

## **Vplyv konštitučného modelu na statický výpočet podzemných diel**

Juraj Ortuta<sup>1</sup>, Peter Paločko<sup>2</sup>, Martin Bakoš<sup>3</sup>

### **Abstrakt**

V betónových, oceľových alebo drevených prvkoch sa staticky vypočíta konštrukcia a potom sa podľa namáhania volia materiály. V geotechnike je ale dopredu daný materiál a úloha je úplne obrátená. Najskôr je potrebné zistiť vlastnosti materiálu a až potom sa k ním hľadá spôsob, akým bude realizované dielo, aby nedošlo k preťaženiu.

Pri riešení úloh je vhodná voľba konštitučného modelu hlavným predpokladom na čo najpresnejšie vyjadrenie mechanických charakteristík prostredia. Na jednej strane je tu teda presnosť s akou dokážeme matematicky opísať prírodný materiál a na druhej strane dimenzácia konštrukcie, pri ktorej sa žiadny statick nebude spoliehať na milimetrovú presnosť, ale tú hranicu posunie, a to v závislosti od druhu stavby a bezpečnostných rizík.

Tento postup je jedna výpočtová úloha, ktorú tvoria dve časti a len ich správne prepojenie a zhodnotenie dokáže eliminovať zbytočné náklady, poprípade neefektívnosť návrhu.

Autori v článku analyzujú vplyv materialového modelu (elastický model, Model Mohr-Coulomb, Drucker-Prager a Hook-Brown) na výpočet deformácií a následne na dimenzáciu tunelového ostenia v pevných a sypkých materiáloch.

### **Kľúčové slová**

Materiálový model, tunelové ostenie, dimenzovanie

### **Abstract**

The finite element method made a significant impact of static assessment of tunnel primary lining. Design can be effective and more realistic. For this calculation can be employed various behavioral models.

Designer can use other behavioral models which are more suitable on various rock environment and finally results in more economical design. The main problem is relatively wide range of developed models. Every model can lead in unpredictable result and picking the right model can be hard.

Those questions can be interesting especially by design of long tunnels in hard environment conditions. Tunnel Soroška is designed as 4.2 km long road tunnel in karst rocks. Employer decided to divide construction into two phases. First phase presented only one tunnel tube for both directions. When traffic capacity of this tunnel will be reached the second tunnel tube will be constructed. This type of the construction will lead to interesting results during calculation of primary lining. We had compared several material models during calculation of the tunnel primary lining.

The article presents a summary of geotechnical inputs for the efficient selection of the material model and a method of optimizing the calculation, which takes into account the economical and environmental aspects of the design work.

### **Key words**

Behavioral models, tunneling, dimension

---

<sup>1</sup> Amberg Engineering Slovakia s.r.o. Somolického 1/B, Bratislava [jortuta@amberg.sk](mailto:jortuta@amberg.sk)

<sup>2</sup> Amberg Engineering Slovakia s.r.o. Somolického 1/B, Bratislava [ppalocko@amberg.sk](mailto:ppalocko@amberg.sk)

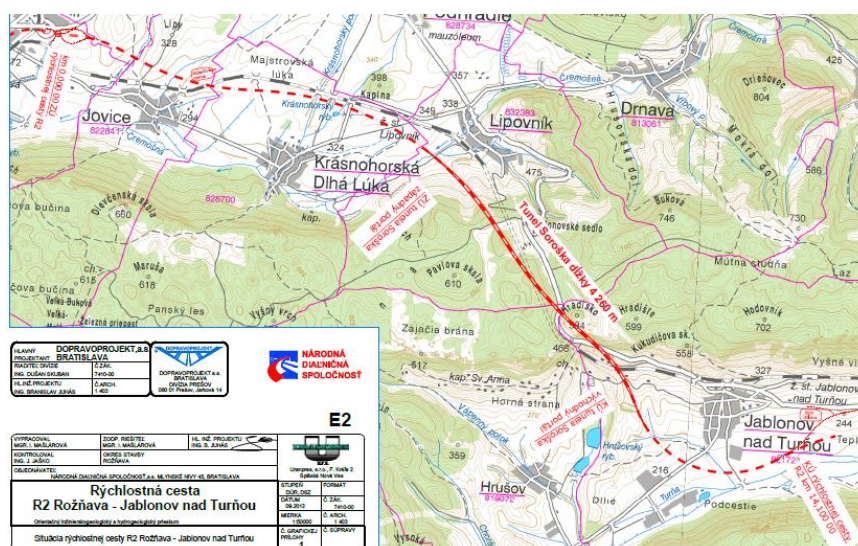
<sup>3</sup> Amberg Engineering Slovakia s.r.o. Somolického 1/B, Bratislava [mbakos@amberg.sk](mailto:mbakos@amberg.sk)

## 1 Úvod

Jedným z dôležitých a dlhoročných cieľov Slovenskej republiky je postupné napojenie dopravnej infraštruktúry na európsku diaľničnú dopravnú sieť. Navrhovaná rýchlostná cesta R2 v úseku Rožňava – Jablonov nad Turňou je v súlade s „Programom rozvoja diaľničnej siete Slovenskej republiky“, ako aj v súlade s uznesením vlády SR č. 523 z 26. 3. 2003 k aktualizácii projektu výstavby diaľnic a rýchlostných ciest na území Slovenskej republiky a stala sa aj jednou z priorit vládneho programu, týkajúceho sa výstavby diaľnic a rýchlostných ciest v období 2016 – 2020.

Predmetný úsek rýchlostnej cesty R2 nie je súčasťou európskych dopravných koridorov TEM alebo TEN-T, ale je súčasťou medzinárodných ciest E58 a E571 a je v súlade s územným plánom VÚC Košického samosprávneho kraja.

Navrhovaný úsek rýchlostnej cesty R2 Rožňava – Jablonov nad Turňou bude po uvedení do prevádzky samostatnou časťou rýchlostnej cesty R2 prechádzajúcej južným koridorom Slovenska, na ktorý sa v budúcnosti napoja úseky R2 Gombasek – Rožňava zo západnej strany a Jablonov nad Turňou – Včeláre z východnej strany (Obr. 1).



Obr. 1 Situovanie tunelu Soroška  
Fig. 1 Situation of the Soroška tunnel

## 2 Charakteristika územia a geologické podmienky

Z geomorfologického hľadiska patrí územie trasy rýchlostnej cesty R2 Rožňava – Jablonov nad Turňou do subprovincie Vnútorne Západné Karpaty, do oblasti Slovenského rudohoria, celku Slovenský kras s podcelkami Silická planina, Horný vrch, Turnianska kotlina, pričom územie medzi Brzotínom a Krásnohorskou Dlhou Lúkou patrí do celku Rožňavská kotlina.

Úsek od Rožňavy po obec Lipovník prechádza cez mierne zvlnené územie, ktoré je prevažne poľnohospodársky využívané a je rozdelené plytkými údoliami s vodnými tokmi, ako je Honácky potok, Majstrovský potok, Krásnohorský potok, Lipovnícky potok a potok Čremošná. Projektovaná trasa prechádza oblasťou Slovenského rudohoria, v západnej časti Rožňavskou kotlinou, smerom na východ podcelkom Horný vrch (Slovenský kras).

Úsek medzi obcami Lipovník a Jablonov nad Turňou je tvorený horským hrebeňom Soroška s cestným horským priechodom v nadmorskej výške 540 m. n. m. Toto územie je súčasťou Národného parku Slovenský kras. Sklony svahov dosahujú viac ako 15 % a územie je hodnotené ako horské s funkciou chráneného územia NP Slovenský kras.

Územie Slovenského krasu je najväčším krasovým územím Slovenskej republiky. Pre územie Slovenského krasu je charakteristický krasový typ reliéfu s výskytom závrto, škrapov, priepastí a jaskýň. Územie sa vyznačuje vysokou energiou reliéfu, strmými svahmi a častými skalnými stenami.

Reliéf Slovenského krasu je špecifický a v podmienkach strednej Európy unikátny. Charakteristický je plochými planinami, rozčlenenými veľmi strmými okrajovými svahmi spadajúcimi do riečnych údolí. Relatívne prevýšenie planín je pomerne vysoké (200 - 400 m), svahy sú typické výstupmi skalného podložia a výskytom bralných foriem. Planiny vynikajú výskytom krasových závrto s množstvom priepastí.

Rožňavská kotlina predstavuje eróžno-tektonickú depresiu v smere Z-V pozdĺž rožňavskej línie. Kotlina má málo členitý, mierne zvlnený reliéf s plochými chrbtami a plytkými úvalinami. Svahy pahorkatiny sú mierne.

Na geologickej stavbe sa podieľajú predkvartérne, mezozoické(triasové) horniny a neogénne, miocénne horniny, ktoré sú nesúvisle prekryté kvartérnymi sedimentami rôznej genézy.

**Mezozoické** triasové horniny Slovenského krasu sú zastúpené:

- wettersteinskými vápencami (stredný - mladší trias),
- stredotriasovými steinalmskými vápencami, ramsauskými dolomitmi a gutensteinskými vápencami,
- bridlicami, vápencami a dolomitmi sinských vrstiev; piesčitými vápencami, bridlicami a pieskovecami silicko-jablonických vrstiev; pieskovecami, kremitými pieskovecami, bridlicami, evaporitmi, ílovitými bridlicami s vložkami jemnozrnných pieskovecov, pestrými bridlicami a pieskovecami bodvasilašských vrstiev (starší trias).

**Neogénne** miocénne poltárske súvrstvie vystupuje v úvodných kilometroch trasy, pričom zvyšky neogénnych sedimentov boli zistené i v oblasti južne od Jablonova nad Turňou. Súvrstvie je zastúpené pontskými štrkami, pieskami a kaolinickými ílmi.

Na formovaní územia v pleistocénne a holocénne sa výrazne podieľali erózne - akumuláčnne a soliflukčné procesy, výsledkom čoho je výrazné plošné rozšírenie **kvartérnych sedimentov** rôznej genézy.

### **3 Metóda výstavby tunela**

V rámci prípravy, bola spracovaná predbežná analýza vhodnosti raziacich metód pre tunel Soroška. Táto analýza sa zamerala na porovnanie Novej rakúskej tunelovacej metódy (NRTM), resp. cyklickej metódy razenia a razenia pomocou raziaceho stroja (TBM), t.j. kontinuálneho spôsobu razenia. Zamerali sme sa na niekoľko aspektov, ako je napríklad geotechnické nebezpečenstvo, nutnosť zlepšovania prostredia (pomocné opatrenia), geologický prieskum masívu a logistika.

V zásade je veľkosť geotechnického rizika NRTM a TBM rovnaká. NRTM je ale flexibilnejšia a pomocou tejto metódy možno zvládnuť tieto riziká jednoduchšie, keďže TBM je náročné prispôbovať rôznorodosti horninového masívu počas razenia. NRTM sa môže úpravou prierezu kedykoľvek prispôbiť zmenám horninového prostredia v trase tunela. To je rozhodujúci faktor pri výbere najvhodnejšej metódy razenia, a to vzhľadom k obmedzenému poznaniu IG a HG podmienok v trase tunela. Táto metóda je tiež jednoduchšia, čo sa týka technickej prípravy. Do značnej miery je možné použiť viac-menej už bežné technológie a zamestnancov, ktorí majú skúsenosti v oblasti razenia tunelov a baníckych prác. Spôsob razenia je pomerne flexibilný z hľadiska prierezu tunela. Núdzové zálivy, priečne prepojenia a jednotlivé výklenky sa môžu raziť už počas razenia hlavnej tunelovej rúry.

Keďže tunel Soroška sa bude raziť v krasovom útvare (Obr. 2), raziaci stroj by mohol naraziť na rôzne dutiny, napríklad jaskyne zaplnené vodou. To by razenie mohlo na dlhšiu dobu zastaviť (minimálne spomaliť). O výskyte nových, nezmapovaných kaverien do výšky 8 – 9 m

a naozaj veľkých dutých priestorov (výška okolo 23 – 25 m) sa dozvedáme už z inžiniersko-geologického prieskumu, ktorý sa realizuje (Obr. 3). Práve táto nepredvídateľnosť je spojená s nutnosťou použiť pomocné opatrenia na zaistenie výrubu, čo väčšinou vedie k zmenšeniu vnútorného prierezu. Prvých cca. 50 m by sa muselo aj pri použití TBM vyraziť klasicky s použitím pomocných opatrení ako je mikropilóťový dáždnik alebo vytvorenie klenby z tryskovej injektáže. Na základe týchto predpokladov je projekt tunela spracovaný pre razenie tunela s použitím cyklickej metódy razenia (NRTM).

#### **4 Statické riešenie tunelového ostenia**

Problematika statického výpočtu zahŕňa široké spektrum geotechnických úloh, z ktorých statický výpočet predstavuje len malú, ale o to zložitejšiu časť. Už pri návrhu tunela musí mať projektant na zreteli všetky súvislosti a komplikácie, ktoré môže dielo vyvolať a musí si zvoliť kompromis medzi technickým a ekonomickým riešením.



*Obr. 2 Hrušovská jaskyňa zapísaná v zozname UNESCO, ktorej konečná veľkosť nie je v masíve dodnes zmapovaná*

*Fig. 2 Hrušovská cave registered in UNESCO, the final size is not yet explored*



*Obr. 3 Neporušené vrtné jadro z priestoru tunela  
Fig. 3 Intact drill core from the tunnel area*

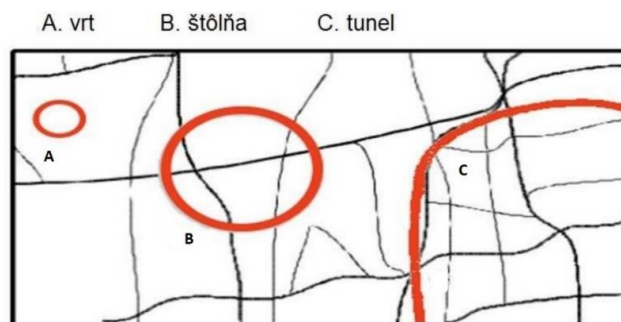
Zatiaľ čo statik pozemných konštrukcií pracuje pri návrhu s materiálmi viac či menej exaktne definovanými a riešenie spodnej stavby predstavuje len časť realizovaných výpočtov, pre geotechnika je horninové prostredie stavebným materiálom, ktorý tvorí základný prvok nosného systému „ostenie-hornina“ a pri návrhu podzemného diela s ním musí veľmi zodpovedne pracovať. Od výsledku jeho práce priamo závisí bezpečnosť a cena diela, ktorá práve v prípade dopravných tunelov nie je malá.

Vzhľadom na to, že gravitačné napätie masívu môže geotechnik spočítať, tak zvyšné zložky geostatickej napätosti, ako je reziduálne a tektonické napätie, len odhaduje, čo samozrejme pri zlej interpretácii môže viesť k chybným záverom a následným nepresným výpočtom, ktoré vyústia do ekonomicky nevýhodne navrhnutého podzemného diela. Preto jednou z prvých a najdôležitejších úloh je určenie primárnej napätosti v horninovom masíve. Práve tektonické napätie, ktoré je v okolí zlomov a trhlín, ho veľmi ovplyvňuje.

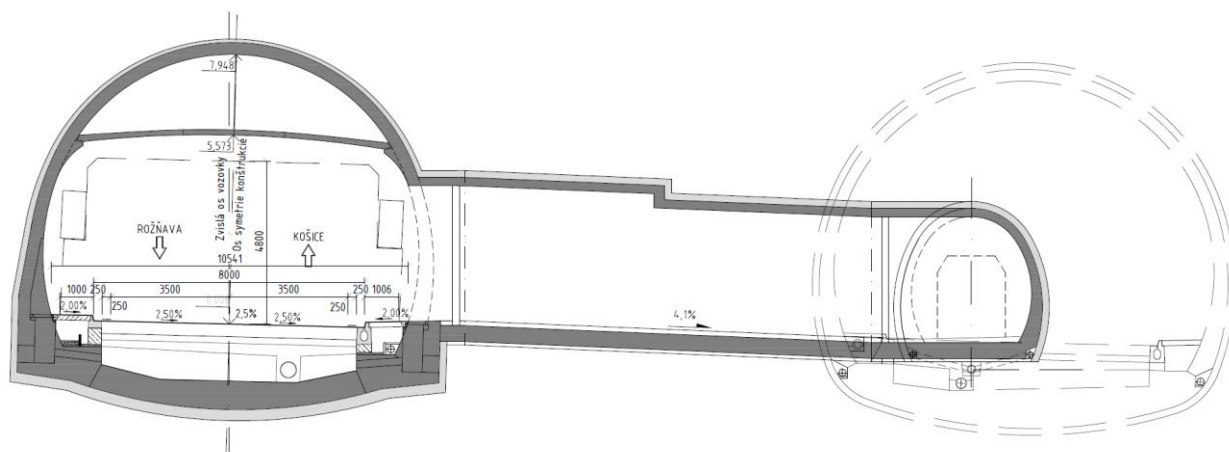
Ako je všeobecne známe, horninový masív v okolí výrubu „uniká“ splastizovaniu premiestnením napäťového poľa z otvoru. Tým sa vytvorí odláhčená zóna a tá ma tendenciu sa zosunúť do výrubu. V prípade, že sa výrub nevystrojí, dôjde k zavaleniu a hornina sa bude do masívu rozvoľňovať tak dlho až sa opäť nevytvorí rovnovážny stav vo väčšej vzdialenosti od výrubu a vznikne tzv. prirodzená horninová klenba. Rozsah odláhčenej zóny závisí od fyzikálno-mechanických vlastností horninového masívu, tvaru a rozmerov výrubu a od tunelovacej metódy. Za odláhčenou zónou nasleduje zóna zvýšených napätí, čiže horninová klenba, v ktorej sa vo väčšej vzdialenosti od výrubu a teda aj na väčšej ploche roznášajú zvyšné napätia a hornina sa stáva samonosnou. Na to, aby sa mohla vytvoriť horninová klenba je nutná dostatočne mocná vrstva masívu nad tunelom. Pokryvné vrstvy sa do nadložia neuvažujú. V prípade tunela Soroška bola horninová klenba, a to podľa viacerých výpočtových prístupov, určená od 25 do 40 metrov, a to za predpokladu zdravej skalnej horniny (Obr. 4).

V STN EN ISO 14689 – 1 je horninový masív charakterizovaný ako hornina spoločne s diskontinuitami, zónami zvetrania a s podzemnou vodou. Tieto diskontinuity znižujú súdržnosť hornín, ktoré tvoria horninové prostredie a menia ich vlastnosti.

Prečo je tak náročné správne odhadnúť parametre na určenie primárnej napätosti je zrejmé z obrázku 3. Ten predstavuje najbežnejší príklad toho, s čím sa musí geotechnik vysporiadať pri správnom vyhodnocovaní inžiniersko-geologického prieskumu (a je jedno či sa jedná o predbežný, podrobný alebo doplnkový). Čo samozrejme v miestach s núdzovým zálivom a priečnym prepojením môže robiť problémy, a to hlavne kvôli veľkým výrubovým plochám (Obr. 5). Ďalší problém robí aj otvorenosť trhlín, ktorá sa môže pohybovať vo veľkých rozpätiach. Taktiež výplň trhlín je rozdielna (voda, vzduch, rozrušený až sypký materiál), čo ovplyvňuje vo veľkej miere mechanické vlastnosti materiálu. Pre vápence Slovenského krasu je práve táto rozpukanosť charakteristická, a teda aj jej správne vyhodnotenie je hlavným vstupom na spresnenie výpočtového modelu.



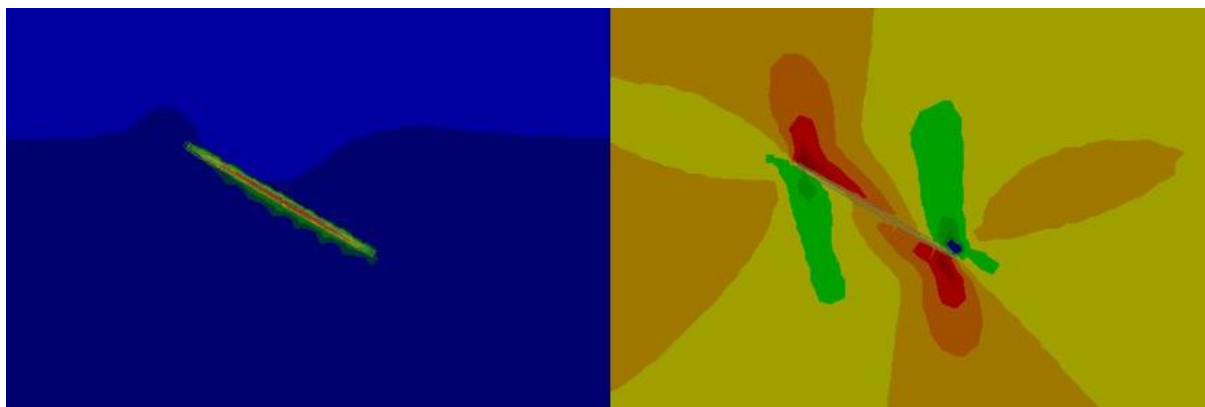
Obr. 4 Vplyv inžiniersko-geologického prieskumu na odhad potrebných parametrov  
 Fig. 4 The impact of geological survey on the estimation of the necessary parameters



Obr. 5 Navrhnuté priečne prepojenie s únikovou štôľňou  
 Fig. 5 Proposed cross-connection with escape tunnel

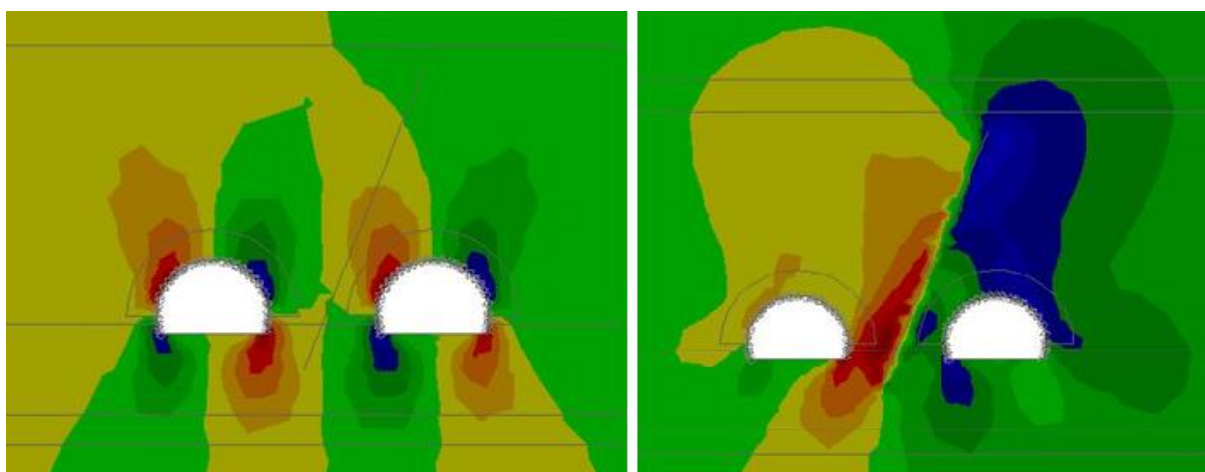
Pri vyhodnocovaní vplyvu porúch horninového masívuna tunel Soroška bol použitý predpoklad, že v mieste zlomu/trhliny dochádza k zníženiu veľkosti kontaktných napätí, ktoré je možné variovať podľa šírky trhliny a jej výplne (keď tvorí výplň voda alebo vzduch, je kontaktné napätie rovné nule). Tu ale nastáva otázka, ako vyhodnotiť vertikálne pohyby, a to vzhľadom na rádoovo rozdielnu stlačiteľnosť vody a vzduchu. V takomto prípade je možné pracovať s predpokladom, že z pohľadu geologického vývoja už bol dosiahnutý rovnovážny stav a teda aj táto deformácia sa bude rovnať nule. Takto je možné ohraničiť počet premenných, ktorý by mohli ovplyvniť výpočet primárnej napätosti.

Ako prvé sa vyhodnotil spôsob, ako trhlinu zohľadniť v modeli (Obr. 6) a následné na to sa urobil výpočet na stanovenie tendencie, s akou vplyva modelovaná trhlina na samotnú výstavbu tunela (Obr. 7).



Obr. 6 Vplyv modelovanej trhliny na okolité prostredie (vpravo ekvivalent pomerneho pretvorenie; vľavo vyčerpanie šmykovej pevnosti)  
Fig. 6 Impact of tectonic crack in area (right equivalent of relative strain, left depletion of the shear strength)

Táto idealizácia a hlavne kalibrácia výpočtového modelu je dôležitá na určenie stability stredového piliera, ktorý bude počas razenia tvoriť hlavný stabilizačný prvok medzi tunelovou rúrou a únikovou štôľňou. Preto aj vplyv rôznych porúch bol skúmaný nielen na jednoduchých, ale aj zložitejších priebehoch trhlín (Obr. 8).



Obr. 7 Vyčerpanie šmykovej pevnosti v okolí tunela (vľavo bez vplyvu trhliny; vpravo s vplyvom trhliny)  
Fig. 7 Depletion of the shear strength in tunnel area (left without of tectonics' crack, right with tectonics' crack)



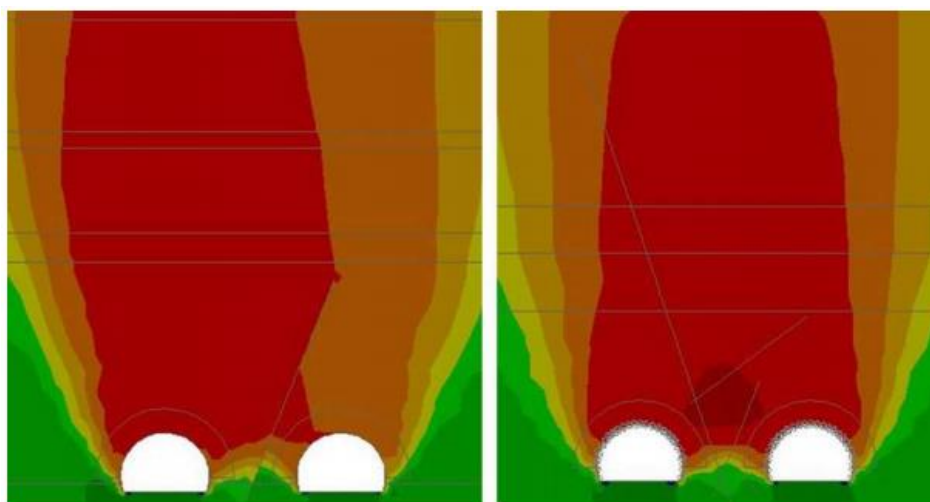
Obr. 8 Rôzne výpočtové modely na určenie vplyvu trhlín na stabilitu stredového piliera  
Fig. 8 Various computational models to determine the impact of cracks on the stability of the center pillar

V rámci simulácie vplyvu trhlin na tunel bol vyhodnocovaný taktiež vplyv na vznik horninovej klenby. Výpočet poukázal na fakt, že v prípade „jednoduchých“ zlomov, je vďaka trhline zvýšené prerozdelenie primárneho napätia priamo závisle od sklonu anomálie kosi tunela, atým pádom aj deformácie nie je možné brať konštantne pre obe tunelové rúry. To sa ale mení v prípade, že sa jedná o súbor trhlin, ktoré sa navzájom ovplyvňujú (Obr. 9). V mieste najvyššej koncentrácie dochádza k nekontrolovaným deformáciám a tie podnecujú prostredie k vzniku „sekundárnej“ horninovej klenby, ktorá by v prípade aktivácie nemala formu lokálnych nadvýlomov, ale priamo zrútenie stredového piliera a zavalenie.

Tak ako už bolo skôr uvedené, geotechnické výpočty a vlastne aj celý postup budovania výpočtových fáz, predstavuje technológiu razenie pomocou NRTM. Prehľad výpočtových krokov je zhrnutý v tabuľke 1.

## 5 Vplyv trhlin na stabilitu stredového piliera

V stabilitnom výpočte sa redukujú základné parametre hornín, uhol vnútorného trenia a súdržnosť, až kým nedôjde k splastizovaniu a následnej nestabilite. Výsledky z jednotlivých fáz sú súhrnne uvedené v tabuľkách 2 – 4. Jednotlivé výpočty predstavujú tri rôzne geologické scenáre, ktoré sú uvedené na obrázku 8.



Obr. 9 Horninová klenba v prípade „jednoduchej“ trhliny a vznik „sekundárnej“ horninovej klenby pre súbor trhlin

Fig. 9 Rock arch in the case of a "simple" crack and the formation of a "secondary" rock arch for a set of cracks

Tab. 1 Fázy modelovania tunelových rúr

Tab. 1 Tunnel tube modeling phases

		1.FÁZA	2.FÁZA	3.FÁZA	4.FÁZA	5.FÁZA	6.FÁZA	7.FÁZA	8.FÁZA
1.RÚRA	TOPOGRAFIA	VÝPOČET	AKTIVÁCIA	EXKAVÁCIA 2	EXKAVÁCIA 3	AKTIVÁCIA	EXKAVÁCIA 2	EXKAVÁCIA 3	
			EXKAVÁCIA 1	PRIRADENIE (KOTVY)	NOSNÍK (ZOSILENIE 1)	EXKAVÁCIA 1	NOSNÍK	NOSNÍK (ZOSILENIE 1)	
2.RÚRA	TOPOGRAFIA	VÝPOČET		AKTIVÁCIA	EXKAVÁCIA 2	EXKAVÁCIA 3	AKTIVÁCIA	EXKAVÁCIA 2	EXKAVÁCIA 3
				EXKAVÁCIA 1	PRIRADENIE (KOTVY)	NOSNÍK (ZOSILENIE 1)	EXKAVÁCIA 1	NOSNÍK	NOSNÍK (ZOSILENIE 1)

	1	2	3
EXKAVÁCIA	40%	30%	30%



Celkový výpočet pozostával s niekoľkými porovnávacími variantmi. Modelovali sa tri hrúbky stredového piliera 1D; 2D a 3D, kde D predstavuje priemer tunelovej rúry a tieto hrúbky sa variovali pre výpočet s trhlinami (T) a bez trhlín (B). V záverečnej etape sa ešte pristúpilo k prepočtu seizmického zaťaženia.

Tab. 2 Stupeň stability pre model HG7

Tab. 2 Stability degree for model HG7

HG7	1. Etapa		2. Etapa		3. Etapa		4. Etapa		5. Etapa		6. Etapa		7. Etapa		8. Etapa		9. Etapa									
	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	BS <sub>1</sub>	BS <sub>2</sub>	T	TS <sub>1</sub>	TS <sub>2</sub>				
1D	5,40	5,11	2,79	2,79	2,44	2,41	2,57	2,57	2,38	2,38	2,32	2,26	2,54	2,26	2,54	2,26	2,54	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,29			
2D	5,40	5,40	2,72	2,72	2,51	2,48	2,68	2,65	2,45	2,45	2,38	2,45	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	2,58	2,57	2,56	2,54	2,54			
3D	5,40	5,40	2,68	2,68	2,54	2,54	2,75	2,71	2,51	2,51	2,51	2,47	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,68	2,68	2,65	2,65	2,65	2,65			
1D													2,51	2,26	2,51	1,94	2,51	2,48	1,94	2,47	2,32					
2D													2,57	2,58	2,57	2,57	2,57	2,57	2,58	2,57	2,03	2,51				
3D													2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65

Tab. 3 Stupeň stability pre model HG8

Tab. 3 Stability degree for model HG8

HG8	1. Etapa		2. Etapa		3. Etapa		4. Etapa		5. Etapa		6. Etapa		7. Etapa		8. Etapa		9. Etapa							
	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	BS <sub>1</sub>	BS <sub>2</sub>	T	TS <sub>1</sub>	TS <sub>2</sub>		
1D	5,40	5,40	4,09	4,09	3,31	3,31	3,59	3,59	3,40	3,48	3,54	3,59	3,82	3,87	3,82	3,87	3,82	3,82	3,82	3,87	3,87	3,87	3,87	
2D	5,40	5,40	4,09	4,09	3,54	3,53	3,92	3,92	3,68	3,68	3,82	3,87	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,09	4,14	4,14	4,09	4,09	
3D	5,40	5,40	4,09	4,09	3,77	3,82	4,14	4,18	3,93	3,93	4,03	4,02	4,43	4,37	4,43	4,37	4,43	4,43	4,37	4,37	4,36	4,36	4,36	
1D													3,82	3,87	3,82	3,87	3,82	3,82	3,82	3,82	3,87	3,87	3,87	3,84
2D													4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,09	4,14	4,14	4,14
3D													4,37	4,09	4,37	4,35	4,37	4,37	4,37	4,35	4,41	4,37	4,41	4,37

Tab. 4 Stupeň stability pre model V59

Tab. 4 Stability degree for model V59

V59	1. Etapa		2. Etapa		3. Etapa		4. Etapa		5. Etapa		6. Etapa		7. Etapa		8. Etapa		9. Etapa								
	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	T	B	BS <sub>1</sub>	BS <sub>2</sub>	T	TS <sub>1</sub>	TS <sub>2</sub>			
1D	5,40	3,02	4,98	2,48	4,14	2,23	4,48	2,44	4,19	2,71	4,03	2,31	4,25	2,03	4,25	2,03	4,25	4,30	4,25	2,54	2,98	2,71	2,71		
2D	5,40	3,73	4,92	3,99	4,37	3,40	4,71	3,40	4,37	3,39	4,25	3,38	4,43	3,63	4,43	3,63	4,43	4,47	4,43	3,63	4,03	4,03	4,03		
3D	5,40	2,71	4,86	2,65	4,60	2,94	4,92	3,08	4,60	2,58	4,37	2,26	4,60	2,61	4,60	2,61	4,60	4,60	4,60	2,61	2,72	3,01	3,01		
1D													4,25	2,03	4,25	2,03	4,25	4,30	4,25	2,54	2,98	2,71			
2D													4,43	3,63	4,43	3,63	4,43	4,47	4,43	3,63	4,03	4,03			
3D													4,60	2,61	4,60	2,61	4,60	4,60	4,60	4,60	2,20	2,23	2,63	2,63	2,63

Z výsledkov je zrejme pokles stupňa stability stredového piliera so zvyšujúcim sa množstvom diskontinuít. Táto štúdia poukazuje na fakt, že je možné predpovedať v danom masíve, ako bude ovplyvňovaná celková stabilita diela. To znamená, že ak sa množstvo diskontinuít zvýši o 20 až 25 % od počiatočného „zdravého“ štádia, zníži sa stupeň stability o približne 50 %. Toto zníženie je samozrejme závislé od hrúbky stredového piliera.

## 6 Vplyv materiálového modelu na výpočet vnútorných síl v ostení a následnú dimenzáciu prierezu

Tak ako pre výpočet stability stredového piliera bola vytvorená parametrická štúdia, boli aj zmeny vnútorných síl hodnotené na základe rôznych materiálových modelov. Tieto prepočty by mali dopomôcť k výberu efektívneho konštitučného modelu, a tým pádom zabrániť zbytočnému predražovaniu diela. Tu je ale na mieste podotknúť, že bez kvalitného geologického prieskumu a samozrejme bez jeho profesionálneho vyhodnotenia, by to možné nebolo.

Náš výpočet bol spracovaný pre elastický model, model Mohr-Coulomb, (MC) model Drucker-Prager (DP) a model Hook-Brown (HB). Porovnanie výsledkov extrémnych návrhových vnútorných síl a deformácií na nosníkoch vypočítaných v jednotlivých fázach výstavby všetkými materiálovými modelmi sú zhrnuté v tabuľke 5. Primárne ostenie je zabudované do výrubu až počas 3. fázy, preto v porovnaní s fázami 1 a 2 nebolo uvažované.

Z porovnania výsledkov extrémnych vnútorných síl v jednotlivých fázach vyplýva, že nielen veľkosť týchto síl sa mení, ale aj umiestnenie hodnôt v reprezentatívnych bodoch

vzhľadom na etapy výstavby. Zhodnotenie týchto síl v je doplnené v tabuľke 6. Výsledky sú porovnávané s materiálovým modelom Mohr-Coulomb, keďže patrí medzi najpoužívanejšie modely s pomerne nenáročnými požiadavkami na vstupné parametre.

Z posúdenia rozhodujúcich kombinácií (Tab. 6) vychádza, že pri extrémnych tlakových silách je v porovnaní s Mohr-Coulombom významný rozdiel iba pri materiálovom modeli Hoek-Brown, okolo 45 %. Pri maximálnych ťahových silách je rozdiel medzi MC a HB modelom okolo 27 %, no medzi MC a DP modelom až 63 %. Porovnanie extrémnych ohybových momentov, vzhľadom na MC, vyšlo s najmenším rozdielom, a to 33 % v prípade modelu HB. Pri maximálnych priečných silách bol najväčší rozdiel znova medzi MC a HB modelom, približne 37 %. Rozdiel pri deformáciách bol okolo 26 %.

Tab. 5 Porovnanie extrémnych návrhových vnútorných síl a deformácií na nosníkoch  
Tab. 5 Comparison of extreme design forces and deformations on beams

VRT	MATERIÁLOVÝ MODEL	PRIEBEHY NA NOSNÍKŮCH						
		FAZA 3		FAZA 4		FAZA 5		
		min	max	min	max	min	max	
V59	ELASTICKÝ	N (kN/m)	-225,0	16,5	-1396,8	107,5	-1340,1	122,6
		M (kN/m)	-1,1	0,6	-13,5	7,1	-13,5	7,5
		Q (kN/m)	-2,3	1,8	-41,2	37,1	-38,6	37,9
		d (mm)		2,8		3,9		4,1
			FAZA 6		FAZA 7		FAZA 8	
			min	max	min	max	min	max
		N (kN/m)	-874,0	99,8	-756	390,2	-740,8	406,2
		M (kN/m)	-11,8	7,7	-10,6	8,3	-9,8	8,3
	Q (kN/m)	-10,0	10,4	-18,4	32,8	-19,2	32,8	
	d (mm)		4,1		4,2		4,2	
		FAZA 3		FAZA 4		FAZA 5		
		min	max	min	max	min	max	
	N (kN/m)	-221,8	16,4	-1309,5	107,0	-1253,0	122,0	
	M (kN/m)	-1,1	0,7	-13,5	7,8	-13,5	8,3	
	Q (kN/m)	-2,8	2,3	-30,8	46,2	-48,2	47,5	
	d (mm)		2,8		4,0		4,1	
		FAZA 6		FAZA 7		FAZA 8		
		min	max	min	max	min	max	
	N (kN/m)	-862,6	99,5	-746,9	336,3	-731,3	352,8	
	M (kN/m)	-11,9	8,8	-11,1	11,1	-11,2	11,2	
	Q (kN/m)	-18,7	18,7	-22,4	25,5	-23,7	25,4	
	d (mm)		4,1		4,2		4,2	
		FAZA 3		FAZA 4		FAZA 5		
		min	max	min	max	min	max	
N (kN/m)	-225,6	16,5	-1296,9	11,4	-1263,1	126,8		
M (kN/m)	-2,4	1,3	-17,2	5,2	-17,2	5,8		
Q (kN/m)	-6,7	5,6	-40,2	34,6	-37,7	34,3		
d (mm)		2,8		4,1		4,2		
	FAZA 6		FAZA 7		FAZA 8			
	min	max	min	max	min	max		
N (kN/m)	-1062,6	104,7	-943,6	109,9	-932,0	129,6		
M (kN/m)	-15,6	8,0	-15,2	14	-15,3	14,1		
Q (kN/m)	-12,7	10,9	-17,7	27,6	-17,8	28,5		
d (mm)		4,3		4,3		4,3		
	FAZA 3		FAZA 4		FAZA 5			
	min	max	min	max	min	max		
N (kN/m)	-162,7	12,7	-732,9	86,0	-742,7	103,6		
M (kN/m)	-0,8	0,6	-9,9	4,5	-10,7	5,2		
Q (kN/m)	-2,7	2,3	-32,2	29,7	-32,1	29,8		
d (mm)		2,1		3,0		3,1		
	FAZA 6		FAZA 7		FAZA 8			
	min	max	min	max	min	max		
N (kN/m)	-605,8	258,2	-538,8	244,2	-517,1	239,2		
M (kN/m)	-10,2	5,9	-17,4	17,4	-17,9	17,9		
Q (kN/m)	-9,0	9,1	-9,8	12,3	-10,5	12,2		
d (mm)		3,1		3,1		3,1		

Tab. 6 Porovnanie vnútorných síl v reprezentatívnych bodoch  
 Tab. 6 Comparison of forces at representative points

		materiálový model				
		ELASTICKÝ	MOHR-COULOMB	DRUCKER-PRAGER	HOEK-BROWN	
hodnoty v reprezentatívnych bodoch	maximálne tlakové sily	N (kN/m)	-1396,8	-1309,5	-1296,9	-742,7
		M (kNm/m)	0	0,0	5,2	4,0
		Q (kN/m)	-41,2	-50,8	9,0	-8,5
	percentuálne porovnanie vzhľadom na materiálový model Mohr-Coulomb		106,7%	100,0%	99,0%	56,7%
	maximálne ťahové sily	N (kN/m)	406,2	352,8	129,6	258,2
		M (kNm/m)	0	0,0	0	0,0
		Q (kN/m)	32,8	25,4	28,5	9,1
	rozdiel hodnôt v percentách vzhľadom na materiálový model Mohr-Coulomb		115,1%	100,0%	36,7%	73,2%
	maximálne ohybové momenty	N (kN/m)	-1111,6	-1093,6	-1280	-138,6
		M (kNm/m)	-13,5	-13,5	-17,2	-17,9
		Q (kN/m)	0,5	0,9	1,2	-5,3
	percentuálne porovnanie vzhľadom na materiálový model Mohr-Coulomb		100,0%	100,0%	127,4%	132,6%
	maximálne priečne sily	N (kN/m)	-1396,8	-1309,5	-1117,1	-566,8
		M (kNm/m)	0	0,0	0,0	0,0
Q (kN/m)		-41,2	-50,8	-40,2	-32,2	
percentuálne porovnanie vzhľadom na materiálový model Mohr-Coulomb		81,1%	100,0%	79,1%	63,4%	
maximálne deformácie	d (mm)	4,2	4,2	4,3	3,1	
percentuálne porovnanie vzhľadom na materiálový model Mohr-Coulomb		100,0%	100,0%	102,4%	73,8%	

## 7 Záver

Na začiatku akéhokoľvek geotechnického výpočtu je potrebné si položiť základné otázky, s ktorými je spojené modelovanie, a od ktorých sa odvíja ďalší postup: čo sa bude modelovať a aké výsledky z výpočtu sú očakávané.

Prvá je spojená so samostatným modelom. Nie je vhodné hneď na začiatku zostaviť zložitý model bez spätnej kontroly konvergenzie. Druhý problém, ktorý je spojený s matematickými analýzami, je založený na potrebe vedieť, čo presne má výpočet priniesť. Jedna vec je vyhodnocovať deformácie spôsobené antropogénnym zásahom a niečo iné je, určovanie vnútorných síl na navrhnutú konštrukciu.

Rozhodnúť o efektívite konštitučného vzťahu na výpočet sa dá len na základe informácií o modelovanom území. Toto poukazuje na fakt, ako je dôležité mať ešte pred samotným začatím projekčných prác správne zmapovanú geologickú stavbu prostredia navrhovaného tunela. Geotechnik len na základe týchto geologických podkladov vie správne určiť, ktorým numerickým modelom je možné popísať prostredie tak, aby nedochádzalo k zbytočným ekonomickým nevýhodným návrhom, ale na druhej strane sa dopracovať k bezpečnej konštrukcii, čo práve pri tuneloch zohráva rozhodujúcu úlohu.

## Literatúra

[1] NDS a.s. <https://www.ndsas.sk/stavby/priprava-stavieb>

- [2] Rýchlostná cesta R2 Tornaľa – Včeláre, Štúdia realizovateľnosti, Svetlánsky a kol., Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., 2015
- [3] Rýchlostná cesta R2 Rožňava – Jablonov nad Turňov, Dokumentácia na stavebné povolenie, Združenie Dopravoprojekta.s., Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., Geoconsult, s.r.o., (v rozpracovanosti)
- [4] Rýchlostná cesta R2 Rožňava - Jablonov nad Turňou, Podrobný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum, Grenčíková a kol., DPP Žilina, s.r.o., 2018