

# Numerická analýza TBM ražby tunelu Koralm

Matouš Hilar, Martin Srb, D2 Consult Prague s. r. o.

Způsob realizace podzemních staveb má přirozeně významný vliv na zatížení jejich ostění. Zkušenosti s výpočty vnitřních sil v segmentovém ostění tunelu s předpokládanou TBM ražbou jsou popsány v následujícím textu.

A construction method has naturally a great impact on generated load of lining of underground structures. Experiences with calculations of internal forces in segmental lining in a tunnel with a proposed TBM excavation are described in the following text.

## 1. Úvod

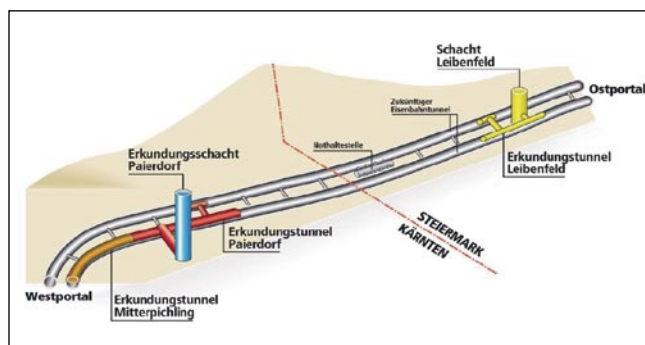
V současné době se v Evropě realizuje nebo připravuje několik tunelových projektů, které se svou délkou a obtížností vymykají z obvyklých tunelářských měřítek. V České republice v současné době probíhá příprava 24,7 km dlouhého železničního tunelu mezi Prahou a Berounem. Mezi obdobné stavby patří také 32,8 km dlouhý tunel Koralm, který po svém dokončení bude spojovat vysokorychlostní železnici města Graz a Klagenfurt na jihovýchodě Rakouska a stane se součástí železničního spojení mezi Jaderským a Baltickým mořem.

Dopravní tunely jsou v současné době v České republice prováděny téměř výhradně konvenčně, pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Lze však očekávat, že se v budoucnu začne i v České republice prosazovat mechanizovaná ražba pomocí tunelovacích strojů TBM (Tunnel Boring Machine). Následující článek kromě základních údajů o tunelu Koralm popisuje numerické modelování ražby tunelu pomocí opláštěného TBM s prefabrikovanou železobetonovou segmentovou obezdívkou.

## 2. Základní údaje o tunelu Koralm

Tunel Koralm bude spojovat města Graz a Klagenfurt vysokorychlostní železnici Evropské sítě (návrhová rychlost 200 km/h) a bude součástí evropského koridoru na trase Vídeň – Benátky – Miláno. Tunel délky 32,8 km se bude skládat ze dvou jednokolejných tunelů spojených propojkami po 500 m (obr. 1). Zhruba uprostřed délky bude mít tunel nouzovou stanici pro případ mimořádné události. Příprava projektu je v kompetenci OEBB Infrastruktur Bau AG (obdoba SŽDC s. o.), tj. organizace Rakouských drah, která se zabývá přípravou a výstavbou železnic v Rakousku. Po vybudování přinese nová trať zkrácení jízdní doby mezi Vídní a Klagenfurtem z 4,1 hodiny na 3 hodiny a to především díky nové tunelové trase pod Alpským masivem Koralm. Zprovoznění tunelu se předpokládá v roce 2016 a dokončení celé trasy je naplánováno na rok 2018.

Příprava byla zadána sdružení rakouských tunelářských konzultačních firem, které se zabývají jednotlivými aspekty projektu (územní plánování a životní prostředí, provoz, výstavba), celkovou koordinaci a některé dílčí úkoly provádí investor (OEBB Infrastruktur Bau AG). Součástí přípravy jsou



Obr. 1 Prostorový model tunelu

Fig. 1 Tunnel model in 3D

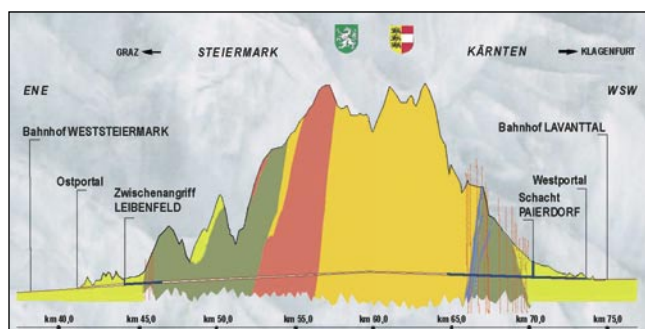
také uzavřené i veřejné semináře (workshopy), na kterých je příprava jednotlivými zpracovateli prezentována a diskutována a na které jsou zváni také mezinárodní odborníci (např. z projektů NEAT ve Švýcarsku). V současné době již probíhají ražby průzkumných a předstihových děl. Jedná se o průzkumnou štolu – Leibenfeld (Štýrsko) délky 2,5 km, ke které je přístup umožněn pomocí šachty. Ze západního portálu (Korutany) a z šachty Paierdorf (hloubka 120 m) je realizována průzkumná štola v profilu kaloty délky 8 km. Celková délka průzkumných děl je cca 11 km. Jednotlivé metody ražby tunelu a délky jejich použití byly určeny na základě geotechnických a technologických podmínek. Pomocí plnoprofilového razícího stroje bude raženo 45 km, zbývajících 21 km bude raženo NRTM.

Firma D2 Consult se podílela na přípravě projektu v různých stadiích, mj. se zabývala problematikou technologie TBM a možnostmi numerického modelování a dimenzování segmentového prefabrikovaného ostění v jednom z kritických míst trasy.

## 3. Geologické poměry

Plánovaný tunel prochází na západní straně Koralpského masívu tercierními usazeninami Laventálské pánve, kde se vyskytují především štěrky a písky. Následuje strmý přechod mezi Laventálskou pánví a Koralpským masivem ovlivněný SSZ–JJV orientovanou Laventálskou poruchovou zónou. Ve střední části tunelu je komplex krystalinika, kde je dominantně zastoupena pararula, dále pak se zde vyskytuje mramor, rula, amfibolit, eklogit, kvarzit a ortorula. Ve východní části masívu následují opět tercierní vrstvy, které se skládají z pískovců, prachovců, a jílovců. Nadloží tunelu dosahuje až 1 200 m.

Numerická analýza vypracovaná firmou D2 Consult předběžně modelovala ražbu pomocí TBM směrem od západního portálu v oblasti Paierdorf (obr. 2). Zkoumaný úsek se nachá-



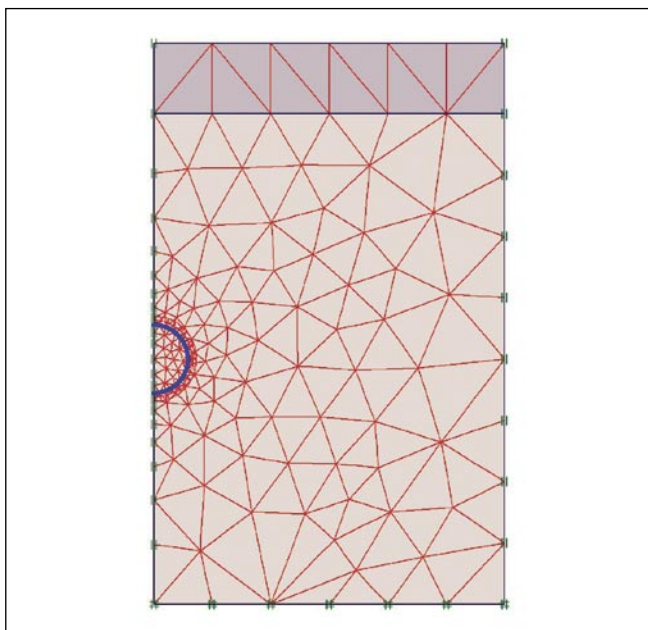
Obr. 2 Podélný geologický řez

Fig. 2 Longitudinal geological cross-section

zel v oblasti třetihorních sedimentů a zahrnoval nadloží do výšky 220 m.

#### 4. Vlastnosti modelu

Numerická analýza byla provedena metodou konečných prvků, rovinnou verzí programu PLAXIS. Chování horninového masivu bylo popsáno pomocí Mohr-Coulombova lineárně-elastického perfektně-plastického modelu, k výpočtu byly použity 15-ti uzlové trojúhelníkové prvky. K popisu tunelového ostění a štítu byl použit lineárně elastický model a 5-ti uzlové zakřivené prutové prvky. Tření na rozhraní mezi horninovým masivem a ostěním bylo sníženo pomocí kontaktních prvků.



Obr. 3 Výsledná geometrie modelu

Fig. 3 Final geometry of the model

Parametry horninového masivu byly stanoveny na základě výsledků předběžného inženýrskogeologického průzkumu, masiv byl uvažován homogenní. Výsledky průzkumu v době výpočtů nevyloučily přítomnost podzemní vody nad osou tunelu. Základní výpočet byl proveden bez vlivu vody, do parametrické studie však byl eventuální pórový tlak zahrnut. Vzhledem k ražbě pomocí TBM má tunelové ostění kruhový tvar. Vnitřní poloměr byl stanoven 4.7 m, mocnost ostění byla předpokládána 30 cm.

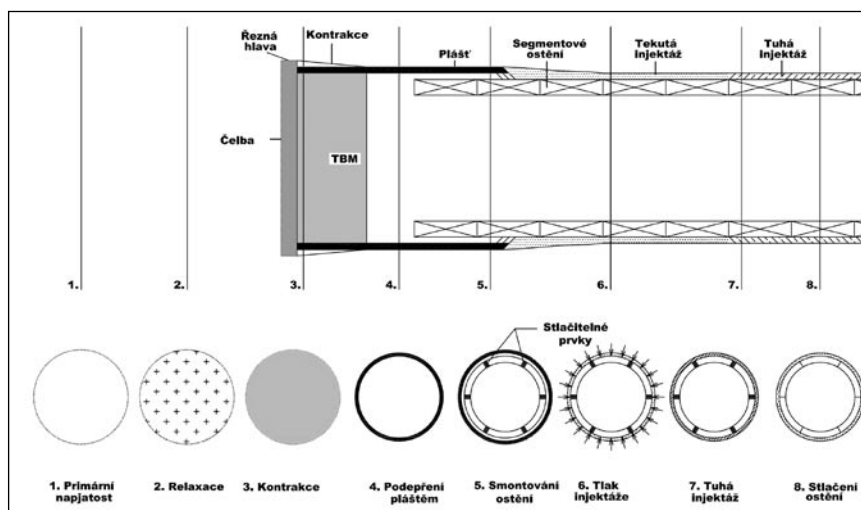
Úvodní výpočty ukázaly, že vzájemný vliv jednokolejných tunelů je zanedbatelný, proto vzhledem k symetrii profilu mohla být geometrie modelu omezena pouze na polovinu jednoho tunelu. Redistribuce napjatosti v okolí výrubu potvrdila, že není nutné do modelu zahrnovat plnou výšku nadloží. Výslednou síť konečných prvků bylo tedy možné zredukovat na šířku 50 m a výšku 70 m. Zbytek nadloží byl nahrazen 10 m mocnou vrstvou, jejíž objemová tíha odpovídá skutečné výšce nadloží (obr. 3).

#### 5. Postup ražby pomocí TBM

##### 5.1 Skutečný proces

Modelování postupu ražby pomocí tunelovacího stroje (TBM) lze rozdělit do následujících etap (obr. 4):

- 1. Primární napjatost:** Masiv v dostatečné vzdálenosti před čelbou tunelovacího stroje není ovlivněn ražbou. Napjatost v horninovém masivu je ovlivněna pouze tíhou nadloží, historií vývoje masivu a podzemní vodou.
- 2. Relaxace:** Napjatost v masivu před čelbou tunelovacího stroje je změněna vlivem přibližující se ražby. Charakter změn závisí především na vlastnostech masivu, druhu tunelovacího stroje a případné velikosti tlaku aplikovaného na čelbu.
- 3. Kontrakce:** Plocha výrubu je obecně větší než plocha pláště TBM, navíc je často používán kónický tvar pláště (tj. menší plocha na konci). Tato skutečnost vede k omezené deformaci (částečnému nebo úplnému sevření masivu okolo štítu), což vede k přeskupení napjatosti v masivu.
- 4. Podepření pláštěm stroje:** Hornina po obvodu nevystrojeného výrubu může být částečně podepřena pláštěm TBM. V extrémním případě může masiv dosedající na plášť stroje znemožnit další pohyb stroje. Pro zamezení svírání masivu kolem pláště stroje může být tento prostor injektován (např. pomocí bentonitu).
- 5. Osazení ostění:** Prefabrikované segmenty tunelového ostění jsou smontovány, přičemž mezi pláštěm štítu a ostěním je ponechána mezera.
- 6. Injektáž:** Mezera vzniklá mezi ostěním a horninovým masivem je injektována cementovou směsí. Běžné hodnoty injekčního tlaku jsou okolo 200 kPa. Injekční tlak zatěžuje jak ostění, tak horninový masiv.
- 7. Zatuhnutí injektážní směsi:** V průběhu času narůstají přetvárné parametry injektážní směsi, naopak velikost injektážního tlaku klesá. Po určité době dosáhne injektážní směs parametrů méně kvalitního betonu a tunelové ostění je plně zatíženo horninovým tlakem.
- 8. Kontrakce ostění:** V případě tunelů ražených ve velké hloubce lze použít speciální opatření, která zajistí sekundární kontrakci horninového masivu, což vede ke snížení vnitř-



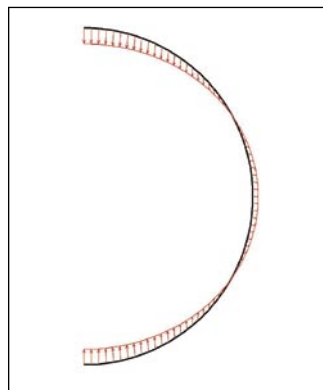
Obr. 4 Postup ražby pomocí TBM

Fig. 4 TBM excavation procedure

ních sil v tunelovém ostění. Stačitelné prvky jsou poměrně běžně užívané pro hluboké tunely s ostěním ze stříkaného betonu, v případě segmentových ostění jsou stlačitelné elementy využívány pouze výjimečně.

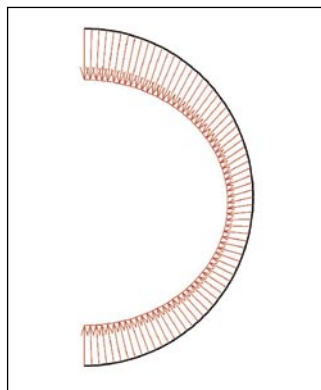
### 5.2 Použitý model

- 1. Primární napjatost:** V řešeném projektu nebylo uvažováno původní překonsolidování masivu, velikost koeficientu bočního tlaku byla uvažována mezi 0,5 a 0,7.
- 2. Relaxace:** Třírozměrný stav napjatosti během ražby je modelován různými rovinnými metodami. Obvykle je používána metoda snížení tuhosti oblasti výrubu (stiffness reduction method) nebo metoda snížení zatížení nezajištěného výrubu (load reduction method). Velikost relaxace závisí především na druhu stroje. U zeminových štítů s aktivním tlakem na čelbě je velikost relaxace prakticky nulová, opačným extrémem jsou štíty s otevřeným čelem. V základních výpočtech nebyla relaxace uvažována, v některých parametrických výpočtech byl nevystrojený výrub zatížen pouze částí primární napjatosti.
- 3. Kontrakce:** Program PLAXIS umožňuje použít speciální proceduru pro výpočet kruhových ostění ražených pomocí TBM. K tomuto účelu slouží parametr kontrakce C, který je definován jako procentuální poměr změny plochy výrubu ku původní ploše výrubu. Velikost parametru kontrakce obecně vyjadřuje velikost ztráty objemu zeminy (parametr odhadnutelný před ražbou). Aktivování zmíněné procedury vede ke zkrácení obvodu tunelového ostění (obr. 5 a 6), což snižuje velikost plochy profilu tunelu. Vlastní procedura kontrakce nemá přímý vliv na velikost vnitřních sil v ostění. Výsledné změny ve vnitřních silách jsou způsobeny redistribucí napjatosti v horninovém masivu (obr. 7).



Obr. 5 Deformace ostění před kontrakcí

Fig. 5 Tunnel lining deformations prior contraction



Obr. 6 Deformace ostění po kontrakci

Fig. 6 Tunnel lining deformations after contraction

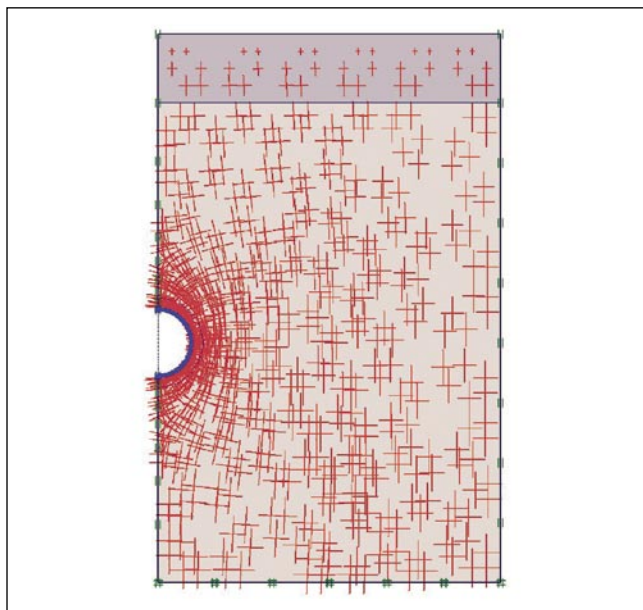
Vztah parametru kontrakce a změny poloměru kruhového ostění lze vyjádřit následovně:

$$(A - \Delta A)/A = \pi(r - \Delta r)^2/\pi r^2$$

$$\Delta A/A = 1 - (1 - \Delta r/r)^2 = 2 \times \Delta r/r - (\Delta r/r)^2$$

$$C = \Delta A/A \times 100 \% = (2 \times \Delta r/r - (\Delta r/r)^2) \times 100 \%$$

- A původní plocha profilu
- ΔA změna plochy profilu
- r původní poloměr
- Δr změna poloměru
- C parametr kontrakce (%)



Obr. 7 Redistribuce napjatosti po kontrakci

Fig. 7 Stress redistribution after the contraction

- 4. Podepření štítem:** Vzhledem k zanedbatelnému vlivu na výsledky nebyl tento krok do modelu zahrnut.
- 5. Osazení ostění:** Smontování ostění bylo modelováno přidáním prutových prvků příslušné tuhosti.
- 6. Injektáž:** Velikost injektážního tlaku se běžně pohybuje okolo 200 kPa. Injektážní tlak je třeba posuzovat pouze v případě, že je jeho hodnota vyšší než tíha nadloží (ostění není zatíženo injektážním tlakem dlouhodobě). Vzhledem ke značné výšce nadloží nebylo nutné tento krok do výpočtu zahrnut.
- 7. Zatuhnutí injektážní směsi:** Vzhledem k zanedbatelnému vlivu na výsledky nebyl tento krok do modelu zahrnut.
- 8. Kontrakce ostění:** Kontrakce ostění byla modelována obdobně jako kontrakce plochy výrubu. Tato fáze byla zahrnuta pouze do výpočtů, které ověřovaly možnost zmenšení vnitřních sil v ostění pomocí stlačitelného systému.

## 6. Provedené výpočty

### 6.1 Vliv výšky nadloží

Výpočet byl proveden pro různé výšky nadloží, což bylo simulováno různou velikostí objemové tíhy přítěžovací vrstvy.

Nadloží (m)	K <sub>0</sub> (-)	E <sub>DEF</sub> (MPa)	γ <sub>load</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	d (mm)	M (kNm)	N (kN)	e (mm)	Minimální ostění
20	0.5	100	0	50	55	550	100.0	20 cm
70	0.55	230	55	50	45	1770	25.4	20 cm
120	0.6	320	187	64	58	4210	13.8	20 cm
170	0.65	400	297	70	64	6280	10.2	30 cm
220	0.7	470	407	74	72	8390	8.6	40 cm

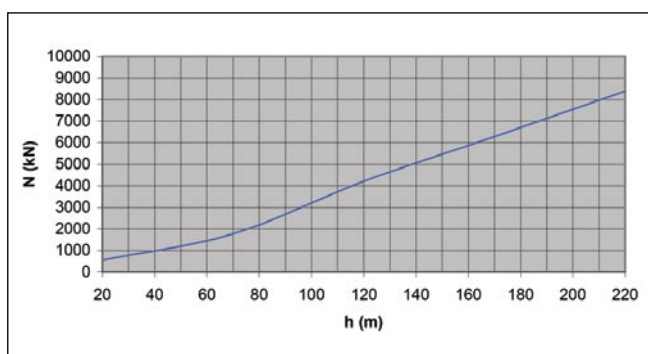
Tab.1 Vliv výšky nadloží na velikost vnitřních sil

Tab.1 Overburden impact on internal forces

Velikost deformačního modulu byla upravena pro různé výšky nadloží (tab. 1).

- $K_0$  koeficient bočního tlaku
- $E_{DEF}$  deformační modul (MPa)
- $d$  maximalní deformace masivu (mm)
- $M$  maximální ohybový moment v ostění (kNm)
- $N$  maximální osová síla v ostění (kN)
- $e$  excentricita (mm)
- $\gamma_{load}$  objemová tíha přítěžovací vrstvy ( $kN/m^3$ )

Tloušťka minimálního ostění byla posuzována pomocí interakčního diagramu. Jako materiál segmentů ostění byl uvažován beton B45 vyztužený sítěmi 8 x 100 x 100 mm. Velikost osových sil má zásadní vliv na potřebnou tloušťku ostění. Závislost velikosti osových sil na nadloží je znázorněna na obrázku 8.



Obr. 8 Vliv výšky nadloží na velikost normálových sil v ostění  
Fig. 8 Overburden impact on axial forces generated in the lining

## 6.2 Parametrická studie

Vliv velikosti vstupních parametrů na výsledky výpočtu byl detailněji zkoumán pro profil s nadložím 220 m, který je v úseku podrobenému analýze považován za kritický. Vliv následujících vstupních údajů na výsledky výpočtu byly vyhodnoceny:

- Velikost relaxace
- Parametr kontrakce
- Deformační modul
- Úhel vnitřního tření
- Soudržnost  $c$
- Koeficient bočního tlaku
- Výška HPV nad osou tunelu
- Vliv tuhosti spojení segmentů ostění

Vyhodnocení výsledků parametrické studie ukázalo, že i v případě nepříznivých geologických podmínek by ostění o mocnosti 50 cm mělo být dostatečné.

## 6.3 Způsoby redukce zatížení ostění

Výsledky předchozích výpočtů naznačily, že pro výsledný návrh mocnosti ostění v oblastech s vysokým nadložím je rozhodující velikost normálových sil generovaných v ostění. Velikost ohybových momentů i výsledné deformace ostění se pohybují v přijatelných mezích. Pro snížení normálových sil byla navržena a numericky posouzena následující opatření:

- Zpevňující injektáž
- Snížení HPV (v případě, že se nachází nad tunelem)
- Systém stlačitelného ostění

Zpevňující injektáž a snižování HPV jsou poměrně běžně využívané metody. Systém stlačitelného ostění pro ražbu hlubokých tunelů pomocí TBM je doposud spíše ve fázi vývoje, a proto bude popsán. V zásadě lze tento požadavek umožnit dvěma způsoby.

### a) Stlačitelná výplňová vrstva

Při ražbě pomocí TBM je vzniklá mezera mezi ostěním a horninou často vyplňována cementovou směsí, která po zatvrdnutí neumožňuje stlačení a následnou redukci celkového zatížení ostění. V současné době probíhá výzkum různých vysoce stlačitelných materiálů, kterými by bylo možné cementovou směs nahradit. Kromě stlačitelnosti jsou další důležité vlastnosti vhodných materiálů čerpatelnost a fyzická a chemická stabilita.

### b) Stlačitelné ostění

Dalším řešením je použití stlačitelných prvků instalovaných v podélných/ložných sparách segmentového ostění. Příklady těchto opatření jsou například elastomerová těsnění (zaručující vodonepropustnost) nebo podélné ocelové trubky (v případech, kdy vodonepropustnost není vyžadována).

## 7. Ovlivnění výsledků

Parametrická studie provedená pro profil s nadložím 220 m přinesla následující závěry:

**Vlastnosti horninového masivu:** Vzhledem k výšce nadloží lze počítat s jistým rozptylem hodnot stanovených předběžným IG průzkumem. Z hlediska numerické analýzy jsou výsledky nejvíce ovlivněny hodnotou deformačního modulu a koeficientem bočního tlaku v klidu (který může ve skutečnosti i podstatně převyšovat hodnotu 1).

**HPV:** Poloha HPV má zásadní vliv na velikost osových sil v ostění. HPV 105 m nad osou tunelu (maximum stanovené IG průzkumem) způsobuje zvýšení osových sil o 2 000 kN vzhledem ke stavu bez vlivu vody.

**Hodnota odlehčení a kontrakce:** Odlehčení masivu před čelbou tunelu a kontrakce masivu okolo štítu způsobují redistribuci napjatosti a následné snížení vnitřních sil v ostění. Dané parametry se odvíjí od typu a základních parametrů použitého TBM.

## 8. Závěr

V daném článku je popsán postup provádění numerické analýzy západní části rakouského tunelu Koralm, který bude ražen v terciérních sedimentech. Výsledky provedených výpočtů ukázaly, že v daných geologických podmínkách jsou při nadloží 220 m v ostění generovány značné osové síly, jež mají zásadní vliv na tloušťku ostění. Modelem byl proto ověřen efekt navržených opatření redukcí zatížení, s jejichž využitím lze mocnost ostění redukovat na 30 cm (i v partiích s vyšším nadložím). Z deformačního hlediska se výsledné chování tunelového ostění pohybovalo v přijatelných mezích. Předvedený postup lze obecně použít pro stanovení chování hlubokých tunelů ražených pomocí tunelovacích strojů. Vzhledem předběžnému charakteru realizovaných výpočtů

však nelze výsledky numerické analýzy přeceňovat. Provedené výpočty byly předběžné, tudíž byly zatíženy nepřesnostmi vstupních údajů, které souviseli s údaji dostupnými v době provádění výpočtů. Výsledky podrobného průzkumu prováděného v současné době by měly veškeré údaje o vlastnostech masivu výrazně zpřesnit.

#### Literatura

- /1/ MANSOUR, M. (1996): Three-Dimensional Numerical Modelling of Hydrosield Tunnelling (Dissertation). – University of Innsbruck, Innsbruck.
- /2/ WAGNER, H. – SCHULTER, A. (1996): Tunnel Boring Machines. – A. A. Balkema, Rotterdam.
- /3/ BAZ, M. (1997): Deep Tunnel Analysis - Practical and Theoretical Considerations (Dissertation). – University of Innsbruck, Innsbruck.
- /4/ BARTÁK, J. – HILAR, M. – PRUŠKA, J. (2002): Numerical Modelling of the Underground Structures. Acta Polytechnica. 42, č. 1, s. 53–58.
- /5/ THOMAS, A. – POWELL, D. – HILAR, M. (2004): Úloha numerického modelování při projektování tunelů. Tunel, 13, č. 1, s. 25–28.

# Protikorozi účinek hydrofobních přísad do betonu

Antonín Špaček

Definice hydrofobní přísady z hlediska protikorozi účinku. Mechanismus protikorozi působení hydrofobních přísad. Literární poznatky o vlivu hydrofobních přísad na odolnost betonu proti pěti základním druhům koroze. Výsledky z dlouhodobého sledování vlivu přísady zn. *Betofix* na odolnost betonu proti uhličitému roztoku.

Definition of the water-repellent admixture from anticorrosive activity point of view. Anticorrosive activity mechanism of water-repellent admixtures. Literary knowledge about influence of water-repellent admixtures on the resistance of concrete against 5 fundamental types of deterioration. Results from the long-term observation of the admixture *Betofix* influence on concrete resistance to carbonic acid solution.

## 1. Úvod

Norma /1/ definuje hydrofobní přísadu jako látku, která zvyšuje povrchové napětí v kapilárah a tím snižuje kapilární nasákavost betonu.

Hydrofobní přísady patří v technické praxi k méně často používaným přísadám. Jejich klasifikace je nejednotná, protože někteří autoři tyto přísady zařazují mezi přísady těsnící. Např. J. Jambor hydrofobní přísady chápe jako zvláštní druh přísad, které kromě těsnícího účinku hydrofobizují beton, čímž snižují jeho nasákavost a propustnost /2, 3/. V monografii věnované přísadám a přídáváním do malt a betonů T. Sebök /4/ hydrofobní přísady jako samostatný druh přísad vůbec nevyčleňuje a dále zkoumanou přísadu zn. *Betofix* zařadil mezi přísady těsnící.

V tomto článku prezentuji ukončené výsledky dlouhodobého sledování uhličitě odolnosti betonu s obsahem hydrofobní přísady na podkladu mastných kyselin zn. *Betofix*.

## 2. Mechanismus působení hydrofobních přísad a jejich členění

Hydrofobní přísady zvyšují povrchové napětí kapilár vůči tekutinám, následkem čehož poklesne absorpční kapacita kapilár a tím i celková nasákavost betonu. Působením hydrofobních látek nenastane jinak běžné kapilární nasávání, ale vzniká kapilární deprese. Hydrofobní přísady jsou přítomné jemně dispergované v kapilárah cementového kamene, do něhož při hydrataci vrůstají. Hydrofobizace gelových pórů se zdá být vyloučena, protože molekuly hydrofobizující látky jsou několikanásobně větší než molekuly vody a nemohou do gelových pórů vnikat a vytvářet hydrofobizující film.

Autoři F. Vavřín a R. Krčma /5/ rozdělují přípravky s hydrofobizujícím účinkem na 3 skupiny, a to na