



INŽENÝRSKÁ MECHANIKA 2005

NÁRODNÍ KONFERENCE

s mezinárodní účastí

Svratka, Česká republika, 9. - 12. května 2005

SLOPE STABILITY OF LAYERED ROCK MASS - NUMERICAL SOLUTION

T. Koudelka*, P. Koudelka*, Z. Bittnar*

Summary: *Instable behaviour both of the road and tram bridge at the Prague "Chotkova road" up to Klárov and the rock mass around has been monitored long time yet. The movements about some mm/year have been measured. These phenomena evoke doubts about the mass stability and due to this it was necessary to analyse reliability of the whole slope with the very heterogeneously layered cliff in the "letenské" stratum. The Paper presents information about the numerical analysis and its results.*

1. Úvod

Oblast v okolí pražské Chotkovy silnice nad Klárovem již delší dobu jeví mírně avšak trvale nestabilní chování, které se projevuje pohyby řádově v mm/rok. Tyto pohyby jsou sledovány již více než 20 let. Horní úsek komunikace při vnější straně je veden po estakádě nad srázem. Vnitřní část komunikace vede po násypu a zářezu. V blízkosti estakády se vytváří poklesové pásmo, které je nutno občas opravovat.

Tyto jevy vyvolávají pochybnosti i o stabilitě masivu, zejména pod patkami estakády. Z toho důvodu bylo nutno provést analýzu spolehlivosti skalního srázu v heterogenně vrstevnatých letenských vrstvách. Příspěvek předkládá informaci o analýze a jejích výsledcích.

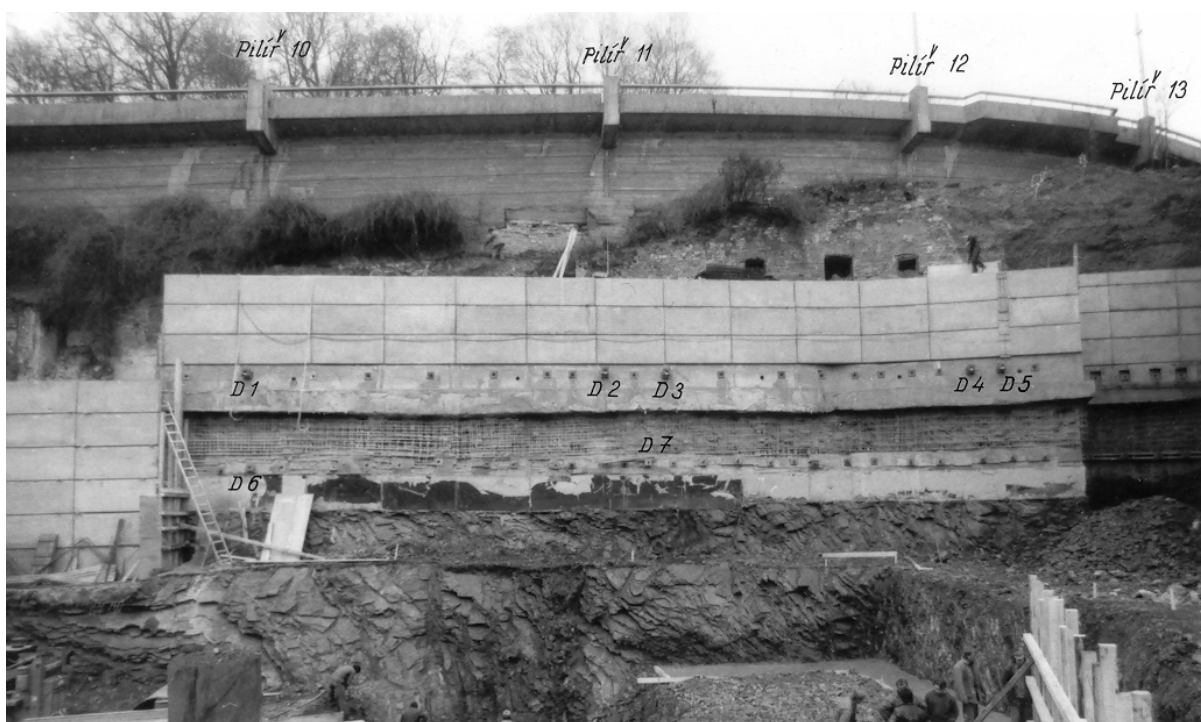
* Prof. Ing. Zdeněk Bittnar, DrSc., Ing. Tomáš Koudelka: Katedra stavební mechaniky na fakultě stavební ČVUT v Praze, Thakurova 7, 166 29 Praha 6.; tel.: +420.224355417, e-mail : koudelka@cml.fsv.cvut.cz

* Ing. Petr Koudelka, DrSc : Ústav teoretické a aplikované mechaniky AVČR, Prosecká 76, Praha 9, 19000, tel.: +420286882121, e-mail : koudelka@itam.cas.cz

2. Situace

Tato analýza se zabývá svahem v prostoru pod Chotkovými sady, tedy stabilitou horninového masivu a útesů zejména pod horním ramenem dolní serpentiny (viz obr. 1). Předmětná mostní galerie byla vybudována koncem 60-tých let cca v letech 1967-1969. Posledním stavebním zásahem do svahu v tomto prostoru byla stavba Hoffihotelu v roce 1991, kdy byly demolovány poslední domy pod předmětnou částí galerie a byl proveden odkop pro tento objekt, zajištěný dočasnými kotvami, a montovaná zárubní zeď začleněná do konstrukce hotelu.

V současné době cca uprostřed komunikace vede obousměrné pojízdné tramvajové těleso a po jeho stranách různě široké jednosměrné dopravní pruhy. V prostoru galerie šířka dopravního pruhu vzhůru je okolo 5 m, ve směru dolů cca 3,5 m. Zářez do svahu nad komunikací zajišťuje zděná zárubní zeď. Vyšetřovaný systém železobetonové mostní galerie, umístěné na příkrém svahu, vysokém přes 25 m se skalními útesy a zvýšeném ještě výkopem suterénu v přilehlém objektu Hoffihotelu, a horninového masivu s vrstvami vycházejícími ze svahu a s ohlasy na vrstevních plochách lze považovat za zvláště náročný problém viz obr. 1. Následující analýza, její metody a rozsah prací vycházely z požadavků objednatele na numerickou analýzu horninového tělesa.



Obrázek 1. – Pohled na mostní galerii na pilíře 10 – 13 a výkop pro Hoffihotel

3. Geologické poměry

Všeobecně lze geologické poměry zájmového území charakterizovat jako složité. Z hornin skalního podloží se zde vyskytuje tzv. souvrství letenské jehož vrstvy jsou skloněny pod úhlem 45° - 55° . Podle stupně zvětrání letenského souvrství v zájmovém území lze charakterizovat jako zvětralé (silně a mírně), navětralé a zdravé. Na skalním podloží leží

pokryvné útvary, které jsou tvořené navážkami a deluviálními sedimenty. V zájmovém území byly zastíženy následující jednotlivé vrstvy:

- **antropogenní sedimenty** – navážky se vyskytují v nejsvrchnějším patře v celém rozsahu území.
- **deluviální sedimenty** – svahové hlíny, jejich mocnost pohybuje mezi 0,6 – 1,0 m.
- **horniny skalního podloží – souvrství letenské** – je zde tvořeno převážně prachovitopísčitymi břidlicemi s hojnými pevnějšími vložkami křemenců (mocnosti zpravidla 3 až 12 cm, často 12 až 25 cm, výjimečně až 40 cm). Letenské vrstvy jsou (zejména s ohledem na vložky křemenců) velmi tvrdé, značně houževnaté a proto těžce rozpojitelné. Dle stupně zvětrání je dělíme na :
 1. **zvětralé souvrství letenské** – dle ČSN 72 1001 je stupeň zvětrání W4 až W3. Mocnost se pohybuje kolem 1 m. Hustota diskontinuit je převážně velmi velká.
 2. **navětralé souvrství letenské** - dle ČSN 72 1001 je stupeň zvětrání W2. Mocnost se pohybuje kolem 2 m. Hustota diskontinuit je velmi velká až velká.
 3. **zdravé souvrství letenské** - dle ČSN 72 1001 je stupeň zvětrání W1. Nezvětralé souvrství letenské se pod úrovní Chotkovy silnice nachází v hl. 4 – 9 m



Obrázek 2. - Detailní charakter letenského souvrství se střídáním břidlic a křemenců

Z předchozích odstavců je zřejmé, že geologie skalního masivu zcela zásadním způsobem ovlivňovala tvorbu výpočtového modelu celého masivu, neboť bylo zapotřebí vystihnout co nejlépe zcela rozdílné vlastnosti horniny nejen v souvislosti se stupněm zvětrání, ale hlavně skladbu letenského souvrství.

4. Zatížení

Při stanovení zatížení bylo postupováno podle čl. 4a ČSN 736203, tj. horninové těleso bylo zatíženo účinky zatížení galerií a užitného zatížení stanoveného jako součet součinů normového zatížení a příslušných koeficientů zatížení. Zatížení horninovým tlakem bylo uvažováno jako aktivní klidový tlak v provozních hodnotách. Předpokládaná náročnost

výpočtu vedla k tomu, že bylo veškeré zatížení od mostní galerie přepočítáno na zatížení základové spáry a konstrukce mostu resp. opěr nebyla ve výpočtu modelována. Byly uvažovány následující druhy zatížení :

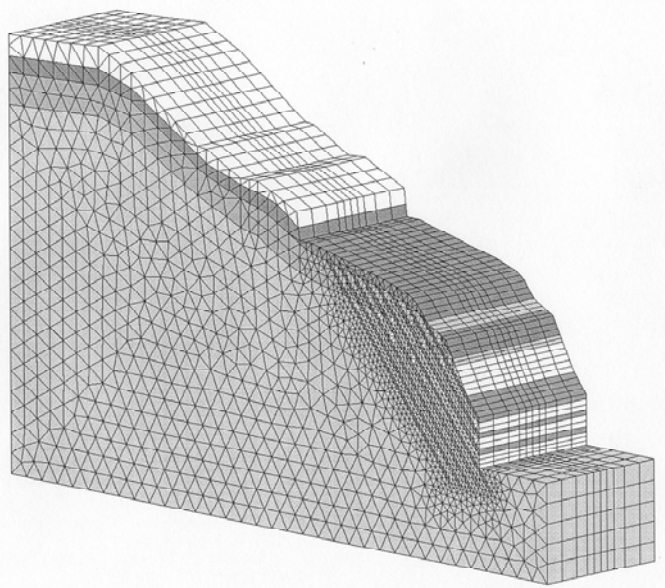
- **vlastní tíha** – skládá se z vlastní tíhy masivu a tíhy mostní galerie, která byla přepočtena na zatížení základové spáry. Hodnoty vlastní tíhy masivu vychází z normových hodnot objemové tíhy geologických vrstev, vlastní tíha mostní galerie byla spočtena na základě geometrických podkladů pro rozpětí polí 14,6 m.
- **zemní tlak** - zatížení horninovým tlakem bylo uvažováno podle čl. 15 ČSN 736203 jako aktivní klidový tlak nesoudržných zemin v provozních hodnotách, je však uvažován vliv soudržnosti.
- **nahodilé zatížení** – za nejúčinnější sestavu nahodilého zatížení byla považována sestava rovnoměrného zatížení kolejovou dopravou na násyp vedle mostní galerie – 11 kPa v šířce 8 m (čl. 113, ČSN 736203), seskupení II pro zatěžovací třídu A – 8 kPa na mostovce v šíři 3 – 3.55 m, na zbylém prostoru 3.5 kPa a na chodníku 4 kPa.

5. Model

Na základě požadavku objednatele byla provedena 3D analýza výseků masivu pod vybranými podporami č. 4, 10 a 12. K řešení byla použita metoda konečných prvků (FEM) s nelineárním materiálovým modelem. Dalším, a jak se v průběhu výpočtu ukázalo, velmi významným požadavkem na tento model byla reálná skladba vrstev včetně modelu jejich vrstevnatosti v potřebném rozsahu. Byl uvažován sklon vrstev 49° a šikmost vrstev 0° .

Vzhledem k náročnosti modelu byla nejprve prováděna analýza 2D řezu v místě opěry č. 12. Ukázalo se, že pro reálné vystižení vrstevnatosti ve 3D modelu by současná kapacita výpočetní techniky nestačila, proto se přistoupilo k adaptivním technikám, které vrstevnatost a zahuštění sítě konečných prvků provedly pouze v místech očekávaného výskytu poruch. Teprve na základě zkušeností s 2D modelem bylo přistoupeno k vytvoření 3D modelu.

Pro tvorbu 3D modelu (viz obr. 3) byl z důvodu usnadnění generace 3D sítě konečných prvků vytvořen speciální program, který tuto síť vygeneroval na základě 2D řezu postupným kopírováním 2D sítě po zadaných vzdálenostech (0.5 – 2m), přičemž v místě základové spáry byla síť zahuštěna jak je patrné z obr 3.



Obrázek 3. – Síť prvků 3D modelu tělesa v místě podpory č. 10

Komplikovaná geometrie si vyžádala použití ve 2D modelu trojúhelníkové prvky, pro 3D model byly použity šestistěnné prvky s lineární aproximací. Generaci sítě bylo potřeba věnovat velkou pozornost mimo jiné i proto, že trojúhelníkové prvky resp. šestistěnné zdegenerované na trojúhelníkovou podstavu poskytují nesymetrickou odezvu na symetrické zatížení, což vede na tzv. „shear locking“. Tento negativní také způsobil, že nebylo možné uvažovat vrstevnatost po celé výšce modelu. Proto bylo třeba 2D model velmi pečlivě ručně upravovat, aby k těmto jevům nedocházelo.

Na obrázku 3 jsou patrná uvažovaná pásma zvětralé horniny. Blízko povrchu se vlastnosti horniny výrazně lišily, hlouběji již byla uvažována jako zdravá. Celkově lze model rozdělit na 2 zóny. První zónu tvoří okolí základové spáry, kde byl u 2D modelu detekován výskyt plastických přetvoření. Tato zóna byla modelována velmi podrobně, uvažována byla jak vrstevnatost horniny, tak stupeň zvětrání. S ohledem na možnosti současné výpočetní techniky nebylo možné modelovat vrstvy v reálné tloušťce, a proto byly modelovány tlustší, ale tak, aby zůstalo zachováno poměrné zastoupení jednotlivých typů horniny v souvrství. 2. zónu tvoří vnitřek masivu mimo oblast základové spáry a mimo oblasti výskytu plasticity v 2D modelu. Zde byly uvažovány průměrné materiálové charakteristiky souvrství, avšak zóny zvětrání byly brány v úvahu.

6. Výpočet

Pro vybrané tři výřezy masivu byl proveden výpočet pomocí programového balíku SIFEL, který je vyvíjen na katedře stavební mechaniky FSv ČVUT kolektivem několika autorů a jehož členem je i T.Koudelka. Tento program je schopen řešit úlohy mechaniky, vedení tepla a vlhka a sdružené úlohy pomocí FEM. Je psán v jazyce C++ a jeho zdrojové kódy jsou volně dostupné. Pro výpočet byla použita mechanická část programu a jako konstitutivní vztah byla použita Mohr-Coulombova plasticita. Materiálové parametry pro tento model byly k dispozici a pro modelování hornin a k získání koeficientu zatížení, při kterém dojde k porušení horniny se tento model jevil jako nejvhodnější. Jako iterační algoritmus byla použita Newton-Raphsonova metoda, která je vhodná pro případ řízení výpočtu přírůstkem zatížení. Vzhledem k vysokému počtu rovnic resp. nenulových prvků v matici soustavy byl zvolen pro řešení rovnic tzv. řídký přímý řešič (Sparse Direct Solver), který výrazně zkracuje dobu řešení. Pro ilustraci uváděn počet uzlů a prvků sítě, počet rovnic a počet nenulových prvků v matici pro podporu č. 10.

Počet uzlů / prvků	18678 / 32460
Počet rovnic / nenulových prvků	50962 / 34038279

V průběhu výpočtů se ukázalo, že výpočet soustavy rovnic trvá relativně velmi dlouho (cca 2 min) a to zcela paradoxně vedlo k tomu, že bylo lepší používat počáteční materiálovou matici tuhosti než tečnou, protože v případě tečné matice je třeba neustále řešit soustavu rovnic, která se v každém kroku mění. V tomto případě však bylo lepší raději více iterovat a uchovat si matici soustavy již eliminovanou než tuto soustavu opakovaně řešit. Pro každý ze tří výřezů masivu byl proveden výpočet 2 kombinací zatěžovacích stavů :

- zatížení masivu pouze jeho vlastní tíhou, součinitel zatížení $\lambda_f = 1.1$
- zatížení vlastní tíhou horniny + mostní galerie (součinitel zatížení $\lambda_f = 1.1$), zatížení klidovým tlakem horniny masivu (součinitel zatížení $\lambda_f = 1.0$), zatížení nahodilé (součinitel zatížení $\lambda_f = 1.4$).

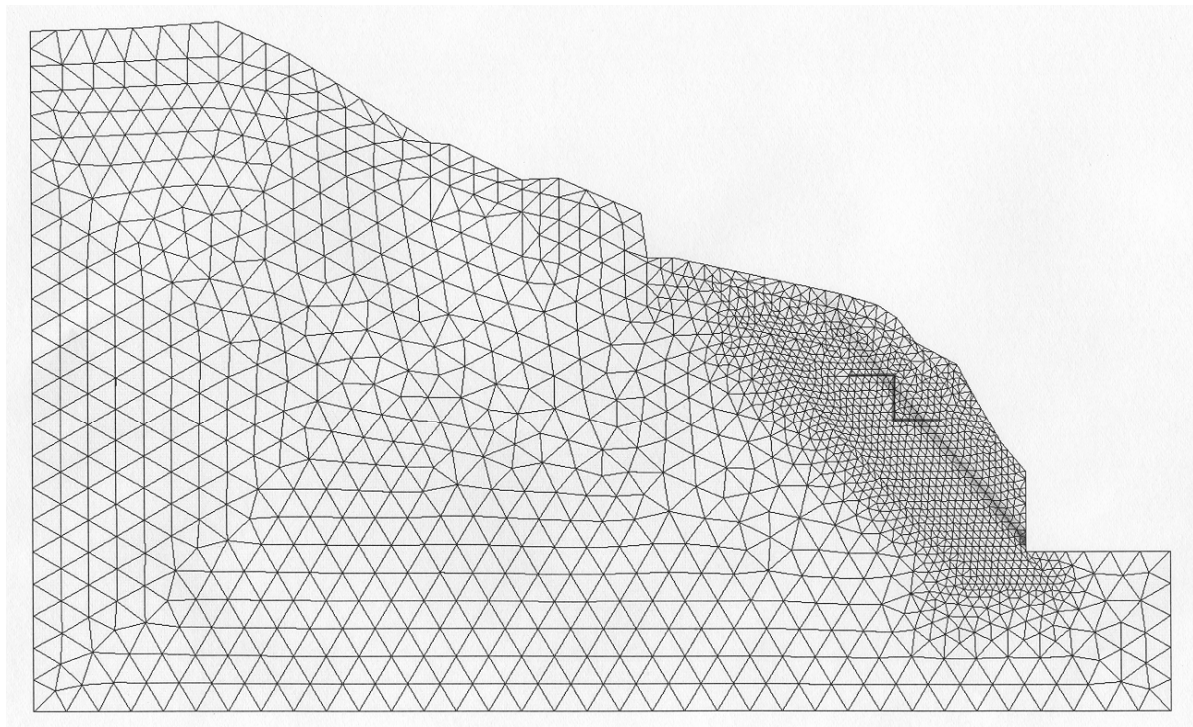
Hodnoty materiálových parametrů byly brány normové ($\gamma_m = 1.0$). Celý výpočet jedné podpory za uvedených podmínek na počítači s procesorem AMD Athlon 2800+ s 512 MB paměti trval asi 2 hodiny.

7. Výsledky a závěry

Cílem výpočtů bylo stanovit kdy a kde dojde k plastifikaci a vytvoření smykové plochy. Z tohoto hlediska se ukázaly jako nejkritičtější výřezy u podpor 10 a 12. Výřez u podpory 4 vykazoval plastické přetváření pouze v povrchových vrstvách navážek a lokálně v místě základové spáry, které však nerozhodují o celkové stabilitě.

Analýza podpory 10 ukázala pro oba mezní stavy jedinou, velmi kritickou zónu, kde se již vytvořila kriticky plastifikovaná smyková plocha viz obr 4. Tuto plochu tvoří plastifikovaná vložka břidlic vycházející z paty odřezu pro výkop Hoffihotelu a procházející přední polovinou dolní základové spáry a její sklon je prakticky shodný se sklonem vrstevnatosti masivu.. Tato plocha se vytváří již při součiniteli zatížení $\gamma_f < 0.8$. Zvyšování koeficientu zatížení pro nahodilé zatížení nemělo na vývoj této plochy podstatný vliv, pouze se lokálně zvětší plastická zóna v okolí základové spáry.

U podpory 12 došlo k výskytu 3 plastických zón a to v místě základových spár zejména v dolní části, dále v okolí paty mezilehlého odřezu ve svahu pod galerií a potom v okolí paty



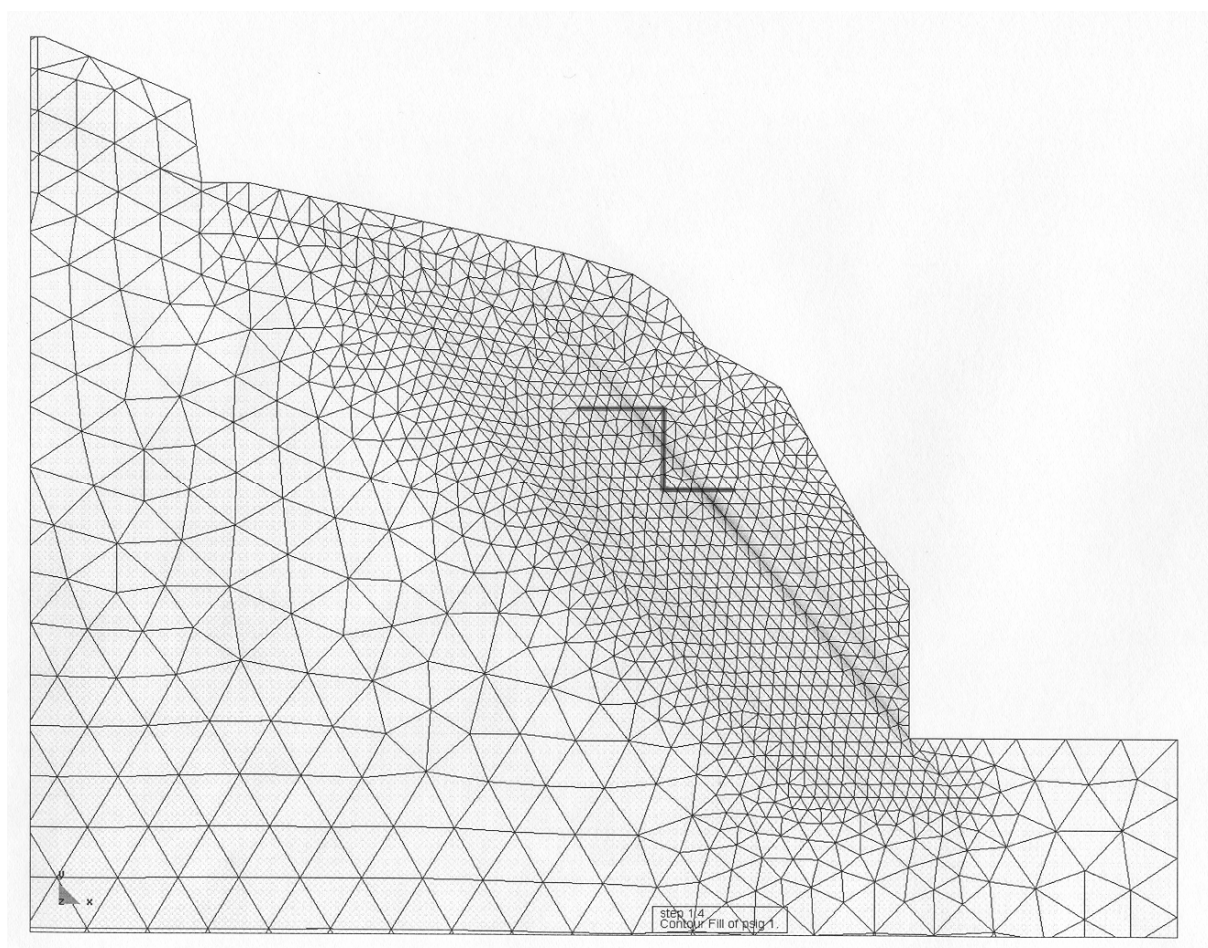
Obrázek 4 – Isopásma parametru konsistence (plasticity), podpora č. 10

svahu. V prvních dvou těleso reagovalo na zatížení v obou základových spárách a na zatížení povrchovými vrstvami masivu, které ztratily oporu odkopem cca uprostřed svahu pod galerií.

V posledně jmenované zóně se těleso vyrovnávalo s tlakem všech podříznutých vrstev. Masiv začal měnit lineární chování na nelineární při hodnotě součinitele zatížení $\gamma_f = 0.86$.

Ve všech případech byla v průbězích hlavních napětí zřetelná jejich koncentrace do křemencových vložek viz obr. 5.

Výpočty ukázaly, že podpora 4 vykazuje dostatečnou stabilitu, pouze povrchové vrstvy pod komunikací mohou jevit tendenci k ploužení. Zřetelně nejexponovanějším místem s největším rizikem je prostor nad Hoffihotelem. Vyhodnocení ukázalo u podpor č. 10 a 12, že stabilita modelu již při zatížení vlastní tíhou pro dané normové hodnoty je blízka kritické hodnotě $F_s = 1$ nebo může být i nižší. Současné morfologicky stabilní chování může proto být jen dočasné. Dlouhodobá měření vykazují průběžné pohyby až v řádu mm. Pokud část těchto pohybů je způsobena pohybem po vrstevnatých plochách, pak tyto plochy jsou postupně ohlazovány a smyková pevnost klesá až na reziduální hodnoty.



Obrázek 5 – Isopásma hlavních tlakových napětí, detail u podpory č. 10.

Celkově lze říct, že horninové těleso pod mostní galerií se zřejmě nachází v indiferentní rovnováze blízké kritické stabilitě a rovnováha závisí na plastifikovaných zónách masivu. Stabilita pod vyšetřovanými podporami 10 a 12 nemá normami požadovanou hodnotu. Nahodilé zatížení od dopravy nemá rozhodující roli, mohlo by však sehrát roli iniciační.

V současné době již proběhla rekonstrukce této estakády, v rámci níž bylo provedeno zajištění masivu pomocí trvalého kotvení.

8. Literatura

Bittnar, Z. – Šejnoha, J. (1992) : Numerické metody mechaniky 1.,2. CTU Press

PUDIS (1979) : Praha a inženýrská geologie (k 80-tým narozeninám Q.Záruby)

Koudelka, P. – Koudelka, T. (2003) : Risk involved in conventional numerical models of lateral pressure on structures. Proc. XIIIth EC SMGE Prague, Vaníček et. al., ČGtS/ČKAIT, Praha, ISBN 80-86869-01-1, Vol. 2, pp. 671-676.