

Ing. Evžen P i c h l e r, CSc., VÚHU

Řešení stability výsypek ve specifických podmínkách rozvojových
těžebních záměrů

Úvod

Téměř 100 let probíhající povrchová těžba vytvořila v obou podkrušnohorských revírech řadu problémů ve světové praxi lomového dobývání zcela neobvyklých. Patří mezi ně i nutnost odtěžit dřívější vnější i vnitřní výsypky různého stáří a řešit přitom neobvyklé stabilitní problémy, nově tvarovat svahy výsypek s ohledem na rekultivaci i na stabilitu inženýrských staveb budovaných na těchto výsypkách.

Pokud jde o vnější výsypky, uvádí se v předběžných prognózách, že vzhledem k jejich dodatečně narušenému stavu, např. vlivem poddolování, nelze počítat se strmějším mezním sklonem svahu výsypky při jejich odtěžování než 1:12,0. Předpokládá se jejich částečné zvodnění a částečný měkce-plastický stav, který omezuje možnost použití výkonných technologických postupů. Ukazuje se jako žádoucí staré výsypky odtěžovat odlehčovacími řezy separátně a v náležitém časovém předstihu před hlavní frontou lomu. Pro umístění těchto těžebních výsypkových zemin bude třeba nalézt vhodné náhradní prostory.

Objemy výsypkových zemin, s jejichž odtěžením se v centrální části pánve počítá, nejsou zanedbatelné:

Růžodolská výsypka	90+70 mil.m ³	na její rozšíření
Komořansko-kopištská výsypka	117 mil.m ³	
Hornojiřetínská výsypka	103 mil.	

K těmto 380 mil.m³ výsypkových zemin by bylo možné připočítat další nemalé objemy vnitřních výsypek, které bude nutné v budoucnosti odtěžit např. na styku výsypky Obránců míru s VČSA v závěrečné ekonomické fázi velkolomu, nebo na styku velkolomu Kohinoor s výsypkou Vrbenský. V sokolovském revíru se již řeší uvedený problém v prostoru lomu Libík při vyuhlování piliře briketárny Gustav.

Zvláštní řešení vyžaduje i nutnost zajistit v některých případech stabilitu výsypky zatěžovacím náspem či opěrným uhelným piliřem na patě výsypky. Následná studie objasňuje tuto problematiku na konkrétních provozních příkladech při douhlování lomu Vrbenský, nebo v současné době na lomu Most.

Při těchto omezených možnostech řešení dalšího rozvoje povrchového dobývání ve styčných oblastech s výsypkou je nutné vycházet z napěťového stavu výsypkového tělesa a převládajících horizontálních napětí.

Analýza napěťového stavu v patní části svahu

Nejprve určíme skluzné plochy, které se vytváří v zónách extrémních smykových napětí. Z modelových zkoušek podle Demina /1/ byl zjištěn průběh horizontálních a vertikálních normálních napětí σ_x , σ_z a smykových napětí τ_{xz} na předpokládaných skluzných plochách. Na základě uvedených výsledků modelových zkoušek byly zjištěny zóny s největším smykovým napětím především v patní části svahu. Zejména jsou zóny s největším smykovým napětím patrné na skluzné ploše procházející kontaktní plochou mezi výsypkou a podzákladím výsypky. Koncentrování zón s největším smykovým napětím právě v patní části svahu je příčinou jevu, kterému říkáme progresivní porušování stability svahu. Je-li v patní části výsypkového tělesa měkká zemina s nízkou smykovou pevností, dochází ke známému jevu vytlačování neúnosných zemin z výsypkového tělesa. Zpravidla je podložka výsypky ukloněná, což je vázáno vedením skrývkových front od výchozu do centra pánve. Změna sklonu podložky např. o 5° znamená, že působící smykové napětí se zvyšuje v průměru o 7-10 %.

S převyšováním výsypky se postupně zvyšuje napětí přenášené částechkami zeminy a objemově se přetvářejí především ty částčky, jejichž pevnost je relativně nižší.

V oboru normálních napětí až do 1 MPa nejsou-li zakládání zeminy namáhány vyšším konzolidačním napětím než v původním uložení, zachovávají si charakter sypaniny /třífázový

stav/. V oblasti normálních napětí kolem 1 MPa ztrácí výsypková zemina charakter sypaniny a přechází ve dvoufázový stav. Je-li výsypková zemina zatěžována, vytlačuje se mezerová voda z oblastí vysokých do oblastí vykazujících nízká napětí. Zpravidla na rozhraní dvoufázového a třífázového stavu zeminy se vytváří souvislá zóna podzemní vody. Hlouběji do výsypkového tělesa může voda prosakovat z atmosférických srážek omezeně. Brání tomu hydrostatický tlak vody ve stlačeném jádru tělesa postiženém přetvárnými procesy. V závislosti na bilanci vody ve výsypce kolísá hladina podzemní vody v jisté zóně, ve které se dostává zemina do měkce-plastického stavu. Právě tato zóna může být předurčenou skluznou plochou.

Častější je případ vzniku skluzné plochy na rozhraní relativně propustného a nepropustného prostředí, tedy zpravidla na styku výsypkového tělesa s podložkou. Skluzná plocha se může vyvinout též v predisponované ploše v podzákladi výsypky. Charakteristické pro tento typ skluzné plochy je v případě porušení stability svahu vytlačování neúnosných zemín z podzákladi před patu výsypkového svahu.

Skutečný napěťový stav v patní části výsypkových těles se liší od obecných výpočtů založených na jednoosé napjatosti působící na libovolně orientované ploše. Podle těchto výpočtů se jednoznačně ukazovalo, že malý odstup zakládaných etáží vytváří nepříznivé rozložení smykového napětí a vyvolává zvýšenou napjatost v patě svahu výsypky. Přitom se vycházelo ze vztahů pro určení normálních a smykových napětí: v horizontálním směru

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi a} / a \cdot \beta - x \cdot \alpha + 2z \ln \frac{R_2}{R_1} /$$

ve vertikálním směru

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi a} / a \cdot \beta - x \cdot \alpha /$$

maximální smykové napětí

$$\tau_{\max.} = \frac{p \cdot z}{\pi a} \sqrt{\ln^2 \frac{R_2}{R_1} + \alpha^2}$$

kde se předpokládá, že pevnost výsypkových zemin je dána soudržností a úhel vnitřního tření je nulový.

Podmínka

$$c \geq \max. \tau_{\max.}$$

platí pro zemní těleso, které není celistvé s podzákladím.

Symbole v rovnicích značí:

p - $\gamma \cdot h$

a - vodorovný průmět svahu

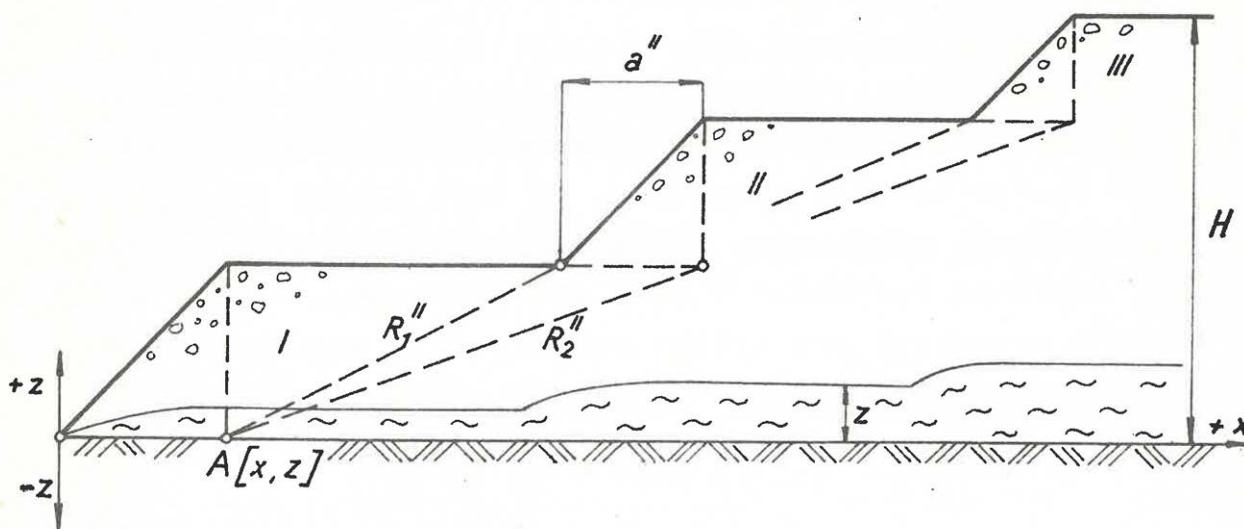
z - mocnost zóny výsypky nacházející se ve dvoufázovém stavu

R_2 - průvodič mezi vyšetřovaným místem max. smykového napětí a průmětem vrchní hrany svahu

R_1 - průvodič mezi vyšetřovaným místem max. smykového napětí a patou svahu

α - úhel svíraný oběma průvodiči

β - úhel mezi průvodičem R_2 a horizontálou



URČENÍ NORMÁLOVÝCH A SMYKOVÝCH NAPĚTÍ
V ZÁKLADOVÉ VRSTVĚ ZEMINY

Specifické rozložení napětí v patní části s ohledem na ukloněnou podložku a pevné podzákladí bylo zkoumáno na modelech z ekvivalentních materiálů. Na základě těchto experimentálních prací byly získány poměrné hodnoty $\overline{\sigma}_n$ a $\overline{\tau}_n$ při různém úklonu podložky v závislosti na poměru střední výšky vyšetřovaného bloku h_t k celkové výšce svahu H_v /obr. 1/. Z výsledků těchto zkoušek pak lze vypočítat normálové σ_n a smykové τ_n napětí v libovolném místě skluzné plochy podle rovnic

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \overline{\sigma}_n \gamma_v H_v \\ \tau_n &= \overline{\tau}_n \gamma_v H_v\end{aligned}$$

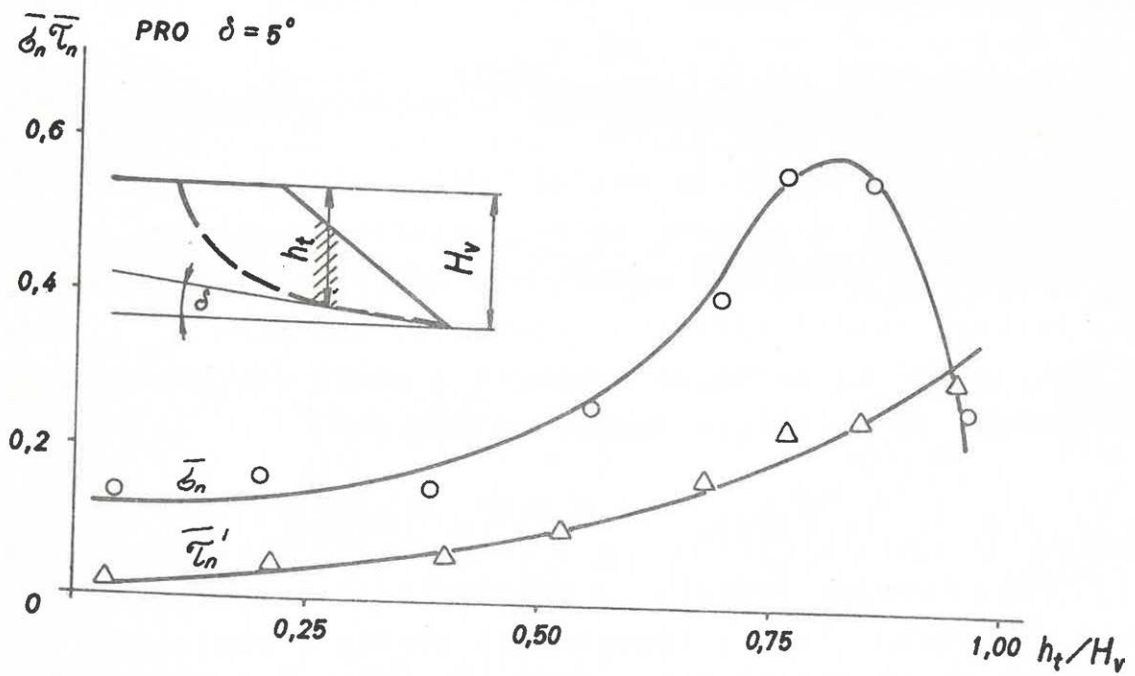
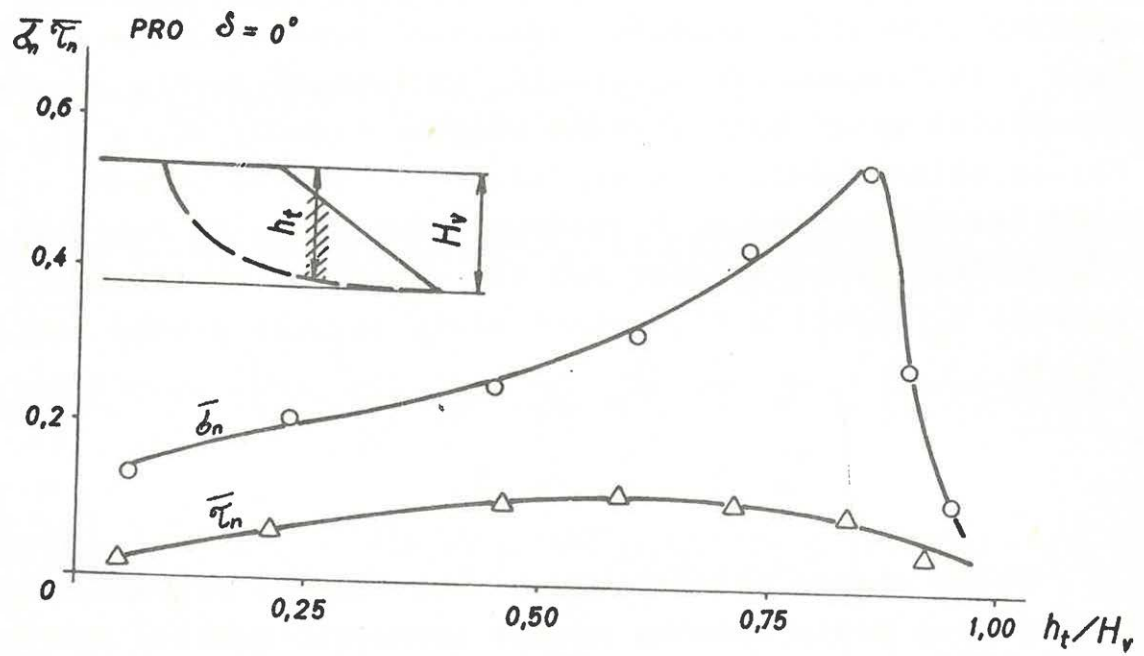
Pokud chceme zjistit stupeň bezpečnosti výsypky, pak postupujeme podle známého poměru smykového napětí, které se odvodí ze smykové krabicové zkoušky a působícího smykového napětí na skluzné ploše

$$k_s = \frac{\sum \tau_{\text{smyk.}}}{\sum \tau_n}$$

Při tomto řešení se uvažují přímo složky rovinného napěťového stavu na skluzné ploše. Veličina smykového napětí τ_n závisí na působícím normálovém napětí σ_n na skluzné ploše. Smykové napětí zjištěné krabicovou zkouškou $\tau_{\text{smyk.}}$ závisí nelineárně na normálovém napětí a podle posledních výsledků výzkumu se vyjadřuje funkcí ve tvaru

$$\tau_{\text{smyk.}} = c + f \sigma_n - a \sigma_n^2$$

Tato rovnice respektuje proměnlivost intergranulárního úhlu vnitřního tření a soudržnosti zeminy v závislosti na působení vnějších sil vyvolávajících změny v jejím napěťo-deformačním stavu. Koeficienty funkce c , f , a charakterizují nejen vlastní pevnost zeminy, ale též proměnnou vlhkost zeminy při její konzolidaci. Koeficient c představuje soudržnost zeminy při nulovém smykovém napětí. Je to vlastně počáteční pevnost zeminy, která se zvyšováním vlhkosti zna-



Obr. 1 Poměrné, normálové a smykové napětí na skluzné ploše podle úklonu podložky δ

telně zmenšuje. Koeficient f je tangentou třecího úhlu, získaného ze závislosti $f / \tau, \sigma$, která charakterizuje vlastně intergranulární úhel vnitřního tření. Poslední koeficient a vyjadřuje deformovatelnost kusů zeminy v oblasti vysokých zatížení.

Řešení stability vnitřní výsypky s uhelným pilířem a opěrným násypem

Řešení stability výsypky dočasným uhelným pilířem a definitivním opěrným násypem bylo vynuceno zvláštními báňsko-geologickými podmínkami v lomu Vrbenský /revír Matylda/. Po dosažení hranice pilíře OBÚ, chránící obec Souš a státní silnici č. 253 Most-Chomutov, bylo nutné v r. 1961 dočasně zastavit lom s tím, že v další těžbě bude pokračováno až po likvidaci obce Souš a přeložení státní silnice. Dobývací prostor o rozměrech 1300x200 m byl exploatován až v letech 1971-1973. Z geomechanického hlediska bylo nutné řešit stabilitu vnitřní výsypky, stanovit opěrný uhelný pilíř a po zasypání vyuhleného prostoru opěrné těleso pro definitivní zabezpečení stability svahu a temena výsypky, na kterém je v současné době vybudován branně-sportovní areál města Mostu.

Vnitřní výsypkou bylo přesypáno podloží vyuhelného lomu téměř k patě uhelné sloje zastaveného lomu. Rýpadlové etáže o výškách 12 až 16 m byly zakládány na ukloněnou podložku o 3 až 12° z kóty 295 až na kótu 170 m n.m. v maximálním převýšení 125 m. Mocnost zemin nepřevyšovala 60 m. Do výsypky byly zakládány převážně šedohnědé jíly a v menší míře písčité jíly, štěrkopísky a uhelný výkliz. Kromě atmosférických srážek byly dalším zdrojem vody trvalé přítoky z oblasti Ryželského vrchu.

Stabilita výsypky se zhoršovala nejen vlivem přetvárných procesů, ale též vlivem rozsáhlých západů a prohořívání závalové substance založené do výsypky a ztrátou opory o prohořívající uhelný pilíř. Podle lokálního ověření došlo vlivem prohořívání uhelné hmoty k jejímu znehodnocení až do hloubky

50 m. Výsypkové těleso se tak postupně dostalo do nerovnovážného stavu při těchto generálních sklonech:

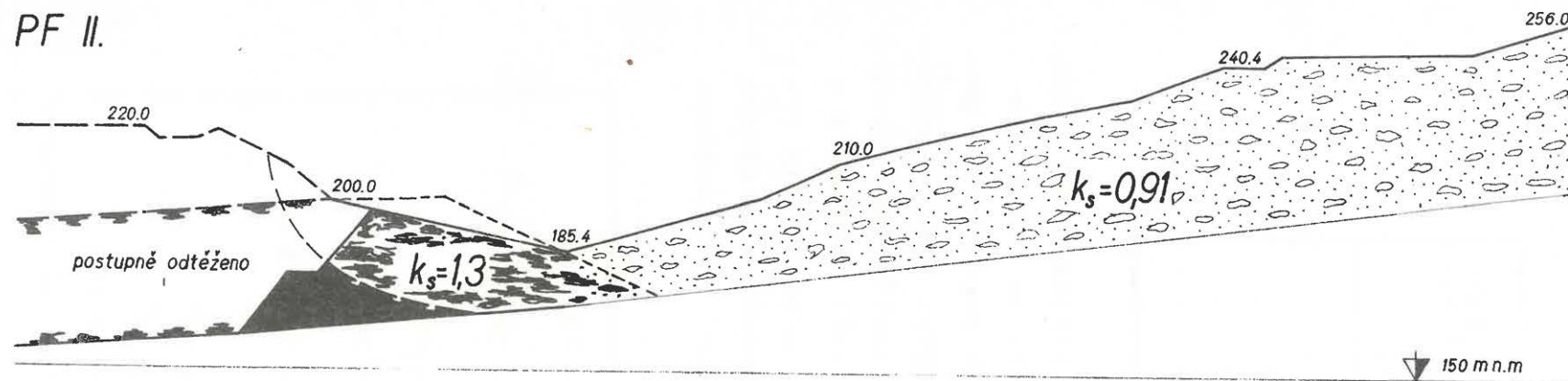
Vyšetřovaný profil	Převýšení nestabilního úseku svahu v m	Mocnost zemin v m	Sklon svahu cotg
I - I'	57,2	46,0	3,16
II - II'	58,4	58,0	3,54
III - III'	75,0	58,0	4,45
V - V'	73,4	40,0	4,44

Vzhledem k uvedenému stavu bylo nutné ponechat v uhelné sloji ochranný piliř, který by zabránil dalším posunům výsypkového tělesa a zároveň umožnil bezpečné dotěžení zbytkové uhelné substance /obr. 2/. Na základě zpětných výpočtů při uvažování soudržnosti $c = 5 \text{ kPa}$ jsme obdrželi intergranulární úhel vnitřního tření $\varphi_r = 5^\circ$. Pravděpodobný stupeň bezpečnosti svahu výsypky na ukloněné podložce v jednotlivých vyšetřovaných profilech uvádí tabulka:

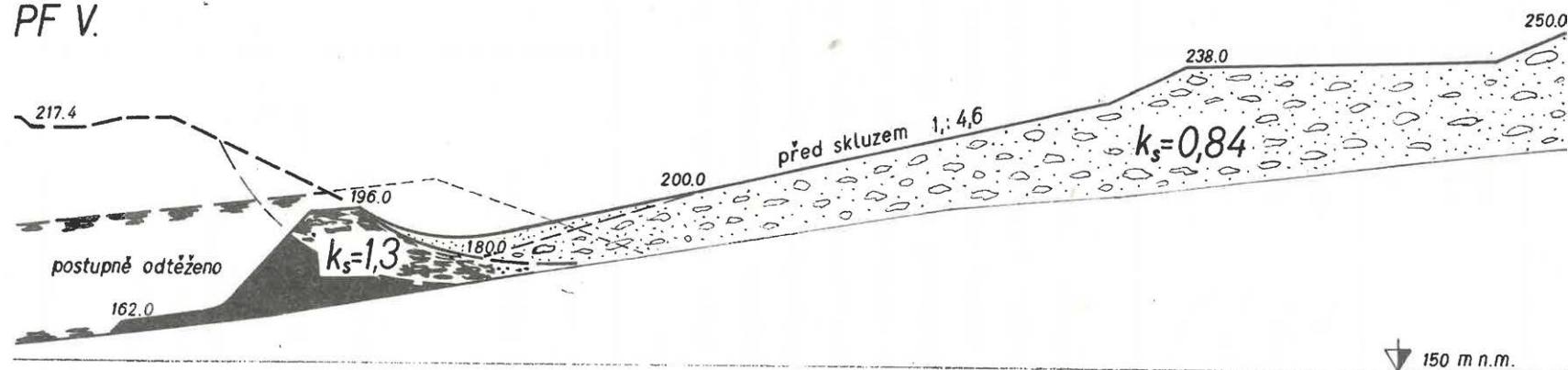
Vyšetřovaný profil	Úklon podložky ve stupních	Délka skluzné plochy v m	Stupeň bezpečnosti
I - I'	8 - 12	486,4	0,69
II - II'	6 - 8	775,8	0,91
III - III'	3 - 8	785,4	0,87
V - V'	6 - 10	635,3	0,84

Šířka ochranného piliře s přihlédnutím k částečnému prohoření sloje byla stanovena metodou rovnováhy sil. Uvažovali jsme soudržnost piliře $c = 0,5 \text{ MPa}$ a $\varphi = 18^\circ$. Předpokládali jsme nenarušenou pevnost podložních jílovců eventuálním účinkem proudící vody. Pro krátkodobou životnost piliře jsme po-

PF II.



PF V.



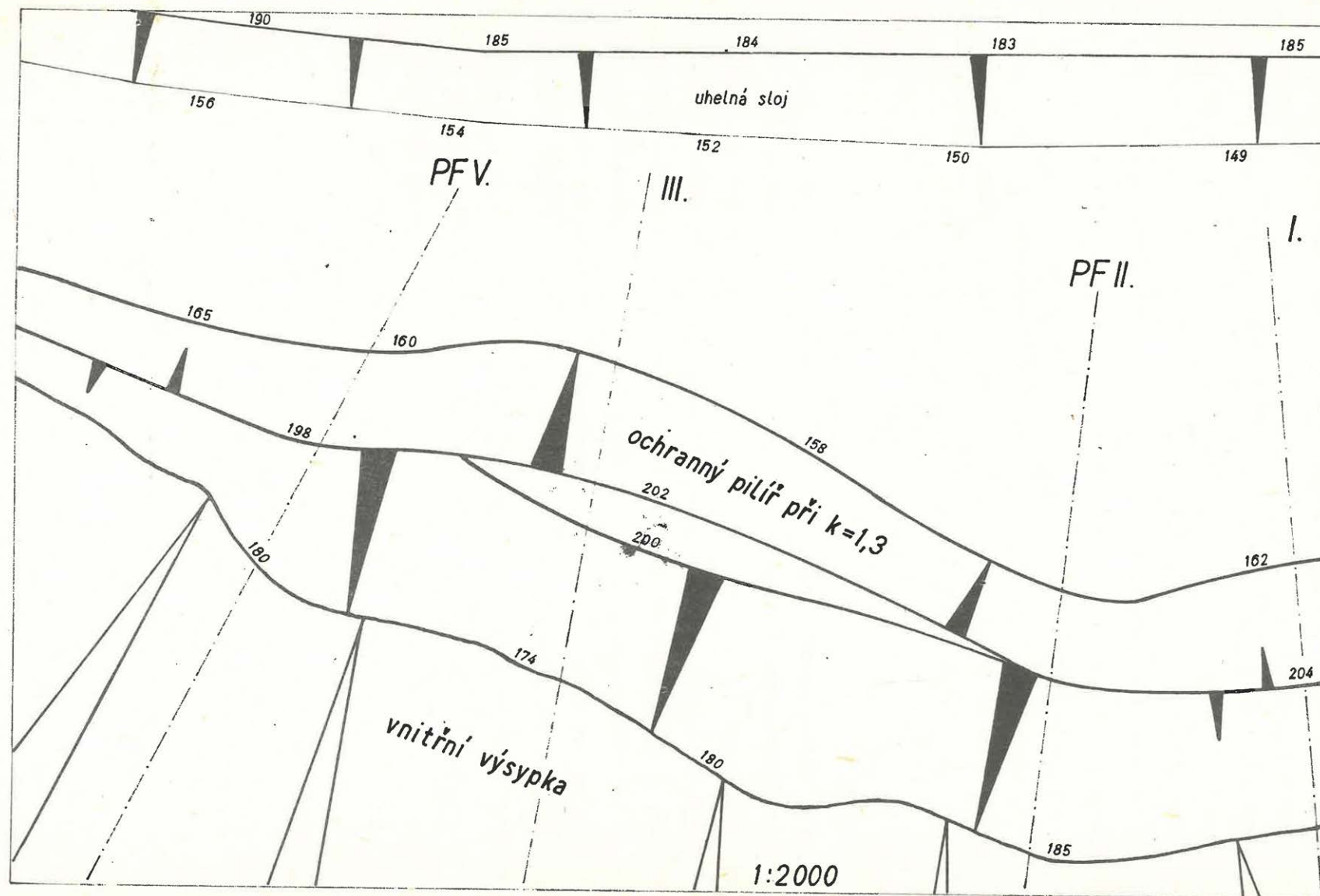
Obr. 2 Zabezpečení výsypky uhlým pilířem na lomu Vrbenský

čítali se stupněm bezpečnosti 1,3 a dospěli jsme k těmto parametrům uhelného piliře:

Profil	Výška piliře v m	Šířka v pat- ní části pi- liře v m
I - I'	40,0	90,1
II - II'	35,0	84,3
III - III'	40,0	109,6
V - V'	35,0	74,3

Situace ponechaného uhelného piliře je zřejmá z obr. 3. Při pokusném vyuhlování tohoto uhelného piliře se potvrdila správnost výpočtů, neboť při zeslabení značně prohořelého piliře byly místně obnoveny svážné pohyby výsypky. Pohyby výsypky byly následně po vyuhlení lomu Vrbenský reaktivovány zemními úpravami a postupujícím zvodněním patní části výsypky i v době, kdy již ve zbytkové jámě Vrbenský byly provozovány rýpadlové výsypky. V rámci hydrogeologického průzkumu realizovaného v roce 1979 byly ověřeny tyto geomechanické vlastnosti výsypkových zemín:

přírozená vlhkost zeminy	30,2 - 27,0 %
objemová hmotnost přírozeně vlhké zeminy	19,0 - 17,5 kNm ⁻³
pórovitost	47 - 44 %
vlhkost při úplném nasycení	30,2 - 34,0 %
objemová hmotnost plně nasycené zeminy	19,0 - 18,5 kNm ⁻³
smyková pevnost efektivní vrcholový parametr	16 - 10°
reziduální parametr	6 - 4°
soudržnost	20 - 17 kPa



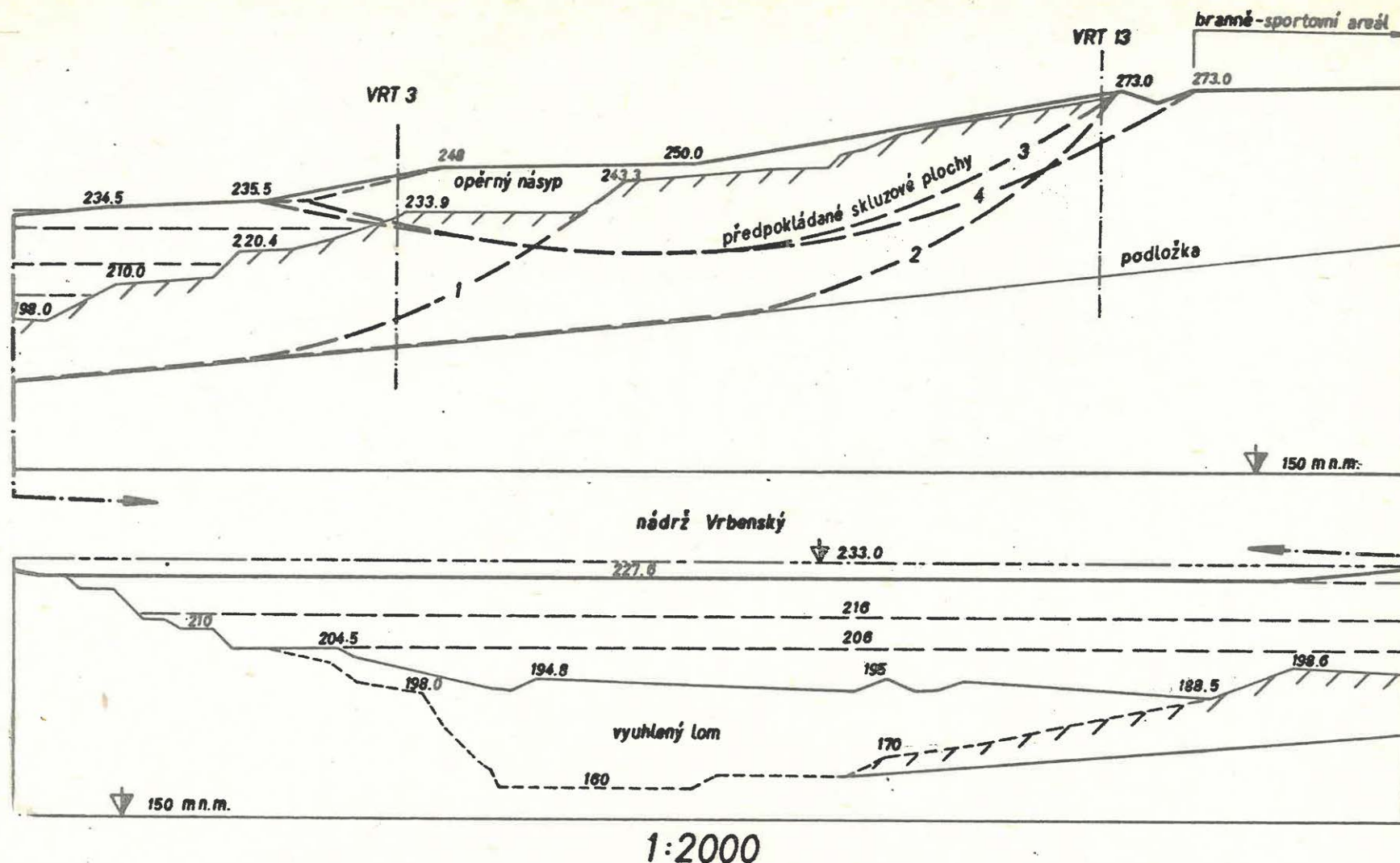
Obr. 3 Situace ochranného uhelného pilíře proti vnitřní výsypce lomu Vrbenský

S ohledem na infiltrační schopnost výsypkových zemin a vytvořené komunikace pro proudění podzemních vod tělesem výsypky se předpokládalo vzdouvání podzemní vody ve výsypce a to až do úrovně 233 m n.m. projektované hladiny vody v nádrži Vrbenský. K této úrovni můžeme připočítat kapilární zónu sahající nejvýše 2 m nad hladinu podzemní vody, ve které bude zemina zcela nasycena vodou. Ve stabilním řešení byl brán zřetel na zvodněné obzory zjištěné při bázi výsypky a vzdutí podzemní vody v horní části svahu na okraji branně-sportovního areálu. Výsledný navržený konečný tvar stabilního svahu mezi branně-sportovním areálem a budoucí nádrží Vrbenský je v současné době realizován /obr. 4/.

Řešení opěrného pilíře vůči výsypce

Při dimenzování opěrného pilíře je nutné přihlížet k výskytu proudového tlaku nebo vztlaku podzemní vody. Vztlak podzemní vody se vlivem nižší objemové hmotnosti uhlí zde projevuje intenzivněji než u zeminy. Zvláštní pozornost je nutné věnovat nerovnoměrnému rozložení napětí na vyskytující se predisponovaných plochách při ostrém přechodu mezi sloji a jílovitým podložím. Na tomto rozhraní se může vytvořit tenká vrstva měkce-plastického jílu, která pak tvoří skluznou plochu pod tímto opěrným pilířem.

Tyto faktory nebyly patřičně zvažovány při řešení uhelného pilíře trati ČSD, který byl vyuhlován lomem Most a byl navržen s ohledem na zabezpečení stability starých výsypek. Bazální část výsypky obsahující jílovité i písčité zeminy spočívala na 5,0 m mocné ponechané lavici uhlí. Samotná uhelná sloj byla odvodňována starými důlními díly a pravděpodobně i styčná část výsypky s pilířem byla tímto systémem odvodňována. Vlastní bazální část staré výsypky za pilířem však byla zvodněná. Mocnost výsypkových zemin činila až 46 m. Jejich mechanické vlastnosti byly ověřeny a zjištěno $\varphi_r = 4,5^\circ$ a $c = 15$ kPa. Pevnostní parametry styčné části pilíře s podložími jílovci byly odhadnuty na $\varphi = 18^\circ$ a $c = 20$ kPa. Uhelňý pilíř výšky 35,0 m byl navržen 50 m široký v její patní části.



Obr.4 Konečný vytvarovaný svah mezi nádrží Vrbenský a branně sportovním areálem

Při vyuhlování lomem Most a zachování piliře uvedených rozměrů došlo k porušení piliře i stability výsypky /obr. 5/. Porušení piliře bylo doprovázeno silnými výrony vody z podloží uhelné sloje. Rozlámání uhelný piliř na bloky se posunul o několik desítek metrů. Po ustálení posunů byl pozorován rovnovážný stav výsypky převýšené o 58,0 m při sklonu svahu 1:6,8.

Z uvedeného případu je zřejmé, že zabezpečení stability vyšších výsypek částečně zvodněných bude vyžadovat navrhování rozměrnějších piliřů o šířce větší než 100 m. Odtěžování výsypky bez ponechání piliře však není snadnějším problémem.

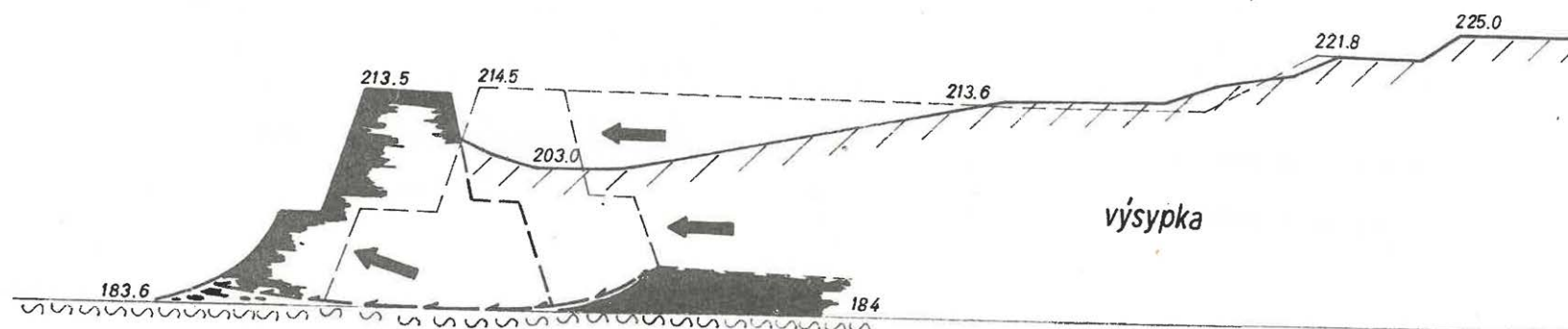
Stabilita výsypky při jejím odlehčování

Uvádíme řešení těžby starých výsypek bývalého lomu Gustav současně provozovaným lomem Libík, kterými mají být vyuhleny zbytkové zásoby sloje Antonín, dosud netěžené zásoby meziložní sloje a v minulosti rubané sloje Anežka. Komplikovaná těžba v prostoru starých výsypek částečně plavených se datuje na lomu Libík již od roku 1979. Předpoklad o rovnovážném stavu nasypané zeminy ve zbytkové jámě bývalého lomu Gustav se potvrdil při lokálním odtěžování výsypky na styku s uhelným piliřem. Protože byly v té době odtěžovány zeminy, kterými byla zvodněná výsypka přesypána, šlo o porušení hydrostatické rovnováhy zvodněných zemín. Smyková pevnost zvodněných zemín při bázi výsypky je zjevně nižší než se podařilo zjistit průzkumem a výslednou rovnicí

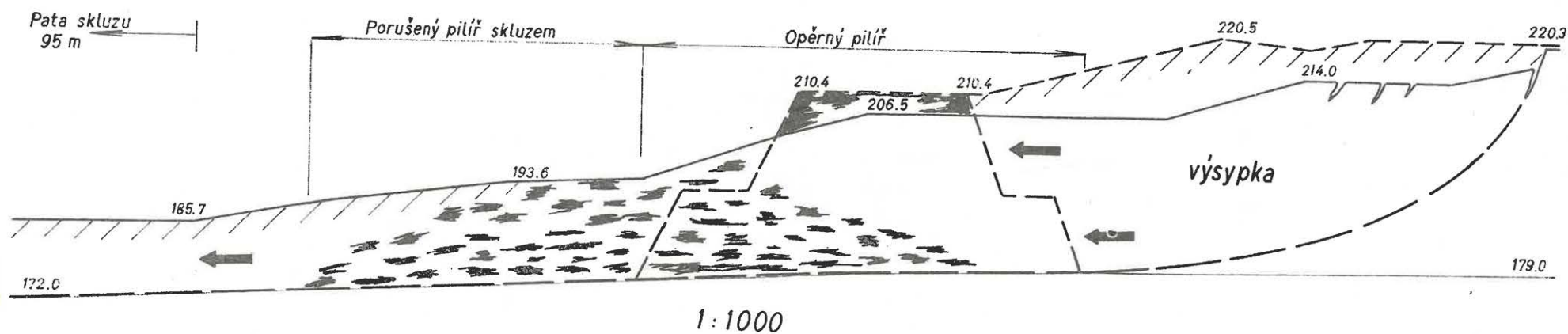
$$\tau = 19,5 + 0,21 \sigma_n - 0,0002 \sigma_n^2$$

Deformace se projevily zpočátku do vzdálenosti 40 až 60 m za horní hranu těženého řezu ve výsypce a to přesto, že výška řezu činila pouhých 6,0 m. Charakter deformace výsypky při jejím odtěžování /smyk, zdvih, pokles a vodorovný posun/ je zřejmý z obr. 6. Nerovnovážným stavem výsypky se potvrdil měkce-plastický konzistenceční stav zvodněných zemín,

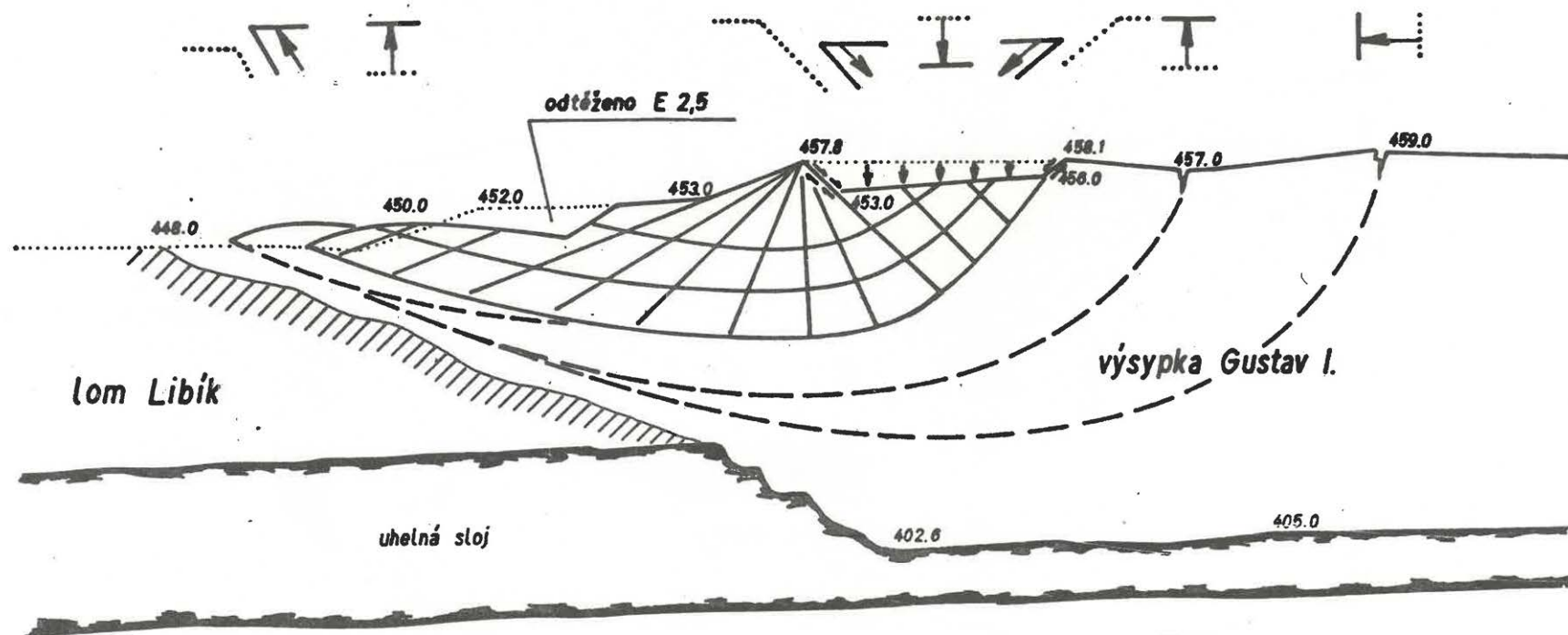
a) Porušení stability pilíře na neúnosném podkladě



b) Porušení stability výsypky ztrátou opory



Obr.5 Opěrný pilíř lomu Most vůči výsypce



Obr. 6 Deformační projevy při těžení výsypky Gustav I.

vykazujících zvýšenou vlhkost oproti původnímu stavu při její těžbě.

Dalším postupem těžby výsypky III. řezem bylo deformacemi postiženo stále větší území směrem k výjezdové koleji. Bylo zřejmé, že hlavní příčinou deformací jsou enormně vysoká napětí ve spodní, zvodněné části výsypky, tedy v oblasti, kde byla výsypka plavena a následně převyšována suchou výsypkou. S postupující těžbou se rozšířilo deformační pásmo od hrany III. řezu až do vzdálenosti 120 m. Poklesy o cca 60 cm byly pozorovány na větší ploše než zdvihy o hodnotě cca 160 cm. Zeminy vytlačované do záběru lžicového rýpadla byly těženy několikerým projetím a nakládány na kolej, která byla s velkými obtížemi udržována v provozu. Situace rozšiřujících se trhlin je zřejmá ze situace předložené na obr. 7.

Za účelem zlepšení nepříznivých podmínek pro plynulejší těžbu zemin na III. řezu a nutnosti zahájení těžby výsypky dalšími řezy byl rozdělen III. řez na dva odlehčovací řezy. Výška všech řezů nepřekračovala stanovenou mezní výšku 6,0 m určenou podle rovnice,

$$p_m = \gamma h \operatorname{tg}^2 45^\circ + \frac{\varphi}{2} / e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + \\ + c \operatorname{cotg} \varphi \left[\operatorname{tg}^2 45^\circ + \frac{\varphi}{2} / e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right]$$

která uvažuje mezní zatížení /odlehčení/ polosoudržné zeminy bez přihlédnutí k vlivu její vlastní hmotnosti. Jak se však ukázalo, ani tato nízká výška řezu nebyla bezpečná a nadále se komplikovala těžba staré výsypky pokračujícími deformacemi postihujícími spodní řezy. Nejrozsáhlejší deformace byly pozorovány v roce 1980, kdy se nepodařilo včas odtěžit část převyšované výsypky při demarkaci Libík-Medard nejsvrchnějším řezem. Deformacemi byla postižena oblast cca 500 m dlouhá a trhliny byly pozorovány až 180 m v předpolí IV. řezu a poklesy byla později zasažena i výjezdová kolej.

Z rozhodnutí havarijní komise závodu dolu Dukla byla

posílena těžba především na III. a, III.b řezu a stanoven rozestup mezi řezy 100 m. Dále byly podélné odvodňovací rýhy doplněny příčnými rýhami odvádějícími vodu akumulovanou ve vrchní části výsypky mimo těžební prostor. Pro zajištění většího předstihu III.a řezu byly dočasně zastaveny těžební práce na IV. řezu a pro těžbu III.a, III.b řezu byl stanoven poměr těžených kubatur 3:2.

V následujících letech byla těžba ve výsypkách podstatně zvýšena nasazením dalších lžicových rýpadel a kolejovým napojením na další výsypný prostor. V uvedených podmínkách by nebylo možné uplatnit technologii vyšší výkonové řady, neboť těžební práce byly plně podřízovány stavu a chování výsypkového tělesa.

V současné době jsou odtěženy zeminy ze svrchní části této výsypky. První čtyři odlehčovací řezy vykazují cca 100 m široké plošiny a mezi spodními řezy zasahujícími do bývalé plavené výsypky jsou udržovány stanovené minimální 50 m odstupy. Generální sklon svahu výsypky maximálně 35,0 m vysoké je plošší než 1:10 a na stranu otočného bodu lomu je zachováván tentýž generální sklon při výšce 20,0 m. Deformace jsou nadále pozorovány ve styčné části výsypky s uhelným piliřem, vždy na příslušném těžebním řezu a nezasahují další řezy. V souladu s těmito poznatky je navržena a respektována úprava svahu v PÚ Vyuhlení piliře briketárny Gustav v prostoru starých výsypek. Nadále se počítá s optimální výškou řezů 6,0 m a s těžebními postupy v generálním sklonu 1:10.

Závěr

Přímá pozorování stability a deformace výsypkových svahů potvrdila předpoklad koncentrace značných vodorovných napětí na rozhraní strukturně odlišných horninových jednotek.

Přetvárné vlastnosti výsypkových zemín v interakci s podložkou souvisí se stavem napjatosti a jsou různé, jde-li o přitěžování nebo odlehčování. V plastických oblastech jsou

koncentrována značná normálová a smyková napětí, se kterými je nutné počítat při řešení odtěžování nebo zabezpečení stability výsypek uhelnými piliři. V blízkosti paty svahu nebo v podzákladí uhelných piliřů může vodorovná složka σ_x přesáhnout svislou složku napětí σ_z , aniž to znamená existenci reziduálních napětí. Případný výskyt reziduálních napětí má za následek pootočení hlavního napětí a nárůst vodorovných napětí.

Dosavadní zkušenosti s odtěžováním starých výsypek ukazují, že bude dána přednost řešení stability s uhelnými piliři. Řešení s uhelnými piliři je výhodnější, neboť snižuje nároky na rozsah odtěžování výsypkových zemin a technologické potíže s tímto spojené.

S h r n u t í

Řešení stability výsypek ve specifických podmínkách rozvojových těžebních záměrů

Stabilitu výsypky s nízkým stupněm bezpečnosti je možné zabezpečit opěrnými piliři nebo násypy s přihlédnutím k napětíodeformačním změnám, ke kterým zákonitě dochází v průběhu těžebního procesu. V těchto případech má uhelný piliř s dočasně vázanými uhelnými zásobami ve funkci opěrné lavice vůči výsypce výrazně stabilizující účinek. Možné způsoby odtěžování výsypkových zemin vzhledem k existenci extrémních vodorovných napětí jsou z hlediska technologického i zvýšeného nároku na další výsypné prostory velmi omezené. Z toho důvodu nelze vyloučit možnosti vyuhlování zbytkových piliřů jinými způsoby, než povrchovým dobýváním.

Literatura:

- A. M. Demin, O. U. Šuškina: Naprjaženie i ustojčivost otvalov v karijerach. Moskva Nedra, 1978
- E. Pichler : Posouzení stability svahů vnitřní výsypky a ochranného piliře lomu Vrbenský v revíru Matylda