

NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÉHO SEGMENTOVÉHO OSTĚNÍ NUMERICAL MODELING OF SEGMENTAL LINING USING FEM

MICHAL ŠEJNOHA, JAN PRUŠKA

Článek je zaměřen na numerické modelování segmentového tunelového ostění v rovinném stavu napětí (2D) metodou konečných prvků (MKP). Hlavní pozornost je zaměřena na vliv různých typů spojů, které jsou pro segmentové ostění – horninové prostředí. V první části jsou představeny různé přístupy k modelování styčnicků pomocí 2D MKP. V další části je popsána ilustrativní numerická studie realizovaná pomocí software GEO MKP, která upozorňuje i na jistá omezení v současnosti dostupných programových systémů užívaných pro modelování chování segmentového tunelového ostění.

The present paper is concerned with the numerical modeling of segmental lining in the two-dimensional (2D) environment using the finite element method. The main objective is to address the influence of various types of joints, typical of segmental lining, on the response of lining-subsoil system. Various modeling strategies allowing for the introduction of joints into the finite element model in 2D are discussed first. Next, an illustrative numerical study using the GEO FEM software is performed to disclose limits of the currently available geotechnical software when applied to segmental lining.

Alternativou konvenčního (cyklického) ražení štol a tunelů je kontinuální ražení pomocí plnoprofilových tunelovacích stro-

jů (TBM). Výrub se otevírá plným profilem a má nejčastěji tvar kruhu. Ražení pomocí tunelovacího stroje je plně mechanizováno a dosahuje se velkých výkonů. Společným znakem tunelovacích strojů je použití železobetonového segmentového ostění.

Segmentové železobetonové ostění se začalo používat v 50. letech 20. století, kdy postupně nahradilo ocelové a ocelolitinné tubinky. Železobetonové ostění se použilo i při výstavbě pražského metra, kdy díky výrobním tolerancím ostění nebylo vodotěsné a vodotěsnosti se dosahovalo dodatečným utěšňováním styčných spár (obr. 1a). Současné železobetonové segmenty mají výrobní přesnost $\pm 0,5$ mm a vodotěsnost spojů je zajištěna pásovým těsněním s dostatečně dlouhou životností. Díky tomu je současné ostění štol a tunelů ze železobetonových segmentů na kvalitativně nesrovnatelně vyšší úrovni (obr. 1b).

Také výpočetní konstrukční analýzy segmentového železobetonového ostění musí v porovnání s konvenčními tunelovacími metodami uvažovat specifická zatížení a speciální výpočetní stavy. Velice obezřetně se musí posoudit dočasné zatížení segmentů během dopravy, vliv sestavování vlastního prstence ostění a postupu ražby tunelu pomocí tunelovacích strojů. V mnoha případech jsou tato dočasná zatížení mnohem důležitější než konečné zatížení vlastního ostění tlaky horninového (zemního) masivu a vody.

Vzhledem k tomu, že se i v České republice očekává v blízké době použití tunelovacích strojů (železniční tunel Praha–

Beroun na západní větvi III. tranzitního železničního koridoru, prodloužení trasy metra A z Dejvic k letišti Ruzyně), je vhodné seznámit odbornou veřejnost se zásadami konstrukční analýzy segmentového železobetonového ostění pomocí MKP.

ZÁSADY MODELOVÁNÍ SEGMENTŮ POMOCÍ MKP

Doporučený postup návrhu železobetonového ostění podle ITA/AITES [3] při ražbě štol a tunelů pomocí TBM se štítem obsahuje následující kroky:

- určení geometrických parametrů,
- určení geotechnických dat,
- výběr kritických průřezů,
- určení mechanických dat pro návrh TBM,
- definování materiálových vlastností,
- stanovení návrhových zatížení,
- sestavení návrhového modelu,
- zhodnocení vypočtených výsledků.

Z výše uvedených kroků se budeme dále podrobněji zabývat stanovením zatížení a sestavením modelu.

Návrhová zatížení

Pro konstrukční analýzu železobetonového ostění uvažujeme následující skupiny návrhových zatížení:

- geostatická zatížení,
- zatížení vyvolaná posunem TBM,
- zatížení vozidly (nejčastěji kolejová doprava) a servisní zatížení,
- zatížení vyvolané sekundární injekcí nadvýlomů,
- vlastní tíha segmentů, zatížení od uložení segmentů a jejich manipulace.



Účinky zatížení během dopravy a skladování segmentů mohou být spočteny podle vztahů uvedených na obr. 2. Napětí vyvolaná zvedáky či erektory vyvolují v segmentu síly, jež mohou vést k jeho popraskání. Tyto síly je možné zavést do výpočtu podle obr. 3.

Ostatní případy dočasného zatížení vyplývají z působení injekčního tlaku působícího na vnější povrch segmentu – např. při vysouvání segmentu z TBM se štítem. Za normálních podmínek, kdy se používá vysoce roztekavá malta, se injekční tlaky mohou uvažovat po obvodu prstence konstantní. Do výpočtu by se měla také zahrnout zatížení vyvolaná umístováním segmentu do prstence ostění a jeho ustalováním, nicméně tato zatížení běžně neovlivní výztuž segmentu.

Určení geostatických zatížení je podstatně složitější. Během postupu tunelovacího stroje se primární napětí masivu snižuje na hodnoty sekundárního napětí. I když existují analytické metody odvozené na základě výpočtu podle Terzaghiho, dávají jen hrubý odhad tohoto napětí. Z tohoto důvodu se geostatické zatížení musí určit pomocí MKP.

Dalším zatížením segmentu jsou síly od posunu (přemístění) vlastního tunelovacího stroje. V případě TBM se štítem jsou v trupu tunelovacího stroje (opěrném prstenci) umístěny po obvodu

stroje hydraulické lisy, které zatlačují štít do zeminy. Tyto lisy se odtlačují od čela prstence segmentového ostění, které se montuje pod ochranou pláště v koncové části štítu.

Faktory ovlivňující napětí v ostění

V následující části článku budou popsány faktory, které mohou změnit vyvolaná napětí v ostění a následně zapříčinit porušení železobetonového segmentového tunelového ostění s ohledem na principy modelování MKP. Nejvýznamnější vliv mají styčné spáry mezi segmenty – a to jak příčné, tak i podélné (obr. 4).

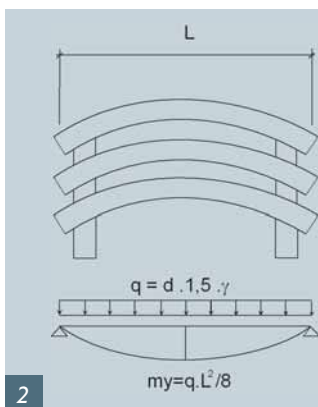
Vliv příčných spár mezi segmenty v prstenci ostění (obr. 4a) – jedním z hlavních činitelů ovlivňujících indukovaná napětí v ostění je vliv styků mezi

jednotlivými segmenty ve smontovaném prstenci ostění. Muir Wood [4] odvodil efektivní moment setrvačnosti I_e pro tunelové ostění z n tubinků:

$$I_e = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I \quad I_e \leq I, n > 4 \quad (1)$$

kde I_e je efektivní hodnota momentu setrvačnosti, I_j hodnota momentu setrvačnosti ve spáře, I moment setrvačnosti ostění, n počet tubingů, $I_j \ll I$ pro rozšířené a kloubové ostění.

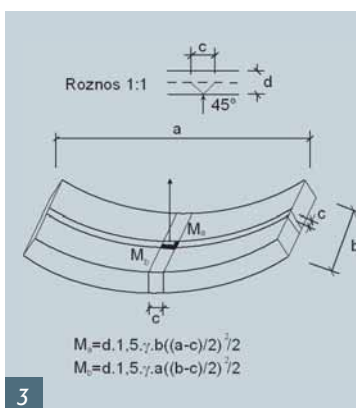
Muir Wood dokázal, že pro čtyři a více tubinků již není významný vliv na tuhost ostění. Nicméně pro ostění s více segmenty může být tuhost ve styku mezi segmenty někdy menší, než se očekává a je tedy nutná redukce ohybových momentů v ostění. V následující kapito-



Obr. 1 Příklady segmentového ostění: a) traťový tunel metra se sanovanými spárami železobetonových tubinků [1],

b) segmentové ostění tunelu metra v Madridu [2]

Fig. 1 Examples of segmental lining: a) subway tunnel with redeveloped joints of steel-concrete tubings [1], b) segmental lining of subway tunnel in Madrid

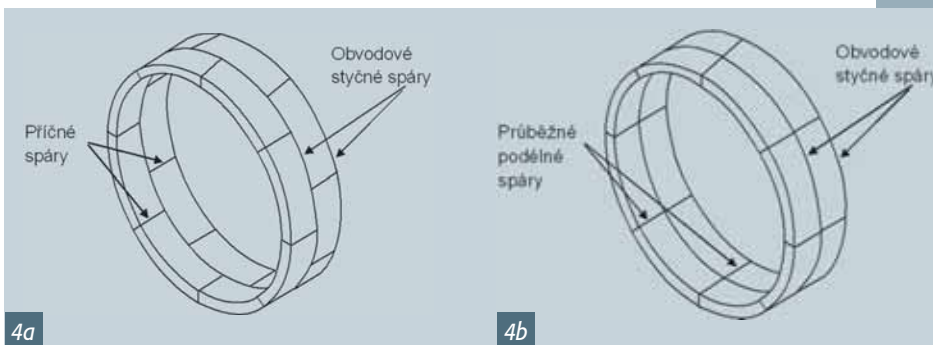


Obr. 2 Zatížení při skladování segmentů
Fig. 2 Loading during storage

Obr. 3 Zatížení vyvolaná zdviháním segmentu
Fig. 3 Loading cause segment lifting

Obr. 4 Styčné spáry segmentového ostění: a) příčné spáry mezi segmenty, b) průběžné podélné spáry

Fig. 4 Joints of segmental lining: a) transverse joints between segments, b) continuous longitudinal joints



le je tento stav modelován za předpokladu nulové tuhosti spáry s uvážením $I_j = 0$ ve vztahu (1).

Vliv průběžných podélných spár (obr. 4b) – další vliv je zohlednění rotační tuhosti podélných spojení segmentů. Pro vyjádření odporu k otáčení se používá nejčastěji vztah podle Jansena s využitím ohybového momentu betonových závěrů segmentu [5]. Po dobu, kdy je spojení po celé délce stlačeno, se dá uvažovat rotační tuhost c_m jako konstanta zapsaná vztahem

$$c_m = \frac{E b^2}{12}, \quad (2)$$

kde E je Youngův modul a b šířka spojení.

Pokud tento ohybový moment překročí hraniční ohybový moment daný vztahem

$$M_{hran} = \frac{N b^2}{6}, \quad (3)$$

kde N je normálová síla a b šířka spojení, dojde k rozevírání stykové spáry segmentů. Z tohoto pohledu je rotační tuhost c_m závislá na normálové síle N a ohybovém momentu M

$$c_m = \frac{9 E}{32 N^3 b} (2 M - N b)^3. \quad (4)$$

Budeme-li odezvu ostění modelovat užitím klasických nosníkových prvků, lze výše popsané chování podélných styků mezi segmenty zavést do MKP nejlépe pomocí nelineárních pružin ve formě polotuhých styčniců, viz [8]. Při definici pružin není třeba stanovovat moment při plastickém tečení, neboť již při dosažení hodnoty 80 % tohoto momentu je pružina extrémně měkká. Pokud do výpočtu MKP zavedeme podélný styk mezi segmenty pomocí lineární pružiny, bude získaný popis rozevírání styku značně „hrubý“. Další možnosti jsou uvedeny v [6].

Případ, kdy je ostění reprezentováno plošnými prvky, je popsán např. v [10]. Spoj je v takovém případě modelován dvojicí nosníkových prvků, jejichž tuhost a vzájemné natočení je upraveno v souladu se vztahem (4). V případě zanedba-

telné torzní tuhosti lze uvažovat kloubové (bezmomentové) spojení jednotlivých nosníků. Tento případ je podrobněji sledován v následující kapitole.

Vliv obvodových styčných spár – spojení prstenců je simulováno pomocí postranních pružin. Obvykle se spojení prstenců simuluje pomocí nelineárních postranních pružin, které představují smykovou tuhost a maximální únosnost spojení. Pokud se do styčné spáry mezi prstenci vkládá překližka či lisovaná dřevoláknitá deska, je tuhost pružin dána smykovou tuhostí výplňového materiálu

$$c = \frac{G A}{d}, \quad (5)$$

kde G je modul pružnosti ve smyku, A plocha překližky či dřevoláknité desky a d tloušťka překližky či dřevoláknité desky.

Pokud se mezi prstenci nepoužívá mechanické spojení, je spolupůsobení prstenců zajištěno pomocí tření a normálové síly v obvodové styčné spáře vyvolanými posuvnými hydraulickými lisovacími stroji. Hodnota součinitele tření μ je těžko určitelná a je předmětem diskuzí. Ve strukturní analýze segmentového ostění se radiální pružiny simulující vetknutí prstenců deformují nezávisle. Proto se při volbě hodnoty součinitele tření pro spojené prstence musí uvažovat taková hodnota, aby nastala vyvážená deformace prstence. Z tohoto pohledu se zdá nejhodnější hodnota $\mu = 0,5$. Analýza maximální únosnosti bočních pružin tak závisí na zvoleném koeficientu tření a vnesené síle posunu tunelovacího stroje. V každém případě lze vliv obvodových styčných spár spolehlivě vystihnout pomocí třídimenzionálním výpočtem.

Vliv geotechnických parametrů zemin a hornin – druhý vliv je účinek parametrů zemin a ostění na napětí vyvolaná v segmentech ostění. Tyto parametry, které budou dále popsány, jsou koeficient zemního tlaku v klidu K_0 a modul pružnosti zeminy (Youngův modul) E_s . Vliv těchto parametrů je možné popsat pomocí koeficientu momentů α

$$\alpha = \frac{M}{\gamma H R^2}, \quad (6)$$

kde M je ohybový moment, γ objemová tíha zeminy, H výška nadloží tunelu a R střední poloměr ostění.

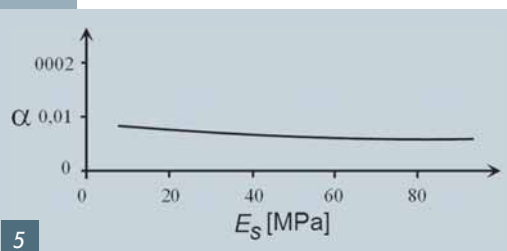
Koeficient zemního tlaku v klidu K_0 je jedním z kritických faktorů v ohodnocení velikosti napětí v ostění. Obecně, čím větší je hodnota zemního tlaku v klidu K_0 , tím větší napětí se indukují v ostění. Pro hodnoty $K_0 = 2$ dostaneme největší hodnoty, pro případ $K_0 = 1$ obdržíme nejmenší hodnoty momentů a pro $K_0 = 0,5$ dostáváme hodnoty momentů přibližně uprostřed. Toto chování je důsledkem velkých rozdílů mezi svislým a vodorovným napětím v ostění. Pokud při výpočtu uvažujeme hodnoty tlaku v klidu kolem 2,0 (např. pro překonsolidované zeminy), měli bychom z důvodu snížení napětí v ostění uvažovat i větší počet segmentů v prstenci ostění.

Na obrázku 5 je patrný vliv modulu pružnosti E_s zeminy na koeficient momentů α . Pokud hodnota E_s narůstá, moment v ostění klesá. Je to proto, že pokud je zemina tuhá, je ostění naproti tomu relativně více poddajné, takže se v něm indukují menší napětí. Vliv modulu pružnosti E_s na moment ostění z osmi a více segmentů je převážně zanedbatelný. To může být dáno relativně velkou tuhostí ostění v případě velkého počtu segmentů.

POROVNÁNÍ VLIVU TUHOSTI PRSTENCE OSTĚNÍ

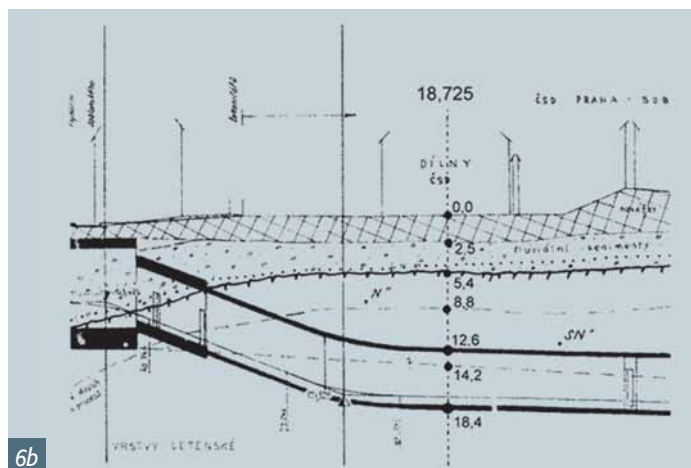
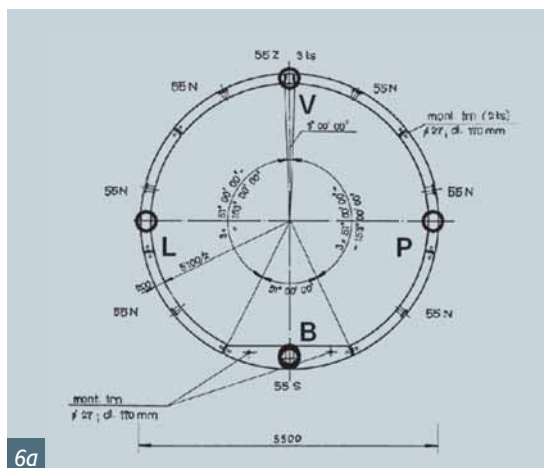
V předchozí kapitole byl uveden stručný přehled zásad modelování segmentového ostění metodou konečných prvků. Pozornost byla věnována zejména faktorům, které mají zásadní vliv na rozložení napětí v ostění a jejich možného zavedení do výpočtového modelu konečných prvků. Z konstrukčního hlediska se jedná především o příčné, průběžné a obvodové spáry mezi jednotlivými segmenty ostění, přičemž obvodové spáry lze spolehlivě zohlednit pouze v rámci plně třídimenzionální analýzy.

V běžné praxi je však často nutné se spokojit pouze s řešením dvourozměrné úlohy zvoleného příčného řezu. Z výše popsaných spojů pak lze s příslušnou aproximací simulovat vliv příčných spár mezi segmenty v prstenci ostění a vliv průběžných podélných spár. Nicméně i v tomto případě jsou dostupné výpočtové programy značně omezené.



Obr. 5 Vliv modulu pružnosti E_s na koeficient momentů

Fig. 5 Influence of modulus of elasticity E_s on moment coefficient

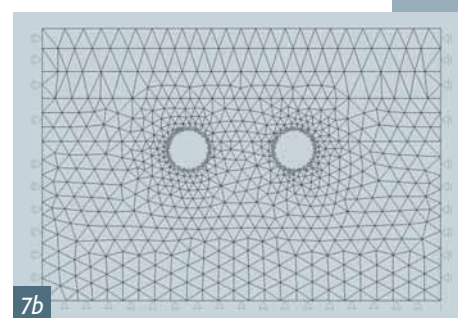
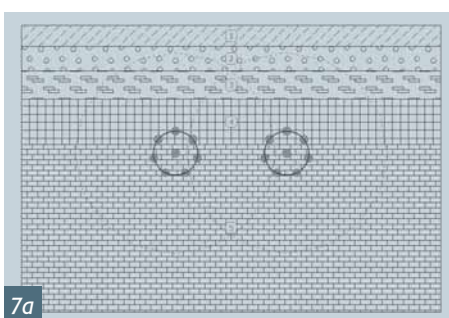


Obr. 6 a) Příčný řez tunelem se skladbou segmentového ostění, b) podélný řez tunelem se skladbou zemního profilu

Fig. 6 a) Tunnel cross-section with the segments layout, b) longitudinal section with soil profile

Obr. 7 Výpočetní model: a) topologie, b) síť konečných prvků

Fig. 7 Computational model: a) topology, b) finite element mesh



V následujících odstavcích uvádíme parametrickou studii posouzení vlivu příčných a podélných spár na příkladu železobetonového ostění tunelu pražského metra u stanice Nádraží Holešovice složeného ze segmentů tloušťky 200 mm, délky 1 400 mm a vnějším průměru 5 500 mm (obr. 6a). Při výpočtu byl uvažován elastický materiálový model ostění s parametry betonu B40 ($E = 35\,000\text{ MPa}$). Výztuž (ocel 10425, $E = 210\,000\text{ MPa}$) byla do výpočtu zavedena pomocí poměru tuhostí $E_o/E_b = 6 \times$ plocha výztuže. Pro vlastní výpočet byl zvolen reprezentativní řez v místě staničení 18,725 podélného profilu tunelu (obr. 6b). Jednotlivé vrstvy podloží byly reprezentovány Mohr-Coulombovým materiálovým modelem. Příslušné parametry jsou uvedeny v tab. 1.

Numerická analýza byla provedena programem GEO5 MKP – modul Tunel. Výsledný výpočetní model reprezentovaný skladbou vrstev a geometrickým uspořádáním jednotlivých segmentů tunelového ostění je patrný z obr. 7a, použítá síť konečných prvků je pak vykreslena na obr. 7b. Pro síť byl použit plošný trojúhelníkový prvek se šesti uzly.

Numerické modelování programem GEO5 MKP bylo provedeno pro následující případy:

A – monolitické tuhé ostění bez reduk-

ce momentu setrvačnosti, spáry mezi segmenty nejsou uvažovány;

B – monolitické tuhé ostění s redukcí momentu setrvačnosti podle (1) s uvažováním nulové hodnoty momentu setrvačnosti příčných spár, tento přístup umožňuje zohlednit geometrické uspořádání segmentů podle obr. 4a;

C – jednotlivé segmenty ostění jsou modelovány nosníkovými prvky s kloubovým připojením, tento model je přijatelný pro případ průběžných podélných spár (obr. 4b), se zanedbatelnou ohybovou tuhostí spoje mezi segmenty.

Každá z uvedených variant byla posouzena pro dva případy technologie výstavby. První případ předpokládá, že ostění je aktivováno současně s probíhající ražbou. V druhém případě se uvažuje určitá prodleva, kdy výrub je po určitou dobu nevystrojen. Současná verze programu však umožňuje řešit tento pro-

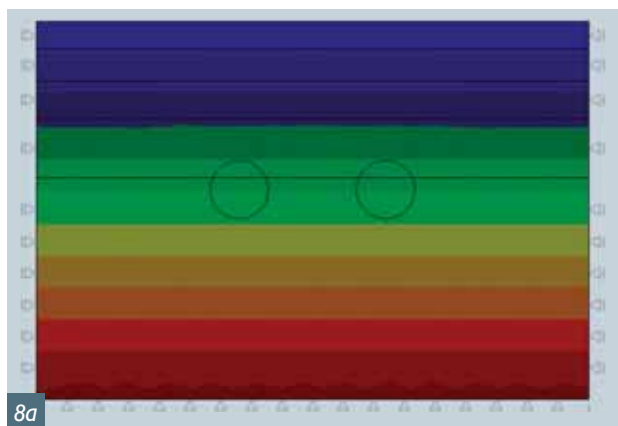
blém pouze v rámci tzv. metody opěrných sil (β -metoda) [10], původně navržené pro případ ražby Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). V případě metody TBM by se tedy mělo k tomuto způsobu modelování přistupovat s určitou obezřetností.

V prvním případě byl výpočet proveden ve dvou fázích. První fáze vždy slouží ke stanovení primární napjatosti (geostatické napětí) (obr. 8a). V druhé fázi je instalováno ostění a provedena exkavace. Ostění je v tomto případě zatíženo plnou hodnotou odebrané zeminy. Příklady rozložení svislých napětí, vodorovných a svislých posunů na konci druhé fáze jsou uvedeny na obr. 8a až d.

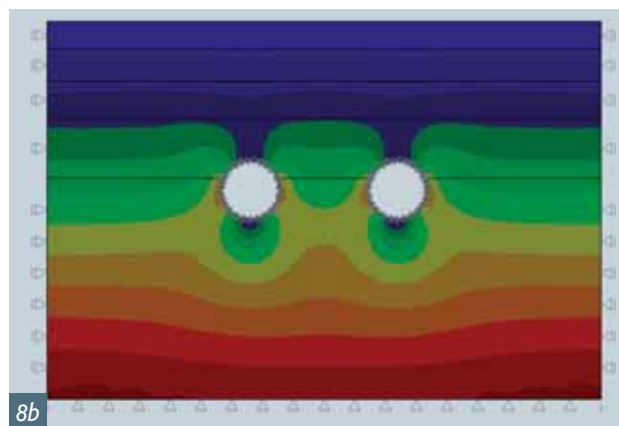
Přestože se z pohledu geometrického uspořádání nabízí řešení pouze jedné tunelové trouby s uvažováním symetrie, je vhodné, s odkazem na zvolenou síť konečných prvků, řešit celou kon-

Tab. 1 Materiálové parametry jednotlivých vrstev
Tab. 1 Material parameters of individual layers

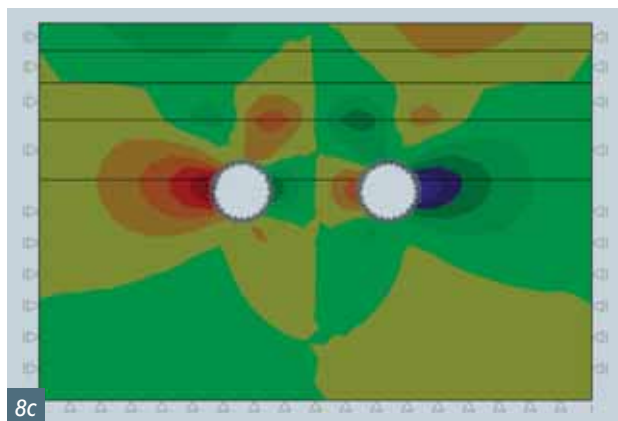
Materiál Parametry	Navážky	Sedimenty	Navětralé břidlice (N)	Středně zvětralé břidlice (SN)	Břidlice nezvětralé
γ [kN/m ³]	18	22	24	25	26
E [MPa]	30	70	30	150	400
ν [-]	0,2	0,25	0,3	0,25	0,2
c [kPa]	5	5	20	80	300
ϕ [°]	20	20	22	36	38



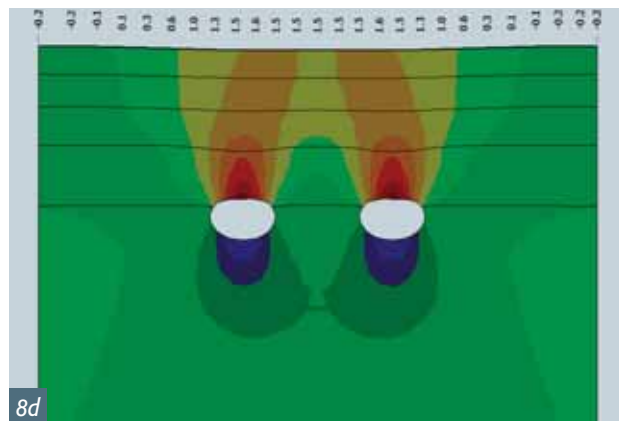
8a



8b



8c

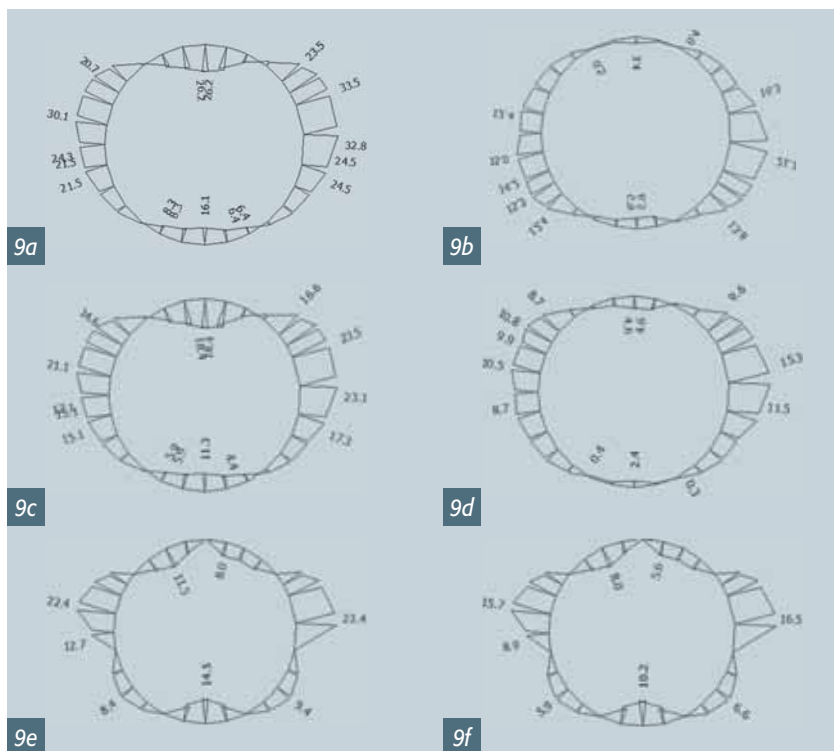


8d

Obr. 8 Grafické zobrazení výsledků: a) primární napjatost (svislé normálové napětí), b) svislé normálové napětí po exkavaci, c) vodorovná deformace, d) svislá deformace

Fig. 8 Graphical output: a) primary stress state (vertical normal stress), b) vertical normal stress after excavation, c) horizontal displacement, d) vertical displacement

Obr. 9 Průběhy momentů: a) varianta 1A, b) varianta 1B, c) varianta 2A, d) varianta 2B, e) varianta 1C, f) varianta 2C
Fig. 9 Moment distributions: a) variant 1A b) variant 1B, c) variant 2A, d) variant 2B, e) variant 1C, a) variant 2C



9a

9b

9c

9d

9e

9f

strukci. Určité nehomogenní uspořádání prvků v síti pak může simulovat případné imperfekce jak z pohledu materiálových dat, tak i z pohledu vlastního provedení ražby obou tunelů.

Druhý způsob výpočtu má za cíl zohlednit určitou prodlevu mezi ražbou a konečným vystrojením. Použitá metoda opěrných sil vyžaduje nejméně tři výpočtové fáze, kdy ve druhé fázi se část zatížení dané plnou exkavací (β násobek celkového zatížení) aplikuje na nevystrojený výrub. Zbylá část zatížení ($(1-\beta)$ násobek celkového zatížení) se pak aplikuje až ve třetí fázi výpočtu na již vystrojený výrub. V našem případě jsme uvažovali poměr těchto dvou složek zatížení 30/70 ($\beta = 0,3$). Výsledné průběhy momentů pro jednotlivé případy jsou vykresleny na obr. 9. V tabulce 2 je provedeno porovnání vybraných veličin pro uvažované případy výpočtu. Hodnoty momentů M^I jsou uváděny v [kNm/m], normálových sil N^I v [kN/m], kontaktních

Tab. 2 Výsledky z programu GEO5 MKP – modul Tunel
Tab. 2 Results from program GEO5 FEM – module Tunnel

Úloha	M^V [kNm/m]	M^B [kNm/m]	M^L [kNm/m]	M^R [kNm/m]	N^V [kN/m]	N^B [kN/m]	N^L [kN/m]	σ_n^V [kPa]	σ_n^B [kPa]	σ_n^L [kPa]	D_z^{\max} [mm]	D_x^{\max} [mm]
1A	26,2	16,1	30,1	32,8	413	258	826	195	175	287	2/-2,9	±2,4
1B	6,5	3,4	15	21,7	421	258	823	187	169	294	2,2/-3,3	±2,5
2A	18,4	11,3	21,1	23,1	291	182	582	141	133	225	4,8/-3,3	±1,9
2B	4,6	2,4	10,5	15,3	297	182	580	135	129	230	4,9/-3,4	±1,9
1C	–	14,5	22,4	23,4	414	262	822	168	181	272	2,6/-2,9	±2,4
2C	–	10,2	15,7	16,5	292	185	579	122	138	215	5,2/-3,3	±1,9

normálových napětí σ_n^l v [kPa], a posunů v [mm]. Indexy l = V,B,L,P odpovídají vybraným bodům na obr. 6a.

Výsledky v tabulce 2 kvalitativně odpovídají jednotlivým modelovým případům. Je zřejmé, že zásadní vliv na snížení hodnot momentů v ostění má redukce tuhosti prstencového ostění podle Muir Wooda. Naproti tomu významná redukce normálových sil na jedné straně a nárůst svislých deformací na straně druhé jsou patrné při použití β -metody (simulace 2A, 2B).

V případě průběžných podélných spár (simulace 1C, 2C) jsme uvažovali kloubové připojení, což odpovídá nulové ohybové tuhosti těchto spár. Stávající verze programu GEO MKP neumožňuje přímé zavedení torzní pružiny spojující přilehlé nosníky. Nicméně, jak je prezentováno v [6], by bylo možné tento nedostatek obejít vložením krátkých nosníkových prvků s příslušnou pohybovou tuhostí stanovenou podle vztahů (2) a (4) mezi sousedící segmenty ostění.

Na závěr poznamenejme, že stanovení průběhů vnitřních sil přenášených ostěním předpokládá elastické chování nosníkových prvků. Případné posouzení možného vývoje porušení by vyžadovalo použití nezávislého programu [11], např. ATENA 2D [12]. Zatížení ostění vyvolané horninovým tlakem by v takovém případě odpovídalo velikosti kontaktního napětí na hranici mezi ostěním a horninou stanoveným původním výpočtem v programu GEO MKP.

Poznamenejme, že pro určení kontaktního napětí není třeba kontakt mezi nosníkovým prvkem (ostění) a horninou aktivovat na začátku výpočtu. Tento krok lze provést v nezávislé fázi budování, v níž se kontakt pouze aktivuje bez další změny geometrie či zatížení. Při výpočtu pak dojde pouze k určení kontaktního napětí na příslušném rozhraní z uzlových hodnot napětí plošných prvků masivu. Výsledné hodnoty takto získaných kontaktních napětí jsou pro ilustraci uve-

deny v tabulce 2. V další fázi lze kontaktní prvky, pokud neplní nějakou jinou funkci, z výpočtu opět vypustit. V každém případě, nevhodné užití kontaktních prvků ve výpočtu může velmi nepříznivě ovlivnit výsledky simulace. V našem případě byly hodnoty vnitřních sil velmi citlivé již na volbu počáteční tuhosti kontaktů. Z tohoto důvodu tak nebyly kontaktní prvky v této studii uvažovány.

ZÁVĚR

Pokud při analýze železobetonového segmentového ostění uvažujeme běžné zatěžovací stavy nezohledňující vliv styčných spár mezi jednotlivými prstenci a neuvažujeme prostorové chování horninového (zeminného) masivu, není nutné pro výpočet používat prostorovou metodu konečných prvků (3D MKP). Vliv styčných spár se do 2D MKP dá úspěšně zavést pomocí výše zmíněných metod. Pro hrubou orientaci o chování segmentového ostění zcela vyhoví postup podle Muir Wooda. Určitá opatrnost je nutná při zavádění prostorového chování pomocí metody opěrných sil. Ve speciálních případech, kdy je nutné uvažovat např. otvory (prostupy) v segmentovém ostění, rozdílná zatížení působící na prstec (např. bobtnání zeminy jen z jedné strany výrubu), velké nadvýlomy či výplňovou injektáž přes více prstenců ostění, je použití strukturální analýzy pomocí 3D MKP nezbytné.

Příspěvek byl zpracován v rámci řešení výzkumného záměru MSM 6840770003 „Rozvoj algoritmů počítačových simulací a jejich aplikace v inženýrství“.

Prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., DSc.

e-mail: sejnomo@fsv.cvut.cz

Katedra mechaniky

Doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Katedra geotechniky

oba: Fakulta stavební ČVUT v Praze

www.fsv.cvut.cz

Literatura:

- [1] Pruška J.: Sanace betonu v podzemních konstrukcích. Silnice a železnice, 3 ročník, 3/2008, str. 62–64, Konstrukce Media, s. r. o., Ostrava 2008
- [2] Trabada J. et al.: The Madrid Extension Plan 2003 – 2007, Madrid
- [3] Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining, Working Group No. 2, International Tunnelling Association, www.ita-aites.org (červenec 2009)
- [4] Muir Wood A. M.: The circular tunnel in elastic ground. Geotechnique, 1, 1975
- [5] Jansen P.: Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings, Report No. 83-41 University of Braunschweig, Dept. of CE, 1983
- [6] Potts D. and Zdravkovic L.: Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering, Volume II – Application, Telford Publishing, London 1999
- [7] New BM., O'Reilly MP., Tunnelling induced ground movements, predicting their magnitude and effects. Proc 4th conf. on ground movements and structure, Cardiff 1991
- [8] FINE, s. r. o., www.fine.cz (červenec 2009)
- [9] Balthaus H., Dorgarten H.-W., Billig B.: Balthaus: Tunnelsicherung und Tunnelausbau. Betonkalender, Fertigteile und Tunnelbauwerke, Teil I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2005, 257–381
- [10] FINE, s. r. o., GEO5 MKP, Teoretický manuál, www.fine.cz
- [11] Červenka V., Jendele L. a Červenka J.: ATENA program documentation, Červenka Consulting 2002, www.cervenka.cz,
- [12] Chamrová R., Šejnoha M.: Aplikace metody konečných prvků při analýze dvouplášťového ostění tunelů NRTM, GEOTECHNIKA, 4, 11–16, 2006