konstrukce.

Hned v úvodu této kapitoly je však vyloučena jejich platnost pro prvky, u kterých dochází k nezanedbatelnému dynamickému namáhání, jako jsou např. účinky rotujících strojů nebo účinky zatížení dopravou. Do těchto kategorií mohou tunelová ostění spadat. Tunelová ostění z prostého betonu sice Eurokód připouští, nicméně chybí podrobnější postup návrhu a posuzování takovýchto konstrukcí. Kapitola nicméně alespoň udává postup, jakým lze pomocí redukce normálové síly na mezi únosnosti N_{Rd} (pro obdélníkový průřez) vypočítat únosnost prvku z prostého betonu.

$$N_{Rd} = \eta f_{cd} * b * h_w * \left(1 - \frac{2e}{h_w}\right)$$

Do výpočtu podle teorie pružnosti vstupuje několik proměnných

ηf_{cd} – účinná návrhová pevnost betonu v tlaku

b – šířka průřezu

h_w – tloušťka průřezu

e – excentricita N_{Ed} ve směru h_w

Návrh a posuzování prostého betonu tedy není nic nového a převratného. Normy jsou pouze nedostatečné pro posuzování nosných konstrukčních prvků, které by se daly konstruovat z prostého betonu (viz. nevyztužená tunelová ostění, která jsou již v provozu a jsou funkční). Sekundární tunelové ostění je navíc specifické svými okrajovými podmínkami, tj. po celém obvodu je podepřeno horninovým masivem.

Ze vzorce je patrné, že únosnost nevyztuženého betonového průřezu je velice citlivá na velikost excentricity síly, která na průřez působí (na ohybovém momentu, který na průřez působí). Pokud bychom počítali nevyztužené ostění tímto způsobem pomocí lineárního materiálového modelu, výsledek by byl zbytečně předimenzovaný. Nevyztužené ostění je zpravidla nutné počítat nelineární analýzou z důvodu přesnějšího popisu reálných vlastností betonu. Takový výpočet ostění však nemá v českých předpisech a normách jasně definovaná pravidla.

Pro specifiky návrhu nevyztužených ostění se tedy musíme podívat do zahraničních norem a předpisů. Nejvíce takových dokumentů je původem především z Rakouska a dále pak z Německa, kde je nevyztužené sekundární ostění již dlouholetou praxí a je poměrně běžné zejména v delších tunelech v dobrých geologických poměrech. V následujících odstavcích je uvedeno několik příkladů zahraničních předpisů, které definují, za jakých

podmínek je možné nevyztužené ostění použít, popř. jakým způsobem má být prokázána únosnost.

Německá norma DIN-Fachbericht 102 umožňuje ověřit únosnost nevyztužených betonových konstrukcí, namáhaných převážně tlakem, jako jsou stěny, sloupy klenby a ostění tunelů, za předpokladu, že jsou dynamická účinky zatížení zanedbatelné. Toto je použitelné pro drtivou většinu silničních tunelů a železniční tunely s výjimkou tunelů na vysokorychlostních tratích. V těchto tunelech nelze zpravidla zanedbat vliv aerodynamických účinků dopravy na ostění a je nutné se tímto problémem zabývat v návrhu detailněji. Z důvodu duktility musí být zaručen průřez minimálně 50% výšky (tloušťky) prvku, tzn. max. délka vypočtené trhliny je rovná polovině výšky prvku. Toto je poměrně přísné kritérium, které zpravidla vylučuje použití prostého betonu v blízkosti portálových úseků, kde jsou větší teplotní výkyvy. Vnitřní síly je nutné stanovit pomocí nelineární analýzy s ohledem na zdeformování konstrukce. Lineárně-elastické stanovení vnitřních sil s vlivem redistribucí (např. v důsledku vzniku plastických kloubů) je vyloučeno. Dále jsou u nevyztužených dílců zavedeny dílčí součinitele bezpečnosti $\gamma_{c,unbew} = 1,8$ (trvalý) a $\gamma_{c,unbew} = 1,55$ (výjimečný). Pevnost betonu v tlaku nesmí být uvažována větší, než odpovídá betonu pevnostní třídy C30/37.

Další německý dokument: Doporučení pro návrh a použití nevyztužených ostění; německého výboru pro podzemní stavby DAUB 2007 říká, že nevyztužené ostění nelze použít v následujících případech: při výrazném ohybovém namáhání průřezu (výrazné ohybové namáhání je vyloučeno už předpokladem nelineární analýzy, u které není možné nalézt rovnováhu v průřezu při malé normálové síle a velkém ohybovém momentu), v tlačivých horninách, v mělce položených tunelech, v tunelech s nepříznivým tvarem ostění (toto zahrnuje i bloky s výklenky SOS, bloky u tunelových propojek, tunelová křížení apod.). V průběhu provozu lze předpokládat vznik především podélných trhlin v klenbě, které jsou zpravidla spojené s působením vlastní tíhy a horninového tlaku na ostění. Tyto trhliny mohou potenciálně způsobit odlupování betonu z klenby. Nevyztužené sekundární ostění proto není vhodné do tunelů, ve kterých menší odlupování ostění bude negativně ovlivňovat provoz v tunelu. Toto se týká zejména železničních tunelů s vysokorychlostním provozem.

Předpis RIL 853 je německá směrnice pro navrhování, stavbu a údržbu železničních tunelů. Tento předpis připouští ale nedoporučuje používání nevyztužených sekundárních ostění v železničních tunelech. Zdůvodnění tohoto předpisu je založené na zkušenostech

z železničních tunelů v provozu na trati Hannover-Würzburg, ve kterých se po uvedení do provozu začaly hojně tvořit vážné trhliny v důsledku zatížení vlastní tíhou, dynamickým zatížením kolejovou dopravou, teplotních a objemových změn v důsledku mrazových cyklů a dotvarování betonu. V blízkosti dilatačních spár bloků se dokonce objevily srpovité trhliny, které jsou nebezpečné z důvodu možného vypadávání betonových bloků z ostění.

Rakousko je zemí, kde je nevyztužené sekundární ostění používáno asi v největší míře. Je zajímavé, že tento typ ostění vyžívají i v podmínkách, které jsou v jiných zemích pro použití nevyztuženého ostění vyhodnoceny jako nepřijatelné. Samotný návrh je pak např. možné obhájit prostřednictvím předchozích zkušeností, tunelů vybudovaných v obdobných geotechnických poměrech apod. Podle směrnice rakouské asociace stavební technologie Österreichische Bautechnik Vereinigung, Richtlinie Innenschalenbeton 2012, nevyztužené sekundární ostění splňuje požadavky na ostění tunelových konstrukcí. V případě ražby v tlačivých nebo bobtnavých horninách je nutno dbát zvýšené pozornosti ve statickém návrhu a posouzení konstrukce i její realizace.

Švýcarská norma SIA 197 pro projektování tunelů uvádí, že ostění tunelu by mělo být, pokud možno, nevyztužené. Pouze pokud není možné prokázat bezpečnost návrhu nevyztuženého ostění, přistoupí se k návrhu výztuže. Pro statický návrh je snížena pevnost prostého betonu v tlaku o 20 %.

Z výše uvedených zahraničních norem a předpisů je pro představu patrné, že v okolních zemích je nevyztužené ostění daleko používanější konstrukcí v podzemním stavitelství. Projektanti ho mohou daleko snáze uplatnit, díky normové a předpisové základně, o kterou se mohou opřít. Zhotovitelé mají předpisy a normy, podle kterých postupují při výstavbě a investor má daná pravidla, podle kterých buď přejímá stavbu, nebo reklamuje nedostatky. Na rozdíl od toho v České republice je nejprve nutné předem určit, podle jakých pravidel se bude navrhovat, provádět. Kvalita provedení se dále posuzuje dle TKP 18 (železniční tunely přebírají kritéria z TKP 18). Nutno dodat, že přístup k zahraničním předpisům z České republiky je značně omezený a ještě obtížnější je zpravidla přesvědčování investora o jejich použití.

1.2.1. Rozdíly v návrhu vyztužených a nevyztužených ostění

Nevyztužené ostění se od vyztuženého značně liší v samotném návrhu. Aby kruhové betonové ostění fungovalo ideálně, muselo by také být ideálně zatížené radiálním

zatížením. Pak by v kruhovém ostění vznikala pouze tlaková síla, které beton odolává velice dobře. Reálné ostění však zpravidla nemá tvar ideálního kruhu ani není ideálně zatížené, proto v něm vznikají ohybové momenty a tahová napětí. V případě železobetonového ostění dochází při vyčerpání poměrně malé tahové pevnosti betonu ke tvorbě trhlin. Dále jsou tahové síly přenášeny pouze výztuží, protože trhliny už žádné tahové napětí nepřenáší. Z tohoto důvodu u posouzení železobetonu zcela vylučujeme působení betonu v tahu. Při výpočtu vnitřních sil nám pak zcela stačí lineární model betonu, kde beton působí pouze v tlaku a veškeré tahové namáhání přebírá ocelová výztuž. Tuhost takového průřezu není ovlivněna vznikem a vývojem trhlin a hodnotu tuhosti průřezu ve výpočtu není nutno redukovat. V případě železobetonového ostění pak může být výslednice tlakové normálové síly i zcela mimo hranice průřezu, což je jeden z největších rozdílů v přístupech a zároveň to může být použito jako kontrola u statického výpočtu nevyztuženého ostění. Z hlediska životnosti je však důležitá přípustná šířka trhliny a krytí výztuže s ohledem na její ochranu proti korozi. [7]

Situace při návrhu ostění z prostého betonu je však odlišná. Při zavedení lineárního modelu a vyloučení působení betonu v tahu jsou dimenze ostění už na první pohled nevhodné. Je proto nutné zavést sofistikovanější nelineární model. Takový model musí vylučovat působení betonu v tahu. Předpokladem je vznik trhliny, která nepřenáší žádná tahová napětí. Ve zbytku průřezu je dále přenášeno pouze tlakové napětí a model by měl zohledňovat i případnou plastifikaci průřezu. Podmínkou je, že výslednice normálové síly musí ležet vždy uvnitř průřezu. Únosnost průřezu je tak závislá pouze na tlakové pevnosti betonu, která je řádově vyšší než jeho tahová pevnost. Úkol lze řešit pomocí prutového modelu, nebo např. pomocí MKP. [7]

Při výpočtu prutového nelineárního modelu ostění jsou přijaty určité předpoklady: při vzniku trhliny se ve zbytku průřezu předpokládá lineární průběh napětí, při přitěžování je nejdříve dosaženo návrhové pevnosti betonu v tlaku v krajních vláknech průřezu, dále následuje fáze plastifikace průřezu, která končí dosažením mezního stavu únosnosti průřezu. Pro vývoj deformací je přijat předpoklad rovinného přetváření průřezu. V modelu se předpokládá úplné vyloučení tahového napětí v betonu v místě trhliny, z čehož plyne, že výslednice tlakové síly se musí nacházet uvnitř průřezu. K výsledkům se pak dochází pomocí iteračního procesu, který umožňuje prokázat únosnost ostění z prostého betonu mnohem subtilnějších dimenzí, než by tomu bylo v případě lineárního modelu. [7]

1.2.2. Kritéria návrhu ostění z prostého betonu

Návrh ostění z prostého betonu je odlišný také např. v použité receptuře samotného betonu, neboť na něj jsou kladeny jiné požadavky, než je tomu u ostění s výztuží. Zásady při navrhování receptury betonu se tedy týkají především omezení vzniku trhlin. Ačkoli vznik trhlin v betonu díky jeho malé tahové pevnosti nelze eliminovat, můžeme jejich vznik a rozvoj značně omezit návrhem správné receptury, která bude přispívat co nejmenším objemovým změnám konstrukce hlavně v době tuhnutí betonu. Detailně se trhlinami v nevyztuženém betonu zabývá kapitola 8.8.2 v TKP 18. Je zde tabulka přípustných parametrů trhlin v závislosti na stáří konstrukce a typu trhliny. [14]

Na objemové změny má zejména v raných fázích tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi vliv její hydratační teplo. Je tedy vhodné použít směs s co nejnižším hydratačním teplem. Vznik hydratačního tepla se dá v betonu omezovat různými způsoby. K omezení se používá např. cement s nižší vazností (např. 32,5), dále se přidávají do betonu přísady omezující rychlost tuhnutí, které vznik hydratačního tepla rozkládají do delšího časového úseku, což snižuje účinky hydratačního tepla. Na snížení hydratačního tepla má také kladný vliv nízký obsah samotného cementu v rozmezí cca 250–280 kg/m³. Často se také používají latentně hydraulické příměsi (např. popílek), které umožňují snížit množství potřebného cementu a opět tak redukovat vznik tepla. Vhodné je také použít cementy s nižším obsahem slínku (CEM I. není příliš vhodný). Počáteční teplota směsi by neměla být vyšší než 25 °C, ideálně by měla být cca 13–18 °C. Dále je pro návrh směsi vhodné použít tzv. “pomalou” směs, tzn. směs s pomalým nárůstem pevnosti v čase, což souvisí opět s rozkládáním hydratačního tepla do delšího časového intervalu. Sekundární ostění je prováděno zpravidla po ustálení deformací primárního ostění. Jedná se o specifickou konstrukci, která není po delší dobu zatěžována horninovým tlakem, a proto není nutné, aby směs dosáhla své konečné pevnosti již po 28 dnech. [3][15]

Další opatření přicházejí na řadu až ve fázi realizace. Z hlediska úspěšné realizace je třeba zachovat celistvost konstrukce, a tedy vypořádat se se spárami mezi bloky betonáže. Ty se provádějí buď jako dilatační (pomocí pružné vložky), nebo jako pracovní (bloky jsou vybetonovány na sraz). Pro dosažení ideálního stavu je nutné, aby vždy čelo bloku bylo zcela rovné. Aby bylo dosaženo požadovaného vzhledu tunelového ostění, tak je také nutné věnovat pozornost bednění. To musí být dostatečně tuhé a vodotěsné pro přenos tíhy čerstvého betonu ostění. Ideální je použít bednění s ocelovým povrchem, které musí být před betonáží řádně očištěno a musí na něm být nanesený vhodný separační

nástřík, aby byl průběh odbedňování co nejhladší. Vhodná volba separačního prostředku hraje velkou roli. Nástřík musí být kompatibilní se zvoleným typem betonové směsi. [7]

Mezi další opatření proti vzniku trhlin patří brzké odbedňování, často už v době, kdy betonová směs dosahuje poměrně nízké pevnosti v tlaku 3 Mapa (po cca 12 hodinách). Po odbednění přijde na řadu ošetřování betonu. V tunelu odpadá většina klimatických jevů (sníh, déšť, přímé sluneční záření, silný vítr apod.), před kterými je nutné čerstvý beton chránit, nicméně ochrana je z hlediska vzniku trhlin klíčová. Za bednicím vozem se zpravidla u nevyztužených ostění používá tzv. klima vůz. Je to zařízení uzpůsobené vytvoření optimálních podmínek z hlediska teploty a vlhkosti ovzduší v blízkosti čerstvého betonu. Délka vozů se může pohybovat od dvou až např. k sedmi blokům, což při rychlosti betonáže jednoho bloku za 24 h znamená, že by každý tunelový blok ostění byl po vybetonování ošetřován zhruba 48 až 168 hodin. S rostoucí délkou klimatického vozu a klesající rychlostí betonáže se délka ošetřování čerstvého betonu prodlužuje, což je z hlediska zamezení vzniku trhlin žádoucí. [7]

V každém tunelu je nutné sledovat tvorbu trhlin a jejich šířku. Ta se omezuje hlavně z důvodu pronikání agresivních látek do betonu a samozřejmě zde hraje roli i konečný vzhled konstrukce. Agresivní vody mohou při proniknutí do betonu snížit jeho hodnotu pH a mohou tak zapříčinit korozi výztuže. Už v návrhu se tato šířka nějakým způsobem určuje. Vypočtená šířka trhlin je však pouze orientační, jelikož jsou uvažovány návrhové hodnoty zatížení a jim odpovídající vnitřní síly. V případě vyztužených ostění se při nevyhovující šířce trhlin řešení většinou promítá do stupně vyztužení, který se zvětší a šířka trhlin se tím pádem zmenšuje. U nevyztužených ostění se díky absenci betonářské výztuže pravidla pro šířku trhlin nemusí nastavovat tak přísně jako v případě vyztuženého betonu. V průběhu životnosti je šířka trhlin u vyztužených ostění omezena hodnotou 0,3 mm u nevyztužených to můžou být hodnoty až cca 0,5 – 1 mm (maximální hodnoty jsou v ČR specifikovány v TKP 18). [14]

Důležitějšími parametry než šířka jsou u nevyztužených ostění směr a tvar trhliny. Poměrně často se vyskytují trhliny ve vertikální rovině kolmé na osu tunelu, které jsou zpravidla způsobené smršťováním a dotvarováním betonu, nebo teplotním namáháním betonu. Tyto trhliny mohou způsobovat vypadávání kousků ostění popř. drolení apod., jinak však nejsou příliš nebezpečné. Další typ trhliny se často tvoří v horizontální rovině, tyto už mohou být potenciálně nebezpečné. Tyto trhliny při dosažení dostatečné hloubky v nevyztuženém ostění totiž tvoří kloub v ostění, který mění statické schéma celé

konstrukce. Takové místo dále přenáší tlakovou sílu v ostění, není však schopno přenášet moment. Ostění s vodorovnými trhlinami by se správně mělo posoudit s upraveným statickým schématem (toto řeší nelineární model, který počítá se sníženou tuhostí průřezu s trhlinou). Vodorovné trhliny jsou pak zpravidla sanovány v nejkratší možné době po vytvoření. Dalším nebezpečným typem jsou trhliny srpovitého nebo obloukového tvaru na rozhraní bloků. Tyto trhliny jsou nebezpečné z hlediska vypadávání uvolněných betonových bloků z ostění. Jsou způsobeny zpravidla při betonáži, kdy se konec bednění opře o čerstvý beton provedený v předchozím kroku. Čerstvě vybetonovaný blok ještě nemá zainjektovaný vrchlík a v důsledku těchto dvou příčin vede tento postup k narušení čerstvě vybetonovaného ostění. Jediným opatřením předcházející tomuto typu závady je šetrná a opatrná manipulace s bednicím vozem. [3][4]

1.3. Příklady použití nevyztuženého sekundárního ostění

Použití nevyztužených sekundárních ostění v zásadě není nová myšlenka v Česku ani ve světě. Problém nevyztužených ostění tkví především v samotném návrhu, který je principiálně i výpočetně složitější, než je tomu u vyztuženého ostění. Nelineární analýza, která je zpravidla potřebná ke správnému návrhu dimenzí konstrukce, je časově náročnější. V dřívějších dobách se iterace a zmenšování tuhosti průřezů počítalo dokonce ručně, nebo za použití jednoduchých výpočetních programů, což od použití nevyztuženého ostění mnohé odradilo. S postupem času a s vývojem výpočetní techniky je dnes však výpočet lépe proveditelný.

Zajímavý je fakt, že v některých okolních zemích je např. možné nevyztužené sekundární ostění do tunelu navrhnout i bez statického výpočtu, tedy pouze na základě zkušeností a dříve realizovaných obdobných projektů v podobných geotechnických podmínkách. Příklady takových tunelů jsou zejména z Rakouska, kde mají s použitím nevyztuženého betonu v ostění asi největší zkušenosti. Do karet jim hraje také fakt, že v poměrně členité zemi jako je Rakousko jsou budovány mnohdy dlouhé tunely (řádově v km) s vysokým nadložím, kde se nacházejí kvalitnější horniny. Opačným přístupem k návrhu může být příklad tunelu Sydney, kde byla únosnost nevyztuženého ostění prokazována i v tunelových propojkách.

Následující tabulka 1 uvádí některé příklady tunelů, ve kterých je použité nevyztužené sekundární ostění. Dále jsou uvedeny základní informace, které slouží pro vytvoření základní představy o konkrétních tunelech. Jak je vidět z tabulky 1, existuje množství tunelů, ve kterých je nevyztužené ostění použito. Většina příkladů z tabulky je

z České republiky, ale jak už bylo řečeno, nejvíce se nevyztužené ostění používá v sousedním Rakousku. Je zřejmé, že nevyztužené ostění se nejvíce hodí do dlouhých tunelů v dobrých geotechnických podmínkách a to především ještě do úseků ve větší vzdálenosti od portálů, kde nejsou tak velké teplotní výkyvy. Tomuto trendu se Česká republika poněkud vymyká, neboť tu jsou zpravidla budovány tunely dlouhé spíše řádově stovky metrů než kilometry. Toto se možná změní s příchodem vysokorychlostních tratí (VRT), neboť ty mají velice přísné požadavky na směrové i výškové vedení trasy a tak je pravděpodobné, že se časem dočkáme většího množství delších tunelů. Dalším důležitým parametrem vedle délky tunelu a kvality horninového masivu je také plocha výrubu. Plocha výrubu je logicky důležitým parametrem pro tunely obecně, nehledě na typ ostění. U tunelů s nevyztuženým ostěním je však kladen větší důraz na optimalizaci tvaru ostění, který by se měl ideálně co nejvíce přiblížit kruhu. Takový tvar totiž nejlépe odolává radiálnímu zatížení horninovým tlakem při vzniku minimálních hodnot momentů. Dále to má samozřejmě značné výhody i z hlediska výstavby a ceny díla. V tabulce je dále uvedený sloupec s výškou nadloží. Jedná se spíše o doplňkovou informaci, pro komplexní představu geotechnických podmínek a kvalitě horninového masivu jednotlivých tunelů by bylo potřeba daleko více informací uvedených do kontextu s konkrétními trasami tunelů.

Tabulka 1 – Použití nevyztuženého sekundárního ostění

Název tunelu [-]	Země [-]	Počet tunelových trub [-]	Délka [m]	Kategorie [-]	Plocha výrubu [m ²]	Výška nadloží [m]
Tunel Považský Chlmec	Slovenská republika	2	2187 – 2249	T8	85	126
Tunel Libouchec	Česká republika	2	388 – 480	T8	85	30
Olbramovický tunel	Česká republika	1	480	železniční	100	20
Vítkovský tunel	Česká republika	2	1290 – 1390	železniční	100	45
Pisárecký tunel	Česká republika	2	497 – 510	T9	95	35
Tomický I. tunel	Česká republika	1	324	železniční	100	15
Brennerský bázový tunel	Rakousko – Itálie	2	55000	železniční	51,5	
Tunel Branisko	Slovenská republika	1	4975	T7,5	90	217
Tunel Sudoměřice	Česká republika	1	444	železniční	110	18

Propojky tunelů metro Sydney	Austrálie				25	
Letenský tunel	Česká republika	1	423		cca 85	
Tunel Strengen	Rakousko	2	cca 6000	T7,5	72	
Gotthardský bázový tunel	Rakousko	2	57000	železniční	62–72	
Tunel Roppen	Rakousko	2	5079	T7,5		

2. Projekt tunelu Opevnění

2.1. Základní informace o tunelu Opevnění

Tunel Opevnění je součástí projektu novostavby dálnice D11 a to konkrétně úseku z Trutnova na státní hranici s Polskem. Tento projekt je v době zpracovávání diplomové práce ve fázi vyhlášení výběrového řízení pro zhotovitele. Součástí projektu jsou celkem dva tunely (Opevnění a Poříčí), které mnoho věcí spojuje (obdobná geologie, podobná délka, šířková kategorie a tím i tvar příčného řezu apod.) a jejich návrh z těchto důvodů probíhá současně.

Tunel Opevnění na dálnici D11 bude procházet pod severovýchodním svahem zalesněného hřbetu za Trutnovem ve směru z Hradce Králové na státní hranici s Polskem a jeho návrhová životnost je 100 let. Měřeno v ose dálnice bude tunel ležet ve staničení km 143,160 – km 143,653. Plocha výrubu tunelu se pohybuje v rozmezí od 85 do 90 m² (závisí na technologické třídě výrubu, dále TTV). Dle délky 492 m a předpokládané intenzity dopravy 11 750 voz/24 hod tunel spadá do kategorie TC dle ČSN 73 7507 – Projektování tunelů pozemních komunikací a svojí délkou se řadí do kategorie středních tunelů. Tunel budou tvořit dvě dvoupruhové jednosměrné tunelové trouby šířkové kategorie T8 – levá (LTT) a pravá (PTT). Obě tunelové trouby budou mít shodnou délku 492 m. Ve směru staničení niveleta trasy mírně stoupá ve sklonu zhruba 1,1%. Celý tunel bude v jednom sklonu a nebudou se v něm nacházet žádné výškové lomy nivelety. Nadloží tunelu dosahuje maximální mocnosti zhruba 40 m. [17]

Směrové poměry odpovídají návrhové rychlosti dálnice. Osa dálnice je v místě tunelu navržena ve směru staničení dálnice v levostranném směrovém oblouku o poloměru 2200 m s přechodnicemi. Zhruba první čtvrtina délky tunelů leží v přechodnici. Levá tunelová trouba má jižní portál ve staničení km 143,160 195 a její severní portál leží v km 143,653 414 (staničeno v ose dálnice). Poloměr oblouku LTT je $R_1 = 2194,25$ m a přechodnice mají délku $L_1 = 300$ m. Pravá tunelová trouba má jižní portál ve staničení km 143,163 532 a její severní portál leží ve staničení km 143,649 772 (staničeno v ose dálnice). Oblouk nivelety PTT má poloměr $R_2 = 1500$ m a přechodnice o délkách $L_2 = 250$ m a $L_3 = 200$ m. V tunelu jsou pro zjednodušení orientace zavedeny jednotky tunelových metrů (TM). Tunelové metry jsou staničeny proti směru staničení dálnice z důvodu zvoleného úpadního směru ražby (TM0 se tedy nachází na severních portálech LTT a PTT).

V tunelu se nachází několik typů výklenků a jedna tunelová propojka. Tunelové výklenky byly sjednoceny do bloků tak, aby jejich vzdálenost nepřesahovala maximální povolené vzdálenosti dle ČSN 73 7507 – Projektování tunelů pozemních komunikací a zároveň aby počet atypických bloků betonáže s výklenky byl minimální. Tunelová propojka se nachází v TM 246 (LTT i PTT).

Podle geologických poměrů je každá tunelová trouba rozdělena do kvazihomogenních celků, od čehož se dále odvíjí např. 3 použité technologické třídy výrubu (TTV 3, TTV 4, TTV 5a) jednotlivých bloků. Nejhorší poměry jsou v příportálových oblastech, dále se s rostoucí výškou nadloží geologie zlepšuje a střídají se třídy výrubů 3 a 4. Pro sekundární ostění platí, že všechny bloky (ražené i hloubené) ve všech technologických třídách budou založeny na patkách bez spodní klenby. Dále platí, že všechny bloky s výklenky SOS a propojkové bloky budou mít vyztužené sekundární ostění. Nevyztužené sekundární ostění je navrženo pouze u typických bloků betonáže a bloků s výklenky čištění drenáže ve vhodných geologických podmínkách.

Primární ostění je projektováno ze stříkaného betonu C20/25 - X0. Tloušťka konstrukce primárního ostění je závislá na třídě výrubu a její hodnota se pohybuje v rozmezí od 150 mm (technologická třída výrubu 3 – nejlehčí vystrojení výrubu) do 250 mm (technologická třída výrubu 5a – nejtěžší vystrojení výrubu). Primární ostění je vždy vyztužené, nicméně v technologické třídě výrubu 3 je výztuž pouze konstrukční a její statická funkce byla ve statickém výpočtu zanedbána. Horninový masiv má i bez zajištění primárním ostěním vysokou stabilitu a nosnou funkci v tomto případě přebírá nosný horninový prstenec v okolí výrubu. Výztuž primárního ostění tvoří ocelové příhradové rámy spojované na čelní desku a jedna nebo dvě řady sítí KARI 6/150x6/150.

Primární ostění je doplněno kotvením pro zlepšení únosnosti horninového masivu. Jsou navrženy kotvy typu SN o nosnosti 150 kN. Délka kotev je opět závislá na TTV a pohybuje se od 3 m v TTV3 do 4 m v TTV 5a. Větší rozdíl než v délce kotev je v jejich rozestupu v podélném i příčném směru, ten se v podélném směru pohybuje v rozmezí od 2,5 m (TTV 3) do 0,8 m (TTV 5a). V nejtěžší technologické třídě 5a je kotvení ještě doplněno v každém druhém záběru o jehly délky 4 m a průměru 25 mm.

Jak již bylo řečeno, obě tunelové trouby mají niveletu, která v celé délce tunelu stoupá ve směru staničení. Zároveň hydrogeologické podmínky jsou v okolí tunelového díla příznivé. Tyto dva faktory vedly k návrhu jednoduššího typu deštníkové izolace

a bočních tunelových drenáží. Mezi primárním a sekundárním ostěním je navržena vrstva fóliové hydroizolace, která bude aplikovaná na vrstvu jemnozrnného stříkaného betonu tl. cca 20–30 mm. Izolace bude odvádět podzemní vodu, která pronikne primárním ostěním do bočních tunelových drenáží DN 200, které díky jednotnému sklonu v tunelech bez lomů odvedou vodu ven z tunelu k jižnímu portálu.

Sekundární ostění je rozděleno opět do několika typů. Zvláštní typ ostění je navržen pro hloubené oblasti u portálů, další dva typy jsou pak pro sekundární ostění ražené části a liší se výztuží. Vyztužené sekundární ostění je navrženo v úsecích navazujících na hloubené tunely a pro bloky, jejichž tvar je geometricky komplikovaný (bloky s výklenky a bloky u propojky). Ve zbytku tunelu je pak navrženo nevyztužené sekundární ostění, které je navrženo do masivu tvořeného horninami pevnostního zařazení minimálně R3. Oba typy sekundárního ostění pro ražené části mají stejný tvar. Jedná se o klenbu uloženou na betonových pasech (patkách). Šířka tunelového profilu je zhruba 10,5 m a výška cca 8,5 m. Poloměr vnitřního líce klenby je 5,35 m. Základní tloušťka ostění je 300 mm (v klenbě) a směrem k patkám se tloušťka zvětšuje. Vyztužené ostění je navrženo z betonu C30/37, pro nevyztužené ostění bude použit zejména z důvodu vzniku trhlin beton nižší třídy C25/30.

2.2. Geologické poměry

Jako podklad pro projekt tunelu Opevnění byly provedeny tři stupně geotechnického průzkumu (dále GTP) – předběžný, podrobný a doplňkový. Během předchozích stupňů byly provedeny průzkumné sondy, geofyzikální průzkum (mělká refrakční seismika, dipólové odporové profilování, odporové sondování), presiometrická měření ve třech vrtech, stanovení RQD (rock quality designation) a laboratorní zkoušky stanovující především pevnost hornin v tlaku.

Podrobný GTP obsahuje studii průzkumných sond z archivních pramenů a předchozích stupňů GTP a zároveň v jeho rámci byly provedeny nové průzkumné sondy. Dále poskytuje informace o zkouškách hornin, zejména pak o pevnosti hornin v tlaku, bodové pevnosti hornin, RQD a agresivitě prostředí. Agresivita prostředí je stanovena na základě zkoušek agresivity podzemní vody. Hydrodynamické zkoušky byly provedeny v jednom vrtu, v dalším vrtu byly zjištěny výsledky hydrodynamických zkoušek z archivní dokumentace. Pro stanovení napjatosti v masivu byla provedena presiometrická měření na třech místech. Na přání objednatele GTP byla ve dvou vrtech provedena karotážní měření a tři zkoušky abrazivity horniny z prostoru budoucího

výrubu. V rámci tohoto stupně GTP bylo doporučeno provést v rámci doplňkového průzkumu průzkumnou štolu v PTT, která by umožnila detailní průzkum horninového masivu a umožnila by také nové podrobnější zkoušky horninového masivu, diskontinuit apod. Tato štola nakonec provedena nebyla.

Doplňkový GTP obsahuje nové průzkumné sondy, které poskytují lepší pochopení geotechnických poměrů v problémových oblastech. Laboratorní zkoušky byly zaměřeny především na pevnost v prostém tlaku, RQD a tenzometrické zkoušky. Zkoumala se hladina podzemní vody a byly provedeny hydrodynamické zkoušky v dalších čtyřech vrtech. Byla také provedena doplňková karotážní měření v dalších čtyřech vrtech.

Geologická situace v okolí tunelu Opevnění je přehledně znázorněna v podélných řezech tunelových trub. Z řezů jsou patrné souvislosti jako sled a mocnosti vrstev, výška nadloží nebo např. poloha hladiny podzemní vody vůči tunelu. Pokryv byl v rámci geotechnického monitoringu zatříděn do geotypů, které se dělí dle geneze hornin do dvou typů – kvartérní pokryv a karbonské sedimenty. [36]

2.2.1.1. Kvartérní pokryv

Q1a – Deluviální vysoce plastické hlíny pevné konzistence. Jsou zastiženy pouze zřídka (např. v sondě J712 u severního portálu) v mocnostech cca 1 m. Jedná se o vysoce namrzavé zeminy a z hlediska smykové pevnosti jsou nejslabším článkem pokryvu.

Q2a, Q3a – Jedná se o deluviální prachovité jíly, spraše, silty tř. F6 pevné konzistence (Q2a), jíly či hlíny písčité tř. F4 a F3 a hlíny štěrkovité tř. F2 (Q3a) pevné konzistence. Tato vrstva byla zastižena prakticky všemi sondami v malé mocnosti okolo 1 m. Vrstva se nachází pod humusovým horizontem a díky dlouhodobě suchému počasí vykazovala velmi nízkou vlhkost a byla drobná.

Q4, Q6 – Deluviální písky hlinité tř. S4 (Q4) a štěrky hlinité tř. G4, G5 (Q6). Jedná se o zeminy středně ulehlé a namrzavé. Vrstva byla nalezena pod humusovým horizontem střídavě s předchozími geotypy, její mocnost zpravidla nepřesahuje 1 m. [36]

2.2.1.2. Karbonské sedimenty

C1 – Jedná se převážně o nepřemístěnou vrstvu rozložené podložní horniny eluvia. Hornina má charakter prachovité hlíny nebo hlinité písky s úlomky horniny tř. F6, F4, S4, G4. Vrstva se objevuje v podloží kvartérního pokryvu, místy i přímo pod humusovým horizontem. Její mocnost je několik dm až 1 m.

C2 – Vrstva silně zvětralých pískovců, prachovců a slepenců tř. R5 jejichž báze byla zjištěna nejhlouběji 6,7 – 8,3 m pod povrchem. Největší mocnosti se objevují v místech jižního portálu, ale i v úrovni budoucího výrubu se objevují lokálně místa s horninami tohoto typu.

C3, C4 – Pískovce, prachovce a slepence, které jsou zdravé tř. R3 (C4) nebo mírně navětralé tř. R4 (C3). Jedná se o hlavní horninové geotypy, které tvoří horninový masiv v okolí budoucích tunelových trub. Pískovce jsou jemnozrné až hrubozrné a slepence drobnozrné až hrubozrné. U slepenců tř. R4 se často projevovala různá pevnost křemenných nebo rulových valounů a základní hmoty. V případě pískovců se zhruba od poloviny tunelu ve směru staničení objevují v hojné míře vrstvy s narezlým železitým tmelem. Horniny jsou převážně pevné a převažuje tř. R3 nad R4.

Pro projekt nevyztuženého ostění a pro statický model jsou nejdůležitější parametry geotypů C3 a C4. Tyto horniny tvoří většinu horninového masivu v místech ražených úseků tunelu. Ostatní geotypy se vyskytují spíše v menších mocnostech při povrchu terénu, nebo při portálových oblastech, kde se uvažuje s hloubenými úseky tunelu. Parametry pro statický výpočet byly převzaty z doplňkového GTP a jsou uvedeny v následující tabulce.

Tabulka 2 – Parametry horninového masivu

Geotyp	Třída horniny	γ [kN/m ³]	ν [-]	E [MPa]	φ [°]	c [kPa]	R_t [kPa]
C4	R3	25	0,15	2000	38	80	10
C3	R4	25	0,2	400	34	60	10

Tunel je veden v horninovém masivu s puklinovou propustností téměř v celé svojí délce. Hladina podzemní vody (HPV) na dvou místech klesá pod úroveň tunelové počvy, jinak vede tunel zcela pod HPV. Kolísání hladiny se dá vysvětlit puklinovou propustností, kdy místy tektonické porušení masivu odvádí podzemní vodu. Obě tunelové trouby jsou rozděleny do pěti úseků dle hladiny podzemní vody. Následující tabulky 3 a 4 udávají staničení daných úseků a předpokládaný přítok dle doplňkového GTP.

Tabulka 3 – Úseky LTT dle HPV

Úsek levé tunelové trouby	Úsek pod hladinou podzemní vody					Přítoky do úseku	Dosah ovlivnění masivu	
	Staničení [km]		Staničení [TM]		Délka úseku [m]		Horninový masiv [m]	Tektonické zóny [m]
	Od	Do	Od	Do				
I.	143,174	143,244	478,22	408,34	70	0,5	15	285
II.	143,244	143,298	408,34	354,49	54	1,2	45	200
III.	143,298	143,435	354,49	217,84	137	1,5	53	820
IV.	143,435	143,481	217,84	171,96	46	2,0	190	450
V.	143,481	143,651	171,96	2,41	170	1,3	35	680

Tabulka 4 – Úseky PTT dle HPV

Úsek pravé tunelové trouby	Úsek pod hladinou podzemní vody					Přítoky do úseku	Dosah ovlivnění masivu	
	Staničení [km]		Staničení [TM]		Délka úseku [m]		Horninový masiv [m]	Tektonické zóny [m]
	Od	Do	Od	Do				
I.	143,179	143,249	476,42	405,74	70	0,5	15	285
II.	143,249	143,307	405,74	347,10	58	1,5	70	285
III.	143,307	143,408	347,10	244,81	101	1,0	10	655
IV.	143,408	143,487	244,81	164,79	79	3,0	200	515
V.	143,487	143,647	164,79	2,81	160	1,2	27	569

Během ražby se očekávají nízké až nulové přítoky do tunelových trub. Přítoky se mohou však objevit v případě průchodu tektonickými poruchami, které budou mít řádově větší propustnost nežli samotná hornina. Skutečný přítok bude záviset na stupni porušení zvodnělého horninového prostředí.

Z hlediska agresivity prostředí hraje podzemní voda důležitou roli. Vzorky podzemní vody pro zkoumání její agresivity byly odebrány ze dvou vrtů. Voda byla vyhodnocena ve smyslu ČSN EN 206 + A2 jako středně agresivní chemické prostředí, což odpovídá klasifikaci XA2. Vliv agresivity podzemní vody na ocelovou výztuž lze s výhodou zanedbat. [36]

2.2.2. Rozdělení tunelu do kvazihomogenních úseků dle GTP

Kvazihomogenní úseky jsou v GTP stanoveny na základě vrtů, měření a zkoušek tak, aby jim bylo možné přiřadit určité jednotné charakteristiky, nebo v některých případech dostatečně uzavřené intervaly popisných tříd nebo hodnot parametrů. V GTP jsou tyto úseky určovány v ose dálnice a jsou tedy uvedeny se staničením v km. Pro

potřeby tunelových trub jsou tyto hodnoty kolmo promítnuty na osy tunelových trub a jsou jim přiřazeny odpovídající staničení v příslušných TM.

2.2.2.1. Úsek 1: km 143,160 – 143,184 (jižní portál)

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 471,41 až TM 492,00. Úsek jižního portálu je situovaný do stromy a keři řídké porostlého a značně sklonitého úbočí elevace nad Mrtvým jezerem. Mocnost narůstá ve směru staničení v intervalu 0 až 15 m, kvartérní pokryv nepřesahuje mocnost 1,5 m. V úseku jsou zastíženy geotypy Q3a, Q4, Q6, pískovce a slepence C2, C3, C4. Stavební jáma hloubky až 15 m bude hloubena v prostředí hlinitých písků a štěrků, méně v polohách pevné štěrkovité hlíny a zvětralých pískovců a slepenců. Podzemní voda nebyla průzkumnými sondami zjištěna. Lze očekávat porušení horninového masivu diskontinuitami s odhadovanou hustotou 100 mm a případně i zlomy, podél kterých může docházet k vypadávání menších bloků horniny. Vývěry podzemní vody jsou očekávány pouze lokální. Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 5. [36]

Tabulka 5 – Zatřídění 1. úseku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133)
45	49	4	0,53	C1, B3	I.-85%, II.-15%

2.2.2.2. Úsek 2: km 143,184 – 143,226

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 429,02 až TM 471,41. Jedná se o příportálový ražený úsek, který ve směru staničení zvolna stoupá do masivu mírně zvětralých slepenců, pravděpodobně je zakončený významnými diskontinuitami průběžnými na několik metrů. Celková výška nadloží se pohybuje do 15 m, kvarterní pokryv v mocnosti do 1,5 m je zastoupen geotypy Q3a a Q4. Ražba bude probíhat v silně zvětralých až navětralých pískovcích, prachovcích a slepencích třídy R5, R4 a R3 se střední hustotou diskontinuit 200 mm. Geotechnické riziko představují poruchové zóny mechanicky oslabující horninový masiv zejména v oblasti kaloty a blízkém nadloží. Průsaky podzemní vody do díla lze očekávat v hodnotách do 1,5 l/s. V úseku byly v rámci geotechnického průzkumu provedeny sondy IJ1194, J705, J706, HJ1107 a HJ1108.

Tabulka 6 – Geologické podmínky v okolí výrubu

Poloha	Geotyp	Popis
Nadloží	C2 (C4)	Pískovce, prachovce a slepence třídy R4 až R5, převážně silně zvětralé jejichž báze byla zjištěna nejhluběji v úrovni 6,7 – 8,3 m.
Kalota	C2, C3, C4	Převážně pískovce a slepence mírně zvětralé až navětralé třídy R5, R4 a R3. Kvalita horninového masivu narůstá ve směru ražby s průměrnou hodnotou RQD = cca 25% na začátku úseku až po cca 60-70% na konci úseku.
Jádro	C2, C3, C4	Pískovce, slepence, méně prachovce silně, mírně zvětralé a navětralé třídy R5, R4 a R3.
Podloží	C4	Slepenec s vložkami vulkanoklastik, navětralý, slepenec tvořený valouny velikosti 0,5-5cm a písčitou mezerň hmotou, vložky vulkanoklastik charakteru hrubozrnného pískovce, šedý. Pevnostní třída R4, R3.

Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 7. [36]

Tabulka 7 – Zatřídění 2. úseku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133)
46	53	4	0,53	B3	I.-40%, II.-30%, III.-30%

2.2.2.3. Úsek 3: km 143,226 – 143,356

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 297,47 až TM 429,02. Jedná se o ražený úsek, který ve směru staničení mírně stoupá do tektonicky porušeného masivu s až třemi systémy hlavních diskontinuit. Masiv je tvořen pískovci a slepenci s tenkými vložkami prachovců, ale také vulkanity vyskytujícími se v blízkém nadloží výrubu. Celková výška nadloží se pohybuje v intervalu 15 až 30 m, kvarterní pokryv zastoupený geotypy Q3a a Q4 dosahuje mocnosti do 1 m. Nadloží tunelu tvoří pod bází kvarterních sedimentů eluvium C1, pískovce, prachovce, slepence a vulkanity geotypů C2, C3 a C4. Ražba bude probíhat v horninovém masivu s výskytem poruchových zón a přítomností podzemní vody se slabými tlakovými účinky. V prostoru výrubu se objevují poměrně pevné horniny třídy R3 a R4 avšak lokálně tektonicky oslabené a pravděpodobně i podrcené. Geotechnické riziko představují poruchové zóny, které mechanicky oslabují horninový masiv. Průsaky podzemní vody do díla lze očekávat do 1,5 l/s., hladina podzemní vody bude zasahovat do výrubu. Na konci úseku bude cca 2 m nad výrubem probíhat šikmá poloha zcela rozloženého jílovce a zároveň subvertikální tektonická porucha, hrozící vypadáváním bloků horniny. Střední

hustota diskontinuit hornin je očekávaná 300 mm, lokálně 900 mm, v poruchových zónách < 60 mm. V úseku byly v rámci geotechnického průzkumu provedeny sondy PJ707, J124, PJ123, J1197, J1198.

Tabulka 8 – Geologické podmínky v okolí výrubu

Poloha	Geotyp	Popis
Nadloží	Q3a, Q4, C1, C2, C3, C4	Eluvium, pískovce, prachovce, slepence a vulkanity
Kalota	C3, C4	Pískovce, prachovce, slepence a vulkanity mírně zvětralé a navětralé a zdravé třídy R4 a R3.
Jádro	C3, C4	Pískovce, prachovce, slepence, brekcie, vulkanity, třídy R4 a R3.
Podloží	C3, C4	Pískovce, prachovce, slepence, brekcie, vulkanity, tř. R4, R3

Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 9. [36]

Tabulka 9 – Zatřídění 3. úseku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133)
43	53	4	0,43	B1, B3 v poruchách	I.-10%, II.-40%, III.-50%

2.2.2.4. Úsek 4: km 143,356 – 143,411

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 211,38 až TM 297,47. Jedná se o ražený úsek, který ve směru staničení zaklesává hlouběji do masivu mírně zvětralých, navětralých a zdravých pískovců lokálně porušených významnými diskontinuitami průběžnými na několik metrů, řídce se objevují vulkanity. Celková mocnost se pohybuje v intervalu 30 až 35 m, kvartérní pokryv představovaný geotypy Q3a a Q4 dosahuje mocnosti do 1 m. Ražba bude probíhat v horninovém masivu lokálně oslabeném poruchovými zónami. Je nutné očekávat úseky s horninami velmi pevnými i podrcenými (kataklazovanými). Charakter a geotechnická kvalita bude pravděpodobně různá v pravé a levé tunelové troubě. Do výrubu bude pronikat podzemní voda s tlakovými účinky. Geotechnické riziko představují poruchové zóny, které mechanicky oslabují horninový masiv. Hladina podzemní vody se v průběhu provádění geotechnického průzkumu ustálila v prostoru výrubu. Na proudění podzemní vody se předpokládá významný vliv poruchových zón. V úseku byly v rámci geotechnického průzkumu provedeny sondy J708C a HG323.

Tabulka 10 – Geologické podmínky v okolí výrubu

Poloha	Geotyp	Popis
Nadloží	Q3a, Q4, C1, C2, C3, C4	
Kalota	C3, C4	Pískovce a slepence třídy R4, R3, lokálně však významně tektonicky porušené a oslabené třídy R5, R6 (slabě stmelené třídy S4, G4, G5)
Jádro	C3, C4	Pískovce, slepence, méně prachovce silně, mírně zvětralé a navětralé třídy R5, R4 a R3. Lokálně zdravé a velmi pevné pískovce a vulkanity třídy R2
Podloží	C3, C4	

Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 11. [36]

Tabulka 11 – zatřídění 4. úseku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133)
41	52	4	0,44	B1, B3 v poruchách	I.-20%, II.-40%, III.-40%

2.2.2.5. Úsek 5: km 143,411 – 143,561

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 89,85 až TM 211,38. Jedná se o ražený úsek, který ve směru staničení zaklesává hlouběji do masivu navětralých a zdravých pískovců a slepenců lokálně porušených významnými diskontinuitami průběžnými na několik metrů. Ustálené hladina podzemní vody se nachází vysoko nad prostorem výrubu. Celková mocnost nadloží se pohybuje v intervalu 20 m až 35 m. Kvartérní pokryv v odhadované mocnosti do 2 m tvoří geotypy Q3a, Q4. Horninový masiv pod bází pokryvů tvoří eluvium a geotypy C3 a C4, mírně zvětralé a navětralé pískovce, prachovce, slepence a méně prachovce třídy R4 a R3. Ražba bude probíhat v mírně zvětralých a navětralých pískovcích, prachovcích a slepencích tříd R3, R4 a R5. Na začátku a konci úseku se očekávají poruchové zóny s mechanicky oslabeným masivem. Zjištěny byly min. 2 systémy puklin se střední hustotou diskontinuit 250 mm. Přítoky podzemní vody do díla se očekávají do 1,5 l/s. V úseku byly v rámci geotechnického průzkumu provedeny sondy HG709, PJ125, J126, J1199, J1200.

Tabulka 12 – Geologické podmínky v okolí výrubu

Poloha	Geotyp	Popis
Nadloží	Q3a, Q4, C3, C4	Mírně zvětralé a navětralé pískovce, prachovce, slepence a méně prachovce tř. R4, R3
Kalota	C2, C3, C4	Pískovce, prachovce a slepence mírně zvětralé a navětralé, ojedinělé, hlavně na začátku úseků i silně zvětralé třídy R5, R4 a R3
Jádro	C3, C4, (C2)	Pískovce a slepence mírně zvětralé a navětralé třídy R4 a R3, ojedinělé je možný výskyt prachovců třídy R5.
Podloží	C3, C4, (C2)	

Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 13. [36]

Tabulka 13 – Zatřídění 5. úseku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133
43	56	4	1,07	B1	I.-20%, II.-40%, III.-40%

2.2.2.6. Úsek 6: km 143,561 – 143,628

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 22,03 až TM 89,85. Jedná se o ražený úsek, který ve směru staničení zaklesává hlouběji do masivu mírně zvětralých a navětralých pískovců, slepenců a méně i prachovců lokálně porušených významnými diskontinuitami průběžnými na několik metrů. Ražba bude probíhat v mírně zvětralých a navětralých pískovcích, slepencích a méně písčitých prachovcích třídy R4 a R3, lokálně bude horninový masiv oslaben systémy diskontinuit a poruchových zón, které představují mechanické oslabení. Přítoky se očekávají drobné do 1 l/s. Celková mocnost nadloží se pohybuje v intervalu od 10 do 20 m, kvartérní písčité hlíny tvoří vrstvu o mocnosti do 1 m. Pod bází kvarterních pokryvů se nachází silně zvětralé až navětralé pískovce a slepence, lokálně oslabené (výnos z vrtu pouze kal s pískem). V úseku byly v rámci geotechnického průzkumu provedeny sondy J710, PJ711, HJ1109, HJ1110.

Tabulka 14 – Geologické podmínky v okolí výrubu

Poloha	Geotyp	Popis
Kalota	C4 (C2)	Pískovce a slepence třídy R3, řídké polohy třídy R5 (C2)
Jádro	C4 (C2)	Pískovce a slepence třídy R3, řídké polohy třídy R5 (C2)

Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 15. [36]

Tabulka 15 – Zatřídění 6. úseku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133
45	58	4	0,55	B2, B3	I.-20%, II.-50%, III.-30%

2.2.2.7. Úsek 7: km 143,628 – 143,652 (severní portál)

Tomuto úseku staničenému v trase dálnice odpovídá úsek tunelové trouby ve staničení TM 0,00 až TM 22,03. Jedná se o úsek severního portálu situovaný na okraj svažité louky a lesa. Stavební jáma hloubky až 12 m bude hloubena v prostředí hlinitých písků a štěrků, rozložených prachovců a dále různě zvětralých až navětralých pískovců a slepenců. Lze očekávat porušení horninového masivu diskontinuitami a případně i zlomy, podél kterých může potenciálně docházet k vypadávání menších bloků horniny do stavební jámy a menší lokální vývěry podzemní vody.

Hodnocení horninového masivu z hlediska tunelářských klasifikací podle výsledků podrobného geotechnického průzkumu uvádí tabulka 16. [36]

Tabulka 16 – Zatřídění 7. celku dle tunelářských klasifikací

RMR (Bieniawski, 1989)	QTS _{min} (Tesař)	Třída NRTM (Tesař)	Index Q (Barton, 1974)	ÖNORM B2203 (1994)	Třída těžitelnosti ČSN 73 6133
45	48	4	0,77	C1, B3	I.-40%, II.-30%, III.-30%

3. Praktická část

3.1. Rozdělení tunelu do kvazihomogenních celků

V doplňkovém GTP bylo staničení v ose dálnice rozděleno dle parametrů hornin do kvazihomogenních úseků. Způsob, jakým to bylo provedeno, však z hlediska výstavby tunelu představuje několik problémů. Kvazihomogenní úseky z průzkumu jsou vázány pouze na osu dálnice. Z toho plyne, že staničení těchto úseků neodpovídají staničením spár tunelových bloků a celky tedy začínají a končí uprostřed bloků betonáže. Kvazihomogenní celky jsou určující pro volbu technologické třídy výrubu daného bloku a kvůli výše zmíněnému problému pro některé bloky třída výrubu nelze určit zcela jednoznačně, protože blok spadá do dvou kvazihomogenních úseků. Dalším problémem je rozptyl parametrů u jednotlivých úseků, který je značný. Toto opět znemožňuje jednoznačně určit jednu třídu výrubu pro celý kvazihomogenní úsek.

Technologické třídy výrubu představují z hlediska ražby nejdůležitější část projektové dokumentace. Pomocí tříd výrubu jsou jednoznačně popsány způsoby zajištění výrubu a parametry ražby. Před zaříděním bloku do technologické třídy výrubu byly zohledněny smykové a pevnostní parametry horninového masivu v okolí výrubu, smykové a pevnostní parametry nadloží výrubu a výška nadloží. Pro hodnocení kvality horninového masivu byly použity geotypy z doplňkového GTP viz kapitola [2.2. Geologické poměry](#).

Z výše uvedených důvodů byla každá tunelová trouba znovu rozdělena do kvazihomogenních celků. Tentokrát se jedná o celky, které jsou staničeny v ose dané tunelové trouby a jejich koncová staničení odpovídají vždy spáře mezi dvěma bloky betonáže. Díky tomuto rozdělení je možné jednoznačně přiřadit technologickou třídu výrubu každému jednotlivému bloku betonáže. Kvazihomogenní celky byly vytvořeny s ohledem na vlastnosti horninového masivu, a to zejména na geotechnické parametry, které jsou rozhodující pro zajištění stability výrubu. Každý blok byl zařazen do jednoho ze tří celků (1 – nejhorší geologie, 3 – nejlepší geologie) a na základě toho mu byla přidělena technologická třída výrubu (TTV 5a – TTV 3). Rozdělení jednotlivých tunelových trub je znázorněno v podélných řezech v přílohách 2 – LTT a 3 – PTT.

3.2. Vhodnost použití nevyztuženého ostění v tunelu

Vhodnost použití ostění je vyhodnocena s ohledem na doporučení, která vycházejí částečně ze zahraničních předpisů a částečně vycházejí z empirie a zkušeností z již realizovaných tunelů obdobné koncepce.

Tunel Opevnění je zasazen do horninového masivu, který je tvořen především pískovci, prachovci a slepenci. Tyto horniny mají různou míru zvětrání a nabývají pevnostních charakteristik tříd R5 až R3. Ražené části tunelu jsou zasazeny do úseků, kde se nachází především horniny tř. R3. Hloubené úseky mají rozsah vždy dva bloky betonáže od každého portálu, pro tyto úseky však nevyztužené sekundární ostění není vhodné z několika důvodů. Hlavním důvodem jsou zatížení působící na ostění. Zatížení zásypem s největší pravděpodobností nebude dosahovat hodnot horninového tlaku, ale v průběhu výstavby musí být zásyp postupně zhuťován. Během tohoto procesu může být ostění zatíženo seizmickými účinky, které jsou pro ostění z prostého betonu velice nepříznivé. Dalším nepříznivým vlivem je teplotní zatížení. Obecně v blízkosti portálu jsou teplotní výkyvy větší než uprostřed tunelu, kde je teplota více ustálená. Mezní hodnota vzdálenosti těchto oblastí je dle zahraničních předpisů 200 m od portálu.

Dalším předpokladem je typ hydroizolace tunelu. Navržený deštníkový typ izolace je pro návrh ostění z prostého betonu vhodnější než izolace celoplošná. U navrženého typu je možné předpokládat, že sekundární ostění tunelu nebude zatíženo hydrostatickým tlakem, což u celoplošného systému izolace předpokládat nelze.

Velice důležitou roli z hlediska návrhu hraje také výška nadloží. Nevyztužené ostění je vhodné vsadit do úseků tunelu, které mají celkovou výšku nadloží alespoň cca 15 m. Zjednodušeně by měla být výška skalního nadloží o něco vyšší, než je výška dvou profilů tunelu nad sebou. Toto kritérium je v tunelu Opevnění splněno.

Dalším důležitým faktorem jsou dynamické účinky na daném území. Tunel Opevnění se bude nacházet na území Královéhradeckého kraje blízko Trutnova, což je místo, na kterém je úroveň seizmického zatížení charakterizována jako malá seizmicita (viz. kapitola [3.3.7.5. Poznámky k výpočtu](#)). Technická seizmicita v průběhu životnosti díla také není předpokládána. U tunelů např. na VRT je zpravidla zapotřebí uvažovat dynamické namáhání ostění i provozem v tunelu. Na tunelu Opevnění však díky velikosti příčného řezu a díky faktu, že se jedná o silniční tunel, je toto zatížení zanedbáno.

Posledním bodem posouzení, zda je použití nevyztuženého ostění v tunelu vhodné či nikoliv, je samotný statický výpočet, který musí prokázat, že ostění je schopné přenést všechna uvažovaná zatížení. Toto musí být prokázáno s vlivem horninového tlaku i bez něj, jelikož horninový tlak v různých obdobích životnosti tunelu může působit odlišně. Tímto se zabývají přílohy 7–19 a kapitoly statických výpočtů [3.3.](#) a [3.4.](#)

Mezi faktory, které mohou použití nevyztuženého ostění komplikovat, patří například poměrně malá délka tunelu. Tato skutečnost je nepříznivá zejména z hlediska teplotních zatížení, jelikož téměř celý tunel musí být posuzován jako příportálová oblast. To se promítne i do statického výpočtu sekundárního ostění, kde jsou uvažovány nejnejpříznivější účinky teplotních zatížení pro zimní i letní období.

3.3. Statický výpočet – primární ostění

3.3.1. Normy a předpisy

- ČSN EN 1990 – EC: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 – EC 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1992-1-1 – EC 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1997-1-1 – EC 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 206 + A2 – Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy (zrušená)

3.3.2. Literatura

- [18] Zásady pro používání stříkaného betonu (ITA/AITES) (03/2003)
- [19] Stříkaný beton v podzemním stavitelství (ITA/AITES) (2008)
- [22] Kielbassa, S., Duddeck, H.: Stress-Strain Fields at the Tunnelling Face – Three-dimensional Analysis for Two-dimensional Technical Approach (Rock Mechanics and Rock Engineering, 91)

3.3.3. Software

- Program GEO5-MKP, verze 2022.50 (4.0) (32 bit), FINE spol.s.r.o; výpočet 2D MKP modelu horninového masivu a primárního ostění
- Program FIN EC Beton, verze 2022.27 (64 bit), FINE spol. s r.o.; tvorba interakčního diagramu a posouzení primárního ostění ze SB

3.3.4. Parametry pro výpočet

Parametry pro model horninového prostředí byly převzaty z doplňkového geologického průzkumu (viz. kapitola [2.2. Geologické poměry](#)). Rozhodující geotypy pro statický výpočet jsou C3 a C4 (horniny R4 a R3), proto jsou v tabulce parametrů uvedeny pouze tyto dva geotypy. Narozdíl od tabulky parametrů v kapitole geologického průzkumu v následující tabulce 17 přibyl řádek s parametry horniny R3 – KOTVENÍ. Jedná se o horninu nosného horninového prstence v okolí výrubu, která má v důsledku osazených kotevních prvků zlepšené vlastnosti. Svorníky byly ve statickém výpočtu zohledněny pomocí zvýšení soudržnosti horniny $c = 100$ kPa a zvýšením pevnosti horniny v tahu $R_t = 15$ kPa. Ostatní parametry horniny zůstávají zachovány. Přestože se tunelové trouby povětšinou budou nacházet pod hladinou podzemní vody, ve statickém výpočtu je podzemní voda zanedbána. Tunel je navržen s deštníkovým typem izolace se dvěma podélnými drenážemi, které budou odvádět případné vodní přítoky. Primární ostění tedy není dimenzováno na hydrostatický tlak.

Tabulka 17 – Parametry hornin pro statický výpočet

Geotyp	Třída horniny	γ [kN/m]	ν [-]	E [MPa]	ϕ [°]	c [kPa]	R_t [kPa]
C4	R3	25	0,15	2000	38	80	10
-	R3 – KOTVENÍ	25	0,15	2000	38	100	15
C3	R4	25	0,2	400	34	60	10

3.3.5. Postup ražby

Postup ražby bude probíhat s horizontálním členěním na kalotu a opěří. Vertikální členění by přispívalo k větší stabilitě výrubu, ale vzhledem k předpokládaným geotechnickým podmínkám toto členění není nezbytně nutné. Nepředpokládá se, že by profil tunelu byl uzavřen spodní klenbou ze stříkaného betonu. Pro TTV3 je navržen následující postup pro ražbu:

- výrub kaloty
- zajištění kaloty primárním ostěním (ocelové příhradové rámy, síť KARI, stříkaný beton, svorníky)
- výrub opěří (s odstupem)
- zajištění opěří primárním ostěním (ocelové příhradové rámy, síť KARI, stříkaný beton, případně svorníky)

Ocelové rámy jsou na sebe napojovány pomocí čelní desky a sítě KARI jsou stykovány přesahem. Ve statickém výpočtu jsou však ocelové prvky primárního ostění zanedbány a vzhledem k časové prodlevě mezi provedením stříkaného betonu v kalotě a v opěří je na tomto rozhraní ve statickém schématu primárního ostění uvažován kloub.

3.3.6. Prvky zajištění výrubu

V TTV 3 jsou v rámci zajištění výrubu navrženy ocelové příhradové rámy. Jejich tloušťka závisí na tloušťce primárního ostění, v případě primárního ostění TTV 3 o tloušťce 150 mm je tloušťka výztužného rámu 90 mm. Rámy jsou tvořeny pěti dílci (dva pro opěří a tři pro kalotu). Vzdálenost ráků v podélném směru tunelu bude záviset na skutečně zastížených geotechnických podmínkách a na délce záběru. Základní délka záběru je 2 m, může se však upravit, a to v rozpětí od 1,7 – 2,2 m. Rámy pak budou osazeny v každém druhém záběru. Statický význam ocelových ráků je ve výpočtu primárního ostění zanedbán.

Na příhradové rámy jsou z vnější strany připevněny sítě KARI. V TTV 3 se jedná spíše o bezpečnostní opatření proti případným úlomkům horniny. Stupeň vyztužení primárního ostění jednou vrstvou sítí KARI 6/150 x 6/150 mm je zanedbatelně malý. Z tohoto důvodu je vliv sítí ve statickém výpočtu zanedbán.

Dalším prvkem zajištění výrubu jsou svorníky. Předepsané jsou dva typy, a to IBO a SN svorníky. Pro předpokládané geotechnické podmínky jsou určeny svorníky SN, které se provádějí ve dvou krocích (vrtání a následné vložení svorníku a injektáž). V případě lokálně zhoršených podmínek, kdy se vrty mohou např. bortit a posléze do nich není možné vložit svorník, budou použity svorníky IBO, které jsou prováděny v jednom kroku. Svorníky jsou v modelu zohledněny zlepšením parametrů horniny (soudržnost a pevnost v tahu). Výpočet soudržnosti se skládá z původní soudržnosti c , ke které se přičítá přírůstek soudržnosti c_s .

$$c_s = \frac{N_s}{A_s} * \frac{1 + \sin\varphi}{2 + \cos\varphi} * \frac{1}{\gamma_s}$$

N_s – únosnost svorníku v tahu [kN]

A_s – plocha, která připadá na 1 svorník [m²]

φ – úhel vnitřního tření horniny [°]

γ_s – součinitel spolehlivosti kotvení [-]

Po dosazení hodnot:

$$N_s = 150 \text{ [kN]}$$

$$A_s = 2 \cdot 1,55 = 3,1 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\varphi = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$\gamma_s = 1,2 \text{ [-]}$$

vyjde finální hodnota přírůstku soudržnosti $c_s = 23,367 \text{ kPa}$. Po sečtení původní hodnoty $c = 80 \text{ kPa}$ s přírůstkem dostáváme finální hodnotu $c_v = 103,367 \text{ kPa} \cong 100 \text{ kPa}$. Výpočet zlepšení soudržnosti horniny viz příloha 4 – Charakteristiky hornin.

Poslední prvek primárního ostění je samotný stříkaný beton. Navržen je SB pevnosti 25 MPa což pevností odpovídá monolitickému betonu C20/25 (průměrná hodnota krychelné pevnosti v tlaku je 25 MPa). Statický návrh rozlišuje namáhání betonu ve třech časech: mladý beton – 24 h, mladý beton – 3 d, starý beton – 28 d. Vlastnosti betonu se různí v závislosti na jeho stáří (Poissonova konstanta zůstává ve všech časech 0,2). Charakteristiky betonu pro konkrétní časy jsou uvedeny v tabulce 18 a v příloze 5 – Charakteristiky betonu.

Tabulka 18 – Charakteristiky stříkaného betonu

Stáří 24 h – mladý beton	E_{cm}	[MPa]	5000
	f_{ck}	[MPa]	5,0
	f_{ctm}	[MPa]	0,5
Stáří 3 d – mladý beton	E_{cm}	[MPa]	5000
	f_{ck}	[MPa]	10,7
	f_{ctm}	[MPa]	1,0
Stáří 28 d – starý beton	E_{cm}	[MPa]	18000
	f_{ck}	[MPa]	20
	f_{ctm}	[MPa]	2,2
Součinitele	γ_c	[-]	1,5
	$\alpha_{cc,pl}$	[-]	0,8

3.3.7. Výpočet MKP

3.3.7.1. Geometrie sítě konečných prvků

Pro řešenou úlohu byl vygenerován model v programu GEO5 MKP. Model zohledňuje rozhraní hornin R3/R4 a je v něm modelována jedna tunelová trouba v místě maximální výšky nadloží 40 m. Síť konečných prvků zohledňuje tvar výrubu, oblast kolem výrubu vyztuženou svorníky a rozhraní geologických vrstev (profil je orientován vždy ve směru ražby, tj. proti směru staničení osy dálnice). Primární ostění je zavedeno do modelu pomocí prutových prvků na hranici výrubu, kterým jsou přiřazeny parametry

betonu příslušného stáří. V jednotlivých výpočetních fázích jsou řešeny fáze pracovního postupu při ražbě a zajišťování tunelů.

Dvojici tunelových trub je možné modelovat symetricky, pokud obě trouby spadají do stejné TTV (v tomto případě je modelována LTT). V tomto ohledu bylo přistoupeno ke zjednodušení a předpokladem je, že obě trouby spadají do stejné TTV. Podmínky symetrie jsou zavedeny na levém okraji modelu, což je zároveň osa symetrie úlohy. Tento model odpovídá souběžné ražbě obou tunelů, ale jeho výsledky lze využít i pro ražbu nesouběžnou. Velikost modelu odpovídá zásadě, že ohraničení leží mimo dosah oblast ovlivněného horninového masivu, tudíž okrajové podmínky neovlivňují výsledky výpočtu (s výjimkou osy symetrie).

Síť konečných prvků je dostatečně podrobná v blízkosti výrubu tunelu. Délka hran prvků se zde blíží 0,6 m. S rostoucí vzdáleností od výrubu se délky hran sítě prodlužují až na zhruba 12 m. Toto zahuštění umožňuje získání dostatečně přesných výsledků v oblasti výrubu a zároveň je časová náročnost výpočtu přijatelná. Síť je vygenerována pomocí plošných trojúhelníkových konečných prvků. Model ostění je zaveden pomocí prutových prvků. Pro zjištění intenzity zatížení na prutové prvky byly použity kontaktní prvky.

Model je umístěn v souřadné soustavě X, Z. Pro určení souřadnic bodů modelu směřuje kladná vodorovná osa X směrem zleva doprava a kladná svislá osa Z zdola nahoru. Počátek souřadného systému leží na povrchu terénu v ose tunelové trouby. Pro popis deformací ostění slouží kladný směr osy X směrem zleva doprava a kladný směr osy Z shora dolů.

3.3.7.2. Okrajové podmínky

Okrajové podmínky jsou stanoveny na krajích modelu. Na levém okraji, kde se nachází osa symetrie úlohy je zamezeno posunu ve směru osy X, připouští se pouze posun ve směru osy Z. Stejná okrajová podmínka je na pravém okraji modelu. Na dolním okraji je zamezeno posunům v obou směrech X i Z. Na horním okraji (povrchu terénu) žádné okrajové podmínky předepsány nejsou.

3.3.7.3. Rozhraní

Model horninového prostředí je sestaven ze tří typů materiálu. Materiály odpovídají vlastnostem zemin R3, R3 – KOTVENÍ a R4 viz. tabulka 3 v kapitole [3.3.4. Parametry pro výpočet](#). Rozhraní mezi horninami R4 a R3 se nachází v hloubce -34 m a je

modelováno jako vodorovný předěl mezi vrstvami. Horninové prostředí v rámci jedné vrstvy je považováno za homogenní, izotropní a pružnoplastické. Pro výpočet je použit materiálový model podle Mohr-Coulomba. Je omezeno působení horniny v tahu (viz. pevnost v tahu v tabulce 3). Materiál R3 – KOTVENÍ je použit v pozdějších fázích výpočtu, kdy je pomocí něj modelováno zpevnění horniny zavedením svorníků o únosnosti 150 kN a délce 3 m.

Skupinám prutových prvků modelu, které interpretují primární ostění, jsou v průběhu výpočtu přiřazovány materiálové vlastnosti, které odpovídají parametrům stříkaného betonu příslušného stáří. Stříkaný beton je uvažován jako pružný a reologický. V závislosti na stáří primárního ostění jsou upravovány parametry modulu pružnosti a pevnosti betonu v čase.

3.3.7.4. Fáze výpočtu

Fáze výpočtu simulují postup ražby, který je uveden v předchozí kapitole. Postup fází výpočtu je následující:

Fáze 1: určení geostatické napjatosti;

Fáze 2: uvolnění kaloty výrubu (zadáno v modelu pomocí exkavace), čelba je v rovině výpočtu;

Fáze 3: uvolnění kaloty výrubu, čelba je za rovinou výpočtu, podepření výrubu primárním ostěním z mladého stříkaného betonu;

Fáze 4: uvolnění opěří výrubu, čelba opěří je v rovině výpočtu, vlastnosti betonu primárního ostění změněny na starý beton;

Fáze 5: uvolnění opěří výrubu, čelba je opěří je za rovinou výpočtu, podepření opěří primárním ostěním z mladého betonu;

Fáze 6: vlastnosti betonu opěří změněny na starý beton;

Fáze 7: přidání kontaktních prvků na rozhraní primárního ostění a horninového masivu

3.3.7.5. Poznámky k výpočtu

Výpočet je proveden pomocí klasické rovinné napjatosti. Boční tlak v primární napjatosti je počítán pomocí součinitele bočního tlaku v klidu $K_0 = 0,5$. V dalších fázích výpočtu se chování materiálů už řídí Poissonovou konstantou dle vzorce:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

V modelu je pro fáze uvolnění použita metoda tzv. opěrných napětí. Materiál odstraněný z oblasti výrubu je nahrazen reakcí, redukovanou dle stupně relaxace $[\lambda]$ na hodnotu $(1 - \lambda) \cdot \sigma$. Relaxačními silami je zatížen nevystrojený výrub. Zbývající podíl napjatosti přebírá následně primární ostění. V programu je stupeň relaxace zadáván pod záložkou exkavace.

Referenční špičkové zrychlení v lokalitě Trutnov pro podloží typu A je $a_{gR} = 0,08 \cdot g$. Součinitel významu stavby je dle III. třídy $\gamma_I = 1,2$. Návrhové zrychlení tedy lze vypočítat jako:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,08 \cdot 9,81 \cdot 1,2 = 0,94 \text{ m/s}^2$$

Návrhové zrychlení leží v intervalu $\langle 0,05 \cdot g; 0,10 \cdot g \rangle$, jedná se o případ malé seismicity. Vzhledem k předpokladu použití trhacích prací pro ražbu tunelu nejsou přírodní seismické vlivy při statickém výpočtu zohledňovány. Výpočet referenčního špičkového zrychlení viz příloha 6 – Seismické zatížení.

3.3.8. Posouzení primárního ostění

Pro všechny zatěžovací stavy bylo provedeno posouzení v programu FIN EC Beton. Výztužné sítě jsou z důvodu nízkého stupně vyztužení v TTV 3 ve statickém výpočtu zanedbány. K posouzení průřezů byly v programu vygenerovány interakční diagramy prostého betonu příslušného stáří a vlastností. Byly vyneseny kombinace vnitřních sil M, N, V v rozhodujících průřezech. Posouzeny byly fáze s rozdílným stářím betonu SB 25. Hodnoty pevností betonu jsou uvažovány dle tabulky 4.

Pro prostý beton je do návrhové hodnoty pevnosti zohledněn součinitel $\alpha_{cc,pl} = 0,8$ pro prostý beton. Dílčí součinitel pro pevnost betonu v tlaku je uvažován $\gamma_c = 1,5$. Posouzen je průřez z prostého betonu SB 25 o rozměrech $h = 150 \text{ mm}$ a $b = 1000 \text{ mm}$.

3.3.9. Vyhodnocení výpočtu

Výsledky výpočtu jsou uvedeny v příloze 7 – Statický výpočet – MKP. Výsledky postihují zatěžovací stavy výrubu, které simulují postup ražby tunelové trouby a postup výstavby primárního ostění. Výsledky jsou zobrazeny ve formě napjatosti horninového masivu a ostění, změny jejich přetvoření a v masivu vzniklé plastické zóny (plastické zóny jsou doloženy pouze u poslední fáze).

Pro průběh ražby byly vypočteny maximální deformace primárního ostění v poslední fázi výpočtu. Hodnota maximální deformace ve vrcholu kaloty je 15,8 mm. Deformace v počvě tunelu je -7,5 mm.

Pro všechny rozhodující zatěžovací stavy bylo provedeno posouzení železobetonových průřezů, resp. průřezů z prostého betonu. Ocelová výztuž byla z důvodu zanedbatelného stupně vyztužení ve statickém výpočtu zanedbána. Toho bylo docíleno zanedbáním meze kluzu oceli. Pro vypočtené kombinace M, N, V ze statického výpočtu MKP (viz příloha 7) bylo provedeno posouzení pro všechny průřezy dle ČSN EN 1992-1-1. K posouzení bylo využito interakčních diagramů M, N sestrojených v programu FIN EC Beton. Posuzované průřezy měly rozměry $h = 150 \text{ mm}$ a $b = 1000 \text{ mm}$. Všechny průřezy splňují podmínku zatížitelnosti. Posouzení je podrobněji rozepsáno v příloze 8 – Statický výpočet – posouzení primárního ostění.

Zásadním výstupem z hlediska následujícího výpočtu sekundárního ostění je vykreslení kontaktních napětí. To slouží jako jeden z podkladů pro zatěžovací stav sekundárního ostění a to konkrétně ZS5 – zatížení sekundárního ostění horninovým tlakem.

3.4. Statický výpočet – sekundární ostění

3.4.1. Normy a předpisy

- ČSN EN 1990 – EC: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 – EC1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1992-1-1 – EC2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1997-1 – EC7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1998-1 – EC8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla + změna Z4
- ČSN EN 1998-2 – EC8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2: Mosty
- ČSN EN 1998-5 – EC8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 5: Základy, opěrné a zárubní zdi a geotechnická hlediska
- ČSN EN 206 + A2 – Beton- Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy (zrušená)

3.4.2. Literatura

- [20] Barták, J., Hořejší, J., Zapletal, A.: Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC (Praha, 2010)
- [30] Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen - Spannbeton - Stahlträger in Verbund mit Beton Band 1: Theorie (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1959)

3.4.3. Software

- Program SCIA Engineer, verze 20.0; výpočet vnitřních sil, napětí a přetvoření
- program FIN EC Beton, verze 2022.27 (64 bit), FINE spol. s r.o.; posudek betonových průřezů pomocí interakčních diagramů

3.4.4. Parametry pro statický výpočet

Ostění sekundárního ostění je z velké většiny vloženo do masivu tvořeného horninami třídy R3. Parametry horninového masivu jsou uvedeny v tabulce 17 – Parametry hornin pro statický výpočet v kapitole [3.3.4 Parametry pro výpočet](#).

Sekundární ostění je navrženo z nevyztuženého betonu C25/30 a základové patky (pásy) jsou navrženy z vyztuženého betonu stejné pevnostní třídy. Charakteristiky betonu jsou uvedeny v tabulce 19 – Charakteristiky betonu C25/30. Návrhové tlakové a tahové pevnosti jsou uvedeny dále v tabulce 20, ve které jsou také uvedeny součinitele pro prostý beton $\alpha_{cc,pl}$ a $\alpha_{ct,pl}$. Všechny charakteristiky betonů jsou uvedeny v příloze 5 – Charakteristiky betonu.

Tabulka 19 – Charakteristiky betonu C25/30

Pevnost v tlaku	f_{ck}	[MPa]	25
	f_{cm}	[MPa]	33
Pevnost v tahu	f_{ctm}	[MPa]	2,6
	$f_{ctk 0,05}$	[MPa]	1,8
	$f_{ctk 0,95}$	[MPa]	3,3
Modul pružnosti	E_{cm}	[GPa]	31
Mezní přetvoření	$\epsilon_{cu} * 10^{-4}$	[‰]	-3,5
	$\epsilon_{cu} * 10^{-4}$	[‰]	-3,5

Tabulka 20 – Návrhové tlakové a tahové pevnosti betonu C25/30

Návrhová pevnost v tlaku	f_{cd}	[MPa]	13,3
$f_{cd} = \alpha_{cc,pl} * f_{ck} / \gamma_c$	f_{ck}	[MPa]	25
	$\alpha_{cc,pl}$	[-]	0,8
	γ_c	[-]	1,5
Návrhová pevnost v tahu	f_{ctd}	[MPa]	1,0
$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} * f_{ctk 0,05} / \gamma_c$	$f_{ctk 0,05}$	[MPa]	1,8
	$\alpha_{ct,pl}$	[-]	0,8
	γ_c	[-]	1,5

Tvar ostění je zobrazen v příčném řezu v příloze 1 – Vzorový příčný řez. Jedná se o neuzavřený profil. Horní klenba je uložena na základových patkách (pasech). Šířka tunelového ostění je zhruba 10,5 m, výška je zhruba 8,5 m. Horní klenba dosahuje v klenbě (nejužším místě) tloušťky 300 mm a směrem k patkám se její tloušťka zvětšuje až na 579 mm (v nejširším místě). Šířka základové patky je 1500 mm a její tloušťka (výška) je 550 mm. Délka spáry mezi patkou a ostěním je 317 mm. Tato spára je řešena prostým uložením klenby na základové patky bez procházející výztuže.

3.4.5. Model ostění a statické schéma

Model ostění tvoří rovinná prutová soustava. Ostění je počítáno na 1 bm délky s nelineárním materiálovým modelem. Konstrukce ostění je rozdělena na lineární prvky (pruty), přičemž střednice nahrazující tvar konstrukce je vedena vždy těžišti průřezů jednotlivých prutů. Střednici klenby tvoří jedna kružnice, jejíž poloměr je $R = 5,5$ m. Prvky klenby jsou modelovány z betonu C25/30. Klenba je ve výpočtu vyšetřována společně s působením základových patek (pásů).

Globální souřadný systém X, Z je orientován následovně: kladná orientace vodorovné osy X směřuje zleva doprava, kladná orientace svislé osy Z směřuje zdola nahoru. Lokální osy prutů jsou orientovány tak, aby kladný směr osy Z všech prutů směřoval ke středu kružnice, která tvoří střednici ostění.

Hodnota modulu přetvárnosti okolního masivu třídy R3 je dle tabulky 2 v kapitole [2.2 Geologické poměry](#) $E = 2000$ MPa. Okolní horninový masiv je interpretován pružinovým systémem podpor. Jsou modelovány pomocí kontinuálních pružin po celé délce jednotlivých prutů ostění. Pružinové podpory simulují pasivní odpor horniny, který se aktivuje pouze v případě zatlačování konstrukce ostění směrem do horniny. Působení

pružin v tahu je vyloučeno. Součinitel pasivního odporu je vypočítán dle následujícího vzorce:

$$k = \frac{E_{def}}{R * (1 + \nu)} = \frac{2000}{6 * (1 + 0,15)} = 289,86 \text{ MN/m}^3 \cong 300 \text{ MN/m}^3$$

E_{def} – Modul přetvárnosti horninového masivu

R – Náhradní poloměr výrubu

ν – Poissonova konstanta pro horniny tř. R3

Pod základovou patkou je pro danou geologii uvažována tuhost pružin $k = 600 \text{ MN/m}^3$. Jak již bylo v práci dříve uvedeno, pro návrh nevyztuženého sekundárního ostění není dostačující lineární materiálový model. K návrhu byl použit bilineární materiálový model (viz. příloha 11 – Materiálový model betonu C25/30), který lépe charakterizuje skutečné chování betonu a zohledňuje vznik trhlin. Po vzniku trhliny se uvažuje se sníženou tuhostí daného průřezu, která odpovídá podmínkám napět'ovým i deformačním. Výpočet je zpracován ve dvou základních krocích:

1. Přípravný výpočet s lineárním materiálovým modelem ostění pro všechny definované kombinace. Tímto výpočtem je možné získat představu o základním chování konstrukce pod různými účinky zatížení. Na základě tohoto výpočtu byly vybrány kritické kombinace, ve kterých v jednotlivých průřezích bylo maximální tahové napětí překračující návrhovou tahovou pevnost betonu C25/30. SV je uveden v příloze 12 – Statický výpočet SO – lineární výpočet. Výstupem lineárního SV je přehled vnitřních sil ve zvolených průřezích. V těchto průřezích je dále vypočítáno napětí v krajních vláknech a na základě toho jsou zvoleny rozhodující kombinace pro druhou fázi výpočtu. Přehled vnitřních sil a výpočet napětí je předmětem přílohy 13 – Přehled vnitřních sil – lineární výpočet.
2. Finální výpočet s nelineárním materiálovým modelem, který je proveden pouze pro 4 rozhodující kombinace zatížení. Pro každou nelineární kombinaci je vytvořen samostatný statický model, na kterém je zkoumáno namáhání klenby, kloub mezi klenbou a patkou a základové poměry. Statický výpočet s nelineárním materiálovým modelem je uveden v příloze 14 – Statický výpočet SO – nelineární výpočet. Výsledkem každé nelineární kombinace je opět přehled sil v průřezích, který je uveden na konci příslušného statického výpočtu v příloze 14.

3.4.6. Okrajové podmínky působení základové patky

Jedním ze základních prvků tunelů s neuzavřeným profilem jsou základové patky. Pro návrh je tedy zásadní určit jejich správné statické působení na celou konstrukci. Mezi základní předpoklady správného návrhu je zejména stanovení odporu proti vodorovnému posunutí patky v základové spáře. Je třeba určit rozsah hodnot vodorovné reakce v základové spáře, která má zásadní vliv na chování a dimenze celé konstrukce.

V nelineárním výpočtu jsou uvažovány dvě varianty působení patky. První možnost připouští posunutí patky v úrovni základové spáry, přičemž se aktivuje tření v základové spáře. Možnost zanedbává odpor čela patky. Adheze patky v základové spáře je stanovena pomocí stupně bezpečnosti ($s_{\min} = 1,5$). Vodorovná reakce musí tedy splňovat následující nerovnici:

$$1,5 * R_x \leq R_z * tg(\varphi)$$

R_x – vodorovná reakce v základové spáře

R_z – svislá reakce

$tg(\varphi)$ – úhel vnitřního tření horniny

Síla v základové spáře je do každého modelu zavedena jako vnější zatížení.

Druhá možnost uvažuje zamezení posunu patky ve vodorovném směru. Patka tak ve statickém schématu působí jako pevný kloub a vodorovná reakce v základové spáře R_x odpovídá reakci v posuvném kloubu. Výpočet a přehled sil z lineárního výpočtu uvádí příloha 17 – Podpory – lineární výpočet. Poměry v základové spáře jsou pak uvedeny v příloze 18 – Podpory – nelineární výpočet.

Vedle posunutí v základové spáře druhou okrajovou podmínku základové patky určuje spára mezi patkou a ostěním. V této spáře není žádná průběžná výztuž, tudíž musí splňovat podmínku maximálního přenášeného momentu. Tento moment je definován přenášenou normálovou silou její excentricitou:

$$e = 0,45 * h$$

Tato mezní hodnota je do modelů nelineárních ostění zavedena pomocí dvojice momentů v kloubu.

3.4.7. Zatížení, zatěžovací stavy a kombinace

Ve výpočtu se uvažují následující zatěžovací stavy (ZS):

1. Vlastní tíha
2. Smršťování betonu s vlivem dotvarování
3. Teplotní zatížení – zima
4. Teplotní zatížení – léto
5. Horninový tlak

3.4.7.1. Vlastní tíha

Jedná se o stálé zatížení, vygenerované v programu SCIA Engineer na základě zadané geometrie ostění. Objemová tíha nevyztuženého betonu je uvažována $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

3.4.7.2. Smršťování betonu a vliv dotvarování

Jedná se o stálé zatížení. Účinky smršťování jsou vypočteny dle ČSN EN 1992-1-1 (čl. 3.1.4). Vliv dotvarování je do výpočtu zaveden vzorcem dle Sattlera [30]. Celková hodnota poměrného smrštění je součet hodnot autogenního smršťování a smršťování od vysychání.

Pro předpokládané hodnoty relativní vlhkosti $RH = 80\%$ a dobu životnosti díla 100 let je na konci životnosti poměrné délkové přetvoření ε_{cs} (pro beton C25/30) vypočítána v příloze 9 – Zatěžovací stavy.

Vliv dotvarování na smršťování je zohledněn redukcí hodnoty ε_{cs} součinitelem f podle Sattlera [30] vypočítaného dle vzorce:

$$f = \frac{1}{\varphi} * (1 - e^{-\varphi}) = 0,379$$

φ – součinitel dotvarování (pro $t_0 = 3$ dny $\varphi = 2,4$)

Výsledná hodnota je pak vypočítána dle vzorce:

$$\varepsilon_{csk} = f * \varepsilon_{cs} = 0,379 * (-23,4 \times 10^{-5}) = -8,98 \times 10^{-5}$$

Účinky smršťování s vlivem dotvarování jsou do statického modelu vneseny pomocí rovnoměrného teplotního zatížení, které je po výšce průřezu konstantní.

$$\varepsilon_{csk} = \alpha * \Delta t$$

α – součinitel délkové teplotní roztažnosti betonu $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$

Δt – konstantní změna teploty

$$\Delta t = \frac{\varepsilon_{csk}}{\alpha} = \frac{-8,98 \cdot 10^{-5}}{1,2 \cdot 10^{-5}} \cong -8,0 \text{ K}$$

Účinek je tedy modelován jako konstantní ochlazení konstrukce o 8,0 K.

3.4.7.3. Teplotní zatížení – zima/léto

Jedná se o proměnná zatížení. Zatížení tunelových ostění teplotními změnami je definováno v dokumentu “Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC” [20]. Ve statickém výpočtu jsou uvažovány nejnepříznivější teplotní zatížení v letním i zimním období. Zatížení jsou vybrána z tabulek úseků 0 – 200 m od portálu a 200 – 1000 m od portálu. Teplotní zatížení pro zimní a letní období jsou uvedena v tabulce 21 a v příloze 9 – Zatěžovací stavy. Teplotní změna Δt , kterou je ostění zatíženo, je rozdíl mezi teplotou v příslušných vláknech průřezu a teplotou zřízení sekundárního ostění, která je uvažována konstantní $t_p = 10 \text{ °C}$ po celé výšce průřezu.

Tabulka 21 – Teplotní zatížení ostění pro zimní a letní období

Poloha v tunelu	Poloha v ostění	Zima t_z	Léto t_L
		[°C]	[°C]
Ražený úsek 0–200 m a 200–1000 m od portálu	Vnější líc (hora)	-5	10
	Střednice	-10	15
	Vnitřní líc	-15	20

3.4.7.4. Horninový tlak

Jedná se o stálé zatížení, které má radiální charakter. Modelovány jsou dva stavy sekundárního ostění. V prvním případě je horninový tlak zcela zanedbán, z důvodu přenášení horninového tlaku primárním ostěním. V druhém případě je konzervativně uvažována plná degradace primárního ostění a účinky zatížení horninovým tlakem tedy plně přebírá sekundární ostění.

Intenzita horninového tlaku byla stanovena s ohledem na statický výpočet primárního ostění (viz. příloha 7), resp. s přihlédnutím na hodnoty kontaktního napětí mezi horninovým masivem a primárním ostěním. Dále bylo přihlédnuto ke dvěma kontrolním výpočtům horninového tlaku na ostění, které jsou předmětem přílohy 10 – Kontrolní výpočty horninového tlaku. Tlak na ostění je určen pro horniny typu R3. Zatížení $q_1 = 100 \text{ kN/m}^2$, kterým je zatížena oblast kaloty, zhruba odpovídá náhradní výšce horninového masivu $h = 0,4 \cdot D$ při objemové tíze masivu $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (D je šířka

tunelového profilu cca 10,5 m). Pro oblast opěří platí zatížení $q_2 = 80 \text{ kN/m}^2$. Z důvodu vysoké nejistoty účinků horninového tlaku je tomuto zatěžovacímu stavu přiřazen součinitel zatížení 1,5, přestože se jedná o stálé zatížení.

3.4.7.5. Kombinace zatěžovacích stavů

Vzhledem k nelinearitě úlohy není možné využít principu superpozice. Je tedy třeba každou kombinaci zatěžovacích stavů definovat samostatně. Z pěti zatěžovacích stavů bylo vytvořeno 12 kombinací, které jsou uvedeny v příloze 9 – Zatěžovací stavy SO. V příloze jsou dále uvedeny součinitele zatížení pro stanovení návrhových hodnot zatížení při výpočtech dle mezního stavu únosnosti.

Sestavené kombinace rozlišují stavy bez horninového tlaku (kombinace C1 – C124) a s horninovým tlakem (kombinace C15 – C1245). Dále rozlišují působení teplotních zatížení v zimním a letním období. Označení kombinací se skládá vždy z použitých zatěžovacích stavů. Základní návrhové kombinace pro výpočet MSÚ jsou stanoveny dle rovnice 6.10a z ČSN EN 1990.

3.4.8. Výpočet vnitřních sil, šířky trhlin a deformací

Výpočet vnitřních sil se dělí na dvě části. První část zahrnuje výpočet vnitřních sil na modelu ostění s lineárním materiálovým modulem. V této části je modelováno podepření klenby a patek pouze pomocí pružin interpretujících horninový masiv. Klenba a patka jsou spojeny vetknutím. Tento výpočet slouží pouze k určení rozhodujících kombinací zatížení, které budou dále zpracovány ve výpočtu s nelineárním materiálovým modelem. Statický výpočet se nachází v příloze 12 – Statický výpočet SO – lineární ostění. Výsledky jsou uvedeny v příloze 13 – Přehled vnitřních sil – lineární výpočet.

Pro vybrané kombinace je zpracována analýza s využitím nelineárního materiálového modelu. Použitý materiálový model je předmětem přílohy 11 – Materiálový model betonu C25/30. Přestože má diagram tři lineární části, ve výpočtu jsou využity pouze dvě. Pracovní diagram je lineární na intervalu přetvoření $0 - -4,3 \times 10^{-4}$. Na tomto intervalu se napětí pohybuje od 0 MPa do -13,333 MPa, což je návrhová pevnost v tlaku betonu C25/30. Následuje konstantní průběh napětí až od limitního přetvoření betonu v tlaku $-35,0 \times 10^{-4}$. Konstantní větev v tažené části diagramu je zadána pouze z výpočetních důvodů. Přetvoření betonu je ve výpočtech omezeno na interval $0 - -35,0 \times 10^{-4}$. Nelineární statický výpočet všech kombinací je zpracován v příloze 14 – Statický výpočet SO – nelineární ostění.

Pro kombinace zpracované nelineární analýzou byly následně stanoveny šířky trhlin. Tento výpočet je založený na vnitřních silách z nelineárního výpočtu. Modul pružnosti betonu v klenbě je uvažován $E_{cm} = 31,0$ GPa. Výpočtem trhlin se zabývá příloha 16 – Výpočet šířky trhlin v SO.

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP) byla vybrána kombinace z lineárního výpočtu s největšími deformacemi (C1235). Výpočet deformací je uveden v příloze 19 – Statický výpočet SO – MSP.

3.4.9. Posouzení sekundárního ostění

3.4.9.1. Posouzení průřezů klenby – MSÚ

Průřezy ostění jsou posouzeny pro čtyři následující kombinace zatížení v rámci MSÚ: C123, C14, C124, C145. Ostění je posouzeno v rámci MSÚ pomocí interakčních diagramů nevyztuženého betonového průřezu, které jsou sestrojeny v programu FIN EC Beton. Průřezy jsou posouzeny na mimostředný tlak pro všechny kombinace nelineárního výpočtu. Posudek nevyztuženého betonu je z hlediska napětí ve všech průřezích vyhovující a je doložen v příloze 15 – Statický výpočet – posouzení sekundárního ostění.

3.4.9.2. Posouzení šířky trhlin

V rámci MSÚ jsou vyhodnoceny přetvoření jednotlivých posuzovaných průřezů a šířky vzniklých trhlin. Přetvoření průřezu je vypočítáno za předpokladu postupného vývoje napjatosti po vzniku trhliny podle pracovního diagramu a předpokladu zachování rovinného průřezu při zatěžování.

3.4.9.3. Posouzení poměrů v základové spáře

Při splnění podmínky pro velikost vodorovné reakce R_x ve tvaru:

$$1,5 * R_x \leq R_z * tg(\varphi)$$

je pro svislou sílu R_z vypočítána excentricita e dle vzorce:

$$e = \frac{M}{R_z}$$

Pro tuto excentricitu musí platit podmínka pro plošné základy:

$$e \leq \frac{b}{3}$$

Návrhové kontaktní napětí v základové spáře se poté vypočte dle následujícího vzorce:

$$\sigma_d = \frac{R_z}{(b - 2e) * L} \leq R_d$$

R_d je určeno pro horninový masiv pevnostního zatřídění R3. Návrhová únosnost základové spáry $R_d = 2,5$ MPa dle ČSN EN 1997-1. Úhel vnitřního tření v základové spáře je uvažován $\varphi = 30^\circ$. Podmínka excentricity svislé reakce i podmínka únosnosti základové spáry pro všechny posuzované kombinace vyhovují. Posudek základové spáry uvádí příloha 18 – Podpory – nelineární výpočet.

3.4.9.4. Posouzení deformací – MSP

Vypočtené hodnoty deformací pro návrhové i charakteristické hodnoty jsou uvedeny v příloze 19 – Statický výpočet SO – MSP a jsou stanoveny pro kombinaci C1235 s extrémními deformacemi z lineárního výpočtu. Všechny deformace ve vrcholu klenby jsou vypočteny pomocí nelineárního materiálového modelu a vycházejí do 10 mm pro kombinaci MSP. Pro kombinaci MSÚ vycházejí největší deformace ve vrcholu klenby cca 16 mm.

3.4.10. Vyhodnocení výpočtu

Výsledky výpočtu jsou uvedeny v příloze 14 – Statický výpočet SO – nelineární výpočet. Výsledky jsou zobrazeny na modelu ostění ve formě vnitřních sil (normálové síly N a momentu M). Průřezy jsou dále posouzeny pomocí interakčních diagramů v příloze 15 – Statický výpočet – posouzení sekundárního ostění. Finální výsledky týkající se základových pásů jsou v příloze 18 – Podpory – nelineární výpočet. Zde jsou posouzeny všechny rozhodující kombinace zatížení dle uvedených podmínek v základové spáře. Nejneprůzračnější kombinace z hlediska namáhání ostění je kombinace C123, kde působí pouze vliv vlastní tíhy, dotvarování a smršťování betonu a teplotní zatížení v zimním období. V této kombinaci nastává nejhorší stav z hlediska namáhání vrcholu klenby, který nicméně vyhovuje z hlediska napětí i z hlediska šířky trhliny. Tímto výpočtem je vyřešen mezní stav únosnosti, který ve všech posuzovaných průřezích vyhovuje.

Mezní stav použitelnosti je posouzen z hlediska deformací a trhlin. Deformace byly zkoumány na modelu ostění s nelineárním materiálovým modelem pro kombinaci C1235, která byla vyhodnocena v lineárním výpočtu jako kombinace s největšími deformacemi. Charakteristickou kombinací C1235 byl zatížen model ostění, který vykázal maximální deformaci ve vrcholu klenby 8,1 mm. Výsledky výpočtu MSP jsou v příloze 19 – Statický výpočet SO – MSP. Výpočtem šířky trhlin se zabývá příloha 16 – Výpočet šířky trhlin

v SO. Jako mezní šířka trhliny byla uvažována hodnota 1,0 mm, což všechny průřezy splňují.

Závěr

Tato diplomová práce se zabývá alternativním řešením nevyztuženého sekundárního ostění tunelu Opevnění na dálnici D11.

V teoretické části práce jsou prezentovány výhody nevyztuženého ostění oproti vyztuženému ostění a oblasti jeho vhodného využití. Získání přehledu o výhodnosti a oblasti použití prostého betonu je jeden z důležitých přínosů práce. V dnešní době, kdy ceny stavebních materiálů rostou a kdy je zvyšován tlak na ekonomickou a ekologickou stránku projektů je nezbytné hledat nová řešení. Existuje řada způsobů a alternativních materiálů, které jsou použitelné pro výstavbu tunelů. Bohužel je většina z nich v současné době využívána jen zřídka nebo vůbec. Při správném uplatnění tyto alternativní možnosti mohou v budoucnu šetřit finanční a nerostné zdroje a stavby díky nim mohou být daleko šetrnější k životnímu prostředí při zachování obdobné funkčnosti a životnosti. V rámci teoretické části jsou také uvedeny některé tunelové stavby, ve kterých bylo uplatněno nevyztužené sekundární ostění. Objevují se zde příklady jak z Česka, tak ze zahraničí.

V rámci druhé kapitoly je zpracován úvod do projektu Opevnění, který slouží pro utvoření představy o koncepci návrhu tunelu. Důležitou součástí této kapitoly je zpracovaný doplňkový geotechnický průzkum, na základě kterého byly stanoveny hodnoty parametrů pro pozdější výpočty. Tunel byl na základě tohoto průzkumu rozdělen do kvazihomogenních celků, které charakterizují úseky horninového masivu z hlediska chování při ražbě.

Výsledkem a hlavním přínosem práce je praktická část, která obsahuje zjednodušený návrh nevyztuženého sekundárního ostění v tunelu Opevnění. V rámci praktické části bylo provedeno posouzení vhodnosti použití sekundárního ostění z prostého betonu v projektu. Toto posouzení bylo provedeno částečně na základě zahraničních předpisů a norem a částečně z doporučení, která vycházejí z empirie.

Byly zpracovány celkem dva statické výpočty (pro primární a sekundární ostění). Výpočet primárního ostění byl proveden pro technologickou třídu výrubu 3, což je třída výrubu s největším zastoupením nevyztužených bloků sekundárního ostění. Tento výpočet sloužil primárně ke zjištění průběhu napětí mezi primárním ostěním a horninovým masivem. K tomuto výstupu bylo následně přihlédnuto při tvorbě zatěžovacího stavu 5 (horninový tlak) ve statickém výpočtu sekundárního ostění.

Statický výpočet sekundárního ostění byl rozdělen do dvou částí. V rámci první části je zpracován výpočetní model sekundárního ostění s lineárním materiálovým modelem. Tato část slouží k rozboru konstrukce a k výběru rozhodujících kombinací zatížení. Vybrány byly kombinace s maximálním tahovým napětím v posuzovaných řezech, jehož hodnota překračuje návrhovou tahovou pevnost betonu. V rámci druhé části jsou následně zpracovány rozhodující zatěžovací kombinace, které jsou analyzovány pomocí výpočetního modelu sekundárního ostění s nelineárním materiálovým modelem, který lépe vystihuje reálné chování prostého betonu. Bylo prokázáno, že ostění z prostého betonu vyhovuje z hlediska napětí i z hlediska deformací a je tedy možné konstatovat, že použití nevyztuženého sekundárního ostění v daných geotechnických podmínkách je možné.

Seznam tabulek

<i>Tabulka 1 – Použití nevyztuženého sekundárního ostění.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabulka 2 – Parametry horninového masivu.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabulka 3 – Úseky LTT dle HPV.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabulka 4 – Úseky PTT dle HPV.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabulka 5 – Zatřídění 1. úseku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabulka 6 – Geologické podmínky v okolí výrubu.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabulka 7 – Zatřídění 2. úseku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabulka 8 – Geologické podmínky v okolí výrubu.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabulka 9 – Zatřídění 3. úseku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabulka 10 – Geologické podmínky v okolí výrubu.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabulka 11 – zatřídění 4. úseku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabulka 12 – Geologické podmínky v okolí výrubu.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabulka 13 – Zatřídění 5. úseku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabulka 14 – Geologické podmínky v okolí výrubu.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabulka 15 – Zatřídění 6. úseku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabulka 16 – Zatřídění 7. celku dle tunelářských klasifikací.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabulka 17 – Parametry hornin pro statický výpočet.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabulka 18 – Charakteristiky stříkaného betonu.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabulka 19 – Charakteristiky betonu C25/30.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabulka 20 – Návrhové tlakové a tahové pevnosti betonu C25/30.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabulka 21 – Teplotní zatížení ostění pro zimní a letní období.....</i>	<i>57</i>

Seznam literatury

České zdroje

- [1] MAŘÍK Libor,. Sekundární ostění tunelu Považský Chlmec, konstrukční řešení, provádění a ošetřování. *Tunel.* 2017, 26(1), 74-86.
- [2] HILAR Matouš,. Současné trendy ve výstavbě ražených dopravních tunelů [online]. 1-28 [cit. 2022-10-09]. Dostupné z: <https://portal.cvut.cz/wp-content/uploads/2017/04/PP2016-06-Hilar.pdf>
- [3] MAŘÍK Libor, Jiří HOŘEJŠÍ, Pavel RŮŽIČKA a Andreas SCHAAB,. Návrh, realizace a podmínky provádění nevyztuženého definitivního ostění konvenčně ražených tunelů: I. část [online]. 15. 6. 2016 [cit. 2022-10-09]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/tunely/navrh-realizace-a-podminky-provadeni-nevyztuzeneho-definitivniho-osteni-konvencne-razenych-tunelu-i-cast>
- [4] MAŘÍK Libor, Jiří HOŘEJŠÍ, Pavel RŮŽIČKA a Andreas SCHAAB,. Návrh, realizace a podmínky provádění nevyztuženého definitivního ostění konvenčně

- ražených tunelů: II. část [online]. 6. 6. 2016 [cit. 2022-10-09]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/tunely/navrh-realizace-a-podminky-provadeni-nevyztuzeneho-definitivniho-osteni-konvencne-razenych-tunelu-ii-cast>
- [5] BEŇO Jaroslav, Jan PRUŠKA a Matouš HILAR,. Betonová ostění podzemních staveb – nové trendy. Stavební obzor [online]. 2011, 2011, 20(3), 65-68 [cit. 2022-10-09]. Dostupné z: <https://www.3-g.cz/uploaded/publikace/2011---nove-trendy-betonu.pdf>
- [6] HILAR Matouš a Martin SRB,. Definitivní ostění konvenčně ražených tunelů v ČR - současnost a budoucnost. Beton [online]. 2006, 2006, 6, 31-35 [cit. 2022-10-09]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/clanky/2006-6-31-definitivni-osteni-konvencne-razenych-tunelu-v-ceske-republice-soucasnost-a-budoucnost/>
- [7] HOŘEJŠÍ Jiří, Libor MAŘÍK a Pavel SCHAAB,. Návrh, realizace a podmínky provádění nevyztuženého definitivního ostění konvenčně ražených tunelů. Tunel [online]. 2016, 2016, 25(2), 53-65 [cit. 2022-10-09]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2016/2/tunel_2_16-09.pdf
- [8] MOSLER Jiří, Václav PAVLOVSKÝ, Libor MAŘÍK, Milan MAJER a Jiří BARTÁK,. Uživatelská příručka pro konvenční tunelování [online]. 2019 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/prirucka-konvencni-tunelovani-191120.pdf
- [9] BEŇOVIČ Michal, Petr JAKEŠ a Oldřich ČEJKA,. Definitivní ostění severního Vítkovského tunelu. Tunel. 2007, 16(4), 21-27.
- [10] SEDLÁČEK Michal, Radomír PUKL,. Nelineární analýza nevyztuženého betonového definitivního ostění. Beton. 2009, (5), 72-73.
- [11] MAŘÍK Libor,. Ražené tunely Olbramovický a Tomický I. na trati Votice – Benešov u Prahy [online]. 6. 6. 2011 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/razene-tunely-olbramovicky-a-tomicky-i-na-trati-votice-benesov-u-prahy/>
- [12] MAŘÍK Libor, Jiří HOŘEJŠÍ,. Realizační dokumentace definitivního ostění tunelu Libouchec. Tunel. 2006, 15(1), 78-85.

- [13] MATTLE Bruno, Max JOHN. Statický výpočet a návrh definitivního ostění z prostého betonu. *Tunel*. 2009, 18(1), 73-78.
- [14] Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Betonové konstrukce a mosty. Praha: Ministerstvo dopravy Odbor pozemních komunikací, 2016.
- [15] EBeton: Hydratační teplo [online]. [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/pojmy/hydratacni-teplo/>
- [16] SEDLÁČEK Michal, Jiří KRÁTKÝ,. Interakční diagram pro prostý beton podle ČSN EN 1992-1-1. *Tunel*. 2007, 16(2), 21-24.
- [17] Stát vybral projektanty D11 na hranici, Poláci se k ní už blíží se stavebními stroji. *Zdopravy.cz* [online]. 31. 5. 2021 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: <https://zdopravy.cz/stat-vybral-projektanty-d11-na-hranici-polaci-se-k-ni-uz-blizi-se-stavebnimi-stroji-82834/>
- [18] Zásady pro používání stříkaného betonu [online]. 17. 3. 2003, 1-32 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/SB_zasady.pdf
- [19] HILAR Matouš,. Stříkaný beton v podzemním stavitelství [online]. 1. Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_03_strikany_beton.pdf
- [20] BARTÁK Jiří, Jiří HOŘEJŠÍ a Aleš ZAPLETAL,. Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC [online]. 1. Praha, 2010 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/101026_DOPOR_SV_TUNELU_DLE_EC_upr.pdf
- [21] ZAPLETAL Aleš, Jiří HOŘEJŠÍ,. Nelineární výpočet betonových ostění tunelů. *Tunel*. 2007, 16(1), 3-9.

Zahraniční zdroje

- [22] KIELBASSA, S., DUDDECK, H.: Stress-Strain Fields at the Tunnelling Face – Three-dimensional Analysis for Two-dimensional Technical Approach (Rock Mechanics and Rock Engineering, 91)
- [23] KOURETZIS, George P., Konstantinos I. ANDRIANOPOULOS, Scott W. SLOAN a John P. CARTER. Analysis of circular tunnels due to seismic P-wave

- propagation, with emphasis on unreinforced concrete liners. *Computers and Geotechnics*. 2014, 55, 187-194.
- [24] PAPANIKOLAOU, Vassilis K. a Andreas J. KAPPOS. Practical nonlinear analysis of unreinforced concrete tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2014, 40, 127-140.
- [25] DIXON, J. D. Structural design data for unreinforced concrete tunnel linings. United states department of the interior, 1969.
- [26] di Prisco, C., Flessati, L., Frigerio, G. et al. Experimental investigation of the time-dependent response of unreinforced and reinforced tunnel faces in cohesive soils. *Acta Geotech*. 13, 651–670 (2018). <https://doi.org/10.1007/s11440-017-0573-x>
- [27] GNILSEN, Reinhard. Plain concrete tunnel lining: Design concepts. *TRANSPORTATION RESEARCH RECORD*. (1150), 15-23.
- [28] FALTÝNEK, Jan, Jiří HOŘEJŠÍ, Libor MAŘÍK, Pavel RŮŽIČKA. Design, construction and conditions of the application of unreinforced concrete final lining in conventionally driven tunnels. Jan Faltýnek et al 2017 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 236 012084.
- [29] Singh, Bhawani; Nayak, G. C.; Kumar,R.; and Chandra, G. 1988. Design Criteria for Plain Concrete Lining and Power Tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*3(2), 201-208.
- [30] Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen - Spannbeton - Stahlträger in Verbund mit Beton Band 1: Theorie (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1959)
- [31] Cordes, Tobias & Eckbauer, Walter. (2017). Unbewehrte Innenschalen.
- [32] Instandsetzung und Nachrüstung Schönbuchtunnel bei Herrenberg (A81). Daub-ita.de [online]. [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: https://www.daub-ita.de/projektdatenbank/deutschland/instandsetzung-und-nachruestung-schoenbuchtunnel-bei-herrenberg-a81/?sword_list%5B0%5D=unbewehrte&sword_list%5B1%5D=innenschalen
- [33] KAUNDINYA, Ingo. Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel [online]. Fachverlag nw in der Carl Schünemann Verlag, 2013, 1-35 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: https://bast.opus.hbz-nrw.de/opus45-bast/frontdoor/deliver/index/docId/597/file/BASSt_B_92b.pdf

- [34] Saurer, E., Höser, S. and Mattle, B. (2011), Ein Bemessungskonzept für unbewehrte und faserbewehrte Tunnelinnenschalen. Beton- und Stahlbetonbau, 106: 371-376. <https://doi.org/10.1002/best.201100016>
- [35] Rissmonitoring und Bewertungsmodell von unbewehrten Tunnelinnenschalen: Ein Projekt finanziert im Rahmen der 7.Ausschreibung der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF 2017). 0.4. 2019.

Podklady k projektu

- [36] Doplňkový GTP tunelu Opevnění

Seznam norem a předpisů

České normy a předpisy

- ČSN EN 1990 – EC: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 – EC 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1992-1-1 – EC 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1997-1-1 – EC 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1998-1 – EC8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla + změna Z4
- ČSN EN 1998-2 – EC8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2: Mosty
- ČSN EN 1998-5 – EC8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 5: Základy, opěrné a zárubní zdi a geotechnická hlediska
- ČSN EN 206 + A2 – Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy (zrušená)
- TKP 18 – Betonové konstrukce a mosty
- TKP 24 – Tunely

Zahraníční normy a předpisy

- DIN-Fachbericht 102:2009-03
- Empfehlungen zu Ausführung und Einsatz unbewehrter Tunnelinnenschalen, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (DAUB) – Arbeitskreis „Unbewehrte Tunnelinnenschalen“ – Stand: 24. April 2007
- Richtlinie 853: Eisenbahntunnel planen, bauen und instandhalten, gültig ab 01. 06. 2002
- Österreichische Bautechnik Vereinigung, Richtlinie Innenschalenbeton, 2012
- SIA 197 Projektierung Tunnel – Grundlagen, gültig ab 01. 10. 2004

Seznam příloh

č. p.	Název přílohy	Měřítko
1	Vzorový příčný řez	1:50
2	Podélný profil – LTT	1:500
3	Podélný profil – PTT	1:500
4	Charakteristiky hornin	-
5	Charakteristiky betonu	-
6	Seizmické zatížení	-
7	Statický výpočet – MKP	-
8	Statický výpočet – posouzení primárního ostění	-
9	Zatěžovací stavy SO	-
10	Kontrolní výpočty horninového tlaku	-
11	Materiálový model betonu C25/30	-
12	Statický výpočet SO – lineární výpočet	-
13	Přehled vnitřních sil – lineární výpočet	-
14	Statický výpočet SO – nelineární výpočet	-
15	Statický výpočet – posouzení sekundárního ostění	-
16	Výpočet šířky trhlin v SO	-
17	Podpory – lineární výpočet	-
18	Podpory – nelineární výpočet	-
19	Statický výpočet SO – MSP	-