MINERALIA SLOVACA

17 1985 1

MINERALIA SLOVACA

Vol. 17
1985
No 1
1—96

Časopis Slovenskej geologickej spoločnosti a slovenských geologických organizácií
Journal of the Slovak Geological Society and of Slovak geological organizations

Vedúci redaktor **Ing. Ján Bartalský, CSc.** Chief editor

Vedecký redaktor: **RNDr. Pavol Grecula, CSc.** Scientific editor

REDAKČNÁ RADA — EDITORIAL BOARD

Predseda redakčnej rady **Ing. Ján Kuráň, CSc.** Chairman of Editorial board

RNDr. Juraj Antaš, RNDr. Ján Bystrický, DrSc., akademik Bohuslav Cambel, RNDr. Miroslav Harman, CSc., prof. RNDr. Jakub Kamenický, RNDr. Vlastimil Konečný, CSc., Ing. Ján Kozáč, Ing. Ivan Kravjanský, RNDr. Bartolomej Leško, DrSc., akademik Michal Maheľ, Ing. Ivan Marušiak, CSc., prof. Ing. Milan Matula, DrSc., Ing. Ivan Pagáč, CSc., RNDr. Anton Porubsky, CSc., Ing. Rudolf Rudinec, CSc., RNDr. Ondrej Samuel, DrSc., RNDr. Miroslav Slavkay, CSc., RNDr. Ivan Šarík, RNDr. Pavel Tkáčik, Ing. Milan Ťapák, CSc., prof. RNDr. Cyril Varček, CSc., RNDr. Imrich Varga

Technický redaktor **p. g. Ján Kobulský** Technical editor

Obsah tohto čísla pripravil IGHP Žilina a odborne posúdilo redakčné kolégium v zložení: V. Mencl, T. Mahr, J. Malgot, M. Ingr a P. Tkáčik (garant redakčnej rady).

OBSAH CONTENTS

Vojtěch Mencl

Současné pořeby geotechnického výskumu v inženýrské geologii **1** Present requirements of geotechnical research in engineering geology

PÔVODNÉ PRÁCE ORIGINAL PAPERS

Pavol Fabini — Fridrich Štrba

Nová metóda skúšania reziduálnej šmykovej pevnosti súdržných zemín **3** Residual shear strength of cohesive soils — news method of testing

Egon Fussgänger

Poznatky z terénneho výskumu plazivých svahových pohybov travertínových blokov na Spišskom hrade **15** Knowledge from investigation of crawling slope movements of travertine blocks on Spišský hrad castle

Jozef Fekeč

Meranie svahových pohybov geodetickými metódami **25** Measurement of the slope movements by geodetical methods

Vojtěch Mencl

Příspěvek k statickému vyšetřování svahů při nebezpečí poruch typu plastického vytlačování vrstev **31** Contribution to static investigation of slopes with a danger of failures of the type of plastic bulging of layers

Pokračovanie obsahu na 3. strane obálky *Continuation see page 3 of the cover*

Současné potřeby geotechnického výskumu v inženýrské geologii

Předložená odborná pojednání jsou výsledkem několika důležitých záměrů, které se projevují ve výzkumné a průzkumné činnosti v oboru inženýrské geologie. Výzkumná činnost přitom bezprostředně navazuje na potřeby praxe a snaží se získat poznatky, které by byly použitelné při plnění praktických úkolů. Jde jak o terénní výzkumnou činnost, tak i o zkoumání vlastností hornin pomocí laboratorních postupů a zavádění příslušných geotechnických výpočtů. Při praktické činnosti se rychle uplatní kontrola správnosti výsledků a ukázkou mezery nebo i nedostatků v obecných poznatcích. Stávají se pak popudem k další výzkumné práci a k zevšeobecňování výsledků průzkumu.

V pojednáních o nálezech v terénu se přirozeně zrcadlí složitost inženýrskogeologických podmínek území Slovenska. Zejména vznikají studie z těch oblastí, kde se budují rozsáhlejší inženýrská díla, ale kde dosud znalosti inženýrskogeologických podmínek nepřesáhly rámec obecného přístupu. Poněvadž tato díla jsou namnoze vázána na údolí, vynořuje se problematika tvorby údolí a jejích důsledků pro stabilitu svahů. Tyto otázky jsou velmi složité, a přitom potřeba praxe vyžaduje, aby byly rychle zodpovězeny. Jako příklad lze uvést řešení stavebních zásahů do svahů údolí v bradlovém a přibradlovém pásmu. Ve vztyčených souvrstvích je zde obtížné geometricky vymezit výskyt nebo možnost svahových pohybů a řešit stabilitu svahů. Obtíže s určením způsobu porušení svahů se např. projevily na lokalitě odřezu silnice severovýchodně od Dolního Kubína. Trasa silnice probíhá na strmém levém, nárazovém břehu Oravy, při severním okraji flyšového pásma vnitřních Karpat, ale blízko styku s oravským úsekem bradlového pásma. Souvrství je zde vztyčené, tedy v poloze, pro niž není dostatek předloh z hlediska vývoje sesuvů. Projevuje se zde však i druhá obecná, rovněž nesnadná úloha, totiž vymezit, v jakém vývoji tvorby údolí jednotlivé svahové pohyby vznikaly, neboť to má praktický význam při určování jejich geometrického omezení. Zpravidla je totiž možné vysvětlit pohyb podél existující plochy, kde odporující síly jsou dány tzv. reziduálním smykovým odporem. Nesnadnější je vysvětlit první vývojové svahové poruchy, spojené s překonáním plné pevnosti hornin. Proto je třeba předpokládat starší, patrně poneogenní tvar povrchu území s vysoko položenou hladinou podzemní vody. Pozdější ostré zařezávání řeky patrně umožnilo rychlé snižování hladiny podzemní vody až do určité vzdálenosti od povrchu svahu. Pískovcové polohy sloužily, a soudě podle ztrát vrtné vody při hloubení vodorovných odvodňovacích vrtů a injekční směsi při zřizování kotev, stále slouží jako drény. Tím se nebezpečí sesuvů soustřeďuje hlavně

do mohutné (téměř 20 m mocné) polohy zvětralin ve vyšší části svahu. Je patrné, jak je nutná spolupráce geologa a geotechnika při inženýrskogeologickém průzkumu.

Stejně obtížná patrně bude inženýrskogeologická problematika rekonstrukce silnice na levém břehu Váhu u V. Bytče. Pracovníci IGHP, n. p., jistě uveřejní výsledky svého průzkumu a studií.

Otázky stáří sesuvů a jejich vývoje se projevují i při zkoumání sesuvného svahu levého břehu údolí Váhu mezi Leopoldovem a Seredí (které je předmětem předkládaných pojednání). V nynější době schází původním starým sesuvům horní přitěžovací část, a nejsou tedy již aktivní.

Otázka statických řešení vývoje a průběhu svahových poruch a způsobů navrhování bezpečných svahů je stále předmětem studií. Je to způsobeno tím, že při vzniku poruch se uplatňuje redistribuce napětí a progresívního rozrušení, a že řešení těchto úloh je prakticky teprve v počátcích. Teoreticky jsou sice všechny úlohy stability svahů spojené s redistribucí sil a progresívním rozrušením, ale prakticky se ukazují rozdíly proti běžně užívaným řešením jen za určitých inženýrskogeologických podmínek: v patách strmých svahů, kde se projevuje koncentrace napětí; ve vysokých svazích, kde vznikají podmínky pro vláčné chování hornin; při velkých přirozených vodorovných napětích v území, kde se projeví rovněž vláčné chování hornin, ale i zvětšené tlaky vody v pórech; při poruchách typu vytlačování měkkých vrstev (případ, který se objevuje i v předkládaných pojednáních); při podmínkách, za kterých vzniká klenbové pnutí v horninách. Ale případů takového druhu bude patrně víc.

Tyto úlohy nejsou řešitelné použitím klasických metod tzv. prvního mezního stavu. Metoda konečných prvků umožňuje jejich řešení, ale je třeba mnoho učinit pro to, aby vznikla přijatelná inženýrská řešení. Proto otázky řešení stability svahů budou stále předmětem studií a pojednání.

Je-li vysvětleno, proč se inženýrská geologie a geotechnika stále přikláněji k řešení úloh svahových pohybů a stability svahů, je také pochopitelné, proč je značná část úsilí geotechniků věnována otázkám zjišťování reziduálního smykového odporu hornin.

Některé praktické úkoly staveb komunikací, zvláště dálnic, vyžadují, aby se řešila úloha stability podloží vysokých násypů. Jako jedna z obtížných se zde projevuje otázka velikosti vodorovného pnutí v hutněných tělesech násypů a otázka velikosti tlaku vody v pórech v podloží. Obě otázky byly již předmětem studia v rámci IGHP, n. p., a byly vypracovány předběžné směrnice pro výpočty.

Je patrné, že je stále dost požadavků na revizi a zpřesnění úloh, které se mohou při povšechném pohledu jevit jako dávno vyřešené. Projevuje se to tedy i v předkládaných pojednáních.

Vojtěch Mencl

Mineralia slov.
17 (1985), 1, 3—14

Nová metóda skúšania reziduálnej šmykovej pevnosti súdržných zemín

PAVOL FABINI, FRIDRICH ŠTRBA
IGHP, n. p., Rajecká cesta, 010 51 Žilina

(7 obr. v texte)
Doručené 11. 7. 1984

Новый метод для определения резидуальной прочности скольжения компактных глин

Результаты определений резидуальной прочности скольжения глин при использовании коробочной аппаратуры скольжения с управляющей деформацией без возвратного движения по скользящей поверхности является надёжнее чем результаты полученные реверзными коробочными скользящими пробами. Эти выводы подтверждают и результаты сравнения полученных данных из образцов девинских известковистых глин. Больше того, так называемым последующим методом можно определить прямую резидуальной прочности скольжения из величин полученных при одной плоскости скольжения. В процессе измерений этот метод более трудоёмкий чем реверзный способ.

Residual shear strength of cohesive soils — new method of testing

The results of determination of the residual shear strength of soils by a box apparatus with controlled deformation, testing without reversing movement upon a shear surface, they are more reliable than data obtained by reversing box shear tests, which confirms the comparison of data from samples of the Neogene Devín marly clay. Moreover by so-called continuous method it is possible to determine the line of the residual shear strength from values determined on a single shear surface. In the course of test it is a method more arduous than the reversion procedure.

Pri navrhovaní stavieb v morfologicky členitom a sklonitom území treba brať do úvahy aj zmenu stability svahov vyvolanú umelými zásahmi. Z tohto hľadiska je dôležitá veľkosť odporu zeminy proti ušmyknutiu. Šmyková pevnosť zeminy sa laboratórne zisťuje skúškami neporušených vzoriek, ale geotechnická prax ukázala, že v zosuvmi postihnutom území sa pohyb aktivizuje účinkom šmykového napätia, ktoré je nižšie ako hodnoty stanovené skúškami neporušených zemín. Z to-

ho sa usúdilo, že šmyková plocha vyvoláva v zemine oslabenie znižujúce jej šmykovú pevnosť z vrcholovej na tzv. reziduálnu veľkosť.

Metodika zisťovania reziduálnej šmykovej pevnosti zemín prešla pomerne dlhým vývojom a využívala rozličné typy prístrojov. Pre nedostatok vhodnejšieho prístrojového vybavenia sa v ČSSR takmer výlučne používa čeľusťový šmykový prístroj s riadenou deformáciou, na ktorom sa reziduálna šmyková pevnosť zemín stanovuje reverznými skúškami. Príspevok navrhuje novú metódu skúšok.

Stav vývoja metodiky

Historický prehľad použitých skúšobných metód publikoval A. W. Bishop et al. (1971) a J. F. Lupini et al. (1981). Obidva články vychádzajú z prác M. J. Hvorsleva (1936, 1937, 1939), H. E. Grunera — R. Haefeliho (1934) a B. Tiedemana (1937), ktorí venovali pozornosť poklesu šmykového odporu zeminy po porušení ako prví.

Všetky laboratórne postupy na stanovovanie reziduálnej šmykovej pevnosti sa navzájom odlišovali jednou podstatnou črtou, a to tým, že skúšaná zemina už obsahovala šmykovú plochu alebo sa táto plocha v nej vytvorila až v laboratóriu predrezaním či ušmyknutím. Pritom nezáviselo na tom, aký prístroj sa na skúšanie využíval. Tak P. Fabini (1954) zisťoval zvyškovú pevnosť pomocou šmykového prístroja s riadeným napätím Cassagrandeho typu. Už ušmyknutá vzorka sa manuálne vrátila do východiskovej polohy reverzným pohybom a znova sa skúšala. Zistili sa prekvapujúco nízke hodnoty pevnosti, ktoré spätnou analýzou stability potvrdil aj Q. Záruba a V. Mencl (1958).

Zvýšenie záujmu geotechnikov o reziduálnu šmykovú pevnosť vyvolal A. W. Skempton (1964). Ďalší rozvoj experimentálnej techniky ukázal, že sa pre malú šmykovú deformáciu triaxiálnymi skúškami spoľahlivé údaje o reziduálnej pevnosti nedajú zistiť. A. W. Bishop et al. (1971) uvádzajú, že sa reziduálna pevnosť triaxiálnou skúškou nezískala. Ako najvhodnejšie sa na stanovovanie reziduálnej šmykovej pevnosti ukázali skúšky čeľusťovým a prstencovým šmykovým prístrojom.

V čeľusťovom prístroji sa dlhá šmyková dráha najčastejšie dosahuje reverzným pohybom po skončení šmykového cyklu a ďalším šmykovaním v pôvodnom smere. Tento postup sa podľa potreby niekoľkonásobne opakuje. Reziduálnu šmykovú pevnosť bolo možno zistiť aj skúškami vzoriek obsahujúcich šmykovú plochu vzniknutú v prírode. Zo vzorky sa vyrezali skúšobné telieska a vložili sa do prístroja tak, aby šmyková plocha ležala na deliacej rovine čeľustí. Za predpokladu, že potrebná šmyková deformácia prebehla už v prírode, sa šmyková pevnosť zistená pri prvom šmykaní mohla pokladať za reziduálnu hodnotu.

Dosiahnuť dlhú šmykovú dráhu bez prerušenia šmykového deja alebo zmeny zmyslu pohybu umožnil prstencový šmykový prístroj, ktorý opísal A. W. Bishop et al. (1971). Spojitá plocha porušenia tvaru medzikružia, ktorá v ňom vzniká, dovoľuje „nepretržitý" jednosmerný šmykový pohyb.

Dôvody vývoja novej metódy

V rezorte Slovenského geologického úradu a Českého geologického úradu sa reziduálna šmyková pevnosť najčastejšie zisťuje reverznou skúškou na čeľusťovom šmykovom prístroji a eviduje sa aj v cenníku laboratórnych prác. Poznatky, ktoré

Názov čeľusťový šmykový prístroj používame namiesto jazykove nevhodného názvu krabicový.

získal napr. A. W. Bishop et al. (1971) a P. Fabini et al. (1983), ukázali, že napriek pomerne dlhej šmykovej dráhe sú jej výsledky často nespoľahlivé. K. B. Agarwal (1967) dostal taký priebeh závislosti šmykového napätia od posunutia, pri ktorom šmykové napätie po dosiahnutí vrcholovej hodnoty a poklese začalo zasa rásť a pôvodnú vrcholovú hodnotu dokonca prevýšilo. Takýto tvar šmykových kriviek nie je z teoretického hľadiska prípustný. A. W. Bishop et al. (1971) získali pri skúšaní zeminy obsahujúcej šmykovú plochu už z prírody vyššie hodnoty šmykovej pevnosti v reverznom pohybe ako pri šmykovom cykle. P. Fabini et al. (1983) zistili pri zemine, v ktorej sa šmyková plocha tvorila a formovala bez reverzných pohybov, reziduálnu šmykovú pevnosť danú uhlom cca 6,1°. Po šiestich reverzoch narástol uhol až na 8,6°. Ak pevnosť zeminy klesala na reziduálnu hodnotu aj pod vplyvom orientácie ílových častíc, možno predpokladať, že sa reverzným pohybom narušal práve proces reorientácie. Navyše stav plochy ovplyvňovalo aj vytláčanie zeminy zo šmykovej zóny. Tým sa strácala už čiastočne zorientovaná zemina, a preto sa proces reorientácie častíc v oblasti šmykovej plochy nemohol zavŕšiť.

Teoreticky opodstatnenejšie sú skúšky zeminy obsahujúcej šmykovú plochu vytvorenú v prírode, ale pri nich sú ťažkosti so správnym odberom a transportom vzoriek do laboratória. Zložité je aj vykrojovanie a správne vkladanie skúšobných teliesok do prístroja. E. N. Bromhead — R. D. Curtis (1983) napr. uviedli, že pri vkladaní ôsmich teliesok sa pri dvoch šmyková plocha s deliacou rovinou čeľustí nekryla. Tak sa získali použiteľné výsledky len zo šiestich teliesok, ale aj to sa pokladalo za úspech. Okrem extrémnej opatrnosti tomu pomohla aj dobrá rovinnosť prírodnej šmykovej plochy. Keby bola bývala zakrivená výraznejšie, skúšky čeľusťovým prístrojom by neboli poskytli údaje blízke hodnote reziduálnej šmykovej pevnosti.

Ako najúspešnejšie sa ukázali prstencové šmykové skúšky. Prekážkou ich väčšieho využívania pri stanovovaní reziduálnej šmykovej pevnosti je v našich podmienkach nielen vysoká náročnosť na prípravu, ale aj pomerná komerčná nedostupnosť importovaného prístroja.

P. Fabini et al. (1983) potrebovali na skúmanie vplyvu koloidno-fyzikálnych faktorov na reziduálnu šmykovú pevnosť zemín získať spoľahlivé údaje o pevnosti pomocou čeľusťového šmykového prístroja. Výsledky skúšok najviac skresľoval reverzný pohyb, a preto sa použil skúšobný postup bez tohto pohybu. Tak vznikla „priebežná" metóda (opísaná ďalej) a overila sa pri skúškach devínskeho slienitého neogénneho ílu. Takto získané výsledky sú v porovnaní s reverznou skúšobnou metódou pokrokom.

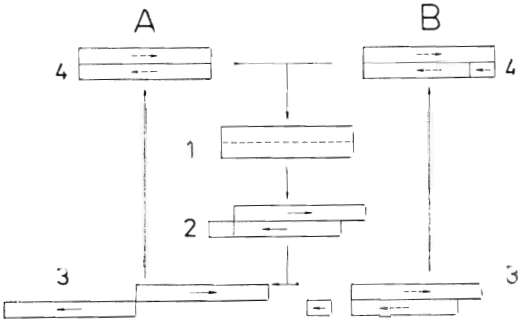
Opis novej metodiky

Proces deformovania plochy sa najviac narúša zmenou smeru šmykového pohybu, ale čeľusťovým prístrojom nemožno dosiahnuť veľkú šmykovú dráhu bez obnovy pôvodnej vzájomnej polohy hornej a dolnej časti skúšobného telieska. Táto obnova polohy musela prebehnúť bez spätného pohybu po šmykovej ploche. Vyskúšali sa dva spôsoby návratu do východiskovej polohy. Postup nazvaný „prekladaním" spočíval v ručnom došmýkaní odľahčeného telieska v pôvodnom smere, kým sa jeho polovice od seba neoddelili. Oddelené časti sa položili na seba tak, že sa obnovil pôvodný tvar telieska. Po vložení zloženého telieska do čeľustí a jeho zaťažení pokračovala skúška ďalším šmykovým cyklom. Postup schematicky znázorňuje obr. 1A. Došmykovanie zeminy

v odľahčenom stave môže nežiadúco ovplyvniť stav plochy, napr. účinkom negatívnych pórových tlakov. „Prekladanie" nebolo možno pokladať za konečné riešenie, a tak sa vyskúšal zdanlivo drastickejší postup, tzv. prekrajovanie, pri ktorom sa teliesko po ukončení šmykového cyklu odľahčilo a vybralo z čeľustí. Prečnievajúca časť hornej alebo dolnej polovice telieska sa opatrne odkrojila širokou stierkou s rovinným tenkým ostrím. Odkrojeným kúskom sa teliesko doplnilo na opačnej strane tak, aby sa smer šmýkania pri ďalšom skúšaní nezmenil. Schematický náčrt tohto postupu je na obr. 1B. Aj keď je prekrajovanie priamym narušením plochy, nijaký negatívny vplyv na zistenú reziduálnu šmykovú pevnosť sa nezistil, a tak možno predpokladať, že rozsah narušenia bol vzhľadom na veľkosť celej šmykovej plochy zanedbateľný. Okrem toho mala použitá zemina sklon vyhojovať sa, čo sa prejavilo pri ďalšom prekrojení tak, že sa na teliesku nedalo nájsť miesto, kde sa priložil predtým odkrojený kúsok. O výhodách prekrajovania v porovnaní s prekladaním hovorí aj zvýšenie rovnorodosti šmykového formovania plochy.

Existencia nehomogenity šmykového tvarovania plochy vyplýva z rozmeru vzorky a šmykového deja. V prírode často býva dĺžka zosuvu v porovnaní s rozmermi šmykovej plochy malá, a tak sa takmer celá plocha formuje pôsobením celého zosuvného pohybu, ale plocha porušenia vznikajúca pri laboratórnych skúškach má rozmery porovnateľné s dĺžkou šmykového pohybu. Preto tu okrajové efekty hrajú veľkú úlohu nielen pri roznose napätia, ale aj pri dotvarovaní šmykovej plochy.

Z obr. 1 je zrejmé, že prečnievajúce časti telieska nemali plochu formovanú účinkom rovnakého premiestňovania ako časti, ktoré zostali až do konca šmykového cyklu v kontakte. Častice šmykovej zóny vzdialené od vyčnievajúcich hrán 5 mm orientoval šmykový pohyb dĺžky 5 mm, aj keď celkové posunutie bolo 20 mm. Takýto nerovnomerný oter šmykovej plochy nastáva aj pri reverzných skúškach. Na rozdiel od prekladania sa pri prekrajovaní do trvalejšieho vzájomného styku dostávajú tie oblasti plochy, ktoré sa v predchádzajúcom cykle tak intenzívne neformovali, lebo prečnievali. Pri nasledujúcom cykle sa menej tvarujú zasa iné oblasti, ale po niekoľkých opakovaniach postupu sa dosahuje relatívne rovnorodé formovanie celej šmykovej plochy. Malá nerovnorodosť „vyšmýkania" spočíva



Obr. 1. Schéma obnovy pôvodného tvaru skúšobného telieska zeminy: A — „prekladaním"; B — „prekrajovaním". 1 — teliesko pred šmykovým cyklom, 2 — teliesko po šmykovom cykle, 3A — odľahčené teliesko po ručnom „došmýkaní", 4A — obnova tvaru telieska zložením oddelených polovíc, 3B — odkrojenie prečnievajúcej časti telieska na jednej strane, 4B — obnova tvaru telieska jeho doplnením odkrojeným kúskom na opačnej strane; šípky vnútri telieska udávajú smer šmykového pohybu

Fig. Schematic picture of renewal of the original shape of sample of soil: A — "by transfering"; B — "by cutting". 1 — Sample before shear cycle, 2 — Sample after shear cycle, 3A — Unloaded sample after manual completion of the shearing, 4A — "Renewal" of the sample shape by superimposition of its two halves, 3B — Cutting off of a jutting part of the sample on one side, 4B — "Renewal" of the sample shape by its "filling" with a cut-off part on the opposite side. The arrows inside the sample indicate the direction of the shear movement

iba v tom, že rozličné miesta prečnievajúcej časti plochy formoval nerovnako dlhý šmykový pohyb. Ale tento rozdiel nie je závažný, lebo sa stiera stabilizáciou plochy, ktorá sa prejavuje tak, že sa ďalším šmýkaním vlastnosti plochy už nemenia. Takéto ustálenie vlastností plochy sa ukazuje aj pri prstencových šmykových skúškach. Dokazuje to fakt, že sa nimi dosahujú uspokojivé výsledky, aj keď sa tá časť šmykovej plochy, ktorá je pri vonkajšom okraji prstenca, formuje šmykovým pohybom po asi o 50 % dlhšej dráhe ako časť plochy ležiaca pri vnútornom okraji.

Overovacie skúšky „priebežnej" metódy poskytli teoreticky správnejší tvar šmykových kriviek. Priaznivo vyznela aj konfrontácia spoľahlivosti ňou získaných výsledkov s údajmi reverzných skúšok. Napriek používaniu 2 až 3 mm veľkej medzery medzi čeľusťami straty zeminy vytláčaním citeľne poklesli. Zvýšenie medzioperačnej prácnosti na jednej strane poskytlo na druhej strane možnosť vizuálne kontrolovať stav šmykových plôch a ich výšky nad úrovňou okraja spodnej čeľuste po každom šmykovom cykle. Z prevádzkového hľadiska bolo výhodné ovládať výšku šmykovej plochy nad okrajom spodnej čeľuste. V prípade potreby sa dala výška zväčšiť vložením dištančnej podložky pod spodnú poréznu doštičku. Toto ovládanie výšky plochy dovolilo skúšať zeminu náchylnú na kašovatenie aj niekoľkými desiatkami šmykových cyklov.

Skúška na jedinej šmykovej ploche

E. N. Bromhead — R. D. Curtis (1983) konštatujú, že reziduálne šmykové pevnosti zeminy zistené prstencovými skúškami pri rozličnom normálovom napätí vykazujú lepší súlad ako výsledky čeľustových šmykových skúšok na prírodných šmykových plochách. Vysvetľujú to tým, že pri prstencových skúškach znáša všetky normálové napätia stále tá istá šmyková plocha a neprejavuje sa tu rozptyl vlastností zeminy. Aj opisovaná „priebežná" metóda dovoľuje stanoviť priamku reziduálnych pevností z údajov získaných na jedinej šmykovej ploche. Tento postup skúšky opísal P. Fabini et al. (1983). V štvorčeľusťovom šmykovom prístroji sa skúšali štyri telieska zeminy. Po ôsmich šmykových cykloch sa údaje ustálili, a to bol predpoklad na dosiahnutie reziduálnej šmykovej pevnosti. Pred deviatym šmykovým cyklom sa pozícia čeľustí na prístroji cyklicky pozmenila bez toho, aby sa na pákových zaťažovacích systémoch menilo závažie. Medzery čeľustí boli uzavreté a telieska sa nechali v čeľustiach rekonsolidovať pri nových normálových napätiach. Po ukončení rekonsolidácie sa medzery čeľustí otvorili a prebehol šmykový cyklus. Cyklická zámena čeľustí sa opakovala dovtedy, kým sa nevrátili do svojich východiskových pozícií, kde sa šmýkalo ešte raz. Tak sa pre každé skúšobné teliesko zeminy získali štyri body na stanovenie priamky reziduálnej šmykovej pevnosti. V ďalšom programe tejto skúšky sa pri overovaní vplyvu rýchlosti posuvu na merané hodnoty reziduálnej pevnosti nezistila nijaká podstatná zmena výsledkov. Preto sa dalo predpokladať, že sa šmykové plochy už stabilizovali. Tak sa získali výsledky rovnocenné údajom štyroch skúšok na stanovenie reziduálnej šmykovej pevnosti sledovanej zeminy.

Zemina skúšaná najskôr pri najvyššom normálovom napätí sa zaťažovala tak, ako je to zvyčajné pri prstencových skúškach, t. j. pri troch hodnotách normálového napätia bola v podstate prekonsolidovaná. Ale odlišnosť v časovej postupnosti zaťažovania jednotlivých teliesok sa vo výsledkoch neprejavila. Pri cyklickej záme-

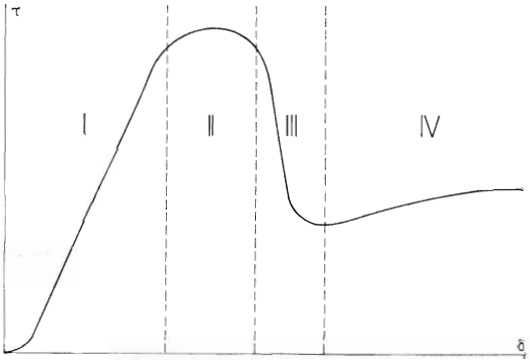
ne čeľustí sa výhodne uplatnila korekcia výšky šmykových plôch pomocou dištančných podložiek. Inak by sa sotva dalo zabrániť interakcii plochy s okrajom čeľuste, najmä pri zmene normálového napätia z najnižšej na najvyššiu hodnotu.

Spresniť výsledky cyklickou zámenou čeľustí možno nie iba elimináciou rozptylu vlastností zeminy, ale pomáha pritom aj potlačenie vplyvu rušivých faktorov vychodiacich z mechaniky prístroja. Normálové napätia vyvodzované pákovými zaťažovacími systémami sa nemenili. Každé skúšobné teliesko zeminy zotrvávalo stále v tých istých čeľustiach, a preto sa vplyvy trenia čeľustí o seba mohli premietať skôr do kohézie ako do veľkosti reziduálneho uhla trenia. Zdá sa, že cyklická zámena čeľustí pri „priebežnej" metóde skúšania by mohla poskytovať také vstupné údaje na analýzu stability, ktoré by sa spoľahlivosťou blížili výsledkom prstencových šmykových skúšok.

Nevýhodou predkladanej skúšobnej metódy oproti bežnej reverznej procedúre je vyššia prácnosť v priebehu skúšky. Ani doteraz nie je jasné, či sa odľahčením zeminy po ukončení každého šmykového cyklu negatívne neovplyvňuje stav šmykovej plochy. Výhodou je zasa to, že sa dajú spoľahlivejšie výsledky získať pomocou takých šmykových prístrojov, ktoré sú u nás v súčasnosti k dispozícii.

Overovacie skúšky

Pri štúdiu vplyvu koloidno-fyzikálnych faktorov na reziduálnu šmykovú pevnosť P. Fabini et al. (1983) najprv reverzne skúšal íl zo zemníkov tehelní v Devínskej Novej Vsi, Pezinku, Zlatých Moravciach a Machulinciach. Podľa výsledkov vybrali na ďalší výskum devínsky íl. Jeho vzorky odobrali v juhovýchodnej a východnej časti zemníka v hĺbke okolo 10 a 20 m pod úrovňou terénu. Zelenosivý až modrosivý íl patrí do súvrstvia vnútroalpskej panvy a stratigraficky sa zaraďuje do badénu. Má nasledujúce fyzikálne vlastnosti: $\rho_s = 2730\ kg.m^{-3}$; $\rho_d = 1690\ kg.m^{-3}$; $w_n = 21\ \%$; $w_L = 61\ \%$ a $I_p = 38\ \%$. Zemina obsahuje 19 až 20 % uhličitanov a cca 50 % jej hmotnosti tvoria častice menšie ako 0,002 mm. Mineralogické zloženie odobratých vzoriek sa určovalo vo VÚT Brno diferenciálnou termickou analýzou a rtg difrakciou. Skúmaná zemina obsahuje ílový minerál (montmorillonit — illit) zmiešanej štruktúry a napučavej formy. Transmisným elektrónovým mikroskopom sa zistilo, že najjemnejšiu frakciu tvoria tenké lístkové častice illitu s difúzne rozptýlenými okrajmi, čo signa-



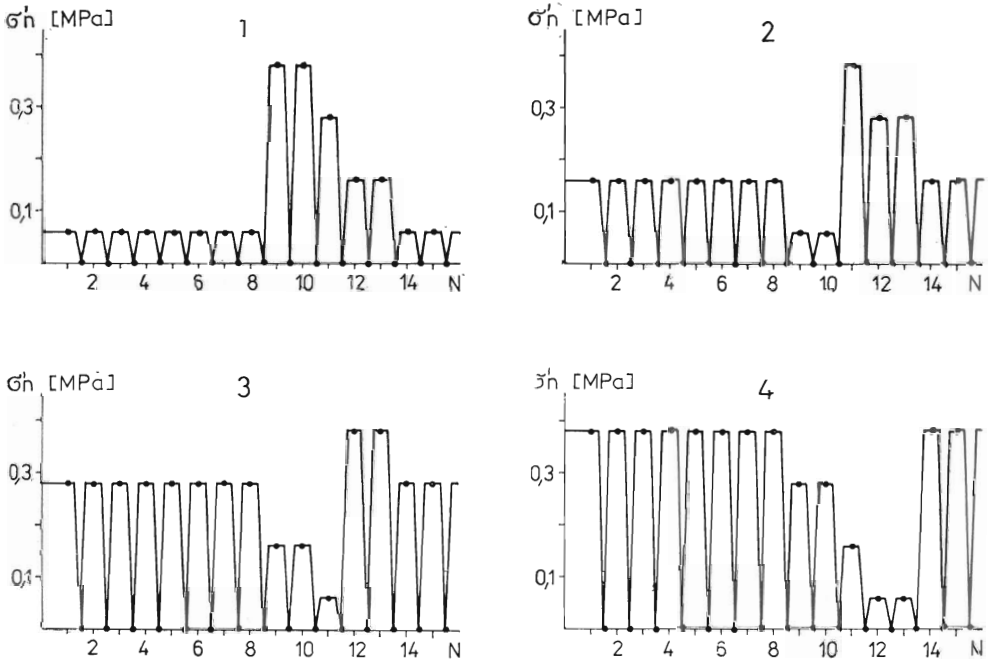
Obr. 2. Závislosť šmykového napätia τ od šmykovej dráhy δ meranej od počiatku šmykového cyklu pri aktivácii šmykového pohybu po predchádzajúcom reverze. I — oblasť mobilizácie napätia, II — oblasť dosahovania maximálnej hodnoty napätia, III — relatívne rýchly pokles na minimálnu hodnotu, IV — oblasť mierneho rastu veľkosti šmykového napätia

Fig. 2. Dependence of the shear strength τ on the shear path δ measured from initial point of the shear cycle, when activating shear movement after preceding reversion. I — Region of the mobilization of tension, II — Region of the maximum value of tension, III — Relatively rapid decrease to minimum value, IV — Region of the moderate increase of the magnitude of value of the shear tension

lizuje vysokú aktivitu častíc vzhľadom na vodu. Zemina obsahuje aj muskovit, kremeň, kalcit a malý podiel dolomitu.

V neporušenej zemine sa výrazne prejavujú sedimentačné plochy a pozdĺž nich sa zemina ľahšie odlučuje. V dôsledku mineralogického zloženia zemina napučiava a je veľmi citlivá na vodu. Pri šmykových skúškach stačilo presne dodržiavať bežný postup zavlažovania skúmanej zeminy. Bolo potrebné zaistiť, aby sa oblasť šmykovej plochy nedostala do bezprostredného kontaktu s hladinou vody. Lesklosť šmykových plôch naznačovala prítomnosť vrstvičky zorientovaných ílových častíc, čo sa potvrdilo pozorovaním pomocou elektrónového rastrovacieho mikroskopu. Pri reverzných skúškach vykazovala šmyková plocha formovaná pri normálnom napätí 0,6 MPa aj hladkosť a lesk, ale pri 2000-násobnom zväčšení sa dala pozorovať jej členitosť vyvolaná ryhovaním a „vyvlečením" niektorých lístkových častíc z oblasti šmykovej plochy. Efekt zdrsňovania plochy bol tým zjavnejší, čím nižšie bolo normálové napätie pri formovaní šmykových plôch.

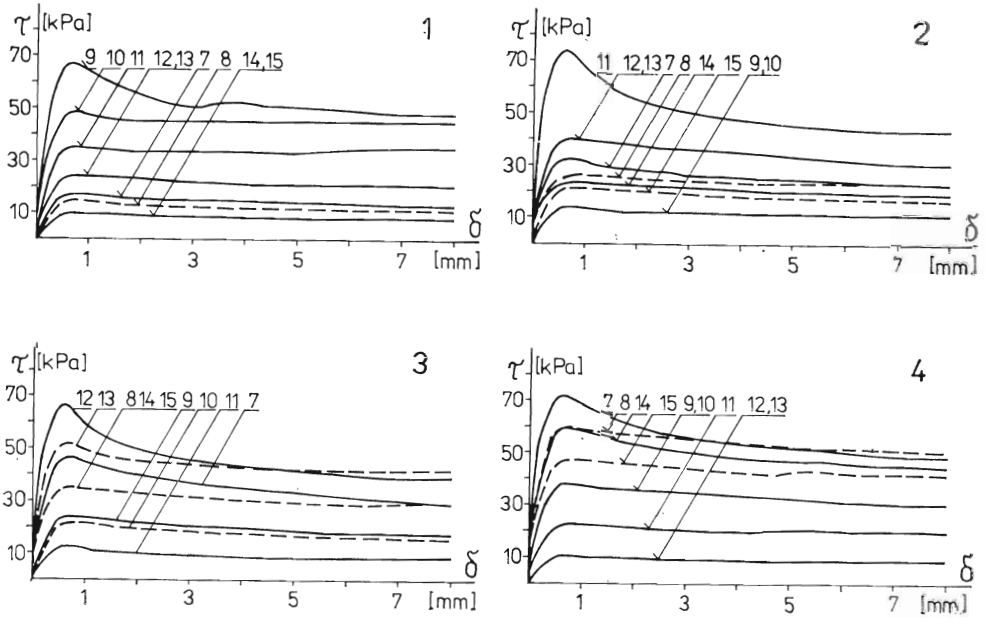
Pri vývoji procedúry zisťovania reziduálnej šmykovej pevnosti zemín sa vyskúšali aj postupy modifikujúce reverznú metódu. Preverovalo sa, či nemožno odstrániť negatívne vplyvy na výsledky skúšok iba pomocou úpravy jestvujúcej metodiky. Skúmal sa postup, ktorý navrhol



Obr. 3. História zaťažovania skúšobných teliesok zeminy pri cyklickej zámene čeľustí. N je poradové číslo šmykového cyklu skúšky. Čísla grafov udávajú čísla čeľustí, do ktorých sa telieska vložili na počiatku skúšky
Fig. 3. History of the loading of the samples of soil while cyclicaly moving the boxes. N is ordinal number of test shearing cycle. The numbers on graphs indicate the numbers of the boxes in which samples were placed at the beginning of the test

Noble (1973). Pri ňom sa najprv použilo niekoľko krátkych, „rýchlych" šmykových cyklov s reverzmi. Po nich nasledoval dlhý a „pomalý, merací" šmykový cyklus. Tak sa straty zeminy vytláčaním značne znížili, ale aj tak sa negatívny účinok reverzného pohybu celkom neodstránil. Zostali javy, ktoré mohol spôsobiť pórový tlak a „načuchranie" častíc šmykovej zóny premietajúce sa do typického tvaru priebehu šmykovej krivky. Schematický náčrt takéhoto typického priebehu deja aktivácie šmykového pohybu po predchádzajúcej reverzácii, ktorý sa spozoroval na devínskom íle, je na obr. 2. Znovu sa tvorili „korýtka", ako tento tvar šmykových kriviek nazval A. W. Bishop et al. (1971) pri porovnávaní výsledkov prstencových skúšok modrého londýnskeho ílu s údajmi, ktoré pri ňom získal K. B. Agarwal (1967) pomocou reverzných čeľusťových šmykových skúšok.

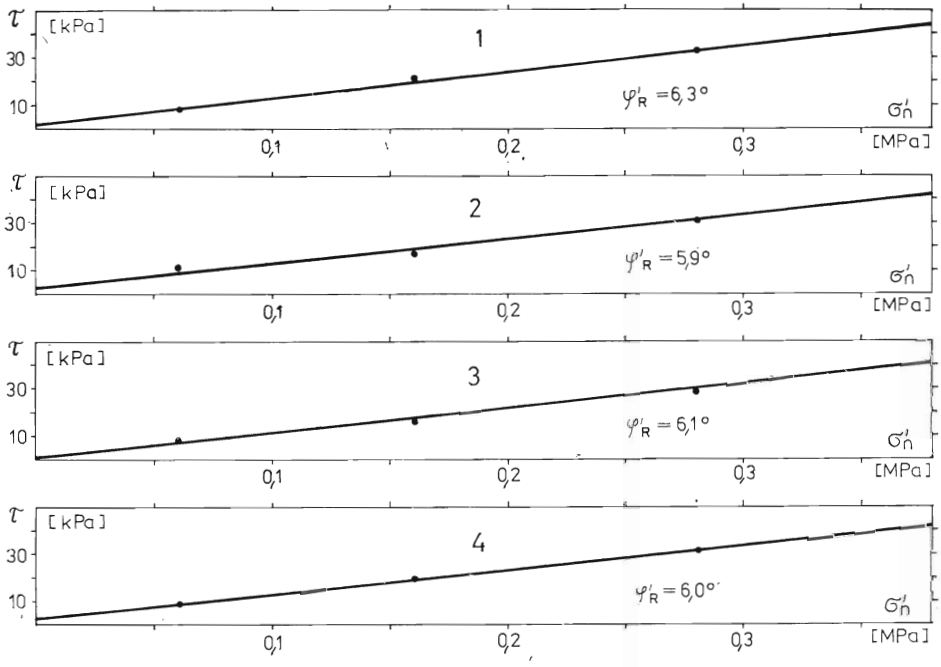
„Priebežná" metóda stanovovania reziduálnej šmykovej pevnosti s použitím cyklickej zámeny čeľustí je dokumentovaná na skúške devínskeho ílu. Obr. 3 ilustruje postup zaťažovania zeminy v jednotlivých čeľustiach. Priebeh šmykových



Obr. 4 Šmykové krivky, t. j. priebeh závislosti šmykového napätia τ od šmykovej dráhy δ počítanej od počiatkov šmykových cyklov zaznamenané pri cyklickej zámene čeľustí. Čísla grafov sú číslami čeľustí a čísla kriviek udávajú poradové čísla šmykových cyklov, pri ktorých sa krivky snímali. Normálové napätia teliesok devínskeho ílu v jednotlivých čeľustiach pri udaných šmykových cykloch sú uvedené na obr. 3
Fig. 4. Shear curves, i. e. relations of dependence of the shear tension τ and shear path δ calculated from initiation of the shear cycles, measured while cyclicaly moving the boxes. The numbers on graphs are numbers of the boxes and the numbers of curves indicate ordinal numbers of the shear cycles at which the curves have been plotted. Normal tensions of the samples of Devín clay in separate boxes for indicated shear cycles are given in fig. 3

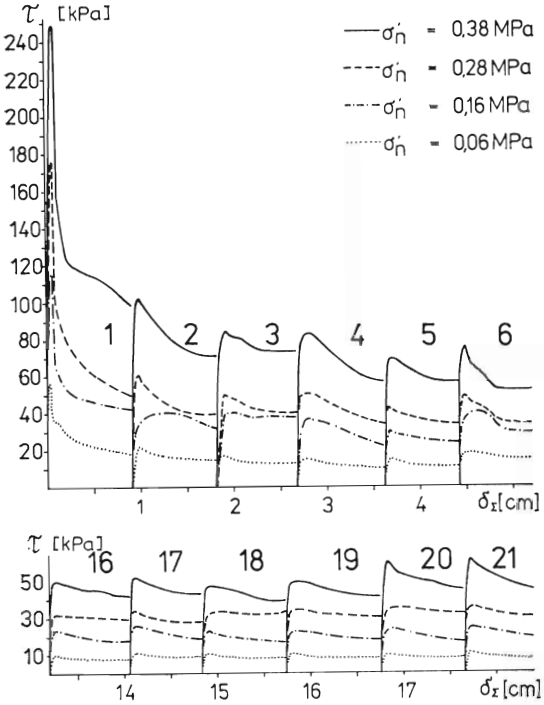
kriviek zaznamenaných počas cyklickej zámeny čeľustí je znázornený na obr. 4. Priamky reziduálnej pevnosti skúšobných teliesok stanovené metódou najmenších kvadrátov sú na obr. 5. Obr. 6 dopĺňa záznam šmykových kriviek z prvých šiestich šmykových cyklov, ako aj priebeh kriviek šiestich šmykových cyklov, ktoré nasledovali po cyklickej zámene čeľustí a boli súčasťou programu overovania vplyvu rýchlosti posuvu na namerané hodnoty reziduálnej pevnosti.

Po overení stabilizovania šmykových plôch sa pri 30. až 35. šmykovom cykle skontrolovalo, aký je vplyv reverzného pohybu v tomto štádiu skúšky na zistenú veľkosť šmykovej pevnosti. Na obr. 7 vidieť, že sa ako dôsledok reverzácií tvar šmykových kriviek zhoršoval a rástli minimálne hodnoty šmykového napätia teliesok skúšaných pri vyššom zaťažení. Uhol trenia určený zo sklonu priamky prekladanej nameranými bodmi pomocou metódy najmenších kvadrátov narástol z pôvodných 6,1 až na 8,6°, čo predstavuje zdanlivý rast pevnosti asi o 40 %. Okrem toho priamka pevnosti určená z údajov 35. šmykového cyklu nie je teoreticky prípustná, lebo dáva zápornú kohéziu. Tieto fakty spolu so značným zvýšením vytláčania zeminy by mohli svedčiť o tom, že sa pod vplyvom reverzného pohybu stav už stabilizovaných šmykových plôch zhoršil.



Obr. 5. Priamky reziduálnej šmykovej pevnosti zeminy stanovené metódou najmenších kvadrátov z bodov nameraných pri cyklickej zámene čeľustí. Čísla grafov sú totožné s číslami čeľustí

Fig. 5. Lines of residual shear strength of soil, plotted by method of least squares from points measured while cyclicaly moving the boxes. The numbers on graphs are identical with numbers on the boxes

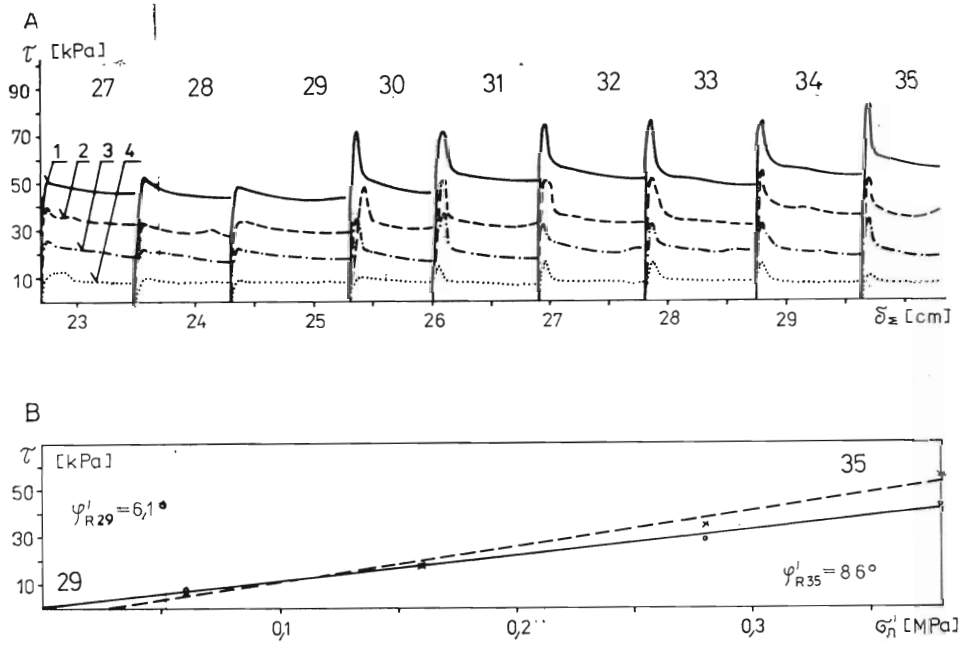


Obr. 6. Šmykové krivky, t. j. priebeh závislosti šmykového napätia τ od šmykovej dráhy δ_ε meranej od počiatku celej skúšky. Čísla grafov sú poradovými číslami šmykových cyklov

Fig. 6. Shear curves, i. e. relations of dependence of the shear tension τ on shear path δ_ε, measured at the beginning of entire test. The numbers on graphs are ordinal numbers of the shear cycles

Obr. 7. Ilustrácia vplyvu reverzných pohybov na stav stabilizovaných šmykových plôch. A — šmykové krivky z 27. až 29. šmykového cyklu realizovaných priebežnou metódou a z 30. až 35. šmykového cyklu, keď sa skúšalo reverzným postupom; čísla kriviek určujú veľkosť použitých normálových napätí σ'_n podľa kódu 1 — 0,38 MPa; 2 — 0,28 MPa; 3 — 0,16 MPa a 4 — 0,06 MPa, B — priamky šmykovej pevnosti zistené z minimálnych hodnôt pri 29. a 35. šmykovom cykle metódou najmenších kvadrátov

Fig. 7. Ilustration of influences of the reversion movements on the state of stabilized shear surfaces. A — Shear curves from 27 to 29 shear cycle realized by continuous method and from 30 to 35 cycle when tested by reversion method. The numbers of curves indicate magnitude of used normal tensions σ'_n following code 1 — 0,38 MPa; 2 — 0,28 MPa; 3 — 0,16 MPa and 4 — 0,06 MPa. B — Lines of shear strength derived from the minimal values at 29 and 35 shear cycle with the help the method of least squares



Záver

Zo skúseností získaných pri vývoji metodiky šmykových skúšok vyplýva, že zistenú hodnotu reziduálnej šmykovej pevnosti neovplyvňuje iba skúšaná zemina, ale aj použitý skúšobný postup.

Na stanovovanie reziduálnej šmykovej pevnosti zemín sa vôbec nehodia triaxiálne skúšky, lebo malou šmykovou deformáciou sa pri nich šmyková plocha nestačí deformovať. Platnosť tejto konštatácie sa nemení ani pri umelej príprave predrezanej plochy (Bishop et al., 1971).

Často používané reverzné skúšky čeľusťovým šmykovým prístrojom s riadenou deformáciou nedávajú vždy spoľahlivé výsledky. Pravdepodobne to súvisí s negatívnym vplyvom reverzného pohybu na stav šmykovej plochy (Fabini et al., 1983).

Najvierohodnejšie hodnoty reziduálnej šmykovej pevnosti poskytujú prstencové skúšky. Ich prednosti sa najvýraznejšie prejavujú pri zeminách, pri ktorých sa stabilizácia šmykovej plochy spája so zorientovaním lístkových častíc v šmykovej oblasti (Lupini et al., 1981).

Predkladaný postup predstavuje prijateľný kompromis. Ním získané výsledky sú bližšie údajom prstencových skúšok ako hodnotám získaných reverznou metódou. Na skúšanie sa využíva šmykový prístroj, a preto nie je potrebná importovaná prstencová šmyková aparatúra. Postup s použitím cyklickej zámeny čeľustí značí spresnenie najmä pri stanovovaní reziduálneho uhla trenia.

V záujme objektivizácie výsledkov skúšania treba priamku pevnosti prekladať nameranými bodmi pomocou metódy najmenších kvadrátov, ako to robil napr. J. Jesenák (1975), P. Fabini et al. (1983) a čiastočne J. F. Lupini et al. (1981). Výpočet priamky poskytuje nakreslený obraz o vzájomnom súlade nameraných hodnôt šmykovej pevnosti zeminy pri rozličných normálových napätiach. Je to tak aj vďaka možnosti vyčísliť rozptyl pevnostných parametrov, t. j. kohézie a uhla trenia.

Nevýhodou „priebežnej" metódy je zvýšenie nárokov na medzioperačnú prácnosť a kvalifikovanosť obsluhy. Ale väčšia prácnosť sa do istej miery kompenzuje možnosťou inšpekcie šmykových plôch po každom skúšobnom cykle. Tak sa dá výrazne ovplyvniť nielen ďalší postup skúšky, ale aj interpretácia získaných výsledkov. Aj tak by bolo treba výsledky získané vyvinutou metodikou porovnať s údajmi, ktoré poskytujú reverzné aj prstencové šmykové skúšky. Pri ich konfrontácii by sa mali súbežne skúšať viaceré typy zemín. Pomohlo by to nielen hlbšie poznať procesy šmýkania v zeminách, ale aj pri riešení stability svahov poskytovaním spoľahlivejších vstupných hodnôt.

Recenzoval V. Mencl

LITERATÚRA

Agarwal, K. B. 1967: The influence of size and orientation of sample on the undrained strength of London Clay. *Ph. D. thesis. University of London.*

Bishop, A. W. — Green, G. E. — Garga, V. K. — Andresen, A. — Brown, J. D. 1971: A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Geotechnique, (London), 21, pp. 273—328.*

Bromhead, E. N. — Curtis, R. D. 1983: A comparison of alternative methods of measuring the residual strength of London Clay. *Ground Engn., 16, 4, pp. 39—41.*

Fabini, P. 1954: Laboratórne skúšanie zväzlivín. *Geol. práce, Spr. (Bratislava), 1, s. 129—134.*

Fabini, P. — Kazda, J. — Modlitba, I. — Štrba, F. 1983: Vplyv fyzikálno-koloidných faktorov na reziduálnu šmykovú pevnosť. *[Záverečná správa čiastkovej výskumnej úlohy G — 158/11.] Manuskript — IGHP Žilina. 102 s.*

Gruner, H. E. — Haefeli, R. 1934: Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens Röhrarenter Böden. *Schweiz. Bauztg., 103, S. 171—174, 185—188.*

Hvorslev, M. J. 1936: A ring shearing apparatus for the determination of the shearing resistance and plastic flow of soils. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Boston, 2, pp. 125—129.*

Hvorslev, M. J. 1937: Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. *Thesis, publ. Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, Ingeniörvidenskabelige Skrifter, Copenhagen, ser. A, 45.*

Hvorslev, M. J. 1939: Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils. *Proc. Am. Soc. Test. Mater., 39, pp. 999—1022.*

Jesenák, J. 1975: Fyzikálne a mechanické vlastnosti vysokoplastických ílov. *Geotech. zbor. Bratislava, s. 71—82.*

Lupini, J. F. — Skinner, A. E. — Vaughan, P. R. 1981: The drained residual strength of cohesive soils. *Geotechnique (London), 31, pp. 181—213.*

Skempton, A. W. 1964: Long-term stability of clay slopes. *Geotechnique (London), 14, pp. 77—102.*

Tiedeman, B. 1937: Über die Schubfestigheit bindiger Böden. *Bautechnik, 15, № 30, S. 400—403, № 33, S. 433—435.*

Záruba, Q. — Mencl, V. 1958: Rozbor sesuvu u Klačan na Váhu. *Rozpr. Čs. akad. věd, 68, s. 28.*

Residual shear strength of cohesive soils — new method of testing

PAVOL FABINI — FRIDRICH ŠTRBA

By the formation of shear surface the shear strength of soil is reduced, which is important in the evaluation of stability of disrupted slopes. The safety of slopes and efficiency of their reconditioning depend on the knowledge of this reduced so called "residual strength". That is why great attention is paid to the methodology of determination of residual shear strength of soils. In the course of 50 year development, two basic methods of testing have crystalized: the tests employing box and ring shear apparatuses. Though the reversion shear test is most frequently used in the CSSR, the best results are provided by the ring shear apparatus. Well applicable are also the data from shearing in box apparatus along the natural shear surface, namely, when these are not adversely influenced by unevennesses of shear surface.

The basic precondition for getting reliable results in residual shear strength of soil is a sufficiently long shear path achieved during the test. Utilization of reversion movement for extending the shear path, however, negatively influences the condition of shear surface. The ring shear apparatus allows the soil testing along an arbitrarily long path without interruption of movement or change in its sense.

Because only box shear apparatuses are available in the laboratories of soil mechanics in SGÚ and ČGÚ, methodology of their use was developed that avoids the reversion movements. The method called "continuous" enables repetition of soil shear without disturbing the process of its already oriented particles in the area of shear surface. Though the application of this method resulted in elevated arduousness, the interaction of shear surface with jaws was eliminated. With the aid of this method the value of residual shear strength can be determined even from the values measured on one and the same shear surface at various normal stresses.

The continuous method was verified through the testing of Devín clay. The results determined by verification method were confronted with data determined in this soil by current and modified reversion box tests. From the comparison it followed that the proposed method represents certain progress versus the reversion one, since it permits to get more reliable values without demands on completion of existing equipment of laboratories of soil mechanics.

Final evaluation of presented methodology of testing without reversions requires its results be confronted not only with those obtained by reversion but even by ring shear test and results obtained on various types of soils.

Preložil O. Šimr

Mineralia slov.
17 *(1985), 1, 15—24*

Poznatky z terénneho výskumu plazivých svahových pohybov travertínových blokov na Spišskom hrade

EGON FUSSGÄNGER

IGHP, n. p., Rajecká cesta 32, 010 51 Žilina

(5 obr. a 3 foto v texte)

Doručené 11. 7. 1984

Результаты полевого исследования ползущих движений склонов травертиновых блоков Спишской крепости

Условия развития блоковых ползущих движений, деформирующие ригидные травертиновые глыбы, которые залегают на мягких осадках внутригорских впадин-специфические. Анализ этих условий на основании прямых полевых исследований современной активности ползущих блоковых движений был осуществлён на примере участка блокового разрушения травертинового тела Спишской крепости, которое находится в Горнадской котловине. Полученные результаты могут использоваться при современных работах на восстановлении крепости, которая является национальным культурным памятником.

Knowledge from investigation of creep slope movements of travertine blocks on Spišský hrad castle

The conditions of development of block creep movements deforming rigid travertine heaps that lie on soft filling sediments of intermountain hollows are rather specific. The analysis of mentioned conditions based on directs terrain investigation of present activity of block creep movements was carried out on the example of locality of block disintegration of Spišský hrad castle travertine body located in the Hornád hollow. The results detected can be used to advantage in the realization of present restoration activities on the castle which is a national cultural monument.

Plazivé — veľmi pomalé — svahové pohyby sú zvyčajne základným vývojovým štádiom každého svahového pohybu. V prírodných podmienkach môžu dlhodobo zotrvávať na úrovni pomalého neakceleračného pohybu, ale pri pôsobení istých faktorov sa môžu časom zmeniť na rýchlejšie svahové pohyby typu zosúvania alebo až rútenia.

Medzi najčastejšie druhy plazivých po-

hybov patria blokové svahové pohyby. Vznikajú v charakteristických geologicko-tektonických štruktúrach, v ktorých horninový komplex budovaný pevnými, rigidnými horninami leží na plastickom, mäkšom podložnom komplexe alebo vrstve. Výslednou formou blokových pohybov bývajú svahové poruchy typu blokových rozpadlín, posunov a blokových polí.

Blokové svahové poruchy sú na území Slovenska najrozšírenejšie v členitých oblastiach mezozoických a neovulkanických vrchovín a hornatín, kde rigidné komplexy karbonátov aj zlepencov, resp. vulkanitov, ležia v príkrovovej pozícii na plastickom komplexe pelitov tvorených slieňom, slieňovcom, ílovitou bridlicou, resp. ílom a tufitom.

Popri uvedených početných oblastiach mezozoických a neovulkanických a v menšej miere aj hrubolavicovitých flyšových vrchovín a hornatín si osobitnú pozornosť zasluhuje aj sporadický výskyt blokových svahových porúch v oblasti vnútrokarpatských kotlín.

Je zjavné, že vo vnútrokarpatských kotlinách, ktoré majú povahu tektonicky poklesnutých brachysynklinál a ktoré tvoria prevažne mäkké terciérne sedimenty, vznikali počas ich vývoja priaznivé podmienky na vznik zosuvov len v niektorých prípadoch. Geologická štruktúra dvoch pevnostne rozdielnych komplexov vhodná na uplatnenie sa blokových svahových pohybov sa vyvinula iba v kotlinách, v ktorých diferenciačné výzdvihovo-poklesové pohyby v pliocéne až v kvartéri na tektonických zlomoch sprevádzal aj výdatný prienik minerálnej (kyslej vápenato-uhličitanovej) vody. Pri jej výstupe na povrch pri zmene tlakových a teplotných pomerov unikol plynný CO_2 a vyzrážal sa pramenný travertín. Tak vznikli, resp. v súčasnosti vznikajú rigidné kopovité aj kaskádovité telesá travertínu v Liptovskej, Popradskej a Hornádskej kotline, kde ležia na pomerne mäkkom flyšovom podklade centrálnokarpatského paleogénu. Ale vývoj blokových svahových pohybov a ich porúch sa viaže iba na také travertínové telesá, ktoré boli pôsobením dostatočne dlhej selektívnej erozívno-denudačnej modelácie na okrajoch výraznejšie strmo obnažené do okolitého prostredia a navyše aj vnútorne postupne rozčlenené a porušené v dôsledku mechanického aj chemického (krasového) zvetrávania. Preto blokové poruchy postihli iba staršie travertínové telesá, ktoré vznikli v teplejších obdobiach medzi vrchným pliocénom až strednopleistocénnymi interglaciálmi (Ložek, 1973).

Príkladom porušených travertínových telies zodpovedajúcich počiatočnému štádiu iba blokových rozpadlín je lokalita Ružbachy-Horbek v Popradskej kotline (mindel — riss) a pokročilému štádiu blokových posunov zodpovedá v Hornádskej kotline lokalita Pažica (danub — günz). Do plne rozvinutého štádia celého komplexu svahových porúch typu blokových polí aj rozpadlín patria najstaršie (vrchný pliocén) travertínové telesá Dreveníka, priľahlého Ostrého vrchu a Spišského hradu, ktoré ležia v Hornádskej kotline pri Spišskom Podhradí. Medzi relatívne neporušené mladšie (riss — würm) travertínové telesá so zachovaným pôvodným kopovitým tvarom patrí Sobotisko v Hornádskej a Gánovce-Hrádok v Popradskej kotline. Medzi najmladšie recentné (holocénne) travertínové telesá patrí kopa Sivej brady v Hornádskej kotline a kaskádová kopa v Bešeňovej v Liptovskej kotline, v ktorých sú doteraz aktívne minerálne pramene.

Pri priamom terénnom výskume blokových plazivých pohybov v rámci rezortnej čiastkovej výskumnej úlohy č. P-158-03 (Fussgänger — Košťák, 1983) bola v oblasti vnútrokarpatských kotlín vybratá lokalita porušeného travertínového telesa Spišské-

ho hradu, nachádzajúca sa v Hornádskej kotline. Jej výber bol odôvodnený aj skutočnou potrebou overiť súčasnú aktivitu a orientáciu plazivých travertínových blokov, lebo výsledky by sa dali vhodne využiť pri rozsiahlych rekonštrukčných úpravách hradu, tejto významnej historickej pamiatky.

Geologická charakteristika travertínovej kopy Spišského hradu a jej blokových porúch

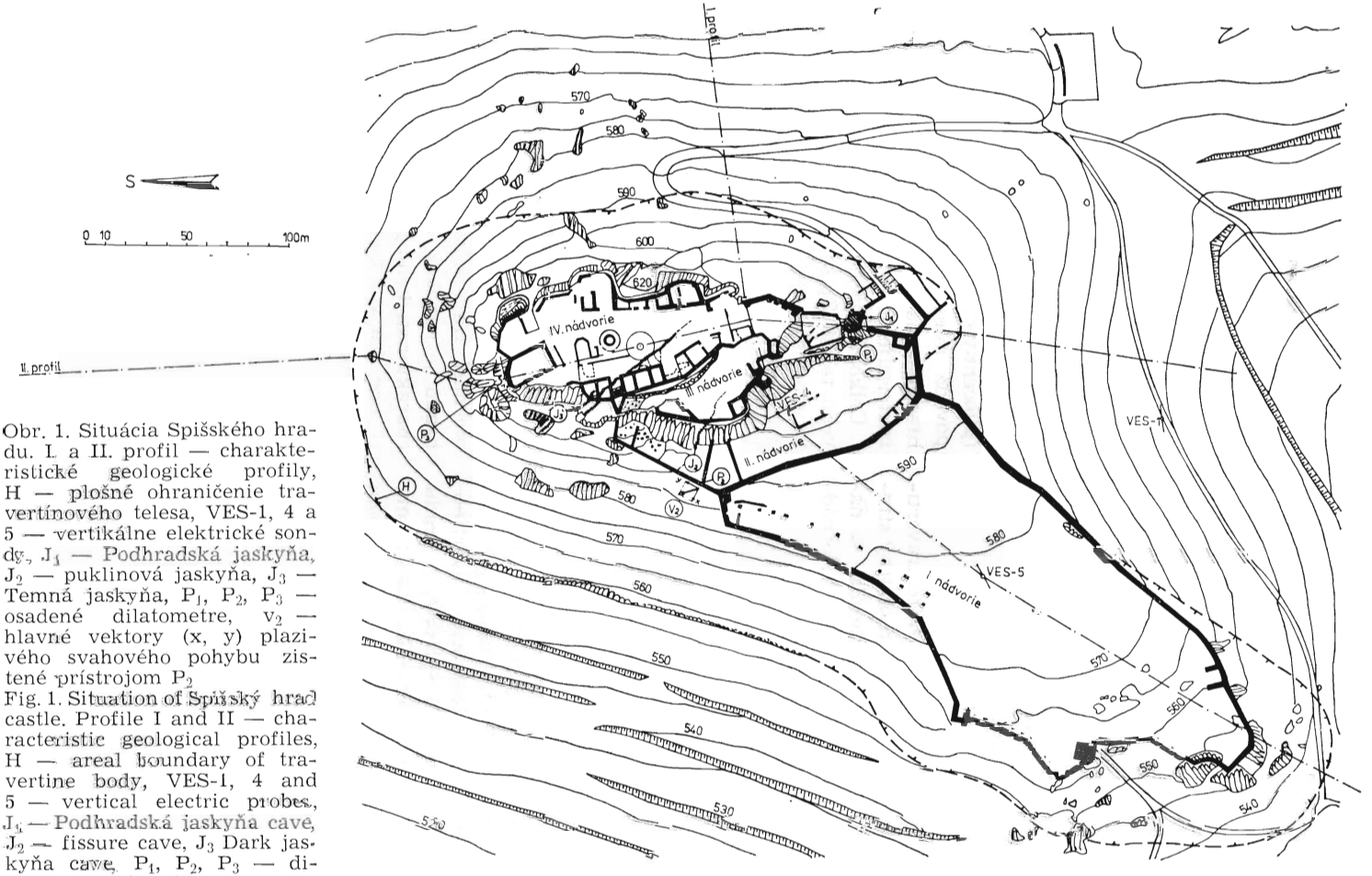
Dominantné, výrazné a členité travertínové teleso, na ktorom stojí mohutný stredoveký komplex Spišského hradu, sa nachádza v Podhradskej zníženine Hornádskej kotliny.

Podhradská zníženina leží v severnej časti Hornádskej kotliny. Vyvinula sa v okolí Spišského Podhradia ako inverzná depresia na antiklinále paleogénneho súvrstvia centrálnokarpatského flyšu, v ktorom sa pieskovec a ílovec, príp. slieňovec striedajú asi v pomere 2 : 1. Pritom flyšové vrstvy majú mierny sklon (asi 5—10°) na JJZ a JZ (Nemčok, 1982). Z jej hladko modelovaného, mierne pahorkatinného reliéfu však výraznejšie vystupujú pomerne mohutné (20—70 m) elevácie travertínových kôp a telies Spišského hradu (634,1 m n. m.), Dreveníka (609,3 m), Ostrého vrchu (607,5 m), Sobotiska (555,5 m), Pažice (522,2 m) a Sivej brady (500,3), ktorých vznik od konca pliocénu a počas kvartéru podmienili pramene minerálnej vody vystupujúce na povrch pozdĺž tektonických zlomov.

Podľa stupňa porušenia a skrasovatenia travertínová kopa Spišského hradu, pôvodne kopovitého tvaru, vznikla, obdobne ako paleobotanicky preukázateľne najstaršia kopa Dreveníka a priľahlá kopa Ostrého vrchu, koncom pliocénu (Ložek, 1964; Nemčok — Svatoš, 1974). Na základe výskytu medzivrstvovo pochovanej autochtónnej a cudzej (pieskovcovej) výplne z periglaciálu (Cebecauer — Líška, 1972) možno predpokladať, že vývoj vrchných travertínových vrstiev Spišského hradu, približne nad úrovňou 600—610 metrov n. m., pokračoval aj v staršom pleistocéne (danub — günz). Tak možno vysvetliť dominantnú výšku travertínu na Spišskom hrade, ktorú zvýraznili práve vrchné bralnaté mladšie (pleistocénne) travertínové vrstvy. Pritom najstarším (pliocénnym) travertínovým vrstvám zodpovedá mierny tabuľový reliéf I. až II. hradného nádvoria (obr. 1), ktorý je charakteristický aj pre Dreveník.

Celkové plošné ohraničenie travertínového telesa Spišského hradu, ako aj jeho mocnosť sa overovali pomocou geofyzikálnych metód. Pôdorysné ohraničenie travertínu (obr. 1) umožnila aplikácia metódy symetrického odporového profilovania (SOP) a orientačné zistenie jeho mocnosti metóda vertikálnej elektrickej sondáže (VES). Mocnosť travertínu na I. nádvorí dosahovala (podľa sondy VES-5) 29—33 m, t. j. úroveň asi 560 m n. m., a na II. nádvorí (sonda VES-4) bola jeho mocnosť 35—44 m, čo zodpovedá báze travertínu na úrovni asi 545 m n. m. Premenlivá mocnosť travertínového telesa Spišského hradu je napokon zjavná zo zostrojeného charakteristického geologického profilu I a II (obr. 2 a 3), ktoré názorne vyjadrujú aj jeho celkové úložné pomery.

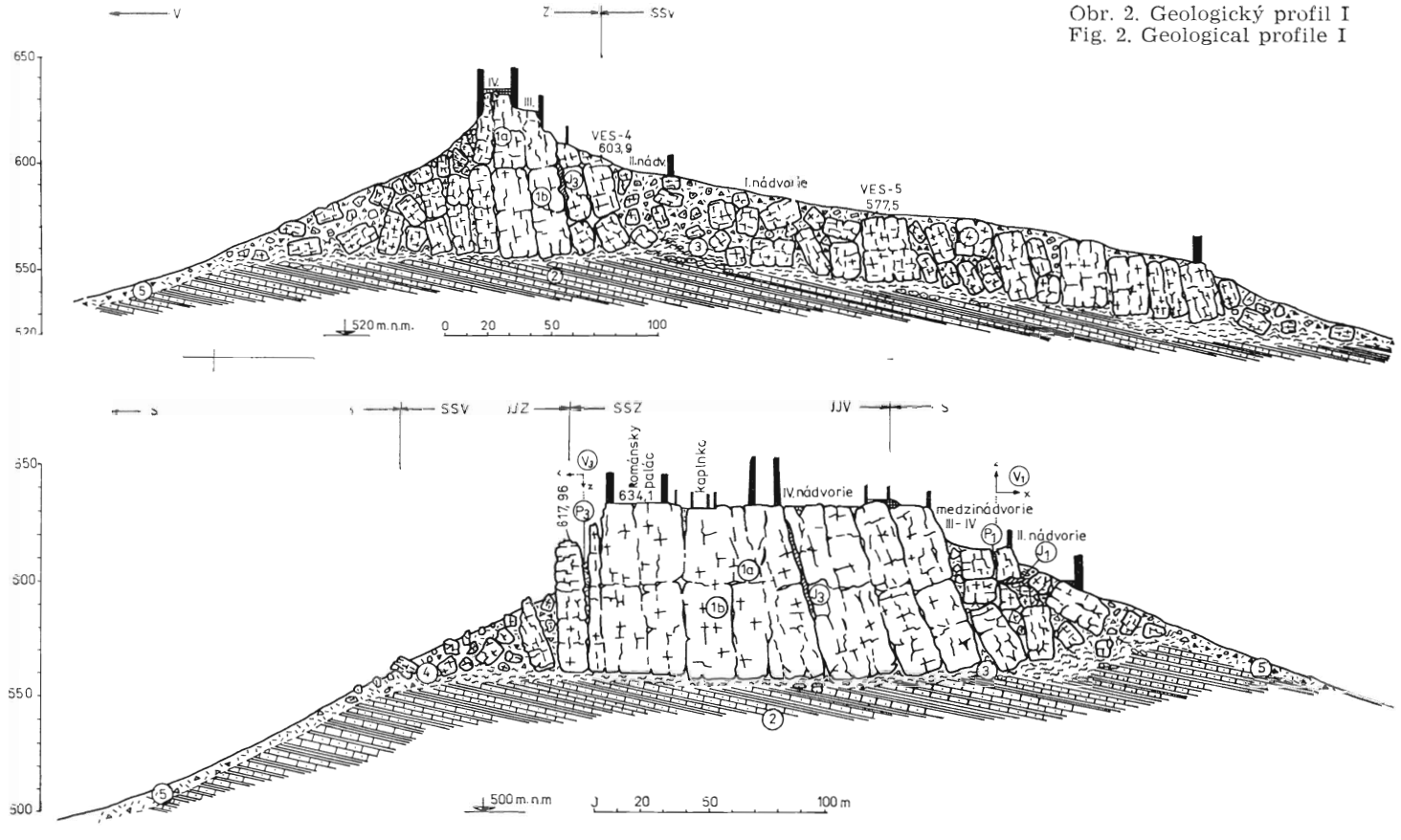
Z uvedených profilov Spišského hradu, ako aj z prieskumu blízkeho travertínového telesa Dreveník (Nemčok — Svatoš, 1974) vychodí, že pôvodný kopulovitý tvar týchto najstarších travertínových telies sa v priebehu pleistocénu veľmi rozrušil, takže dnes z bývalých travertínových kôp zostali viac-menej iba denudačné trosky. Ale táto deštrukcia bola výsledkom postupného uplatňovania sa viacerých faktorov.



Obr. 1. Situácia Spišského hradu. I. a II. profil — charakteristické geologické profily, H — plošné ohraničenie travertínového telesa, VES-1, 4 a 5 — vertikálne elektrické sondy, J_1 — Podhradská jaskyňa, J_2 — puklinová jaskyňa, J_3 — Temná jaskyňa, P_1, P_2, P_3 — osadené dilatometre, v_2 — hlavné vektory (x, y) plazivého svahového pohybu zistené prístrojom P_2

Fig. 1. Situation of Spišský hrad castle. Profile I and II — characteristic geological profiles, H — areal boundary of travertine body, VES-1, 4 and 5 — vertical electric probes, J_1 — Podhradská jaskyňa cave, J_2 — fissure cave, J_3 Dark jaskyňa cave, P_1, P_2, P_3 — dilatometers fitted, v_2 — main vectors (x, y) of creep slope movement detected by P_2 instrument

Obr. 2. Geologický profil I
Fig. 2. Geological profile I



Obr. 3. Geologický profil II. 1 — travertín (a — pleistocén, b — pliocén), 2 — pieskovec a slienitý ílovec — flyšové vrstvy centrálnokarpatského paleogénu, 3 — kontaktná plastická zóna, 4 — separované bloky v blokovom poli, 5 — svahová sutina, J_1 — Podhradská jaskyňa, J_3 — Temná jaskyňa, P_1, P_3 — osadené dilatometre, v_1, v_3 — hlavné vektory (x, z) plazivého svahového pohybu zistené prístrojmi P_1, P_3

Fig. 3. Geological profile II. 1 — travertine (a — Pleistocene, b — Pliocene), 2 — sandstones and marly claystones — flysch layers of Centralcarpathian Paleogene, 3 — contact plastic zone, 4 — separated blocks in block field, 5 — slope débris, J_1 — Podhradská jaskyňa cave, J_3 — Dark cave, P_1, P_3 — dilatometers fitted, v_1, v_3 — main vectors (x, z) of creep slope movement detected by instruments P_1, P_3

V prvom rade to boli erozívno-denudačné procesy, ktoré prebiehali oveľa rýchlejšie v mäkkom podkladovom flyšovom komplexe ako v nadložnom rigidnom komplexe z travertínov, takže výrazne vyseparovali nadložné travertíny po obvode strmými stenami a svahmi. S obnažovaním nadložného travertínového komplexu sa na ňom začalo uplatňovať aj intenzívnejšie mechanické a chemické (krasové) zvetrávanie, a tak sa postupne rozčlenil na menšie bloky a kryhy. Počas periglaciálnej klímy sa separačné rozčlenenie travertínového telesa navyše zvýraznilo aj v dôsledku rozširovania ľadovej výplne v trhlinách a puklinách. Pri vysokom gradiente okrajových svahov pod ťažkými blokmi najprv na okrajoch vznikol prekročením dlhodobej šmykovej pevnosti mäkkého flyšového podkladu, hlavne v jeho vrchnej zvetranej zóne, nerovnovážny stav. Tak sa na kontakte travertínových blokov začali vyvíjať plazivé pohyby a od okrajových blokov sa rozširovali postupne ďalej, až prakticky porušili celé travertínové teleso. Preto v súčasnosti pôvodné kopovité telesá travertínov v ich centrálnej časti zväčša zodpovedajú blokovým rozpadlinám a v okrajových častiach už výraznejšie porušeným formám — blokovým poliam a posunom. Odčlenené bloky v blokových poliach bývajú dlhodobými plazivými pohybmi značne rozvlečené na okrajových svahoch, často v rozlične naklonenej až úplne preklopenej pozícii, a nezriedka sa kombinujú aj so zvyškami odvalových zrútení.

Na Spišskom hrade sa rozsiahlejšie blokové pole vyskytuje iba na miernejších (juhozápadných) svahoch v priestore I. nádvoria. Vyvinulo sa tam po separácii bazálnych pliocénnych travertínových vrstiev na bloky veľké 10—25 m a mocné do 25—30 m. Ale podľa geofyzikálneho prieskumu v prechodnej časti medzi I. a II. hradným nádvorím súvislejšie bloky chýbajú. Svedčí to o intenzívnejšom uplatnení sa blokových posunov v spodnej juhozápadnej časti v smere sklonu flyšových podložných vrstiev, čo viedlo k ich väčšiemu odčleneniu od masívnejšieho jadra pôvodnej travertínovej kopy (obr. 2).

Relikty menšieho nesúvislého blokového poľa možno pozorovať ešte na okrajových severných a severovýchodných svahoch hradu, ale tam sú jeho súčasné tvary výsledkom nielen plazivých blokových pohybov, ale aj odvalového zrútenia vrchných častí okrajových vežovitých blokov (obr. 3).

Celkove je travertínové teleso Spišského hradu silne porušené systémom puklín a trhlín. Najvýraznejšie z nich majú orientáciu SZ—JV, pričom nesúvislejšie, ale tiež početné trhliny prebiehajú aj v smere SSV—JJZ. Najväčšia puklina (široká 0,5—1,6 m) v smere SZ—JV prakticky rozpoľuje travertínové teleso s centrálnou časťou hradu a podmienila aj vznik puklinovej, tzv. Temnej jaskyne (obr. 1 a 2). Podľa speleologického prieskumu (Cebecauer — Líška, 1972) jaskyňa pri úrovni zosutinovaného dna asi 588—590 m n. m. dosahuje priechodnú dĺžku 60 m a výšku 30—35 m. Jej výzdoba vo forme sintrových nátekov a ojedinele aj menších stalaktitov je veľmi zvetraná. Zhodne orientovaný, ale oveľa menší puklinový priestor sa nachádza aj pod západnou časťou III. nádvoria. Prístupný je z II. nádvoria, ale iba na dĺžku 7—10 m a je predpoklad, že prebieha aj naprieč hradom k obidvom jeho okrajom. Najstaršou známou jaskyňou (z roku 1895) je tzv. Podhradská jaskyňa, ktorá je v južnej časti v blízkosti vstupnej brány do hradu pod tzv. Perúnovou skalou. Od predchádzajúcich jaskýň sa odlišuje v tom, že nevznikla po puklinách, ale koróziou travertínu po jeho vrstvovitosti, a preto je aj menšia, asi 20 m dlhá, pomerne nízka (do 1,7 m) a bez krasovej výzdoby. Korózne tvary tejto jaskyne značne rozrušilo mra-

zové zvetrávanie, ale aj dosadanie jej hlavného stropového bloku — Perúnovej skaly.

Separačné trhliny travertínových blokov v dôsledku ich plazivého pohybu porušili na viacerých miestach aj hradné múry. Tým potvrdzujú lokálne stálu miernu aktivitu hlavne vyšších okrajových blokov aj v súčasnosti. Na okrajoch strmých západných stien pod III. nádvorím si početné otvorené trhliny v rámci súčasných reštauračných prác vyžiadali aj ich prekotvenie.

Sledovanie aktivity plazivých pohybov travertínových blokov

Na priame sledovanie súčasného vývoja plazivých blokových pohybov sa koncom roka 1980 v priestore Spišského hradu (obr. 1) osadili tri presné mechanicko-optické dilatometre TM-71 (foto 1), vyvinuté na Geologickom ústave ČSAV Praha (Košťák, 1972). Prístroj P_1 bol inštalovaný do otvorenej trhliny (foto 2 a 3) na západnej strane travertínového bloku, tzv. Perúnovej skaly, asi 25 m na S od vstupnej vežovej hradnej brány a prístroj P_2 na II. nádvorí do trhliny priečneho múru so severozápadným obvodovým hradným múrom. Prístroj P_3 bol osadený medzi odseparovaným vežovitým travertínovým blokom a severným okrajovým výbežkom

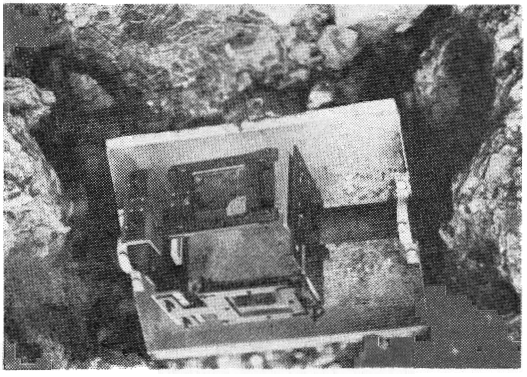


Foto 1. Pohľad na osadený prístroj TM-71 (mechanicko-optický dilatomer) využívajúci na priestorové meranie pretvorení interferenciu posuvných optických mriežok v horizontálnej a vertikálnej rovine (tzv. systém metódy Moirée)
Photo 1. View of fitted TM-71 instrument (mechanic-optical dilatometer) making use of the interference of sliding optical gratings in horizontal and vertical plane for the space measurement of deformation (called Moirées method)

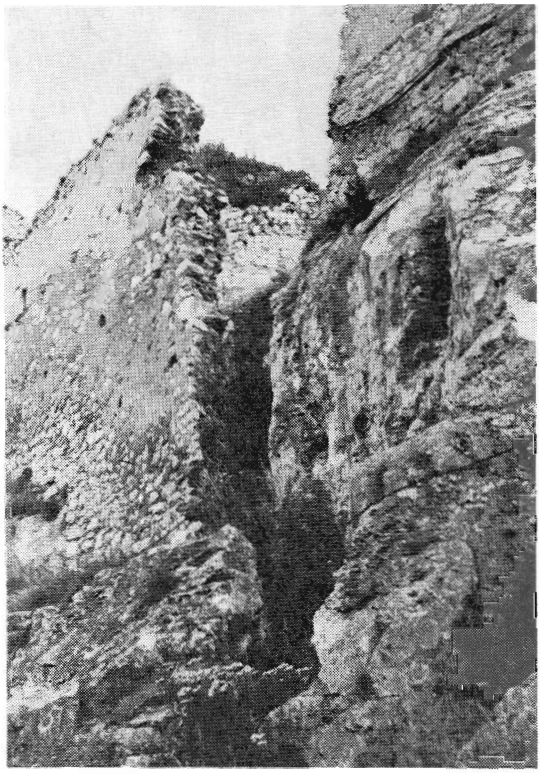


Foto 2. Otvorená trhlina oddeľujúca okrajový blok Perúnovej skaly (vpravo), ktorý sa posúva doprava a zároveň dvíha. Dlhodobý plazivý pohyb bloku spôsobil aj deštrukciu hradného múru
Photo 2. Open crack separating the edge block of Perun rock (R. H. side) that moves to the right and lifts simultaneously. Long term creep movement of the block brought about also the destruction of castle wall

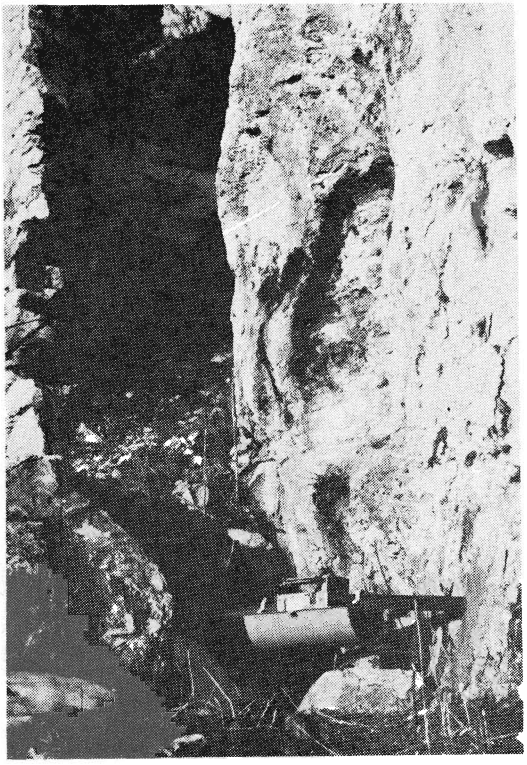


Foto 3. Umiestnenie prístroja P_1 do trhliny bloku Perúnovej skaly
Photo 3. Location of instrument P_1 into the crack of Perun rock

hradného brala pod Románskym palácom (obr. 3).

Výsledky merania v období 1980—1983 na prístroji P_1 ukázali (obr. 4), že odčlenený okrajový blok (Perúnová skala) sa posúva od trhliny na VJV rýchlosťou 0,1 mm/rok, ale zároveň sa rovnakou rýchlosťou aj dvíha. Ale výzdvih na meranej spodnej strane bloku znamená, že blok na opačnej, východnej strane dosadá do priestoru Podhradskej jaskyne (obr. 3). Vzhľadom na celkovú kolmú šírku trhliny 74 cm a na jej priľahlé porušenie pôvodne súvislého hradného múru II.—III. medzinádvoria možno konštatovať, že zistená rýchlosť blokového pohybu je v súčasnosti malá.

Podľa známych historických údajov o výstavbe centrálnych vrchných častí hradu v rokoch 1249—1270, t. j. približne pred 720 rokmi, by vývoju trhliny na súčasnú šírku mal zodpovedať priemerný blokový pohyb 1,03 mm/rok. Preto možno predpokladať, že podstatnou zložkou pohybu bloku tu bol kombinovaný posun pri jeho dosadaní do jaskynného priestoru, ktorý pravdepodobne prebiehal postupne vo výraznejších skokoch. Možným impulzom na to mohla byť aj explózia v prachárni pod hradnou vežou pri požiari hradu 27. 4. 1543,

Obr. 4. Priebeh priestorových zložiek pretvorení nameraných prístrojom P_1
Fig. 4. Course of space components of deformation measured by instrument P_1

ako aj niektoré z intenzívnejších zemetrasení v minulých storočiach, resp. aj zavedenie účinnejších trhavín pri ťažbe v blízkom dreveníckom travertínovom lome v minulom storočí. O novodobom dosadaní bloku do Podhradskej jaskyne svedčí aj prvá písomná zmienka o nej z roku 1895 (S. Münnich z Levoče), v ktorej sa uvádza, že jaskyňa mala pôvodne spojenie ešte do väčšieho jaskynného priestoru, ale ten už dnes nejestvuje (Cebecauer — Líška, 1972).

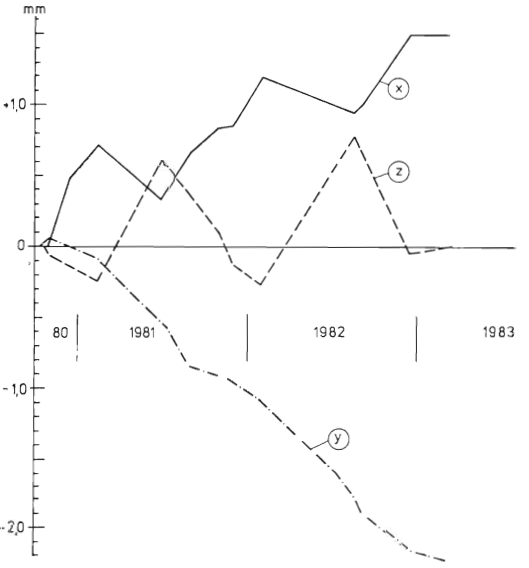
Prístroj P_2 zistil, že sa trhlina široká 23 cm, oddeľujúca severozápadný hradný

múr, zväčšuje priemernou rýchlosťou 1,13 mm/rok smerom na SSZ. Tento evidentný pohyb (obr. 5) možno vysvetliť rozvojom plazivého pohybu okrajových travertínových blokov pod múrom, pričom k pretváraniu múru prispieva aj jeho značná tepelná dilatácia od teplotných zmien v priebehu ročných období a jeho denného oslňovania. Napokon je zaujímavé, že spätným výpočtom získaný čas roztvárania trhliny do súčasnej šírky (23 cm roku 1983) pri priemernej rýchlosti 1,13 mm za rok je 203 rokov, teda otváranie sa začalo roku 1780, keď hrad naposledy vyhorel a zostal neopravený a už neobývaný. To nakoniec svedčí o akcelerácii plazivých blokových pohybov až po spustnutí hradu (t. j. za posledné dve storočia), zrejme zásluhou intenzívnejšieho zvetrávania za voľného prístupu zrážkovej vody pri obnaženom povrchu po rozrušení nádvornej dlažby a rozpadnutí zastrešenia v tejto časti hradu.

Na sledovanie plazivého pohybu odseparovaného travertínového vežového bloku na severnom okraji hradu (pod Románskym palácom) bol inštalovaný merací prístroj P_3. Pretože prístroj nachádzajúci sa už mimo hradného priestoru bol dvakrát násilne poškodený, výsledky jeho meraní ešte nemožno jednoznačne kvantitatívne zhodnotiť. Ale rozbor nameraných nesúvislých hodnôt pretvorení naznačuje, že plazivý pohyb sledovaného odseparovaného a posunutého bloku má trend miernego poklesu a posunu po svahu (obr. 3).

Záver

Rozvoj blokových plazivých pohybov porušujúcich rigidné travertínové telesá ležiace na mäkkom flyšovom podloží v Hornádskej kotline v istom stupni závisí od rozrušenosti, zvetranosti a separácie týchto telies. Travertínové teleso Spišského hradu v súčasnosti zodpovedá blokovej rozpadline a po jeho okrajoch sa nepravidelne vyvinuli aj ďalšie výraznejšie blokové poruchy typu blokových posunov a blokových polí.



Obr. 5. Priebeh priestorových zložiek pretvorení nameraných prístrojom P_2
Fig. 5. Course of space components of deformation measured by instrument P_2

Súčasná aktivita plazivých pohybov, hlavne okrajových travertínových blokov na Spišskom hrade, sa od roku 1980 na otvorených trhlinách sleduje pomocou presných mechanicko-optických dilatometrov. Zistenú veľkosť a smer blokových pohybov okrem tepelnej dilatácie lokálne ovplyvňuje aj existencia podzemných dutín, ale z doterajšieho relatívne krátkodobého merania a jeho hodnotenia v súvislosti s porušením hradných múrov celkove vychodí, že aktivita plazivých blokových pohybov na hrade má v posledných dvoch storočiach mierne stúpajúcu tendenciu. Najväčší pohyb zaregistroval prístroj

P_2 na okraji II. nádvoria. (obr. 1), kde sa severozápadný obvodový múr posúva na SSZ priemernou rýchlosťou 1,13 mm za rok, a tak možno predpokladať, že by sa tangovaný obvodový hradný múr mohol v priebehu niekoľkých desaťročí úplne porušiť a zrútiť. Na jeho záchranu sa ukazuje účelné vybudovať z vonkajšej strany 2—3 stabilizačné opory. Pretože nemožno vylúčiť nový výraznejší skok ani v kombinovanom dosadaní bloku Perúnovej skaly do Podhradskej jaskyne (sledovanom na prístroji P_1), bolo by vhodné aj v tejto plytkej jaskyni vybudovať železobetónovú stenovú oporu rozopierajúcu jej dosadavý strop. Ale v tomto prípade väčšia deštrukcia hradného múru, ktorý je už porušený, nehrozí.

Recenzoval T. Mahr

LITERATÚRA

Cebecauer, I. — Líška, M. 1972: Príspevok k poznaniu krasových foriem spišských travertínov a ich kryhových zosuvov. *Slovenský kras, 10, s. 47—61.*

Fussgänger, E. — Košťák, B. 1983: Výskum plazivých pohybov skalných blokov na plastickom podloží. *[Záverečná správa z čiastkovej výskumnej úlohy G-158-03.] Manuskript — IGHP Žilina. 43 s.*

Košťák, B. 1972: Terčové měřidlo pro zjišťování dilatací v trhlinách sesuvů. *Manuskript — Geologický ústav ČSAV Praha.*

Ložek, V. 1964: Genéza a vek spišských travertínov. *Zbor. Východoslov. múz. v Košiciach, sér. A, prír. vedy, 5A, s. 7—33.*

Ložek, V. 1973: Příroda ve čtvrtohorách. *Praha, Academia, NČSAV. 372 s.*

Münnich, S. 1895. A Szepesség öskora. *Levoča.*

Nemčok, A. — Svatoš, A. 1974: Gravitačný rozpad Dreveníka. *Geogr. čas., 26, s. 258—266.*

Nemčok, A. 1982: Zosuvy v Slovenských Karpatoch. *Bratislava, Veda, VSAV. 319 s.*

Knowledge from investigation of creep slope movements of travertine blocks on Spišský hrad castle

EGON FUSSGÄNGER

In the intermountain hollows of Slovakia formed of soft Tertiary sediments only morphologically expressively separated and sufficiently weathered travertine bodies of the upper up to medium Pliocene period can form a suitable structure for the development of creep block movements. Such bodies, originally of heap form, are found chiefly in Hornádska kotlina hollow where they lie on softer flysch layers of Centralcarpathian paleogene. Belonging to them is also the varied travertine body of Spišský hrad castle. Due to the long-term action of erosion-denudation processes, mechanic and chemical (karst) weathering and substantial assertion of creep movements in contact zone with plastic subsoil, the travertine body of Spišský hrad castle is at present measurably disrupted and disintegrated. By its character it corresponds with block disintegration, along the boundaries of which more expressive block failures of block shifts and block fields developed in an irregular manner. The existence of crawling block movements from Middle Ages is indicated by a number of cracks in castle walls that originate at the boundary of separated blocks. The activity of crawling movements, chiefly that of boundary travertine blocks, observed since 1980 on open cracks with the aid of mechanic-optical dilatometers (TM-71), continues till now. According to retrospective analyses of detected results and data, however, it follows that the activity of crawling movements on the castle in the period of two last centuries tends to increase slightly and the locally detected maximum velocity reached the value of 1.13 mm/year. In the given place it wound be expedient to perform corresponding stabilizations within the scope of present restoration activities.

Preložil O. Simr

Mineralia slov.
17 (1985), 1, 25—30

Meranie svahových pohybov geodetickými metódami

JOZEF FEKEČ

IGHP, n. p., 010 51 Žilina

Doručené 11. 7. 1984

Изремения движений склонов геодетическими методами

Одним из прямых методов определения активности движений склонов является определение пространственных изменений геодетического точечного поля. Самыми распространёнными методами являются методы тригонометрические и нивеляционные, которые применительны на большинстве склоновых движений. При соблюдении технологии измерений и соответствующего подбора аппаратуры можно получить достаточно точные результаты.

Measurement of the slope movements by geodetical methods

One of the direct methods to detect the activity of slope movements is determination of the spacial changes of a geodetical point field. Most commonly used are trigonometric and levelling methods, applicable to most slope movements. By adhering to the correct technology of measurement and adequete choice of the equipment it gives sufficiently precise results.

Svahové pohyby svojimi deformačnými účinkami nepriaznivo pôsobia na investičnú činnosť spoločnosti, pretože ohrozujú, resp. ničia líniové stavby, investičnú a bytovú výstavbu, vodné toky, lesný a pôdny fond.

V súčasnosti je na Slovensku zaregistrovaných cca 10 000 svahových porúch, ktoré predstavujú 3 % jeho celkovej plochy. Priamo ohrozujú 800 úsekov štátnych ciest v celkovej dĺžke 270 km, 127 úsekov železničných tratí v dĺžke 46 km, devastujú pôdu a les na ploche 1483 km^2 (Nemčok, 1982).

Predpokladom zamedzenia svahových pohybov a ich účinkov je predovšetkým poznanie ich príčin. V oblasti ich skúmania je dôležité poznať mechanizmus a rýchlosť pohybu, jeho veľkosť a smer napr. v závislosti od časového intervalu, poveternostných podmienok a pod.

Prednosťou geodetických metód zisťova-

nia priestorových zmien svahových pohybov je ich pohotovosť, hodnovernosť výsledkov a zistenie skutočných hodnôt pohybu svahovej poruchy za časový interval.

Geodetické metódy sa v súčasnej etape komplexného inžinierskogeologického prieskumu a výskumu svahových porúch stali jeho organickou a nepostrádateľnou súčasťou. V zúženom pohľade je spolupráca geodeta a inžinierskeho geológa v priamej závislosti od efektívnosti celkového výsledku skúmania svahovej poruchy.

Metodický postup geodetických prác vyplýva z komplexného programu výskumných a prieskumných prác a zahŕňa rad činností.

Prípravné práce sa skladajú z podrobnej prehliadky svahovej poruchy, s geológom sa pri nich konzultuje otázka jej rozsahu, tendencie jej rozširovania a pravdepodobná veľkosť pohybov. Po získaní základných charakteristík svahovej poruchy sa prerokúva rozvrh geodetického systému bodov, jeho stabilizácia, časový interval medzi dvoma susednými meraniami v najbližšom období, ako aj pravdepodobný celkový čas geodetických meraní.

Z hľadiska efektívnosti geodetických prác je dôležité podrobne sa zaoberať otázkou rozlišovacej presnosti ich výsledkov. V tejto etape prác geodet na základe poznatkov o svahovej poruche rozhoduje o aplikácii niektorej geodetickej metódy alebo o kombinácii metód, čo býva častejšie.

Etapa prípravných prác sa končí zabezpečením vhodných mapových podkladov, preštudovaním a zhodnotením všetkých prípadných predchádzajúcich meraní, zhodnotením existujúcej trigonometrickej a nivelačnej siete a jej využitím pri vlastných prácach. Pre geodeta je veľmi výhodné, keď sa v etape prípravných prác aspoň v koncepcii vyhotoví inžinierskogeologická mapa.

Prípravné obdobie zahŕňa závažné práce, od ktorých zvládnutia do značnej miery závisí efektívnosť geodetických prác, ako aj ich využiteľnosť a interpretácia.

V projekčných prácach sa ideové zámery spracúvajú do konkrétnej podoby a je povinnosť vychádzať pri nich z faktorov uvedených v časti o prípravných prácach a brať ich do ohľadu. V projekte geodetických prác sa veľmi podrobne rozpracúva rozvrh geodetického systému, jeho stabilizácia a signalizácia, metodika určovania priestorových zmien bodov, rozbor presnosti určujúcich prvkov geodetických metód, stupeň matematického spracovania nameraných hodnôt, výber prístrojov a ekonomické náklady na merania. Projekt geodetických prác sa dopĺňa údajmi o termínoch odovzdávania výsledkov a spolupráci s inými odbornými skupinami zainteresovanými na probléme skúmania svahovej poruchy.

Pod pojmom rozvrh bodového systému a jeho stabilizácie sa rozumie jeho vytýčenie v teréne a stabilizácia. Vytyčovanie sa vykonáva jednoduchými alebo presnými meračskými metódami, a to vždy v závislosti od zložitosti terénu a požiadaviek geológa. Bodové pole pozostáva z pevných a pozorovacích bodov. Pevné body tvoria referenčnú sústavu a na jej vybudovanie sa kladú veľmi vysoké odborné nároky. Podľa funkčnosti sa pevné body rozdeľujú na observačné, orientačné a zaisťovacie. Body sú často polyfunkčné, napr. observačný bod býva pre iné body orientačným bodom a pod. Ich skladba závisí od zložitosti reliéfu terénu a od aplikovanej meračskej metódy. Podľa našich skúseností 4—6 pevných bodov predstavuje minimum.

Pozorovacie body sa na svahovej poruche budujú tak, aby sa mohol maximálne vyjadriť pohyb celej svahovej poruchy a jej jednotlivých foriem (bloky, plošné, prúdové zosuny a pod.). Niekedy treba pozorovacie body do širšieho okolia umiest-

niť tak, aby sa odlíšila pohybujúca sa časť svahovej poruchy od pevnej.

Stabilizácia bodového poľa môže byť v zásade trvalá alebo dočasná. Voľba závisí od vyžadovanej rozlišovacej presnosti výsledkov geodetických meraní, od predpokladanej celkovej dĺžky merania, spoločenskej závažnosti problému a prístupnosti dopravných prostriedkov k vytýčenému miestu. V našej praxi sa veľmi dobre osvedčila stabilizácia trvalého charakteru zabudovaním výpažnice s priemerom od 230 do 300 mm (na doterajších 20-ich lokalitách svahových porúch bolo zabudovaných viac ako 130 pevných bodov a viac než 600 pozorovacích bodov). Do ústia výpažnice zabudúvame dostreďovacie zariadenie, ktoré umožňuje aplikovať nútenú centralizáciu, upevniť na bod uhlomerový prístroj, diaľkomer, signálny terč alebo odrazový hranol.

Bodové pole iného ako trvalého charakteru sa stabilizuje všade tam, kde sa dĺžka sledovania obmedzuje na krátke obdobie, kde treba začať merať a získať prvé informácie o svahovej poruche okamžite. Tu je vcelku pestrý výber stabilizačného materiálu, a to od najjednoduchších po zložitejšie spôsoby (od dreveného či železného kolíka po zabetónovaný polygónový kameň a pod.).

Podľa všeobecného pravidla stačí zapustiť výpažnicu 0,5 m do pevného podložia. Výnimky sú možné a závisia od geologickej stavby v mieste budovania bodov. Pozorovacie body sa zvyčajne stabilizujú do hĺbky 1,6—2,0 m. Výška pevných bodov pod terénom je vždy 1,3 m a výška pozorovacích bodov závisí od aplikovanej geodetickej metódy. Takto vybudovaný bod sa ešte doplňa o výškovú značku na zisťovanie vertikálnej zložky priestorovej zmeny.

Výber geodetickej metódy alebo metód zisťovania priestorových zmien bodového poľa závisí od svahovej poruchy, vyžadovanej rozlišovacej presnosti, celkového času merania, prístrojového vybavenia a ekonomických možností. Aplikovaná geodetická metóda — častejšie metódy — musí zaručovať splnenie vyžadovanej presnosti výsledkov meraní, umožniť stanoviť určujúce prvky metódy a aplikáciu vyrovnávacieho počtu pri matematickom spracúvaní nameraných hodnôt.

V našej praxi sme použili nasledujúce aplikované geodetické metódy: metóda zámernej priamky (Liptovská Mara, Ľubietová), trigonometrická metóda (Bánovce n/Bebravou, Bytča, Liptovská Mara, Podhradie, L. Potok), mikrotriangulačná metóda (Handlová, Harvelka, Homôľka, Ľubietová, Nitrianske Rudno, Okoličné, Liptovský Potok, Turany, Veľká Čausa, Veľká Lehôtka, Liptovský Mikuláš, Lisková), polárna metóda (Oravský Podzámok, Liptovský Potok), geometrická nivelácia (Dudince, Liptovská Mara, Turany, Okoličné, Nitrianske Rudno, Oravský Podzámok, Podhradie), trigonometrická nivelácia (Bánovce n/Bebravou, Bytča, Harvelka, Homôľka, Ľubietová, Oravský Podzámok, Veľká Čausa, Veľká Lehôtka, Liptovský Potok, Liptovský Mikuláš, Lisková).

Metóda zámernej priamky sa používa tam, kde je smer pohybu známy, v priebehu meraní sa výrazne nemení a kolmý priemet vektora je na charakterizovanie pohybu svahovej poruchy postačujúci. Ďalšou podmienkou aplikácie tejto metódy je možnosť stabilizovať dva pevné — observačné, 4—6 pevných — orientačných alebo zaisťovacích bodov a zoradenie pozorovacích bodov do priamky medzi pevné observačné body. Priamka sa orientuje kolmo na predpokladaný pohyb.

Pri metóde zámernej priamky sa poloha pozorovacích bodov určuje, pokiaľ je to možné, z obidvoch strán priamky tak, aby sa získali dve nezávislé merania, cenná kontrola výsledkov, ako aj skutočná presnosť merania.

Princíp trigonometrickej metódy spočíva v určovaní horizontálnych (vertikálnych) uhlov v sieti pevných a pozorovacích bodov. Trigonometrická metóda sa aplikuje na svahových poruchách, ktorých terénny tvar umožňuje rozvrhnúť sieť pevných bodov so vzájomnou viditeľnosťou, alebo vytvárajú trojuholníkový reťazec, príp. iný geometrický tvar. Ďalšou podmienkou aplikácie trigonometrickej metódy je dobrá viditeľnosť pozorovaných bodov, ako aj to, aby sa zámery na ne pretínali pod priaznivým uhlom (60^g—120^g). Sieť pevných bodov sa rozvrhuje tak, aby sa každý pozorovaný bod určoval najmenej z dvoch, ešte lepšie z troch pevných bodov.

Polohové (výškové) zmeny bodov sa určujú z rozdielov vodorovných (výškových) smerov medzi dvoma susednými meraniami analytickým alebo analyticko-grafickým spôsobom. Veľkosť a smer polohovej zmeny sa určuje zostrojením chybového trouholníka. Pri tejto metóde sa v sieti pevných bodov určujú všetky prvky (uhly, dĺžky), v sieti pozorovacích bodov iba vodorovné alebo aj vertikálne uhly. Medzi najpoužívanejšie uhlomerné prístroje patrí Wild T3, T2, OT-02, Theo 010 a Theo 020. Z dĺžkomerov si možno vybrať niektorý z typov AGA 700, Eldi 2, resp. EOT 2000. Možnosti využitia trigonometrickej metódy sú veľmi široké a dajú sa ňou dosiahnuť veľmi dobré výsledky.

Modifikáciou trigonometrickej metódy je mikrotriangulácia. Bodové pole pevných a pozorovacích bodov sa rozvrhne tak, aby vytvárali trojuholníkové reťazce. Rozmer siete určujú merané vzdialenosti základní na začiatku a na konci reťazca. Táto metóda pri dodržaní stanovených technologických postupov poskytuje dobré výsledky. Jej výhodou je možnosť sledovať členité zosuvné územia veľkej rozlohy.

Pri polárnej metóde sú určujúcimi prvkami horizontálne uhly a dĺžky. V praxi sa využíva zriedkavo a aplikuje sa tam, kde konfigurácia terénu nedovoľuje vybudovať dostatočný počet pevných — observačných bodov. Pri tejto metóde treba mať k dispozícii vhodné prístrojové vybavenie na uhlové a dĺžkové meranie.

Predpokladom dobrých výsledkov je dostatočný počet (4—6) orientačných bodov na získanie orientačnej osnovy pre každý pevný — observačný bod. V opačnom prípade nemožno dostať hodnoverné výsledky. Je výhodné, keď sa pre každý pozorovací bod získajú dve nezávislé merania.

Výšková zložka priestorovej zmeny bodového poľa sa zisťuje nivelačnými meraniami. Jestvuje niekoľko spôsobov a treba z nich vybrať ten, ktorý spĺňa požiadavky na výsledky merania. Často sa nivelačnými meraniami určujú deformácie stavebného objektu.

Všeobecne, ale aj podľa našich skúseností je najrozšírenejšou metódou geometrická a trigonometrická nivelácia. Výber prístrojov a pomôcok je vcelku veľmi ľahký, pretože sú v širokom sortimente. Pri nivelačných meraniach by sa nemalo zabúdať na to, aby prístroje boli správne zrektifikované a pred každým meraním skontrolované. To isté platí aj o nivelačných latách, pri ktorých treba poznať ich rozmer.

Analytické výpočty sa pri každej aplikovanej meračskej metóde zisťovania priestorových zmien bodového systému riadia podľa svojho matematického modelu.

Všeobecne už pri praktickom meraní treba posudzovať, či skutočné odchýlky sú v súlade s teoretickým predpokladom (napr. pri uhlovom meraní uzávery skupín a odchýlky jednotlivých smerov v skupinách). Pri nivelačných meraniach prevýšenia ta a späť nesmú prekročiť istú maximálnu hranicu. Vždy záleží na tom, aké merania sa vykonávajú. Ďalej sa pokračuje vo vyrovnávaní podľa niektorej me-

tódy a vo výpočte súradníc bodového poľa alebo priamo vo výpočte rovinných pravouhlých súradníc, ak nároky na presnosť výsledkov nie sú veľké, resp. v prípade veľkých polohových či výškových zmien za sledovaný časový interval. Analytické výpočty treba ukončiť testovaním zistených polohových a výškových zmien bodového poľa. Testovaním sa zisťuje, či polohová alebo výšková zmena bodu je výsledkom skutočného pohybu svahovej poruchy alebo dôsledkom nepresností použitej geodetickej metódy.

Výsledky meraní sa posudzujú podľa testu nulovej hypotézy, ktorá má takúto zjednodušenú formu:

Ak vypočítaná základná stredná chyba výsledku zahŕňajúca systematické a náhodné chyby merania s normálovým rozdelením ich pravdepodobnosti výskytu je $m_{\Delta p}$, možno s rizikom 5 % a s 33 % chybným rozhodnutím hovoriť vtedy, keď polohová zmena bodu Δ_p je v intervale

$$I \equiv (m_{\Delta p} \lesssim | \Delta_p | \leqq 2\, m_{\Delta p})$$

Keď $\Delta_p \lesssim m_{\Delta p}$, hypotéza sa prijíma a interpretuje tak, že sa meraním pohyb bodu nepreukázal.

Keď $m_{\Delta p} \lesssim \Delta_p \leqq 2\, m_{\Delta p}$, možno o platnosti nulovej hypotézy, že $\Delta_p = 0$, pochybovať.

Keď $\Delta_p > 2\, m_{\Delta p}$, možno pochybovať o platnosti nulovej hypenézy a s 5 % rizikom nesprávneho zamietnutia hypotézy možno prijať, že pohyb bodu nastal.

Záverom možno konštatovať:

— Geodetické metódy merania priestorových zmien bodového poľa sa stali samozrejmou a nepostrádateľnou súčasťou komplexného inžinierskogeologického prieskumu.

— Používanie geodetických metód si vyžaduje úzku spoluprácu geodeta s geológom.

— Efektívna práca geodeta predpokladá využitie existujúcich mapových podkladov, základného a podrobného bodového poľa, správnu voľbu prístrojov a pomôcok.

— Voľbu geodetickej metódy ovplyvňuje najmä vyžadovaná presnosť výsledkov meraní, s čím je spätá stabilizácia a signalizácia bodov a ich počet, konfigurácia terénu a ekonomické hľadisko.

— Z praktických skúseností vychodí, že geodetické práce, ich projektovanie a vykonávanie si vyžadujú kvalifikovaných špecialistov s vedomosťami z geológie, geotechniky, s citom pre precízne meranie, ako aj zmyslom pre logickú interpretáciu výsledkov meraní.

Recenzoval T. Mahr

LITERATÚRA

Bitterer, L. — Fekeč, J. — Slivovský, M. 1975 Aplikácia geodetických metód pri sledovaní deformácií horninových masívov. *[Záverečná správa VÚ II-8-7/9.] Manuskript — VŠD Žilina.*

Fekeč, J. — Malgot, J. 1975: Geodetické merania svahových pohybov v Handlovskej kotline. *[Výskumná úloha II-8-7/9. Etapová úloha č. 6.] Manuskript — VŠD Žilina, s. 17—34.*

Ingr, M. — Fekeč, J. 1973: Geodetické merania na zosuve v Liptovskej Mare. *[Etapová úloha č. 4 základného výskumu II-8-7/9.] Manuskript — VŠD Žilina, s. 13—16.*

Matula, M. et al. 1979: Inžinierskogeologické štúdium horninového prostredia a geodynamických procesov. *Bratislava, VSAV. 336 s.*

Nemčok, A. 1982: Zosuvy v slovenských Karpatoch. *1. vyd. Bratislava, Veda, VSAV, 320 s.*

Measurement of the slope movements by geodetical methods

JOZEF FEKEČ

Slope failures (movements) are a serious adversely acting factor. Deformation effects of slope failures devastate forest and agricultural land resources, endanger and ruin line constructions, housing and public construction.

In the field of their investigation it is important to know the mechanism of movement, velocity of movement, its size and direction as dependent on time interval, weather conditions and the like. At the present time the geodetic methods and their application have become an indispensable part of the complex of engineering-geological investigation and research. The efficiency of investigation and research activities in a narrow point of view is to a great extent influenced by the level of cooperation between individual professions, from our viewpoint between geodesist and geologist. The necessity of cooperation is the more urgent the higher are the demands on the resolution accuracy of measurement, which is corroborated also by our practical experiences. Mutual complementation of knowledge is particularly important in geodetical and geological interpretation of results of measurment.

The methodic procedure of geodetic activities is a logic sequence of individual kinds of activities (preparatory, designing activities, plan of point system, its stabilization and signalling, graphic representation of results of measurement and interpretation of results), the adherence to which is an unconditional imperative.

Ranging among the most important deserving particular attention are preparatory activities, plan of point system and its stabilization, analysis of accuracy and interpretation of results.

The stage of preparatory activities involves those in which we acquaint ourselves with the problem, collect archival and existing materials, determine the range of geodetic activities, consider the probable size of movement during a time unit, and the required accuracy of measurement results.

Elaborated into concrete form within the designing activities are all the knowledge acquired in the stage of preparatory activities and the technical and economic parts are elaborated in more details.

Within practical part individual kinds of activities are already realized in a way they were designed, namely, there begins the activity on the point field tracing (fixed and observed points) and supervision of its stability because of ahderence to technology and necessary visibility.

Practical measurements are carried out in keeping with the project or they may be accommodated to actual conditions on the slope failure. It occurs frequently that in the course of measurement — namely when measurements last for a long time (more than five years), it might be necessary to alter the specified interval of measurement, resolution accuracy and also the method of measurement.

In the section of analytical calculations it is important the most economic mathematical model for the calculation of positional rectangular coordinates and elevations be specified, and/or for the calculation of positional and elevation changes and values of mean errors. Advantageous in the multiple repetition of measurements is to elaborate a program and the computations be carried out on a computer.

In conclusion it can be stated that the graphical part is worked out in which the detected positional and elevation changes in point field in the given stage are represented in a suitable manner (vector, contour lines, profile, isolines).

In conclusion it can be stated that the application of geodetic methods in complex engineering-geological investigation of slope failures has proved useful, provides very good results, the interpretation of which assists in revealing the causes of slides, as dependent on needs, precise values of positional and vertical changes in point field.

Preložil O. Simr

Mineralia slov.
17 *(1985), 1, 31—34*

Příspěvek k statickému vyšetřování svahů při nebezpečí poruch typu plastického vytlačování vrstev

VOJTĚCH MENCL

Inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum, n. p., Žilina

(3 obr. v texte)

Doručené 11. 7. 1984

Заметка о статическом исследовании склонов при угрозе деформаций типа пластического выдавливания пластов

Вопросы стабилизации склонов связанные с пластическим выдавливанием пластов статически сложные. В заметке сделана попытка рещать стабилизацию простыми способами на основании опыта полученного при использовании более точных решений.

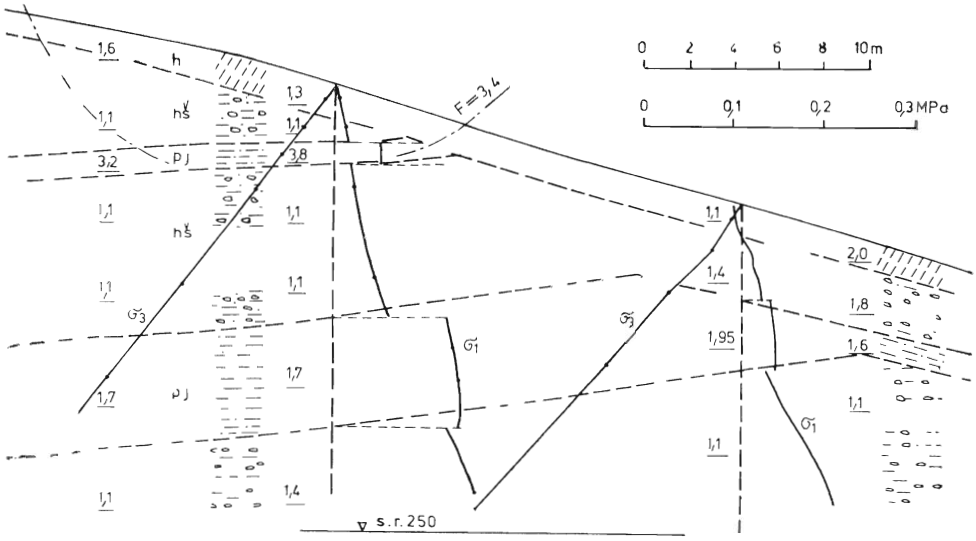
Contribution to static investigation of slopes with a danger of failures of the type of plastic bulging of layers

Problems of slope stability associated with the bulging of soft layers are statically rather complicated. Described in the paper is an attempt to solve the stability in a simple way based on knowledge acquired from previous solutions.

Otázky postupného rozrušení svahů kladou značné nároky na ty, kdo mají určit jejich bezpečnost. Jde vesměs o velmi složité statické problémy s neznámými redistribucemi napětí. Pak je řešení odkázáno do oblastí složitých matematických analýz. Vždy však stojí za to zkusit zda složité řešení nelze nahradit — na základě několika vzorových analýz, v daném případě provedených metodou konečných prvků (MKP) — přibližnými řešeními, používajícími klasických metod určování součinitele bezpečnosti svahů. Z nejpozoruhodnějších klasických úloh spojených s postupným rozrušením byl tento postup již naznačen pro řešení stability svahu v jílu při větších přirozených vodorovných napětích (L. Mejzlík & V. Mencl, Earth Pressure on Retaining Walls in Cuttings in Clay, Proc. X ICSMFE, A. Balkema, Rotterdam 1981, 2, 181—184). Nyní se předkládá obdobně zjednodušené řešení pro případ inženýrským geologům známý jako „vytlačování měkkých hor-

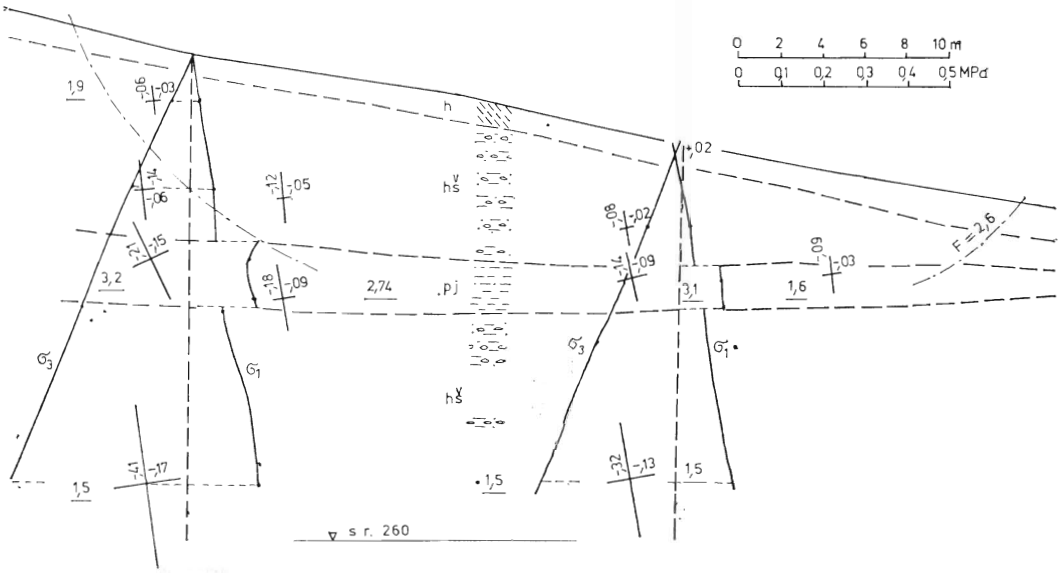
nin". Z pojednání bude patrné, že v statickém smyslu má tento případ širší význam, než jak jej vymezuje inženýrská geologie.

Jeden řešený případ je znázorněn na obr. 1. Jde o profil území sídliště Dargovských hrdinů. Polohy nakypřených hlinitých štěrků a písků se střídají s písčitými jíly a jílovitými prachy, které zadržují vodu (neogenní košická formace). Ve dvou řezech je v obr. 1 vykreslen průběh hlavních napětí (menší tlaková napětí jsou první hlavní napětí). Poněvadž směry hlavních napětí se příliš neodchylují od svislé a vodorovné (viz podobný řez na obr. 2), jde současně — bez větších chyb — o vodorovná a svislá napětí. Pro řešení daného úkolu je účelné si povšimnout, že svislá normálová napětí vzrůstají do hloubky zcela pravidelně. Naproti tomu vodorovná napětí jeví zvětšení v jílových polohách a zmenšení v štěrkových. Zmenšení v štěrkových polohách je způsobeno vytlačováním jílové polohy vpravo, ze svahu ven, i když tomu brání svahové pokryvy. Toto zmenšení tlaků v štěrcích a zvětšení tlaků v jílech je nejdůležitějším důsledkem z hlediska stability svahu. Zmenšuje totiž smykový odpor v štěrcích (které mají relativně velký úhel pevnosti ve smyku) mnohem víc, než se zvětší v jílech, neboť ty mají malý úhel pevnosti ve



Obr. 1. Řez 9/V svahem sídliště Dargovských hrdinů v Košicích; h — svahová hlína, hš a pj — nakypřený hlinitý štěrk a prachovitý jíl košické formace. Do obrázku vkresleny průběhy velikostí hlavních napětí podél dvou svislých řezů (menší tlakové napětí je první hlavní napětí; ojedinělý výskyt tahového napětí je označen kladným znaménkem). Podtrženě jsou označeny lokální součinitele bezpečnosti. Křížové diagramy směrů a velikostí hlavních napětí ukazují, že menší hlavní napětí (větší tlaková napětí) mají téměř svislý směr

Fig. 1. Profile 9/V across the slope of Dargovských hrdinov urban unit in Košice. h — slope loam, hš, pj — softened loamy gravel and silty clay of the Košice formation. The main stress value distributions along two vertical sections are indicated (the smaller compressive stress is the first principal stress; rare occurrence of tensile stress indicated by positive sign). Underlined are the local coefficients of safety. The stress cross diagrams point to almost vertical direction of the smaller principal stress (the greater compressive stresses)



Obr. 2. Řez 16/V svahem jako v obr. 1, kde jsou uvedeny příslušné vysvětlivky
Fig. 2. Profile 16/V accross the slope of Dargovských hrdinov urban unit in Košice. Explanations as in fig. 1

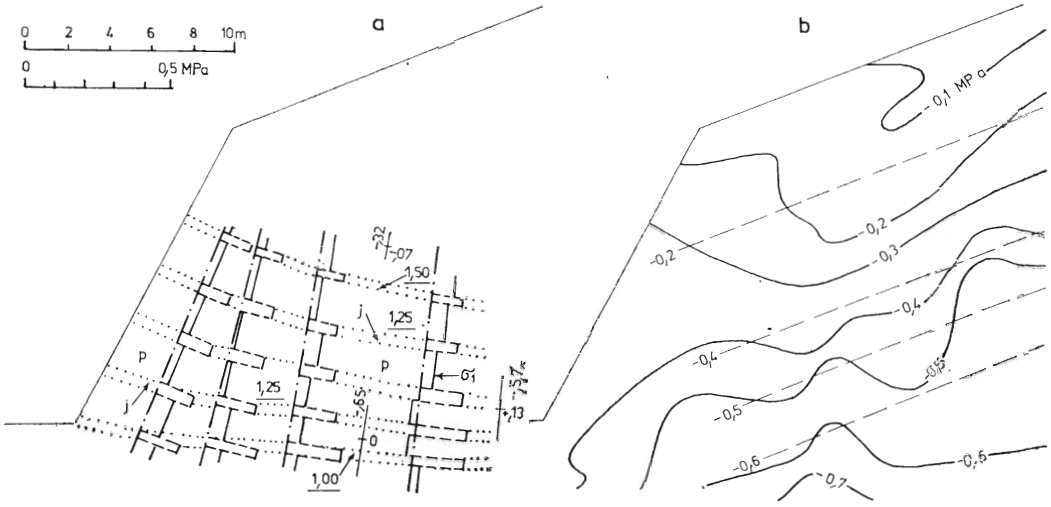
smyku. Kromě toho může zmenšení vodorovného tlakového napětí vést až k vzniku tahu při povrchu území, jak se to projevilo v obou řezech vpravo v obr. 1 a 2.

Součinitele bezpečnosti zjištěné klasickými metodami jsou o několik desetin větší než výsledky vypočtené MKP. Ty jsou připsány u nebezpečných možných kluzných ploch v obr. 1 a 2. Jde o území, které bude zastavěno, a velikosti součinitelů bezpečnosti se dále zmenší. Požadovaný konečný součinitel bezpečnosti je mezi 2,2 a 2,5.

Vzniká otázka, jak přejít od MKP k snadnějšímu klasickému řešení. To je možné tak, že do klasického řešení zavedeme změny normálových napětí, jak jsou popsány výše. Z údajů v obr. 1 a 2 je patrné, že lokální součinitele bezpečnosti se příliš neliší od globálních. Proto lze použít tohoto přibližného postupu: Vypočítáme celkový (globální) součinitel bezpečnosti klasickou metodou. Určíme svislá napětí v měkkých vrstvách. Pro ně a pro celkový součinitel bezpečnosti určíme vodorovná napěti, jako by šlo o hlavní napětí. Lze to provést graficky v Mohrově znázornění, kde ovšem — abychom mohli nakreslit kružnici pro daný součinitel bezpečnosti — musí být nakreslena i čára pevnosti látky. Čím bude součinitel bezpečnosti menší, tím menší vyjdou vodorovná napětí. Podíly zvětšení vodorovných napětí násobíme tloušťkou vrstvy a obdržíme vodorovnou sílu, kterou je třeba při klasickém řešení stability svahu přidat jako vnější sílu u měkkých vložek, a naopak ubrat u pevných vložek. Pro tento stav se pak opakuje statické řešení.

Je jistě patrné, že čím je relativní mocnost vrstvy měkké horniny větší, tím horší bude její vliv na přeskupení vodorovných sil a tím větší bude i takto vzniklá redukce součinitele bezpečnosti.

Příklad z jiné geologické oblasti uka-



Obr. 3. Řez myšleným svahem tvořeným horninou flyšového charakteru; p — pískovcové vrstvy, j — jílovcové vložky. V obr. (a) jsou znázorněna téměř vodorovná normálová napětí v několika téměř svislých řezech (kladné znaménko označuje tah), dále je vyznačeno několik křížů hlavních napětí a lokálních součinitelů bezpečnosti. Obr. (b) ukazuje, že svislá normálová napětí odpovídají do značné míry tíze svislého nadloží (čárkované linie)

Fig. 3. Profile acors an ideal slope built by rock of flysch character. p — sandstone layers, j — claystone intercalation. Almost horizontal normal stresses in several almost vertical sections are indicated in fig. (a) (positive sign indicates tension). Furthermore, several crosses of principal stresses and local coeficients of safety are indicated. Fig. (b) indicates that vertical normal stresses are mostly equal to the weighht of vertical overburden (dashed lines)

zuje obr. 3. Jde o horninu flyšového charakteru, kde vrstvy pískovců převládají nad jílovcovými. V obr. (a) jsou znázorněna normálová napětí v řezech kolmých k vrstevnatosti. Jako v předchozích případech je i zde patrné, jak zvětšené tlaky v jílovcích zmenšují tlaky v pískovcích a redukují je až na tah. Několik přikreslených diagramů směrů a velikostí hlavních napětí ukazuje, že se nedopustíme velké chyby, přisoudíme-li jim svislý směr. V obr. (b) je ukázáno, že svislá normálová napětí odpovídají s určitou spolehlivostí výšce nadloží. Konečně jsou v obr. (a) na několika místech připsány velikosti součinitele bezpečnosti. Ukazují, že se nedopustíme velké chyby, budeme-li pro potřebu upraveného klasického stabilního výpočtu vyvozovat zvětšení normálových sil z předpokladu, že se součinitel bezpečnosti rovná jedné.

Látku k daným příkladům poskytla šetření, konaná L. Mejzlíkem a autorem pro Stavoprojekt Košice a L. Mejzlíkem, autorem a J. Staňkem v rámci úlohy G-158-15 IGHP, n. p.

Mineralia slov.
17 *(1985), 1, 35—58*

Zosuvné svahy v úseku Hlohovec — Sereď

JÁN OTEPKA, OĽGA MENZELOVÁ, MIROSLAV MESKO
IGHP, závod Bratislava, Geologická 18, 825 64 Bratislava

(13 obr., 9 foto a 3 tab. v texte)
Doručené 11. 7. 1984

Оползневые склоны на участке Глоговец-Середь

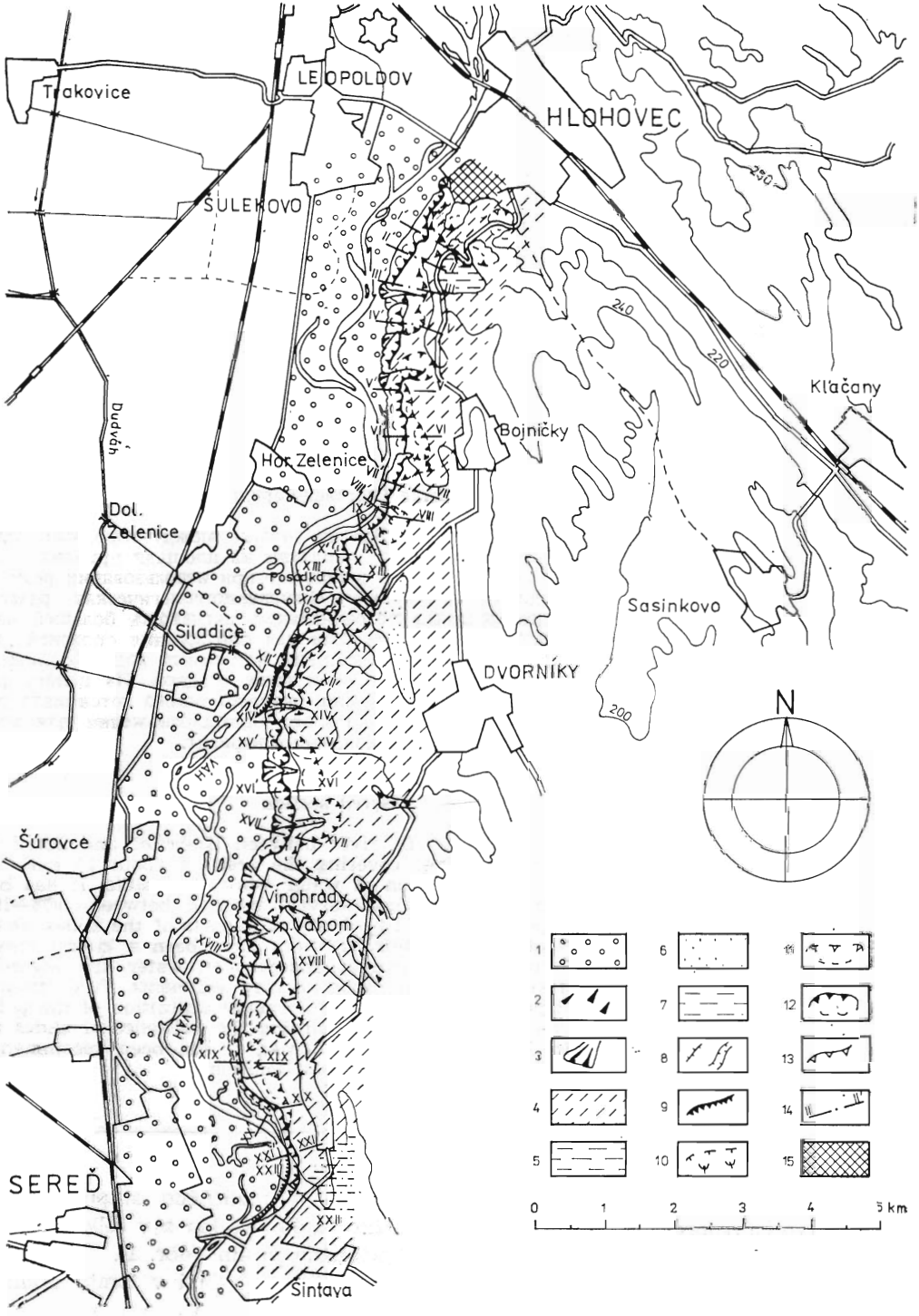
Левобережные склоны реки Вар на участке между городами Середь и Глоговец подвержены крупным оползням на площади приблизительно 10 км². Оползни неблагоприятно действуют при использовании реки Вар для построек водных сооружений. Инженерногеологическая разведка в 1978—1983 годах показала потенциальную активность большей части оползней. Определяющими факторами для образования оползней является боковая эрозия реки Вар, действия подземных вод и понижение прочности скольжения глинистых неогенных осадков. Из целого ряда проектных вариант при использовании энергетического потенциала реки Вар на данном участке, ввиду больших капиталовложений для восстановления оползней, был выбран канальный вариант.

Slide slopes in the Hlohovec — Sereď section

The left-bank slopes of Váh river between Hlohovec and Sereď are affected by extensive slides covering the area of about 10 km². The slides make the full utilization of water work impossible. It has been shown by engineering-geological survey, realized between 1978—1983, that there is a potential activity of the most parts of the slides. Determining factors of the formation of slides have been a lateral erosion of Váh river, upward pressures of underground water and exceeding of the shear resistance of the Neogene clay sediments. From amongst many different projected alternatives of energy utilization of the potential of Váh river in this section, regarding the existence of slides and high expenditures for their reconditioning it has been recommended that a channel variant woult be the best solution.

Západný okraj Zálužianskej pahorkatiny, ktorý tvorí ľavobrežné svahy Váhu, je medzi Hlohovcom a Sereďou postihnutý rozsiahlymi svahovými poruchami rôzneho tvaru a rozličného stupňa aktivity v dĺžke okolo 15,5 km a v celkovej rozlohe približne 10 km² (obr. 1).

Svahovými pohybmi v tomto území sa


Trakovice
LEOPOLDOV
HLOHOVEC
ŠULEKOVO
250
240
220
Kľačany
Dudváh
Bojničky
Hor. Zelenice
Dol. Zelenice
Pôsadka
Sasinkovo
Siladice
DVORNÍKY
200
N
Šúrovce
Vinohrady n. Váhom
SEREĎ
Sintava
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
0 1 2 3 4 5 km

už zapodievali viacerí autori. M. Lukniš (1951) v práci viac-menej opisnogeografickej charakterizoval zosuvné územie, uviedol hlavné príčiny zosuvov a opísal hospodárske následky zosúvania. Prieskumom zosuvného územia vo Vinohradoch nad Váhom a návrhom sanačných opatrení sa zaoberal J. Buroš (1966). V rámci inžinierskogeologického prieskumu sa v súvislosti s prípravou alternatív vodných diel na Váhu v území Hlohovec — Šaľa zosuvnej problematike venoval V. Broďáni (1956, 1958), B. Groma (1959) a C. Mach (1960). Zosuvné územie komplexne zhodnotil B. Leško — Š. Tichý (1963).

Svahové pohyby v skúmanom území komplikujú možnú výstavbu vodného diela na Váhu a sú prekážkou vhodného využitia tohto územia aj v iných smeroch. Preto sa v rokoch 1978—1983 vykonal orientačný inžinierskogeologický prieskum (Otepka et al., 1983) s cieľom komplexne zhodnotiť územie z hľadiska možnosti výstavby vodného diela a celkového využitia a ochrany krajinného prostredia.

Podmienky vzniku svahových porúch

Podmienky vzniku svahových pohybov sú v prostredí, v ktorom prebiehajú. Ide najmä o geologicko-tektonické, hydrogeologické, geomorfologické a klimatické pomery, ako aj vlastnosti hornín (Nemčok, 1977).

Geologicko-tektonická stavba

Na geologickej stavbe územia sa zúčastňujú sedimenty pliocénu a kvartéru.

Neogén — pliocén. Sedimenty pliocénu sú vyvinuté v celom území. V oblasti Zálužianskej pahorkatiny vystupujú v hĺbke 0,3—7,0 m pod povrchom a v údolnej nive Váhu v hĺbke 8,0—20,0 m pod terénom. V odlučných hranách zosuvov vystupujú pliocénne sedimenty až na povrch územia. Tvorí ich mohutné súvrstvie ílu a piesku s polohami a šošovkami pieskovca, ojedinele piesčitého štrku, príp. zlepenca.

Íl vytvára súvislé polohy mocné niekoľko, často až desiatky metrov alebo vrstvičky mocné niekoľko cm. Je pestrofarebný, s hojnými limonitovými zátekmi, vápnitými polohami a konkréciami. Obsahuje premenlivú prímes piesčitej frakcie. Mineralogicky je íl zo zmesi illitu, montmorillonitu a kaolinitu.

Piesok je prevažne jemnozrnný až strednozrnný, zriedka hrubozrnný a má sivú, sivožltú až žltú farbu. Tvoria ho zrnká kremeňa a často obsahuje variabilnú prímes ílovitej alebo prachovitej frakcie. Vytvára aj súvislé polohy mocné niekoľ-

◀

Obr. 1. Schematická mapa svahových porúch v území medzi Hlohovcom a Sereďou. 1 — fluviálne náplavy, 2 — hlinito-piesčité prolúviá, 3 — náplavové kužele, 4 — eolicko-deluviálne a deluviálne sedimenty (1—4 — kvartér), 5 — íl, piesčitý a prachovitý íl, 6 — piesok, ílovitý piesok, 7 — striedanie piesčitých a ílovitých sedimentov (5—7 — neogén), 8 — erózne ryhy, 9 — bočná erózia Váhu, 10 — povrchové plazenie, 11 — zosuvy I. a II. generácie, 12 — zosuvy III. generácie, 13 — zemné zrútenia, 14 — línia inžinierskogeologických rezov, 15 — násypy, návažky

Fig. 1. Schematic map of slope failures in the territory between Hlohovec and Sereď. 1 — fluvial deposits, 2 — piedmont soil-sandy deposits, 3 — alluvial cones, 4 — eolitic-deluvial and deluvial sediments (1—4 — Quaternary), 5 — clay, sandy and dusty clay, 6 — sand, clayey sand, 7 — alternation of sandy and clayey sediments (5—7 — Neogene), 8 — erosion runnels, 9 — side erosion of Váh river, 10 — surface crawling, 11 — slides of Ist and IInd generation, 12 — slides of IIIrd generation, 13 — soil collapse, 14 — line of engineering-geological sections, 15 — fills, made-up grounds

ko m, lokálne 20—50 m, alebo menšie šošovky v íle. Je v subhorizontálnej polohe a má sklon do 5° na JV až V. Lokálne možno v piesku pozorovať krížové zvrstvenie. Pieskovec tvorí v íle a v piesku lavice mocné 30—50 cm, zriedka viac ako 1 m. Tmel pieskovca je prevažne vápnitý, redšie vápnito-ílovitý.

Íl a piesok sa v horizontálnom aj vertikálnom smere nepravidelne a v nerovnakom pomere striedajú, a to vytvára priaznivé podmienky na vznik svahových porúch.

Kvartér. Kvartérne sedimenty sú zastúpené fluviálnymi náplavmi Váhu, eolicko-deluviálnymi a proluviálnymi sedimentmi. Údolnú nivu Váhu tvoria fluviálne sedimenty rieky. Na povrchu územia je nesúvislá vrstva nivnej hliny mocná 0,3—4,0 m. V jej podloží je vrstva piesku rozličnej zrnitosti, často s obsahom obliakov štrku premenlivej mocnosti (0,4—4,0 m). Prevažnú časť údolných náplavov tvoria štrkopiesčité sedimenty. V okolí Hlohovca ich mocnosť dosahuje 5—7 m a smerom na J sa zvyšuje na 10—15 m. Petrograficky je obliakový materiál z granitu, kremenca, pieskovca, melafýru a kryštalickej bridlice. Obliaky sú dokonale opracované, poväčšine majú priemer do 12 cm, iba zriedka 15—20 cm.

Eolicko-deluviálne sedimenty sú v oblasti Zálužianskej pahorkatiny. Zastupuje ich prevažne spraš a sprašová hlina, v menšej miere viaty piesok. Väzné eolické sedimenty nemajú povahu typickej spraše. Ide o polygenetické sedimenty, často so zvýšeným obsahom ílovitej frakcie. Piesok je prevažne strednozrnný a ostrohranný. Lokálne (severne od Posádky) sa v sedimentoch vyskytujú typické hrance z kremeňa priemeru do 3—4 cm. Mocnosť eolicko-deluviálnych sedimentov na väčšine územia dosahuje 1,0—4,0 m, iba lokálne do 10,0 m.

Deluviálne sedimenty zastupuje hnedá hlina. Tvorí nesúvislé a plošne nerozsiahle polohy mocné do 1,5 m.

Proluviálne sedimenty sú vyvinuté na okrajoch údolnej nivy pri vyústení erózných rýh vo forme náplavových kužeľov. V Zálužianskej pahorkatine sú rozsiahle prolúviá v dnách širokých úvalinových dolín, kde vznikli ako produkt plošnej erózie prívalovej vody.

Tektonika. Tektonický charakter stavby územia určuje syngenetická poklesová tektonika. Hlavnou tektonickou líniou je vážsky zlom smeru S—J, oddeľujúci Zálužiansku pahorkatinu a dolnovážsku nivu (Leško — Tichý, 1963). Na tento smer sú kolmo alebo diagonálne orientované zlomové poruchy. Z. Adam a M. Dlabač (1961) pokladajú údolie medzi Posádkou a Dvorníkmi a medzi Bojničkami a Dvorníkmi za priekopové priepadliny široké 100—500 m. Priečne poruchy sú výrazné aj morfologicky, lebo sa na ne viažu asymetricky vymodelované údolia smerujúce do doliny Nitry.

Hydrogeologická charakteristika

Neporušené a zosunuté časti územia majú rozdielny hydrogeologický režim.

V neporušenom území možno vyčleniť dva stratigraficky odlišné hydrogeologické komplexy. Neogénne sedimenty zo súvrstvia ílu a piesku sa nepravidelne a v rozličnom pomere striedajú. V tomto súvrství má hydrogeologický význam najmä piesok, príp. ílovitý piesok. Uzatvára ho nepriepustné podložie a nadložie a podzemná voda, ktorá sa v ňom akumuluje, má napätú (artézsku) hladinu. Prieskum do hĺbky 30—100 m zistil 2—3 zvodnené horizonty nad sebou. Hladina podzemnej vody po jej navŕtaní vystúpila vo väčšine prípadov o 2—3 m, iba zriedka o 5—10 m. Piesok možno hodnotiť ako slabo priepustný (Matula — Hrašna, 1977), s hodnotami

koeficienta filtrácie priemerne $9 . 10^{-6}$ $m . s^{-1}$ — $3 . 10^{-7}$ $m . s^{-1}$.

Zdrojom zásob podzemnej vody neogénnych sedimentov sú hlavne atmosferické zrážky, najmä v oblasti Zálužianskej pahorkatiny. V údolnej nive Váhu sa neogénna voda dopĺňa prevažne zo štrkových fluviálnych náplavov. Podzemná voda neogénnych sedimentov má výrazný kalciovo-magnéziovo-bikarbonátový typ chemizmu. Má slabo alkalickú reakciu s hodnotou pH 7,1—8,2. Výrazným znakom je vysoký obsah minerálnych látok, prevažne 700—1000 mg/l, ale často aj vyše 1000 mg/l (Roháčiková in Otepka et al., 1983).

Hydrogeologický význam kvartérnych sedimentov závisí najmä od ich granulometrického zloženia. V oblasti Zálužianskej pahorkatiny kvartér zastupujú najmä súdržné sedimenty charakteru ílovitej hliny, resp. spraše, lokálne hlinitého piesku. Je to veľmi slabo priepustná zemina, spravidla s nižším koeficientom filtrácie ako 10^{-7} $m . s^{-1}$.

V údolnej nive Váhu sa podzemná voda akumuluje v štrkopiesčitých náplavoch, ktoré sú jej dobrým kolektorom. Voda má voľnú, iba ojedinele mierne napätú hladinu. Štrkopiesčité náplavy údolnej nivy Váhu možno charakterizovať ako silne priepustné (Matula — Hrašna, 1977), s hodnotou koeficienta filtrácie $6 . 10^{-3}$ $m . s^{-1}$ až $2 . 10^{-4}$ $m . s^{-1}$. Zásoba podzemnej vody sa dopĺňa najmä z Váhu, v menšej miere atmosferickými zrážkami a prestupom z priepustných neogénnych súvrství Zálužianskej pahorkatiny.

V zosunutých častiach územia je súvislý obeh podzemnej vody narušený. Zvodnené horizonty sú porušené a voda z vážskych náplavov sa mieša s vodou v pliocénnych sedimentoch. Voda presakuje do spodných častí zosunutých krýh, podmáča ich, nadľahčuje a jemné častice vyplavuje. Skryté vývery prenikajú do zosunutých más a spôsobujú zmenu ich konzistencie. Dolné časti odlučných stien a akumulačné časti zosuvov sú na vodu oveľa bohatšie ako stabilné územie.

Geomorfologické pomery

Zálužianska pahorkatina a údolná niva Váhu tvoria dva odlišné geomorfologické celky. Svahová modelácia tu závisí od geologicko-tektonickej stavby, úložných pomerov a petrograficko-litologického zloženia sedimentov.

Pre vznik svahových porúch má podstatný význam to, že Zálužianska pahorkatina je oproti údolnej nive Váhu výrazne vyššia. Pri Hlohovci je relatívne prevýšenie 120—150 m, smerom na J klesá a pri Šintave je už len 15—20 m. Prevýšenie je pravdepodobne podmienené tektonicky, aj keď sa predpokladaný zlom nepotvrdil (Otepka et al., 1983). Veľký vplyv na morfologický vývoj územia majú recentné pohyby. Územie medzi Hlohovcom a Bojničkami má najvyšší gradient recentných pohybov poklesového charakteru (grad. $v = 15 . 10^{-8}$ rok^{-1}) a ich rýchlosť dosahuje —3 až —4 $mm . rok^{-1}$ (Marčák in Vaškovský et al., 1981).

V geomorfologickom vývoji územia možno rozlíšiť dve charakteristické formy, a to erózne a akumulačné, ako aj deformačné.

Erózne a akumulačné formy. Svahy Zálužianskej pahorkatiny sú z mäkkých, slabo spevnených sedimentov neogénu a kvartéru, ktoré sú voči eróznym činiteľom málo odolné. Výrazne sa tu uplatňuje zrážková aj riečna vodná erózia (terminológia eróznych javov podľa Zachara, 1980). Zrážková erózia najmä v plošnej forme postihuje celé územie od Hlohovca po Sereď a pôsobí hlavne v častiach územia, v ktorých sa na povrchu vyskytujú jemnozrnné prachovité a piesčité sedimenty.

Ryhovú eróziu vyvoláva prúdový tlak vody. Pôsobí najmä pri jarnom topení sa

snehu a pri letných lejakoch (foto 1).

J. Košťálik (1965) zistil, že kubatúra eróznych rýh v území Hlohovec — Sereď — Sasinkovo je 1 091 378 m^3, čo je asi 7 m^3/ha. Podľa D. Zachara (1980) je to stredná intenzita erózie.

Z vlastných pozorovaní uvádzame iba dva prípady. Južne od Hlohovca je ryha dlhá 150 m, široká 3—5 m a hlboká 2—12 m. Vyviera z nej prameň, ktorý bol zachytený a upravený ako merný objekt. Akumulačná časť prameňa je vybetónovaná a má objem asi 7 m^3. Po letnej búrke 16. 6. 1979, keď naprŠalo až 70 mm, sa celý akumulačný priestor prameňa zaniesol zeminou v priebehu asi 3 hodín (foto 2).

V blízkosti osady Paradiče sme v roku 1978 realizovali vrt HSJ-94 a DT-11. Vrty boli situované asi 20 m od hrany svahu. Vo svahu bola novovytvorená erózna ryha dlhá a široká 3 m a hlboká 2 m. Retrográdne sa rozširovala, zničila poľnú cestu a na jar 1982 aj vrt HSJ-94 a DT-11. V súčasnosti je ryha hlboká 10 m, široká 15 m, dlhá 25 m a jej čelo má polkruhový tvar (foto 3).

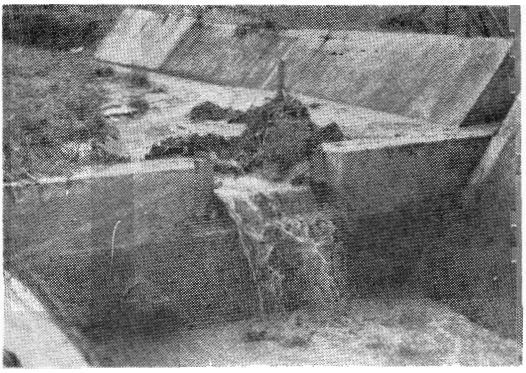


Foto 2. Akumulačná časť merného objektu zaplnená splavenou zeminou pri letnej búrke 16. 6. 1979
Photo 2. Accumulation part of measured object filled with soil washed down during summer storm on June 16, 1979

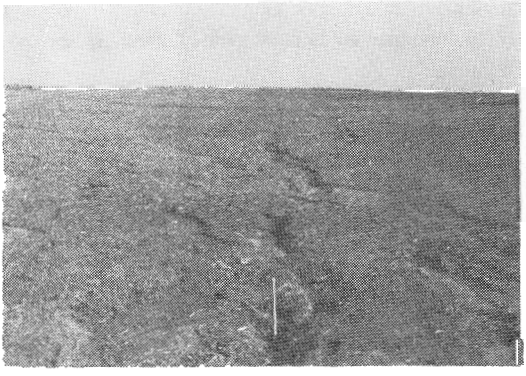


Foto 1. Vinohrady nad Váhom — osada Paradiče. Výrazná plošná a stružková erózia na svahu so sklonom 3,5°
Photo 1. Vinohrady nad Váhom — community Paradiče. Expressive areal and rill erosion in slope with 3.5° gradient

Foto 3. Erózna ryha pri osade Paradiče so zničeným vrtom HSJ-94
Photo 3. Erosion runner close to community Paradiče with damaged bore hole HSJ-94

Riečna erózia podomieľa brehy a svahy. Pri bočnej erózii sa zhoršujú stabilitné podmienky svahov, nastáva odnos materiálu a vznikajú zosuvy. M. Lukniš (1951) uvádza, že roku 1860 Váh erodoval okraj Zálužianskej pahorkatiny v dĺžke 7,2 km a roku 1951 v dĺžke 4,6 km. V súčasnosti sa bočná erózia Váhu obmedzuje približne na 2 km dlhý úsek (južne od Posádky a pri Šintave).

Akumulačnú formu predstavuje predovšetkým údolná niva Váhu, ktorú tvoria fluviálne náplavy. V Zálužianskej pahorkatine sú akumulácie v dnách dolín a starších eróznych rýh vo forme proluviálnych sedimentov, ale na okraj údolnej nivy Váhu sa prevažne vyplavujú vo forme náplavových kužeľov.

Deformačné formy. Najvýznamnejšiu úlohu pri morfologickom formovaní územia majú svahové pohyby. Svahové poruchy tvoria súvislý pás dlhý približne 15,5 km. V podstate majú povahu zosuvov frontálneho tvaru, ale tento makroreliéf je z množstva čiastkových zosuvov rozličného tvaru, veľkosti aj aktivity.

Klimatické pomery

Územie patrí do teplej klimatickej oblasti, okrsku A1, ktorý sa charakterizuje ako teplý, suchý s miernou zimou a dlhším slnečným svitom (Klimatické a fenologické . . . . 1968).

Z klimatických činiteľov sú najvýznamnejšie teplotné a zrážkové pomery.

Veľké rozdiely teploty v mesačnom a ročnom priemere nepriaznivo vplývajú najmä na povrchové väzné sedimenty. Tie zásluhou vysokej teploty v letných mesiacoch rýchlo vysýchajú a zmršťujú sa. Vytvárajú sa v nich otvorené exikačné trhliny, tie umožňujú rýchle vsakovanie zrážkovej vody do masy zeminy, čo zhoršuje jej pevnosť, a tým aj stabilitné podmienky (foto 4).

Zrážková činnosť má v záujmovom území mimoriadny význam. Množstvo spadnutých atmosferických zrážok, ich intenzita, časové rozdelenie, príp. striedanie suchých a vlhkých období podstatne ovplyvňujú stav zeminy a jej správanie.

Vplyv atmosferických zrážok sa prejavuje v podstate dvojako. Zrážky sústredené do letného obdobia sú krátkodobé, ale veľmi intenzívne, a preto majú vzhľadom na litológiu a spevnenosť sedimentov značnú eróznu schopnosť. Podmieňujú silnú plošnú eróziu a vznik hlbokých eróznych rýh (foto 5). Prejavujú sa rýchlym povrchovým odtokom.

Foto 4. Detail exikačnej trhliny vytvorenej v letných mesiacoch 1978. Dĺžka trhliny 30 m, šírka 5—15 cm, otvorená hĺbka 20—45 cm
Photo 4. Detail of dessication crack formed in summer months of 1978. Length of crack 30 m, width 5—15 cm, open depth 20—45 cm

Dlhotrvajúce zrážky s menšou výdatnosťou čiastočne odtekajú po povrchu, ale prevažne postupne vsakujú do hlbších polôh, spôsobujú zmeny konzistencie a reaktivizáciu zosuvov.

Fyzikálno-mechanické vlastnosti zemín

Z pôdomechanického hľadiska budujú územie dva základné typy zeminy:

a) súdržná zemina zastúpená ílom, íl-

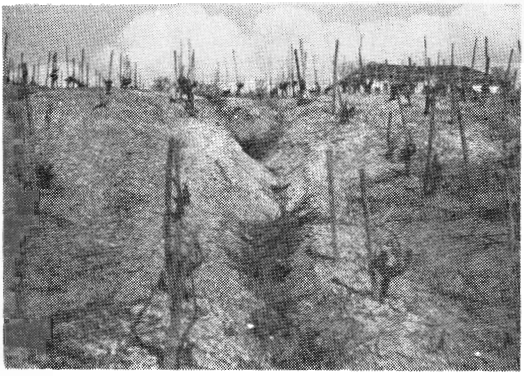


Foto 5. Erózna ryha vo vinohrade južne od Hlohovca vytvorená pri jarnom topení sa snehu v marci 1978
Photo 5. Erosion runner in wineyard south of Hlohovec formed by spring snow melting in March 1978

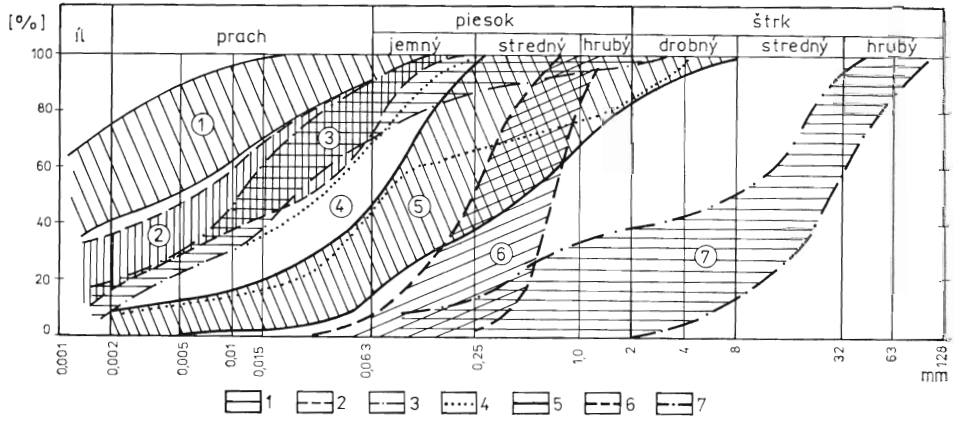
vitou hlinou, ílovito-piesčitou hlinou až piesčitou hlinou,

b) piesčitá zemina — piesok, hlinito-ílovitý piesok, miestami s prímesou štrku.

Tieto typy sedimentov sa nepravidelne striedajú a vytvárajú polohy s nerovnakou mocnosťou. Obalové krivky zrnitosti zemín spracované v zmysle ČSN 721001 a ČSN 721002 sú na obr. 2.

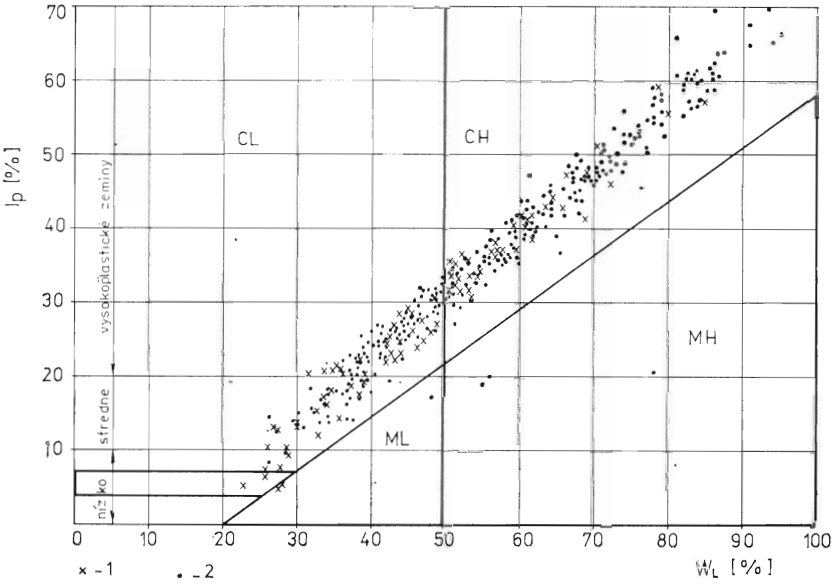
Súdržné zeminy. Rozdeľujú sa podľa veku, granulometrického zloženia a plastických vlastností do piatich súborov (v tab. 1 sú opisné a fyzikálne vlastnosti týchto zemín, ich priemerná hodnota a interval hodnôt). V zmysle ČSN 736824 (Malé vodné nádrže) sa zeminy klasifikujú aj podľa hodnoty plastických vlastností, čo dokumentuje diagram plasticity na obr. 3.

Kvartérne súdržné zeminy majú vyššiu prirodzenú vlhkosť a sú pórovitejšie, čo sa prejavuje zníženou hodnotou objemovej hmotnosti sušiny. Podľa počtu analyzovaných vzoriek zeminy a výsledkov laboratórnych skúšok možno konštatovať, že v záujmovom území prevládajú vysokoplastické súdržné zeminy ($I_p > 20$ %). Potvrdzuje to aj diagram plasticity (obr. 3). Ide prevažne o vysokoplastické ílovité zeminy s vysokým obsahom ílovitej frakcie (zrná ∅ < 0,002 mm), a to o ílovitú hlinu 20—35 % a íl 40—75 %. Miestami obsahujú prímes jemného a strednozrnného piesku (10 až 30 %) a nadobúdajú charak-



Obr. 2. Obalové krivky zrnitosti zemín. 1 — íl, 2 — ílovitá hlina, 3 — hlina, 4 — piesčitá hlina, 5 — hlinitý piesok, 6 — piesok, 7 — štrk s pieskom
Fig. 2. Envelope curves of the grain distribution of soils. 1 — clay, 2 — clayey loam, 3 — loam, 4 — sandy loam, 5 — clayey sand, 6 — sand, 7 — sandy gravel

ter ílovito-piesčitej hliny a piesčitého ílu. Celý komplex súdržných zemín je prevažne pevnej, na styku so zvodnenými piesčitými polohami až tuhej konzistencie a miestami nadobúda až mäkkú konzistenciu. Okrem piesčitých prímesí obsahujú



Obr. 3. Diagram plasticity. 1 — kvartér, 2 — neogén
Fig. 3. Diagram of the plasticity. 1 — Quaternary, 2 — Neogene

Fyzikálne a opisné vlastnosti súdržných zemín
Physical and index properties of cohesive soils

Tab. 1

VEK	KVARTÉR						NEOGÉN								
Charakteristika súboru / Vlastnosť	I. súbor I_p < 20 % piesčitá hlina, hlina, hlinitý piesok			II. súbor I_p > 20 % hlina ílovitá, íl, ílovito-piesčitá hlina			III. súbor I_p < 20 % piesčitá hlina, hlina			IV. súbor I_p > 20 %, w_L < 50 % ílovito-piesčitá hlina, ílovitá hlina			V. súbor I_p > 20 %, w_L > 50 % ílovitá hlina, íl		
Interval hodnôt	max x_i	min x_i	priemer $\bar{x}$	max x_i	min x_i	priemer $\bar{x}$	max x_i	min x_i	priemer $\bar{x}$	max x_i	min x_i	priemer $\bar{x}$	max x_i	min x_i	priemer $\bar{x}$
Vlhkosť w [%]	30,60 21,50	7,10 9,0	14,60 14,20	31,40	11,50	19,71	20,30	5,70	15,09	26,20	7,40	16,31	29,10	10,40	19,419
Objemová hmotnosť pri w [tm^{-3}] ρ	2,17	1,33	1,761	2,180	1,590	1,938	2,170	1,790	2,025	2,400	1,920	2,089	2,250	1,60	2,066
Objemová hmotnosť sušiny ρ_d [tm^{-3}]	1,99	1,24	1,53	1,910	1,180	1,613	1,980	1,550	1,763	2,170	1,540	1,797	2,010	1,230	1,732
Merná hmotnosť ρ_s [tm^{-3}]	2,73	2,65	2,698	2,77	2,60	2,705	2,740	2,650	2,707	2,760	2,66	2,714	2,82	2,58	2,742
Medze tekutosti w_L [%]	39,60	23,80	31,40	85,00	33,70	52,07	42,50	25,70	34,33	49,90	35,70	43,48	102,70	50,0	66,42
Index plasticity I_p [%]	18,30	7,6	13,36	59,40	20,30	32,95	19,80	7,80	16,202	33,50	20,30	26,20	77,10	20,0	45,12

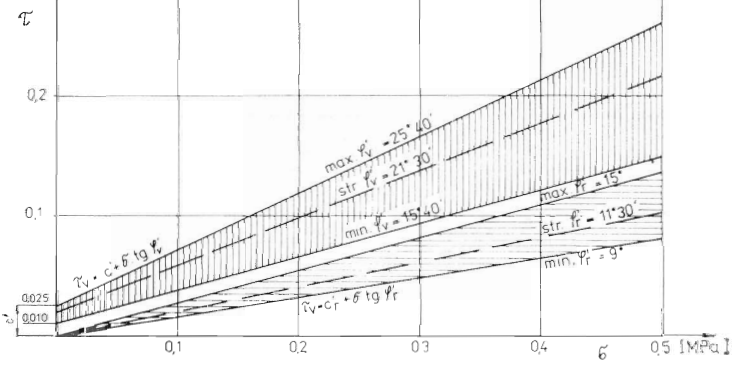
súdržné zeminy veľké množstvo vápna (4—30 %), a to vo forme konkrécií rozličnej veľkosti (0,5—3,0 cm) alebo v práškovej podobe. Vápnité a piesčité prímesi spôsobujú narastanie hodnôt mechanických vlastností súdržných zemín a zvyšujú ich priepustnosť.

Vysokoplastické ílovité zeminy sú objemovo nestále. Zmraštiteľnosť a napučavosť ílovitej zeminy spôsobujú pokles hodnôt jej mechanických vlastností. Hodnoty pomerného objemového zmraštenia ΔV a pomerného zvislého napučania $\Delta h/h$ závisia od obsahu a druhu ílovitých minerálov a od fyzikálneho stavu zeminy (zmraštiteľnosť $\Delta V = 4—22$ %, napučavosť charakterizovaná $\Delta h/h = 4—26$ %).

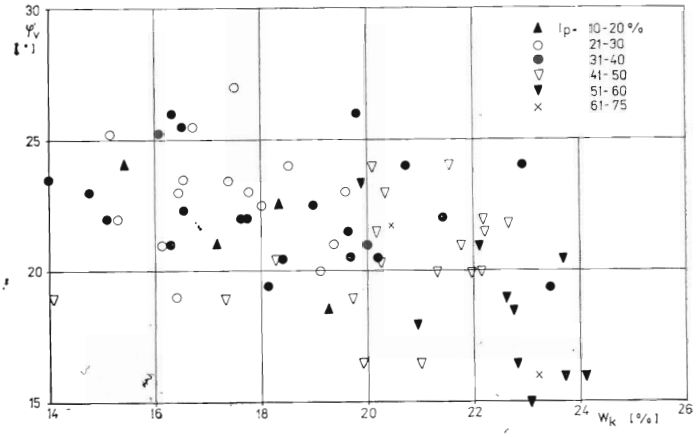
Z hľadiska priepustnosti možno súdržné zeminy pokladať za veľmi slabo priepustné. Orientačne uvádzame priemerné hodnoty koeficienta filtrácie zemín k_f získané z laboratórnych skúšok priepustnosti: íl, ílovitá hlina $k_f = 7{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s, ílovito-piesčitá hlina $k_f = 3{,}5 \cdot 10^{-7}$ m/s, piesčitá hlina $k_f = 1{,}3 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Pri určovaní mechanických vlastností zemín sa hlavný dôraz kládol na zistenie parametrov šmykovej pevnosti súdržných zemín, pretože pri riešení stabilitných úloh sú to rozhodujúce vstupné údaje. Parametre efektívnej šmykovej pevnosti sa určovali konsolidovanými odvodnenými čeľusťovými šmykovými skúškami. Rýchlosť posunu spodnej čeľuste prístroja, t. j. rýchlosť vyvodzovania vodorovnej šmykovej deformácie na vzorke, sa v závislosti od granulometrického zloženia zeminy volila od 0,01—0,002 mm/min pri zvislom normálovom napätí $\sigma = 0{,}05—0{,}5$ MPa. Určili sa parametre efektívnej šmykovej pevnosti, a to vrcholová šmyková pevnosť charakterizovaná uhlom pevnosti v šmyku φ_v' a súdržnosť c', reziduálna šmyková pevnosť vyjadrená reziduálnym uhlom φ_r' a reziduálnou súdržnosťou c_r'. Reziduálna šmyková pevnosť sa zisťovala reverzibilnou metódou v čeľusťovom šmykovom prístroji. Na obr. 4 sú medzné čiary vrcholovej a reziduálnej pevnosti. Charakterizuje ich rovnica $\tau_v = c' + \sigma' \cdot \mathrm{tg}\ \varphi_v'$, resp. $\tau_r = c_r' + \sigma' \cdot \mathrm{tg}\ \varphi_r'$.

Vrcholová šmyková pevnosť zemín sa aktivizuje pri malých šmykových pretvoreniach zemín a charakterizuje vnútorný odpor zemín nenarušených svahovými pohybmi. Na obr. 5 je závislosť vrcholového uhla pevnosti v šmyku od vlhkosti zeminy a jej plastických vlastností vyjadrených hodnotou I_p. Reziduálna šmyková pevnosť zodpovedá vnútornému odporu súdržných zemín porušených svahovými pohybmi, kde došlo k značným šmykovým deformáciám zemín po vytvorenej šmykovej ploche.



Obr. 4. Šmyková pevnosť súdržných zemín — konsolidované odvodnené skúšky zemín, σ = normálové napätie, τ = tangenciálne napätie
Fig. 4. Shear strength of the cohesive soils — consolidated drained tests, σ = normal stress, τ = tangential stress

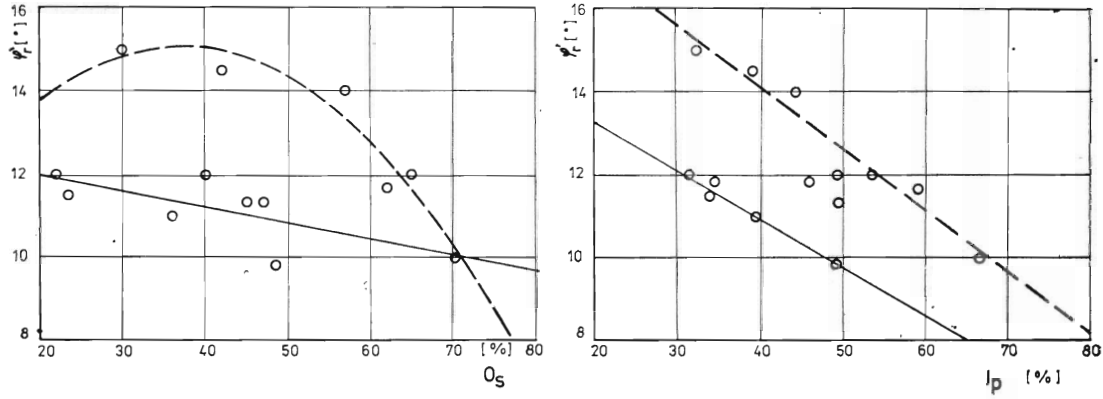


Obr. 5. Vplyv vlhkosti w_k na uhol šmykovej pevnosti φ_v
Fig. 5. Influence of the water content w_k on the shear strength angle φ_v

Na obr. 6 je naznačená závislosť reziduálneho uhla φ'_r od obsahu ílovitých zŕn a od plastických vlastností zemín vyjadrených hodnotou I_p.

Na zistenie celkovej šmykovej pevnosti zeminy pri rýchlom priťažovaní (proces priťažovania zeminy prebieha rýchlejšie ako jej konsolidácia) sa vykonali triaxiálne nekonsolidované neodvodnené skúšky súdržných zemín. Dosiahnuté parametre totálnej šmykovej pevnosti — totálny uhol pevnosti v šmyku φ_u a totálna súdržnosť c_n — ovplyvňuje granulometrické zloženie zeminy, jej plastické vlastnosti a fyzikálny stav, ktorý sa najčastejšie vyjadruje číslom konzistencie I_c. Výsledky šmykovej pevnosti súdržných zemín prevažne pevnej konzistencie stručne hodnotí tab. 2.

Deformačné charakteristiky súdržných zemín sa určovali oedometrickými skúškami stlačiteľnosti. Počiatočný zaťažovací stupeň sa rovnal veľkosti geostatického tlaku pôsobiaceho na vzorku zeminy v da-



Obr. 6. Vplyv obsahu ílovitých zŕn a indexu plasticity od hodnoty φ_r. O_s — obsah ílovitých zŕn < 0,002 mm, I_p — index plasticity, φ_r' — reziduálny uhol šmykovej pevnosti
Fig. 6. Influence of the clay fraction content and the plasticity index on values φ_r. O_s — clay particles content 0,002 mm, I_p — index of plasticity, φ'_r — angle of the residual shear strength

Parametre šmykovej pevnosti súdržných zemín
Parameters of the shear strength of the cohesive soils

Tab. 2

	Typ zeminy	íly, ílovité hliny	ílovito-piesčité hliny piesčité hliny
efektívne parametre pevnosti	vrcholový uhol pevnosti v šmyku φ'_v	21°30' — 15°40'	26° — 21°30'
	vrcholová súdržnosť c' [MPa]	0,03 — 0,01	0,035 — 0,01
	reziduálny uhol pevnosti v šmyku φ'_r	12° — 9°	15° — 12°
	reziduálna súdržnosť c'_r [MPa]	0,0	0,05 — 0,0
totálne parametre	totálny uhol pevnosti v šmyku φ_u	0°	12° — 6°30'
	totálna súdržnosť c_u [MPa]	0,19 — 0,10	0,17 — 0,07

nej hĺbke. Určené oedometrické moduly stlačiteľnosti M_0 závisia od typu zeminy a jej fyzikálneho stavu, ako aj od úrovne normálových napätí σ. Priemerné hodnoty M_0 súdržných zemín pevnej konzistencie neporušených svahovými pohybmi uvádza tab. 3.

Vzorky zeminy odobraté z prehnetených zón vykazovali vyššiu stlačiteľnosť. Prejavilo sa to v poklese hodnôt $M_0 = 5{,}8$ až 10,8 MPa pri zvislom napätí σ v intervale priťaženia 0,40 až 0,80 MPa. Pri určovaní fyzikálnych vlastností zemín po skúške sa vo vzorkách identifikovali lesklé šmykové zrkadlá s rozličnou orientáciou šmykových plôch. Hodnoty mechanických vlastností súdržných zemín závislé od ich fyzikálnych a opisných vlastností sú v literatúre (Menzelová in Otepka et al., 1983).

Piesčité zeminy. Ide prevažne o jemnozrnný a strednozrnný hlinitý až ílovitý piesok s premenlivým obsahom ílovitých a prachovitých zŕn 10—45 % (zrná $\varnothing < 0{,}063$ mm). Polohy čistého piesku sú ojedinelé. Ide o vrstvy malej mocnosti, často s prímesou obliakov štrku. Obalové krivky zrnitosti piesčitých zemín uvádza obr. 2. Piesčité zeminy sú nositeľmi podzemnej vody pochádzajúcej zo zrážok. Z hlinitého piesku so zvýšeným obsahom prachových zŕn sa nám podarilo odobrať čiastočne neporušené vzorky a z nich sme určili základné fyzikálno-mechanické vlastnosti zemín.

Šmykovú pevnosť hlinitého piesku sme určovali jednak z odobratých neporušených vzoriek, ktoré sme v čeľusťovom šmykovom prístroji dohutnili tlakom rovnajúcim sa geostatickému tlaku. Ďalej sme z odobratých porušených vzoriek hlinitého piesku nahutnili vzorky priamo do šmykového čeľusťového prístroja na objemovú hmotnosť piesku získanú odbernými valcami v teréne. Určovali sme parametre šmykovej pevnosti zahlineného piesku pri prirodzenej vlhkosti a pri jeho nasýtení vodou.

Podľa výsledkov laboratórnych skúšok a ČSN 731001 uvažujeme nasledujúce hodnoty fyzikálno-mechanických vlastností prirodzene vlhkého zahlineného piesku: objemová tiaž γ [kNm^{-3}] : 17,20—17,60 efektívny uhol vnútorného trenia φ' : 28°—30°, efektívna súdržnosť c' [MPa] : 0,0, modul pretvárnosti E_0 [MPa] : 8,0—15,0, koeficient filtrácie k_f [ms^{-1}] : 5 . 10^{-5}.

Piesok pod hladinou podzemnej vody, t. j. nasýtený vodou, vykazuje nižšie hodnoty parametrov šmykovej pevnosti a modulov pretvárnosti, a to uhol vnútorného trenia φ' : 25°—26° a modul pretvárnosti E_0 [MPa] : 5,2—10,0.

Hodnoty parametrov mechanických vlastností zahlineného piesku ovplyvňuje množstvo a typ ílovitej a prachovitej frakcie zŕn.

Charakteristika svahových porúch

Svahové poruchy lemujú západný okraj Záluzianskej pahorkatiny od Hlohovca až po Sereď v súvislom pruhu. Podľa klasifikácie svahových pohybov (Nemčok — Pašek — Rybář, 1974) sme v skúmanom území vyčlenili tieto typy svahových porúch (obr. 1): povrchové plazenie, zosuvy a zemné prúdy, zemné zrútenia.

Povrchové plazenie

Predstavuje pomalý pohyb v povrchových zónach, podmienený najmä litologickým zložením sedimentov a sezónnymi zmenami klimatických činiteľov. Postihuje prevažne pokryvné útvary a vrchné časti pliocénnych sedimentov do maximálnej hĺbky 3—4 m. Morfologicky sa prejavuje nepravidelným zvlnením terénu bez otvorených trhlín. Vyskytuje sa iba lokálne, najmä v strednej, menej často v hornej časti svahu.

Zosuvy a zemné prúdy

Sú v celom záujmovom území a majú plošné, prúdové aj frontálne tvary. V zmysle použitej klasifikácie (Nemčok — Pašek — Rybář, 1974) ich hodnotíme ako prirodzené recentné periodické zosuvy s retrográdnym postupom. Podľa aktivity a morfologických znakov sme vyčlenili tri generácie zosuvov.

I. generáciu predstavujú najstaršie zosuvné poruchy. Sú takmer v celom území. Viažu sa na vyššiu eróznu bázu a vyvinuli sa už do záverečného štádia, keď sa svah vo vzťahu k pôdnej eróznej báze stabilizoval. Morfologické tvary zosuvov sú zastreté a

Oedometrické moduly pretvárnosti ílovitých zemín
Oedometric deformation modulus of the clayey soils

Tab. 3

Typ zeminy	Interval zvislého napätia σ [MPa]	Oedometrický modul pretvárnosti M_{0} [MPa]
vysokoplastické ílovité hliny	0,05 - 0,30	8,30 - 11,80
íly	0,40 - 0,60	13,00 - 14,50
ílovito piesčité hliny	0,30 - 0,60	14,70 - 20,00
piesčité íly s obsahom konkrécií $CaCO_3$	0,60 - 0,80	17,90 - 25,40

nevýrazné. Ich terajší povrch má priemerný sklon 8°. Zosuvmi I. generácie sú postihnuté aj hlbšie časti pliocénnych sedimentov a zasahujú do väčšej ako 30 m hĺbky (Otepka et al., 1983). Svahové pohyby sa prejavujú vznikom rozsiahlych šmykových zón mocných niekoľko m. Zosuvy tejto generácie sú stabilizované. Geodetické merania pri nich nezistili nijaký svahový pohyb, resp. zaregistrovali len pohyb v rámci chýb merania (do 9 mm; Abelovič in Otepka et al., 1983).

Zosuvy druhej generácie predstavujú oživenie zosuvnej činnosti na svahoch porušených zosuvmi prvej generácie. Sú v pokročilom až záverečnom štádiu vývoja. Reliéf zosuvov čiastočne zotrela agrotechnická činnosť, odlučné hrany premodelovala ronová činnosť a zosuvy sú málo výrazné. Hĺbka zosuvov druhej generácie zasahuje maximálne do 20 m. Pohyby sa vo väčšine prípadov prejavujú ešte súvislými šmykovými zónami mocnými 1—3 m, zriedka šmykovými plochami mocnými 0,3—0,5 m. Zosuvy sú aj podľa geodetických meraní potenciálne až pokojné. Maximálna veľkosť pohybov zistená v potenciálnych zosuvoch je 26—32 mm za rok (Abelovič in Otepka et al., 1983).

Tretiu generáciu tvoria zosuvy viažúce sa na dnešnú úroveň eróznej bázy. Sú to aktívne až potenciálne prirodzené recentné periodické zosuvy v počiatočnom až pokročilom štádiu vývoja. Regresívne sa rozširujú smerom do svahu. Morfologicky sú zreteľne ohraničené. Výrazné sú najmä odlučné hrany (foto 6), akumulačné valy a pri prúdových zosuvoch aj transportačné časti (foto 7). Odlučné hrany sú strmé až zvislé a často vytvárajú aj niekoľko stupňov nad sebou (foto 8). Ich výška kolíše od 2 do 20 m. Zosuvy tretej generácie siahajú prevažne do hĺbky 10—15 m, ale časté sú aj šmykové plochy v hĺbke 20—30 m. Hlboké šmykové plochy sa overili aj geoakustickými meraniami (Bláha

Foto 6. Výrazné odlučné hrany zosuvov tretej generácie južne od Hlohovca
Photo 6. Expressive parting edges of third generation slides to the south of Hlohovec

in Otepka et al., 1983). Šmykové plochy sú rotačné, rotačno-planárne alebo kombinované. Sústreďujú sa do úzkych polôh mocných 0,30—0,60 m a iba zriedka sa vyskytujú šmykové zóny mocné 1—2 m.

Charakteristickou formou zosuvov sú zosuvy „blokového" tvaru. Sú takmer v celom území. Vytvárajú typický stupňovitý reliéf s výškou stupňov 5—10 m, lokálne až 15—20 m. Najväčší rozsah majú v severnej časti územia medzi Hlohovcom

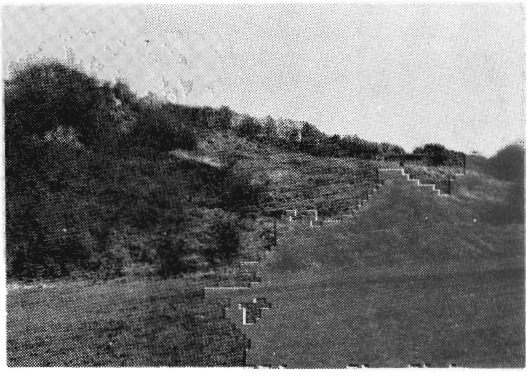


Foto 7. Aktívny prúdový zosuv so zreteľnou transportačnou časťou a akumulačnými valmi
Photo 7. Active stream slide with evident transportation part and accumulation ramparts

a Bojničkami a v strednej časti medzi Posádkou a Vinohradmi nad Váhom.

V zosuvoch tretej generácie možno rozlíšiť niekoľko stupňov vývoja. Kým akumulačné časti prvého stupňa sú už relatívne stabilné, horný stupeň je aktívny a zosuvy sa regresívne rozširujú do svahu.

Zemné zrútenia

Sú typicky vyvinuté v južnej časti územia v okolí Šintavy v nárazovom brehu Váhu. Vytvárajú kolmé steny vysoké 8—12 m, ktoré pod vplyvom bočnej erózie Váhu opadávajú a postupne sa rozširujú (foto 9). Kombinujú sa so zosuvmi „blokového" tvaru menších rozmerov. Brehová čiara tu ustupuje rýchlosťou 1—2 m za rok (Otepka et al., 1983).

Geotechnické zhodnotenie územia a posúdenie stability svahov

Celé zosuvné územie od Hlohovca po Sereď sa rozdeľuje na menšie úseky, charakterizované geologickými priečnymi profilami I — XXII (obr. 1). Z hľadiska morfológie svahu a aktivity zosuvných procesov ich možno rozdeliť na tri základné typy.

Predpoklady a vstupné parametre výpočtov stability svahov

Pri posudzovaní stability svahov sledovaného územia sme prijali nasledujúce východiská:

1. Ide o svahové pohyby po plochách predurčených geologickými podmienkami.

2. Tvar šmykovej plochy — polygónová šmyková plocha premenlivej krivosti — je určený výskytom zmäkčených súdržných zemín na styku so zvodnenými piesčitými polohami, zistenou úrovňou hladiny podzemnej vody a výskytom polôh prehnetených vysokoplastických súdržných zemín.

3. Stabilita svahov bola vypočítaná klasickou prúžkovou metódou podľa Pettersona (Jesenák, 1979) a zovšeobecnenou prúžkovou metódou podľa N. Janbua (1973). Výpočet stupňa stability F podrobne opisuje literatúra (Janbu, 1973; Jesenák 1979).

4. Do výpočtu vnútorných síl odporu zeminy proti ušmyknutiu pôsobiacich na

Foto 8. Stupňovité odlučné hrany aktívnych zosuvov tretej generácie južne od Hlohovca
Photo 8. Stepped parting edges of active slides of third generation south of Hlohovec

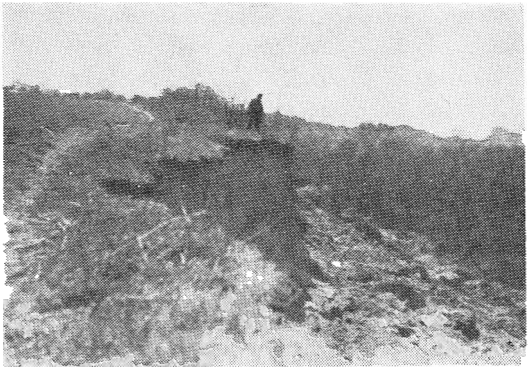


Foto 9. Aktívne zemné zrútenia v nárazovom brehu Váhu severne od Šintavy
Photo 9. Active earth collapse in concave bank of Váh river north of Šintava

šmykovej ploche zavádzame nasledujúce parametre šmykovej pevnosti vysokoplastických súdržných zemín:

— Vo svahoch s výraznou odlučnou oblasťou zosuvu tvorenou strmými stenami, kde nastal presun zeminy po šmykovej ploche, charakterizujeme vnútorný odpor zeminy reziduálnou šmykovou pevnosťou s parametrami φ_r', c_r' pôsobiacimi po celej dĺžke šmykovej plochy. Ide o dočasne pokojné zosuvy po uvažovaných šmykových plochách. Ich aktivizácia závisí od zmeny pôsobenia faktorov vyvolávajúcich zosuv, hlavne od kolísania hladiny podzemnej vody.

— Pri šmykových plochách zosuvov prebiehajúcich v súčasnosti, resp. prognózach nasledujúcich deformácií svahov, kde sú pozdĺžne trhliny a deformácie vznikajúce v odlučnej oblasti malých rozsahov, v časti aktívnej zóny uvažujeme pôsobenie vnútorného odporu zemín charakterizovaného hodnotami parametrov vrcholovej šmykovej pevnosti φ_v', c'.

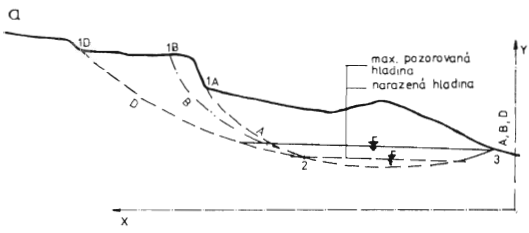
5. Pre veľkú vzdialenosť medzi prieskumnými sondami (150—200 m) je ťažké diferencovane určovať hodnotu φ_r', c_r' súdržných zemín pôsobiacich na jednotlivých úsekoch šmykovej plochy. Preto sa výpočet stability svahu vykonal formou parametrickej štúdie. Predpokladáme, že šmyková plocha v súdržných zeminách rovnakého typu prebieha po celej dĺžke. Pri alternatívnom riešení stability svahu postupne dosadzujeme priemerné hodnoty parametrov reziduálnej šmykovej pevnosti $\varphi^r' = 11{,}5°$, $c_r' = 0$ až po hodnoty max. $\varphi_r' = 14$, $c_r' = 0{,}5$ kPa a priemerné hodnoty parametrov vrcholovej šmykovej pevnosti $\varphi_v' = 21°$, $c' = 20$ kPa po hodnoty min. $\varphi_v' = 16°$ min, $c' = 10$ kPa podľa zásad uvedených v bode 4. Takto vypočítané stupne stability svahu pre jednotlivé šmykové plochy predstavujú uzavretý interval a skutočný stupeň stability F sa pohybuje medzi týmito hodnotami.

6. Úroveň hladiny podzemnej vody sa v geologických profiloch uvažuje v stabilitných výpočtoch ako stav, ktorý bol v čase vykonávania terénnych vrtných prác charakteristický narazenou a ustálenou hladinou podzemnej vody, a stav, ktorý simuluje maximálnu hladinu podzemnej vody pod terénom určený na základe porovnaní kolísania hladín podzemnej vody v jednotlivých prieskumných sondách.

Posudzovanie stability svahov

Stabilitu svahov sme hodnotili vo VÚIS Bratislava podľa programu STABIL (prevzatého z Katedry gotechniky SVŠT) na minipočítači PDP-8, ktorý obsahuje obidve prúžkové výpočtové metódy stability svahov s polygónovými šmykovými plochami premenlivej krivosti. Program STABIL používa postup GPS (Generalized Producers of Slices), ktorý publikoval N. Janbu roku 1973, a program STABILITA SVAHU podľa Staněka (1977). Vstupné údaje programu definujú geometriu povrchu svahu šmykovej plochy, hladiny podzemnej vody a fyzikálno-mechanické charakteristiky zemín v jednotlivých úsekoch polygónovej šmykovej plochy. Výsledkom výpočtu stability svahov sú vnútorné normálové a tangenciálne sily (resp. aj medziprúžkové sily pri metóde podľa N. Janbua) pôsobiace v úsekoch šmykovej plochy a vypočítaný stupeň stability svahu F. Na obr. 7 je príklad vstupných údajov na výpočet stability svahu v profile II—II' pre šmykové plochy A, B a D. Geometria povrchu svahu, šmykovej plochy a hladiny podzemnej vody je definovaná x, y — súradnicami zvolených bodov. Na obr. 8 sú vypočítané stupne stability svahu v závislosti od zvolených vstupných údajov. Premenlivým prvkom je úroveň hladiny podzemnej vody a parametre šmykovej pevnosti súdržných zemín. Na obr. 9 sú graficky zná-

a



b

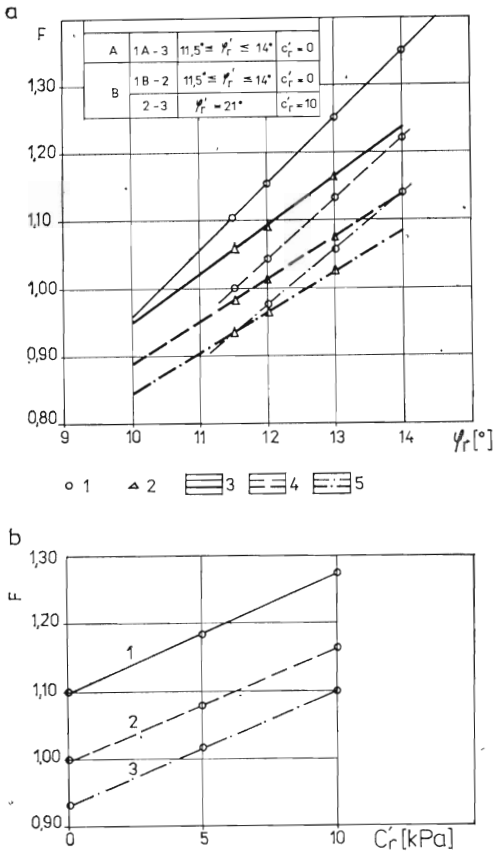
ŠMYKOVÁ PLOCHA			PARAMETRE ZEMÍN		
znak	úsek	dĺžka úseku [%]	uhol pevnosti v šmyku φ' [°]	súdržnosť c' [kPa]	objemová tiaž [kNm^{-3}]
A	1A – 3	100	$11{,}5 \leq \varphi_r' \leq 14$	$0 \leq c_r' \leq 10$	20,6
B	1B – 2	30	$\varphi_v' = 21$	$c' = 20$	20,6
	2 – 3	70	$11{,}5 \leq \varphi_r' \leq 14$	$0 \leq c_r' \leq 5$	
D	1D – 2	63	$\varphi_v' = 21$	$c' = 20$	20,6
	2 – 3	47	$\varphi_r' = 11{,}5$	$c_r' = 0$	

Obr. 7. Vstupné údaje pre stabilitné výpočty — geologický profil II—II'. a — schematický náčrt profilu, b — tabuľka vstupných parametrov zemín
Fig. 7. Input data for the stability calculations — geological profile II — II'. a — schematic outline of the profile, b — table of the input parameters of soils

zornené výsledky stabilitných výpočtov pre šmykovú plochu A a B a uvedená závislosť vypočítaného stupňa stability F od parametrov šmykovej pevnosti φ_r', c_r' pri jednotlivých uvažovaných hladinách podzemnej vody. Ako vychodí z uvedených výsledkov, úroveň hladiny podzemnej vody má na stabilitu svahu značný vplyv. Hodnoty $F < 1{,}0$ dokumentujú, že v relatívne stabilnom svahu sa pri zvýšení hladiny podzemnej vody aktivizujú svahové pohyby. Prognózu vývoja svahových porúch vyjadrenú hodnotami F pri uvažovaných šmykových plochách v profile II—II' naznačuje obr. 10. Do výpočtu sme zaviedli priemerné hodnoty parametrov šmykovej pevnosti súdržných zemín. Takýmto spôsobom sa zhodnotili všetky vybrané geologické profily zastupujúce tri typy svahových porúch územia. Ďalej sa v profile IV—IV' na šmykovej ploche B simulovali vplyvy vyčerpávania šmykovej pevnosti na hodnoty stupňa stability svahu F. Výsledky výpočtov sú na obr. 11. Šmyková plocha B sa skladá z úseku 1B-2, pri ktorom je vnútorný odpor zeminy vyjadrený parametrami vrcholovej šmykovej pevnosti φ_v' c', a úseku 2-3B, v ktorom po ploche pôsobí reziduálna šmyková pevnosť zemín. Vyčerpávaním šmykovej pevnosti v úseku 1B-2 z priemerných hodnôt φ_v', c' cez hodnoty min. φ_v' min. c' na hodnoty φ_r' a c_r' klesá stupeň stability F pri jednotlivých uvažovaných úrovniach hladiny podzemnej vody tak, ako uvádza obr. 11. Pri uvažovaní stavu s ustálenou hladinou

ŠMYKOVÁ PLOCHA	HLADINA PODZEMNEJ VODY	DĺŽKA ŠMYKOVEJ PLOCHY PRE JEDNOTLIVÉ ÚSEKY (%)	VSTUPNÉ ÚDAJE: UHOL φ' RESP. φ_r'	SÚDRŽNOSŤ c' RESP. c_r' [kPa]	OBJEM. TIAŽ γ [kN/m^3]	STUPEŇ STABILITY F PRE PODMIENKY V BODE 2: podľa Pettersona	podľa Janbua	F AK SVAH JE BEZ PODZ. VODY
1	2	3	4	5	6	7	8	9
A	narazená H5J-11 157,42 m.n.m.	100 %	11,5	0,0	20,6	0,997		1,106
			12,0	0,0	20,6	1,042		1,156
			13,0	0,0	20,6	1,132		1,256
			14,0	0,0	20,6	1,222		1,356
			11,5	5,0	20,6	1,083		1,193
			11,5	10,0	20,6	1,169		1,279
A	max. pozorovaná na V H5J-11 160,62 m.n.m.	100 %	11,5	0,0	20,6	0,932		
			12,0	0,0	20,6	0,974		
			13,0	0,0	20,6	1,058		
			14,0	0,0	20,6	1,142		
			11,5	5,0	20,6	1,018		
			11,5	10,0	20,6	1,104		
B	narazená hladina	30,28 %	21,0	20,0	20,6	0,979		1,058
		69,72 %	11,5	0,0				
		30,28 %	21,0	20,0	20,6	1,010		1,093
		69,72 %	12,0	0,0				
		30,28 %	21,0	20,0	20,6	1,074		1,164
		69,72 %	13,0	0,0				
		30,28 %	21,0	20,0	20,6	1,031		1,110
		69,72 %	11,5	5,0				
B	max. pozorovaná hladina	30,28 %	21,0	20,0	20,6	0,934		1,058
		69,72 %	11,5	0,0				
		30,28 %	21,0	20,0	20,6	0,964		1,093
		69,72 %	12,0	0,0				
		30,28 %	21,0	20,0	20,6	1,023		1,164
		69,72 %	13,0	0,0				
		30,28 %	21,0	20,0	20,6	0,986		1,110
		69,72 %	11,5	5,0				
D	narazená hladina	52,85 %	21,0	20,0	20,6	1,161	1,180	1,202
		47,15 %	11,5	0,0				
		52,85 %	21,0	20,0	20,6	1,184	1,20	1,226
		47,15 %	11,5	5,0				
D	max. pozorovaná hladina	52,85 %	21,0	20,0	20,6	1,139	1,150	1,202
		47,15 %	11,5	0,0				
		52,85 %	21,0	20,0	20,6	1,156	1,170	1,226
		47,15 %	11,5	5,0				

Obr. 8. Výsledky stabilitných výpočtov v profile II—II'
Fig. 8. Results of the stability analysis for the profile II — II'

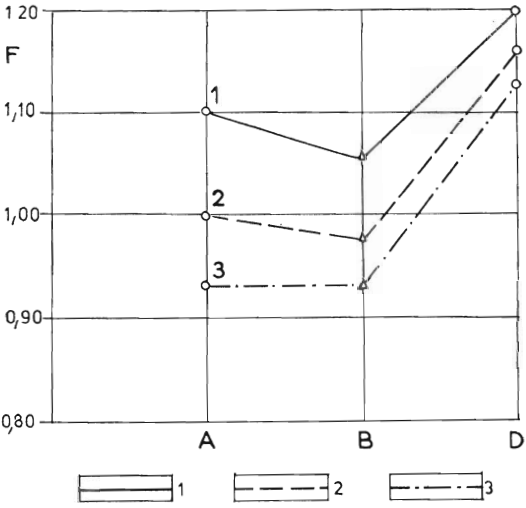


Obr. 9. Vplyv parametrov šmykovej pevnosti zemín na hodnotu stupňa stability F v profile II—II'. a — vplyv uhla šmykovej pevnosti φ_r na hodnoty F, 1 — šmyková plocha A, 2 — šmyková plocha B, 3 — svah bez vody, 4 — svah s narazenou hladinou vody, 5 — svah s maximálnou hladinou vody, b — vplyv súdržnosti c_r na hodnoty F pre šmykovú plochu A, 1 — svah bez vody, 2 — svah s narazenou hladinou vody, 3 — svah s maximálnou hladinou vody

Fig. 9. Influence of the shear strength parameters on the value of the factor of safety F for the profile II — II'. a — influence of the shear strength angle φ_r on the values F, 1 — slip surface A, 2 — slip surface B, 3 — dry slope (no water), 4 — slope with pierced ground water level, 5 — slope with maximum observed ground water level; b — influence of the cohesion c_r on the values F for shear surface A, 1 — slope with no water, 2 — slope with pierced ground water level, 3 — slope with maximum observed ground water level

je svah aj pri poklese šmykovej pevnosti z hodnôt φ_v' c' na hodnoty φ_r', c_r' relatívne stabilný — je v stave medznej rovnováhy. Pri zvýšení hladiny podzemnej vody klesá stupeň stability F pod medznú hodnotu, a tak nastáva deformácia svahu po ploche B. Obr. 12 zachytáva vývoj svahových porúch v profile XI—XI', pri ktorých sú charakteristické viaceré vývojové štádiá, a to šmyková plocha A až F. Sú na ňom uvedené vypočítané stupne stability svahu F v závislosti od zvolených vstupných údajov.

Na základe výpočtov stability možno vyčleniť oblasti s relatívne stabilnými svahmi

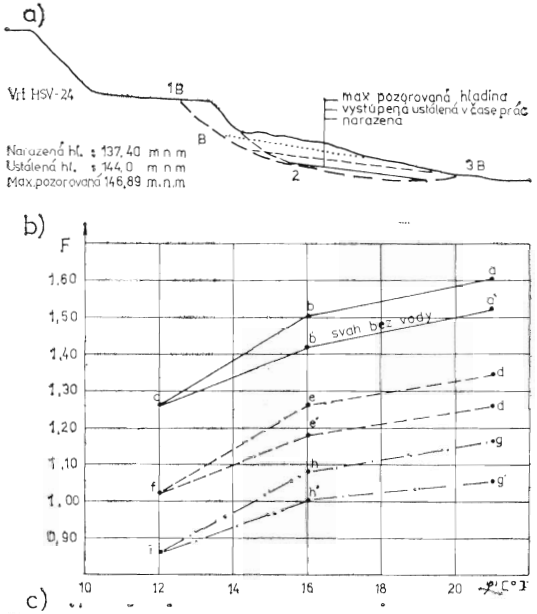


Obr. 10. Vývoj svahových porúch a stupňa stability F v profile II—II'. 1 — svah bez vody, 2 — svah s narazenou hladinou vody, 3 — svah s maximálnou hladinou vody, F — stupeň stability, A, B, D — šmykové plochy; *poznámka:* Výpočet F je vykonaný pre parametre $\varphi_v = 21°$, c' = 20 kPa, $\varphi_r = 11{,}5°$, $c_r = 0$, $\gamma = 20{,}6$ kNm^{-3}

Fig. 10. Development of the slope failures and the factor of safety F in the profile II — II'. 1 — slope with no water, 2 — slope with pierced ground water level, 3 — slope with maximum observed ground water level, F — factor of safety, A, B, D — slip surface. *Remark:* Calculation of F is done for the parameters $\varphi_v = 21°$, c' = 20 kPa, $\varphi_r = 11{,}5°$, $c_r = 0$, $\gamma = 20{,}6$ kNM^{-3}

a oblasti živých, aktívnych zosuvov. Pre najstabilnejšie svahy je charakteristický stupňovitý reliéf, akým je napr. profil XI—XI' na obr. 12. Najaktívnejšie zosuvy majú slabo vyvinutú akumulačnú oblasť, resp. akumulačný val tvoria strmé steny (obr. 13), čo v mnohých prípadoch spôsobuje bočná erózia Váhu. Vypočítané stupne stability svahu F pri tomto type, nezávislé od úrovne hladiny podzemnej vody, sú $F < 1,0$. Podzemná voda je jedným z hlavných činiteľov vyvolávajúcich svahové pohyby. Vypočítané stupne stability svahov F dokazujú, že stúpanie hladiny podzemnej vody aktivizuje aj dočasné pokojné zosuvy. Kolísanie hladiny podzemnej vody (v priemere 3—5 m — rozdiel medzi maximálnou pozorovanou a narazenou hladinou) sa prejavilo poklesom stupňa stability $\Delta F = 0,05—0,23$.

Po vybudovaní vodného diela Veľká Sereď, s maximálnou hladinou v nádrži na kóte 141,50 m n. m., možno očakávať zvýšenie hladiny podzemnej vody vo svahoch. Tento stav sa vzal do úvahy vo výpočtoch stability vo vybranom profile VI a XV, kde sa zásluhou zvýšenia hladiny podzemnej vody prejavil pokles stupňa stability F o hodnotu $\Delta F = 0,15—0,32$. Tým sa zaktivizujú aj oblasti relatívne stabilných svahov. Z hľadiska vplyvu vodného diela na stabilitu svahov územia, a tým aj z ekonomického hľadiska, sa javí ako výhodná kanálová alternatíva s nádržou Zelenice s vodným stupňom Sereď. Vytvorením ľavobrežnej hrádze pozdĺž nádrže sa vylúči negatívny vplyv vodného diela na okolité svahy.



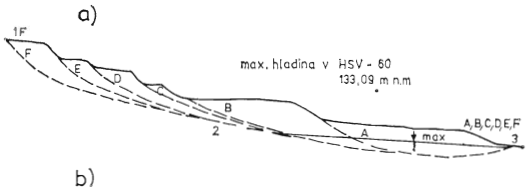
hladina	OZNAČENIE BODU NA GRAFE	ÚSEK ŠMYKOVEJ PLOCHY	VSTUPNÉ ÚDAJE φ [°]	c [kPa]	γ [kN/m³]	F PETTERSON
ustálená	a	1B - 2 2 - 3	21,0 11,5	20,0 0	20,6	1,345
	a'	1B - 2 2 - 3	21,0 11,5	10,0 0	20,6	1,260
	e	1B - 2 2 - 3	16,0 11,5	20,0 0	20,6	1,261
	e'	1B - 2 2 - 3	16,0 11,5	10,0 0	20,6	1,177
	f	1B - 3	11,5	0	20,6	1,021
max. pozorovaná	g	1B - 2 2 - 3	21,0 11,5	20,0 0	20,6	1,162
	g'	1B - 2 2 - 3	21,0 11,5	10,0 0	20,6	1,078
	h	1B - 2 2 - 3	16,0 11,5	20,0 0	20,6	1,089
	h'	1B - 2 2 - 3	16,0 11,5	10,0 0	20,6	1,004
	i	1B - 3	11,5	0	20,6	0,857

Obr. 11. Vplyv poklesu šmykovej pevnosti na hodnoty stupňa stability F na šmykovej ploche B v profile IV — IV'. a — schematický náčrt profilu b — závislosť hodnôt F od parametrov šmykovej pevnosti; *poznámka:* úsek 1 B-2 je 23,9 % z dĺžky šmykovej plochy, úsek 2—3 B je 76,1 % z dĺžky šmykovej plochy, c — výsledky stabilitných výpočtov v profile IV — IV' — šmyková plocha B

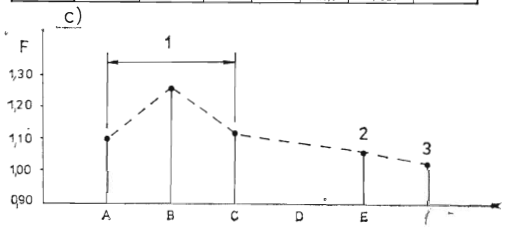
Fig. 11. Influence of the shear strength decrease on the values of the factor of safety F for the slip surface B in the profile IV — IV'. a — schematic outline of the profile, b — dependence of the values F on the parameters of shear strength. *Remark:* section 1B-2 is 23,9 % of the slip surface length, section 2—3B is 76,1 % of the slip surface length, c — results of the stability calculations for the profile IV — IV'

Sanačné opatrenia

Úlohou sanácie je vylúčiť zosuvnú činnosť, a teda vyvolať zmenu podmienok pôsobenia faktorov vyvolávajúcich svaho-



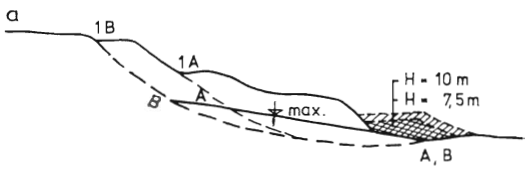
ŠMYKOVÁ PLOCHA	HLADINA PODZEMNEJ VODY	DĹŽKA ŠMYK. PLOCHY PRE UVEDENÉ VSTUPY	VSTUPNÉ ÚDAJE			STUPEŇ STABILITY F	
			φ' [°]	c' [kPa]	γ' [kN/m³]	PODĽA PETTERSONA	PODĽA JANBU
1	2	3	4	5	6	7	8
A	max. pozorovaná	100 %	11,5	0	20,6	1, 10	1, 16
			11,5	5,0	20,6	1, 25	1, 25
B	max. pozorovaná	100 %	11,5	0	20,6	1, 206	
			11,5	5,0	20,6	1, 306	
C	max. pozorovaná	100 %	11,5	0	20,6	1, 121	1, 14
			11,5	5,0	20,6	1, 210	1, 23
E	max. pozorovaná	100 %	11,5	0	20,6	1, 064	1, 09
			11,5	5,0	20,6	1, 43	1, 17
B'	max. pozor	100 %	11,5	0	20,6	1 202	
F'	max. pozor	100 %	11,5	0	20,6	1, 167	
F	max. pozorovaná	31,35 %	21,0	20,0			
		68,65%	11,5	0	20,6	1, 586	
		100 %	11,5	0	20,6	1, 027	



Obr. 12. Vývoj svahových porúch v profile XI — XI'. a — schematický náčrt profilu, b — výsledky stabilitných výpočtov, c — grafické znázornenie vývoja stupňa stability F na jednotlivých šmykových plochách; 1 — I. a II. etapa svahových pohybov, 2 — III. etapa v súčasnosti prebiehajúcich zosuvov, 3 — prognóza vzniku nových šmykových plôch

Fig. 12. Development of slope failures in the profile XI — XI'. a — schematic outline of the profile, b — results of the stability calculations, c — graphical depiction of the development of the factor of safety for individual slip surfaces. 1 — first and second stages of the slope failures, 2 — third stage of the presently active slope movements, 3 — expected development of the new slip surfaces

vé pohyby. Aktívne činitele zosuvu možno obmedziť znížením negatívneho účinku podzemnej vody, úpravou svahu znížiť hmotnosť zeminy v aktívnej zóne zosuvu alebo zvýšiť účinnosť pasívnych síl priťažením päty svahov. Pretože zásobu pod-



b

šmyková plocha	hladina podzemnej vody	dĺžka šmykovej plochy	vstupné údaje			stupeň stability F podľa Pettersona			výška prísypu H[m]
			φ' [°]	c' [kPa]	γ' [kNm⁻³]	súčasný stav		sanácia prísypom	
						svah s vodou	bez vody	svah s vodou	bez vody	
A	max pozorovaná	100 %	14,0	0,0	20,6	0,86	1,05	1,08	1,30	7,5
								1,20	1,43	10,0
B		100%	14,0	0,0	20,6	0,90	1,11	1,10	1,28	7,5
								1,23	1,42	10,0

Obr. 13. Výsledky výpočtov stability svahu v profile VII—VII' s uvážením sanačných prísypov

Fig. 13. Results of the slope safety factor analysis for the profile VII — VII' considering the stabilizing berms

zemnej vody výrazne dotujú zrážky, povrchovou úpravou terénu a povrchovým odvodnením treba vodu zo svahu rýchlo stiahnuť. Povrchová úprava terénu spočíva v zaplnení trhlín v odlučnej oblasti, eróznych rýh, vo vyplnení depresií a úprave povrchu akumulačných valov. Rozsah plošnej a hĺbkovej erózie svahov možno znížiť vhodnou vegetáciou. Negatívny účinok podzemnej vody sa dá obmedziť odvodnením svahu horizontálnymi odvodňovacími vrtmi. Zosuvy s málo vyvinutou akumulačnou oblasťou a so strmými stenami akumulačného valu treba zabezpečiť priťažovacím násypom v päte svahu. Účinok takéhoto sanačného prvku sa overil v geologickom profile VII—VII' (obr. 13). Vo výpočte sa uvažovali dve alternatívne riešenia v závislosti od výšky prísypu, a to $h = 7,5$ a 10 m. Účinok zvýšenia pasívnych síl sa prejavil rastom stupňa stability $\Delta F = 0,12—0,20$ pri výške prísypu $h = 7,5$ m a $\Delta F = 0,2—0,30$ pri výške $h = 10$ m pri uvažovaných šmykových plochách A, B (obr. 13).

Ďalším možným sanačným prvkom je úprava svahu v odlučnej oblasti zosuvov, ale je veľkým zásahom do svahu. Úpravou nemožno vytvárať vysoké stupne, a tak úpravy zasahujú ďaleko do svahu a zemné práce majú značný rozsah. Účinok tohto sanačného prvku treba ešte overiť.

Recenzoval J. Malgot

LITERATÚRA

Adam, Z. — Dlabač, M. 1961: Nové poznatky o tektonice československé části Malé dunajské nížiny. *Věst. Ústř. úst. geol., 36, 3.*

Broďáni, V. 1956: Prieskum geomorfologický, geologický, pôdomechanický, ako aj prieskum podzemných a povrchových vôd na vodnom diele Hlohovec — Šaľa. *Manuskript — Geofond Bratislava. 79 s.*

Buroš, J. 1966: Inžinierskogeologický prieskum — zosuv pôdy Vinohrady nad Váhom. *Manuskript — IGHP Bratislava. 12 s.*

Groma, B. et al. 1959: Vodné dielo Zelenice, GP Žilina. *Manuskript — Geofond Bratislava. 87 s.*

Janbu, N. 1973: Slope Stability computations in Embaukmendam engineering. *New York, John Wiley and Sons, pp. 47—86.*

Jesenák, J. 1979: Mechanika zemín. *Bratislava, SVŠT, 419 s.*

Klimatické a fenologické pomery Západoslovenského kraja. 1968. *Bratislava. HMÚ, 335 s.*

Košťálik, J. 1965: Príspevok ku štúdiu erózie pôd v katastrálnom území Bojničky a Dvorníky. *Geograf. čas., 4, s. 301—318.*

Lešku, B. — Tichý, S. 1963: Inžinierskogeologický prieskum ľavobrežia Váhu medzi Hlohovcom a Sereďou. *Manuskript — Geofond Bratislava. 56 s.*

Lukniš, M. 1951: Zosuvné územie na ľavom brehu Váhu medzi Hlohovcom a Šintavou. *Zemepis. zbor., 3, s. 53—87.*

Mach, C. et al. 1960: Komplexný prieskum pre zadávací projekt vodné dielo Hlohovec — Sereď. *Manuskript — Geofond Bratislava. 47 s.*

Matula, M. — Hrašna, M. 1977: Kvantitatívna klasifikácia hornín na inžinierskogeologických mapách. *[Etapová výskumná správa za roky 1976—1977.] Manuskript KIG PvF UK Bratislava.*

Mesko, M. 1983: Formy erózie a jej vplyv na morfológiu svahov západného okraja Nitrianskej pahorkatiny. *In: Súčasné poznatky sledovania a hodnotenia svahových pohybov, s. 9—13.*

Nemčok, A. — Pašek, J. — Rybář, J. 1974: Dělení svahových pohybů. *Sbor. geol. věd, ř. HIG, 11, s. 77—93.*

Nemčok, A. 1977: Geological-tektonical units. On essential condition for genesis and evolution of slope movement. *Eng. Geol. (Krejeld), 16, pp. 127—130.*

Otepka, J. et al. 1983: Hlohovec — Sereď, prieskum a sanácia zosuvov. *Manuskript — IGHP Bratislava, 109 s.*

Vaškovský, I. et al. 1981: Geologicko-tektonická štúdia z územia Trnavskej pahorkatiny a v jej okolí (pre potreby JE v Jaslovských Bohuniciach). *Manuskript — GÚDŠ Bratislava, 86 s.*

Zachar, D. 1980: Erózia pôdy. *Bratislava, Veda, SAV. 479 s.*

Záruba, O. — Menci, V. 1969: Sesuvy a zabezpečování svahů. *Praha, Academia. 220 s.*

Slide slopes in the Hlohovec — Sereď section

JÁN OTEPKA — OLGA MENZELOVÁ — MIROSLAV MESKO

The western border of Nitra hilly country forming left bank slopes of Váh river is affected between Hlohovec and Sereď by extensive slope failures of slide type extending about 15.5 km and covering the area of about 10 km^2 (Fig. 1).

Slope movements complicate the possibility of Vah water work construction and are also a serious obstacle even for current utilization of this area. During the years 1978—83 the engineering-geological surveying was carried out with the objective to evaluate the territory in a complex manner both from the viewpoint of the possible construction of water work, and from the viewpoint of total utilization and environmental protection as well.

Conditions for the origin of slope failures

Suitability of terrain for slope failures to develop is formed by natural, i. e. geological-tectonic, hydrogeological, geomorphological and climatic conditions including properties of rocks (Nemčok, 1977).

Geologic-tectonic structure

Sharing on the geological structure of territory are sediments of Pliocene and Quaternary.

Pliocene sediments are developed in the whole territory. They are formed of massive strata of clay and sand with positions and lenses of sandstone, solitarily sandy gravel and/or cobblestones.

Clay and sand alternate in various ratio and irregularly both in vertical and horizontal directions thereby forming favourable conditions for slides to develop.

Quaternary sediments are represented by fluvial water sediments of Vah river, aeolian sediments, deluvial and proluvial deposits.

The tectonic character of territory structure is given by depressed tectonics. The main tectonic line is the Váh fault in N—S-direction, separating the Nitra hilly country from Trnava basin (Leško — Tichý, 1963). Oriented perpendicularly or diagonally to this direction are depression faults which are expressive even morphologically, because asymetricaly modelled valleys are linked to them.

Hydrological characteristic

In intact territory it is above all Pliocene sand and/or clayey sand that has a hydrological significance. It forms closed positions and lenses, and the ground water that accumulates takes a confined level. Sandy sediments form 2—3 aquiferous (water) horizons one above the other. The source of underground water reserves of Neogene sediments are primarily atmospheric precipitations, particularly, in the area of Nitra hilly country. In the flood plain of Vah river the Neogene strata are completed above all from gravel fluvial sediments.

In Quaternary sediments the undeground water accumulates chiefly in gravel-sand sediments of Váh river which are a good collector of undeground water. The water has a free surface and is only sporadicaly under pressure. Underground water is replenished above all through infiltration from Váh river, in a lesser extent from atmospheric precipitations and water transfer from permeable Neogene strata of Nitra hilly country.

In the faulted parts of territory the continuous circulation of undeground water is impaired. Water-bearing horizons are interrupted. Water extends into the lower parts of faulted terrain, waters it, lightens and washes fine particles out. The lower parts of parting walls and accumulations parts of slides are substantially richer in water than stable territory.

Geomorphology

The Nitra hilly country and Váh flood plain form two different morphological wholes.

Of substantial significance for the origin of slope failures is the fact that Nitra hilly country is substantially superelevated against the flood plain of Váh river. In Hlohovec this superelevation reaches 120—150 m, towards the south it decreases, and close to Šintava it is only 15—20 m. Recent movements have a considerable effect on morphologic development of territory. After Marčák (in Vaškovský et al., 1981) the territory between Hlohovec and Bojničky has the highest gradient of recent movements of depressive character (grad. $v = 15.10^{-8}$ year^{-1}).

The slopes of Nitra hilly country are formed of soft, slightly consolidated sediments of Neogene and Quaternary. That is why water erosion and precipitation and river erosion are asserting themselves in an expressive manner (photos 1, 2, 3).

Climatic conditions

Out of climatic factors the most expressive are temperature and precipitation conditions.

Temperature effects manifest themselves chiefly in surface binding soils. These, due to high temperatures during summer months, dry up and shrink, thereby creating conditions for the development of cracks (photo 4) that provide for a rapid infiltration of precipitation waters into the mass of soils resulting in the deterioration of their strength.

The effect of atmospheric precipitations makes itself felt basically in two ways. Summer precipitations are of short term character but are of high intensity and are very erosive. They condition an inclined areal erosion and cause deep erossion runnels (photo 5).

Long term precipitations with lower abundance run partially down the surface but mostly infiltrate into deeper positions causing changes in consistence of soils and reactivation of slides.

Physical-mechanical properties of soils

Territories are built of two basic types of soils — mostly coherent plastic soils and sandy soils. These types of sediments alternate irregularly and form positions of various thickness. Coherent soils are, as dependent on their age, of granulometric composition and have plastic properties. They are divided into five sets (Table 1).

Prevailing are high-plastic clayey soils up to clays with $I_p = 20—70$ %, mostly 30—50 %. They contain a fair quantity of lime, 4—30 % and sandy admixtures, and have mostly a solid consistence; at the contact with water bearing layers take solid consistence, are unstable volumetrically, which is evidenced by volumetric shrinkage $\Delta V = 5—22$ % and by one-line swelling — mostly 10—25 %. From the viewpoint of permeability these are evaluated as less permeable with average permeability coefficient $k_f = 1{,}3 . 10^{-6}$ m/s depending on sandy admixtures.

In determining mechanical properties of soils the main stress used to be placed on the specification of parameters of effective shear strength, namely, the peak and residual strength. The slide strength of soils was determined with the aid of jaw-type slide apparatus. Fig. 4 shows the mentioned lines of peak and residual shear strength determined on the basis of measured values τ_f at the selected vertical stress σ on intact soil samples.

Figs. 5 and 6 show the determined dependences of the angle of internal friction φ_v' φ_r' on plasticity I_p, humidity and content of clay grains. Total parameters of shear strength were determined in triaxial apparatus without consolidation and sample dewatering during the test.

Table 2 indicates the determined parameters of total and effective shear strength of cohesive soils.

The deformation parameters of soils were determined with the aid of oedometric tests of compressibility. The average values of oedometric compressibility moduli M_o of cohesive soils are given in Table 3.

Sandy soils are represented by fine up to mean-grained sands, mostly by slightly soily up to clayey sands. Sandy soils bear underground water supplied by filtered precipitations. The envelope curves of granularity of sandy soils are shown in Fig. 2. The shear strength of soiled sands was determined partly from intact soil samples that were additionally compacted in the jaw-type shear apparatus by static pressure equalling the geostatic pressure. Then, from disrupted samples of sands, samples were compacted into the apparatus to the volumetric sand pull 17.2—17.6 $kN . m^{-3}$ and parameters of effective shear strength were determined, while $\varphi' = 28°—30°$.

Characteristic of slope movements

According to the classification of slope movements (Nemčok — Pašek — Rybář, 1974) the following types of slope movements were singled out (Fig. 1): surface crawling, slides and earth flows, earth falls.

Surface crawling

Represents a slow movement of surface zones conditioned by lithological composition of sediments and seasonal changes in climatic factors. It reaches up to maximum depth of 3—4 m, occurs only locally, mainly in central and in a lower extent in lower parts of slopes.

Slides and earth flows

They are developed on the whole territory, take an areal, stream and frontal forms. These are natural recent slides, periodic with retrograde progression.

According to activity of morphologic symptoms three generations of slides were singled out.

Ist generation slides represent a reactivafaults. These are bound to higher erosion basis. They are developed to the conclusive stage when the slope stabilized to the original erosion layer. They reach deeper than 30 m. At the present time they are already stabilized.

IInd generation slides represent a activetion of sliding activity on the slopes disrupted by the slides of Ist generation. They are at least in advanced up to final stages of development and reach up to the depths of 20 m max. The slides are potentially almost stabilized. Maximum size of movements determined geodetically in potential slides is 26—32 mm/year.

IIIrd generation is formed of slides bound to the present level of erosion basis, are active or naturally potential in the initial up to advanced stage of development.

Morphologically they are distinctly marked off (photos 6, 7). Jointing edges often form several stages one upon the other (photo 8) 2—20 m high. The slides of third generation reach mostly up to 10—15 m depth. In the slides of third generation several stages of development can be differentiated. While the accumulative parts of the first stage are already relatively stable, the upper stage is active and the slides keep regressively expanding into the slope.

Earth falls

Typically developed in the southern part of territory close to Šintava in concave bank. They form steep walls 8—12 m high that, due to side erosion of Váh river, fall down and keep expanding (photo 9).

Geologic evaluation of territory and stability of slopes

The whole slide terrritory in the area from Hlohovec to Sered' is divided into certain sections that are characterized by geological transversal profiles I—XXII (Fig. 1). From the viewpoint of slope morphology, way and activity of slide processes, these are divided into three basic types that are represented in selected geological profiles for the purpose of evaluation of stability of slopes of the territory.

In the evaluation of slope stability the following principles were accepted:

— slope movements along surfaces predetermined by geological conditions;

— shape of thrust plane — polygonal thrust plane of variable curvature determined on the basis of occurence of soft cohesive soils at the interface of cohesive — sandy soil and occurence of ground water table;

— calculation of slope stability is carried out by classical strip method after Peterson and by generalized strip method after Jaubua with the aid of program ST'ABIL on minicomputer PDP-8;

— in the calculation of internal forces of soil resistance against shear, variable values of parameters of effective peak strength for slopes or part of slopes in parting area not affected by slope deformations are introduced into calculations; introduced into calculations of internal forces in slopes with expressive slope deformations are the values of residual shear strength of soils;

— the calculation of stability is carried out in the form of parametric study, where the angle of internal friction is a free parameter φ_V and/or φ_r';

— the calculation is carried out at two levels of ground water, namely, for tapped stabilized underground water level in the time of field activities, and for highest observed under-ground water level.

Results of calculations are documented in the geological profile II — II' for determined shear surfaces in Table 5 and in Figs. 7 and 8. The prognoses of slope movement development based on the achieved degrees of stability F is given in Fig. 10. Also mentioned are the results of calculations of slope stability in profile IV — IV' (Fig. 11), in profile XI — XI' (Fig. 12).

As it follows from the mentioned results at given geological conditions and physical-mechanical properties of soils, one of the main factors causing sliding processes is underground water. Increase in ground water level makes itself felt by decrease of forces of internal resistance of soils, which results in a decrease in degree of stability through the values F = 0.05—0.23 and activation of sliding activity in the given territory.

By constructing water work Veľká Sered' with maximum water level at the elevation of 141.50 m above sea level, an increase in ground water level in slopes can be expected, which will result in activation of relatively stable slopes. That is why suitable channel alternative of the water work Sered' with the reservoir Zelenice and suitable stage Sered' seems to be a solution. Construction of left-bank dam along the reservoir will eliminate the negative effect of water from the reservoir on the neighbouring slopes.

As suitable reconditioning provisions to reduce the range of sliding activity, the surface modification and draining of slopes was recommended together with a decrease in ground water level in the slope with the aid of horizontal bore holes and in case of slopes within less developed accummulation area and modification of slope foot with stabilization filling was recommended.

Preložil O. Šimr

Mineralia slov.
17 *(1985), 1, 59—67*

Svahové poruchy v bradlovom pásme pri severnom okraji Žilinskej kotliny

MILAN FRNČO**, MIKULÁŠ INGR*, JOZEF SIKORA**

* IGHP, n. p., Rajecká cesta, 010 01 Žilina
** IGHP, n. p., závod Žilina, Rajecká cesta, 010 01 Žilina

(2 obr. v texte)

Doručené 11. 7. 1984

Деформации склонов приутёсовой зоны северных окраин Жилинской впадины

На склонах, которые ограничивают северную часть Жилинской впадины, расположены крупные оползни. Причина их возникновения являются эрозионные действия реки Вар, сейсмические действия землетрясений и нежелательная деятельность при постройках частных домов. Строительство проектированного водного сооружения возможно и в этих условиях. При этом требуется приступить к восстановительным работам на оползнях, главным образом глубокий отвод подземных вод, строительством котвенных конструкций и укладкой загружающих лавок.

Slope failures in klippen zone at the northern edge of the Žilinská kotlina hollow

On the slopes bordering Žilinská kotlina hollow extensive slides have developed. Their causes and reactivation were the erosion effects of the Váh river, seismic consequences of earthquakes and the human intervention on the slopes during construction of single family housing. The construction of projected water work is feasible even in these conditions, it demands however reconditioning of active slides by in-depth ground water draining, supporting anchored constructions and by loading berms.

Na južných svahoch hrebeňa Dubeň, ktorý je súčasťou Kysuckých vrchov a lemuje severnú časť Žilinskej kotliny, boli na úpätí už skôr známe úseky, v ktorých sa aktívne svahové pohyby prejavovali trhlinami na obytných budovách v Budatíne a deformáciami povrchu štátnej cesty Žilina — Terchová. Cesta sa smerovo a výškovo značne člení, kopíruje povrch terénu a v miestach väčších zárezov ju chránia kamenné oporné múry. Pri podrobnom geologickom a morfologickom mapovaní a

prieskume územia v piatich profiloch sa v rokoch 1981—1982 zistili oveľa rozsiahlejšie svahové deformácie, ako bolo predtým známe. Celý južný svah Dubňa nad sútokom rieky Váhu a Kysuce je rozvinutou sústavou svahových porúch zasahujúcich až nad severný okraj obce Teplička n/Váhom. Tieto poruchy porušujú svah v dĺžke 3,4 km na ploche 1,8 km^2 a kubatúru zosunutého materiálu odhadujeme na 25—30 mil. m^3.

Prieskum sa zameral najviac na vplyv výkopov pre odpadový kanál projektovaného vodného diela Horný Váh so stupňom Žilina do Hričovskej nádrže. Bol motivovaný aj zámerom využiť na rodinnú zástavbu architektonicky príťažlivú južnú expozíciu svahu a nepriamo úvahami o možnosti viesť obchvatné komunikácie mimo centrálnej časti mesta Žilina.

Geologické pomery územia

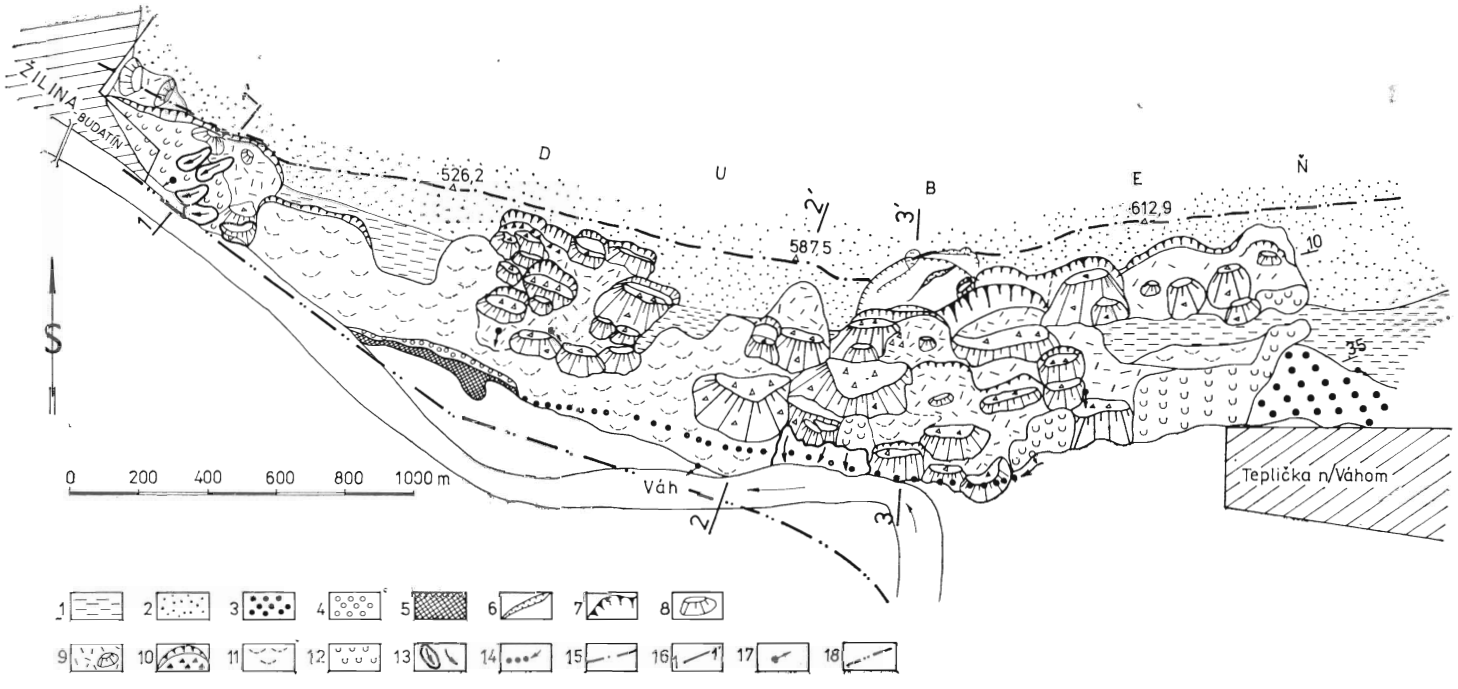
Horniny predkvartérneho podkladu, ktoré budujú svahy Dubňa, majú prevažne flyšový charakter. Patria do manínskeho príkrovu ležiaceho na kysuckej sérii, z ktorej sa niektoré litofácie vynárajú iba pri obci Teplička n/Váhom (Haško — Polák, 1978). Ale na tvorbe svahových deformácií sa v podstate zúčastňujú komplexy hornín manínskeho príkrovu.

Geologická stavba vytvára priaznivý, klasický model prostredia na vznik a rozvoj gravitačných porúch. Dolnú časť svahu buduje slieňovec, vyššie prevláda typický flyšový charakter súvrstvia a horný úsek svahu a celý hrebeň zastupujú pieskovcové útvary (podľa veku sa zaraďujú do albu — cenomanu; Haško — Polák, 1978). Vytvárajú synklinálne pásmo smeru V—Z s generálnou orientáciou sklonu na S a s premenlivým sklonom 10—70°. Zakryté sú delúviami a pod úpätím svahu riečnymi uloženinami Váhu. Pieskovec ojedinele vystupuje na povrch v horných úsekoch svahu a v odlučných stenách svahových porúch.

Slieňovec má lavicovitú až doskovitú vrstvovitosť, predstavuje poloskalný typ horniny s nízkou odolnosťou voči zvetrávaniu a odnosu a vo zvetranej zóne a v tektonicky porušených pásmach nadobúda povahu súdržnej zeminy. Podľa diferenciálno-termických analýz ílovité minerály zodpovedajú illitu a karbonátovú zložku tvorí kalcit. Pieskovec je strednozrnný (vo flyšovej litofácii zjemňovanie granulometrického zloženia piesčitých frakcií), málo rozpukaný, masívny, s rozpadom na stredne veľké až veľké bloky do 2 m (podľa IAEG, 1981), výnimočne s blokovitosťou prevyšujúcou tento rozmer. Voči zvetrávaniu, rozpadu a odnosu je odolnejší ako slieňovec alebo flyšoidné súvrstvie. Stupeň porušenia je (s výnimkou tektonických porúch) nízky, ale pukliny sú priebežné, otvorené, a preto možno komplex pieskovca charakterizovať ako vysoko priepustný.

Obdobne možno hodnotiť aj vrchnokriedový karbonátový zlepenec kysuckej série, ktorý zohral významnú úlohu pri rozvíjaní gravitačných porúch ako stabilizačná opora zásluhou priaznivej tektonickej a morfologickej pozície vo svahu (Teplička n/Váhom, obr. 1). Gravitačný rozpad masívu a rozširovanie veľkých svahových porúch východným smerom sa v oblasti zlepenca končí.

Počas sávskeho vrásnenia bolo bradlové pásmo silne stlačené medzi centrálnokarpatským blokom a magurským flyšom (Haško — Polák, 1978). V blízkosti úpätia svahu Dubeň prebieha tektonický kontakt — prešmyk smeru V—Z medzi bradlovým pásmom a paleogénom Žilinskej kotliny. Predpokladáme, že v jeho blízkosti a súbežne s ním sa v bradlovom pásme vytvorili flexúry a prehnuté zóny so



Obr. 1. Mapa svahových deformácií na svahu Dubeň. 1 — flyšové súvrstvie s prevahou ílovca — krieda — bradlové pásmo, 2 — pieskovcové súvrstvie — krieda — bradlové pásmo, 3 — zlepenec upohlavského typu — krieda — bradlové pásmo, 4 — terasový štrk, 5 — navážka, 6 — odlučné trhliny a brázdy blokových rozpadlín, 7 — odlučné hrany zosunov a blokových polí, 8 — veľké bloky v blokovom poli, 9 — blokové pole s rozpadnutými blokmi a sutinou, 10 — kamenné moria (pieskovcové bloky) pod strmými odlučnými hranami, 11 — morfologicky málo výrazné svahové deformácie, 12 — zosuvy, 13 — aktívne zosuvy, 14 — predpokladaný priebeh prekrytia alúvia svahovými deformáciami, 15 — os hrebeňa svahu Dubeň, 16 — geologický rez, 17 — výdatnejšie pramene, 18 — os projektovaného odpadového kanála

Fig. 1. Map of slope deformations. 1 — flysch strata predominantly claystones — Cretaceous — Klippen zone, 2 — sandstone strata — Cretaceous — Klippen zone, 3 — conglomerates of the Upohlav type — Cretaceous — Klippen zone, 4 — terrace gravels, 5 — made — up ground, 6 — separation fissures and furrows of the partially sunk blocks, 7 — separation edges of slides and block fields, 8 — large blocks in the block field, 9 — block field with disintegrated blocks and debris, 10 — stone "seas" (sandstone blocks) under steep separation edges, 11 — morfologicaly little visible slope deformations, 12 — landslides, 13 — active slides, 14 — expected course of superposition of the aluvium by the slope deformations, 15 — ridge axis of Dubeň slope, 16 — geological profile, 17 — higher yield sources, 18 — axis of the planned drainage canal

synklinoriálnym zvlnením flyšového súvrstvia. Účinkom mladšej posávskej germanotypnej tektoniky, ktorá využila aj staré zlomové štruktúry, vznikli priečne zlomy smeru S—J, ktoré sa v tomto území prejavujú najmä v hrebeňovej oblasti morfologickým priehybom a zníženinami, koncentráciou výskytu prameňov, rozsiahlejším rozpadom masívu a rozvinutím gravitačných porúch. Pod vplyvom tektonického porušenia sa narúša štruktúra horninového prostredia a pri rigidnejších horninách, ako je pieskovec, sa ich priepustnosť zvyšuje a vo flyšovom súvrství, najmä v slieňovci, sa výrazne znižujú pevnostné charakteristiky. Vo všetkých litofáciách sa vytvárajú oslabené miesta — predisponované šmykové plochy pri vzniku gravitačných porúch.

Hydrogeologické pomery

Územie patrí do vlhšej oblasti s priemerným ročným úhrnom zrážok 781 mm (zrážkomerná stanica v Žiline) a s maximom v letných mesiacoch. Najväčší vplyv na úroveň hladiny podzemnej vody vo svahu má postupné jarné topenie sa snehu vo väčšej časovej amplitúde (Sikora, 1982) pri minimálnych hodnotách výparu. Obeh vody sa v podložných útvaroch viaže na rozhranie litofácií a poruchové zóny, v pokryvných útvaroch na priepustnejšie polohy sutiny a zosuvných delúvií. Časť z nich ako výsledok sklonu hornín na S odteká mimo územia, najmä z prieskovcového komplexu, a iba menšia časť presiaknutej vody cirkuluje prostredím puklín a porúch vo svahu a preniká do zosuvných delúvií. Z nich vyviera na povrch vo forme zosuvných prameňov s výdatnosťou do 0,1—0,5 l/s.

Prieskumom sa zistili 2—3 horizonty podzemnej vody. Prvý z nich sa viaže na sedimenty kvartéru a vyznačuje sa miernou napätosťou a citlivou reakciou na zrážkové výkyvy. Nižšie horizonty sa vytvárajú v oblasti šmykových plôch, poruchových zón alebo v pieskovcových priepustnejších polohách flyšových útvarov. Prejavujú sa vyššou napätosťou (3—20 m) a retardáciou výkyvov na zrážkach. Podzemná voda v súčasnosti najviac ovplyvňuje stabilitné pomery porušeného územia najmä vysokým vztlakovým účinkom v oblasti šmykových plôch a pomalým, ale trvalým oslabovaním väzieb súdržných zemín (zmeny v chemizme hornín) a znižovaním ich pevnostných charakteristík. Terasový vážsky štrk, pokiaľ je pod čelom svahových deformácií, pôsobí z pohľadu stability priaznivo ako drén.

Charakteristika svahových porúch

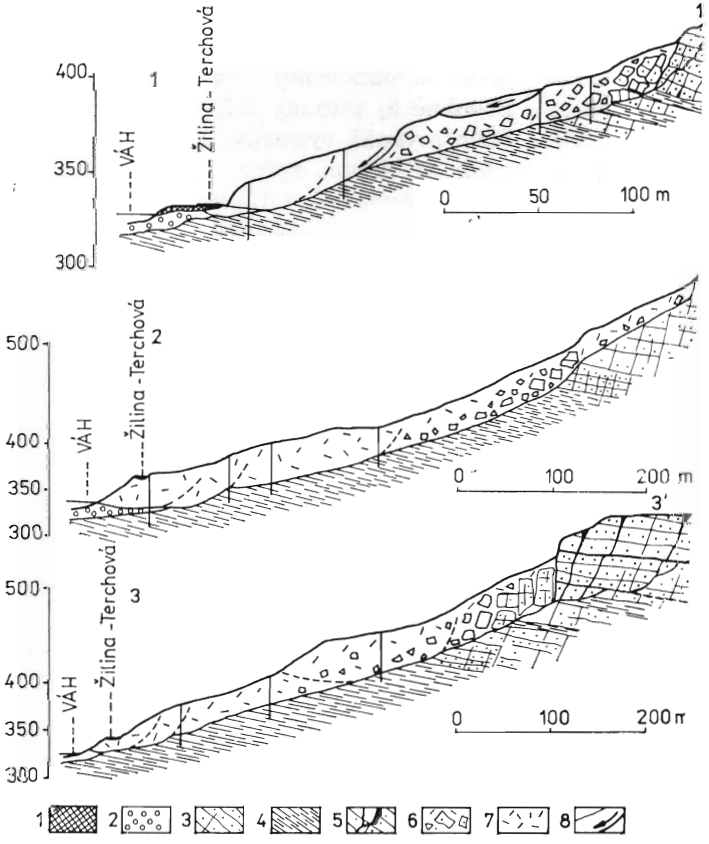
Široká škála typov a tvarov svahových deformácií s rozličným stupňom aktivity a ich veľká plošná rozloha naznačujú, že ich vývoj prebiehal súbežne s geomorfologickým stvárňovaním Žilinskej kotliny počas celého kvartéru. Svah Dubeň bol vždy nárazovým brehom Váhu. Ale na svahu s výnimkou riečneho štrku nízkej terasy würmu (Mazúr, 1963) sa v podloží čela zosunov (obr. 2, pf 1—3) nezachovali nijaké aluviálne sedimenty, ktoré by umožňovali určovať stratigrafickú pozíciu jednotlivých zosuvných foriem. Predpokladáme, že proces pretvárania svahu a jeho formy počas pleistocénu boli v podstate rovnaké ako v súčasnosti; boli iba zvýraznené intenzívnejšími vplyvmi klimatickými a erozívnou riečnou činnosťou. Prebiehal tu kontinuálny dlhotrvajúci vývoj s opakovaným mechanizmom pretvárania svahu s regresívnym posunom na S.

Hlavnými svahovými deformáciami svahu Dubňa (podľa klasifikácie Nemčok — Pašek — Rybář, 1972) sú svahové rozpadliny, separované bloky a blokové

polia, zosuny, skalné zrútenia a kamenné moria.

Svahové rozpadliny sa v ich klasickej forme vyskytujú v hrebeňovej časti svahu na SZ od Tepličky n/Váhom (obr. 2, pf 3 — 3'). Rozvoľnenie skalného masívu sa tu prejavuje výraznými trhlinami a ryhami v dĺžke cca 170 m a vo vzdialenosti až 100 m nad odlučnými oblasťami odtrhnutých blokov a blokových polí. Predpokladáme, že porušenie masívu je na tektonicky predisponovanom pásme priečnej zlomovej tektoniky smeru S—J. Mohutné primárne tektonicky porušené lavice pieskovca s celkovou mocnosťou 60—100 m ležia na flyšovom a slieňovcovom súvrství sklonenom mierne do svahu. Rozvinutím svahových deformácií blokového typu stratila horná časť svahu oporu a tektonicky predisponované bloky pieskovca sa začali zosúvať smerom do priestoru uvoľneného po mäkkých a zvetraných polohách slieňovca. Sprievodné znaky po rozvoľňovaní svahu a hrebeňa vo forme trhlín a brázd sú výrazné a málo zastreté. Naznačujú, že iniciálne štádium rozvoľňovania prebehlo iba v nedávnej minulosti, alebo že krípové pretváranie pokračuje dodnes.

Blokové deformácie sú najrozšírenejšími výslednými formami svahových pohybov. Vznikajú ďalším rozvinutím svahových procesov pri trvalom pôsobení hlavných faktorov. Je to najmä vplyv hĺbkovej a bočnej erózie Váhu, pokračujúca redukcia



Obr. 2. Charakteristické geologické rezy porušeným svahom Dubňa. 1 — návažky, 2 — terasový štrk Váhu, 3 — hrubolavicovitý pieskovec — krieda bradlového pásma, 4 — flyšové a slieňovcové súvrstvie kriedy bradlového pásma, 5 — rozvoľňovanie masívu v hornej časti svahu, 6 — zrútené a zosunuté bloky pieskovca, 7 — stabilizované zosuvy a blokové polia, 8 — aktívne zosuvy

Fig. 2. Characteristic geological profiles of the displacement Dubeň slope. 1 — made — up ground, 2 — terrace gravels of the Váh river, 3 — thickly slabby sandstones — Cretaceous of the Klippen zone, 4 — flysch and marly strata of the — Cretaceous of the Klippen zone, 5 — disintegration of the massif on upper part of the slope, 6 — collapsed and slid sandstone blocks, 7 — stabilized slope movements and block fields, 8 — active slides

pevnosti hornín na šmykových zónach vytvorených v priebehu vzniku rozpadlín a režimu prúdenia a zmien vztlakových účinkov podzemnej vody v narušenom prostredí. Bloky dosahujú plošné rozmery až 250×250 m a hĺbku 20—40 m. Smerom k úpätiu svahu sa v dôsledku dlhšieho posunu ďalej diferencujú, rozpadávajú a prechádzajú do blokových polí s mozaikovitou členitosťou. Medzi blokové deformácie sme zahrnuli výsledne formy morfologicky pripomínajúce bloky, a to bez ohľadu na ich petrografické zloženie a mechanizmus pretvárania. V horných úsekoch svahu v blokoch prevláda rozvoľnený pieskovec, v dolnej časti, kde sa odtrhli aj slieňovcové útvary a pohyb sa niekoľkokrát opakoval, je zosunutý materiál z hornín charakteru sutiny s „plávajúcimi blokmi" porušeného slieňovca, pri ktorom je ešte pozorovateľná pôvodná štruktúra.

Blokové typy porúch sú prevažne stabilné (aktívne pohyby zistené iba pri päte svahu, východne od profilu 1 — 1'), ale vnútri blokových polí sú pozorovateľné stopy po aktívnych pohyboch vo forme otvorených trhlín (v okolí profilu 3 — 3'), ktoré naznačujú pomalé pretváranie a nerovnovážny stav pokryvných vrstiev plytkého dosahu v zóne sezónnych zmien. Ako celok možno oblasť blokových polí pokladať za pokojnú.

Svahové deformácie typu zosunov sú vyvinuté uprostred blokových polí, a najmä na ich okrajoch. Vytvorili sa v deluviálnych pokryvoch alebo v medziblokových priestoroch. Priemerná mocnosť je 5—15 m, v akumulačných oblastiach ojedinele presahuje až 30 m. Pri retrográdnom rozširovaní svahových pohybov vyššie do svahu nastávalo periodické dotláčanie aj ich predpolia, ktoré zvyčajne reprezentovali generačne staršie zosuny. Profil 2 — 2' ilustruje nahrnutie zosuvného materiálu cez aluviálne náplavy Váhu na vzdialenosť 50—60 m. Overená hrúbka zosunu v týchto miestach je 36 m. Prevažná väčšina zosunov je pokojná a morfologické znaky deformácií zastiera mladšia svahová modelácia alebo antropogénna činnosť.

Aktívne formy zosunov plošného a prúdového tvaru sa vyskytujú iba v oblasti Budatína (pf 1 — 1'), frontálne v dĺžke takmer 300 m porušujú svahy v nárazovom brehu Váhu medzi profilom 2—3 (obr. 1). Vytvorili sa aktivizáciou starých, dočasne pokojných zosunov pod vplyvom trvalého pôsobenia erozívnej činnosti Váhu (úsek medzi profilom 2—3). V oblasti Budatína k ich vzniku a rozšíreniu prispelo viac nových faktorov. Sú to predovšetkým úpravy terénu v dolnej časti svahu na výstavbu rodinných domov, pri ktorých sa odvozom materiálu v čele zosunov znížili pasívne sily, zmenili sa napätostné pomery aj vyššie vo svahu a prejavili sa obnovením svahových pohybov. Podobne aj presuny zeminy v osade mali často rovnaké výsledky. Zavedením vodovodu sa zmenil režim podzemných vôd, podstatne vzrástli vztlakové sily a negatívne ovplyvnili stabilitu už narušených svahov. Svahové pohyby sa na budovách prejavujú trhlinami v murive, pri menších objektoch ich pootočením a zdeformovaním. Vybudované sanačné opatrenia — oporné múry a podpovrchové odvodnenie (horizontálne vrty) — iba čiastočne zabránili ďalšiemu rozvoju svahových pohybov, pretože sa vykonali len v najnebezpečnejších úsekoch svahu a v malom rozsahu.

Ďalším procesom, ktorý pri vzniku a aktivizácii svahových pohybov v tomto území nepochybne spolupôsobil, bolo zemetrasenie. Porušený svah sa totiž nachádza v oblasti s 8° MCS neďaleko epicentra otrasov registrovaných na Mincole roku 1958 v intenzite 9° MCS. Seizmické otrasy sa evidentne prejavili najmä v hrebeňovej časti svahu, ktoré tvoria mohutné lavice

pieskovca. Skalné zrútenie overili prieskumné šachtice a geofyzikálne metódy v hornej časti svahu v profile 1 — 1' a 3 — 3'. Materiál skalného zrútenia tvoria bloky pieskovca veľké do 1,0—1,5 m zaklinené navzájom do seba bez výplne dutín. Podobne aj k vzniku kamenných morí pod pieskovcovými stenami (pf 3 — 3', obr. 1) nepochybne prispeli účinky vysokej seizmickej aktivity. Súčasne sa vzhľadom na vysokú priepustnosť tohto prostredia vytvorili priaznivé podmienky na nerušenú infiltráciu zrážkovej vody do nižších úsekov svahu so všetkými negatívnymi vplyvmi, ktoré má podzemná voda na stabilitné pomery, najmä v porušenom svahu.

Generačné štádiá svahových deformácií

Opísané poruchy nevznikali jednorazovo, ale sú výsledkom geomorfologického vývoja územia na začiatku pleistocénu. Svahové pohyby sa periodicky opakovali a zosunutý materiál z čela akumulačných oblastí odplavoval Váh. Z toho vychodí, že podľa súčasných zachovaných foriem svahových deformácií nemožno jednoznačne identifikovať všetky vývojové štádiá, a tak vyčleňujeme iba súbory generačných štádií:

1. štádium zahŕňa všetky stabilizované formy blokových deformácií (s výnimkou blokových rozpadlín), zosuny, kamenné moria a skalné zrútenia.

Do 2. štádia zaraďujeme blokové rozpadliny a rozvoľňovania skalného masívu v hornej časti svahu v profile 3 — 3'.

Do 3. štádia patria aktívne zosuny svahových deformácií (nestabilné bloky, aktívne frontálne a prúdové zosuny).

Kým pri prvých dvoch štádiách boli svahové pohyby vyvolané prírodnými procesmi, reaktivizáciu svahových pohybov v 3. štádiu z väčšej časti vyvolali alebo aspoň výrazne ovplyvnili antropogénne zásahy do ustáleného stavu vo svahu.

Záver

Geomorfologický vývoj v priebehu kvartéru zanechal po sebe v Žilinskej kotline plochý reliéf s terasovými stupňami. Na južných svahoch Dubňa sa uplatňovala iba bočná a hĺbková erózia. Vytvárali sa strmšie svahy, ktoré nezodpovedali pevnostným charakteristikám hornín. Za takýchto podmienok boli hlavným reliéfotvorným procesom vo svahu svahové pohyby. Vytvorilo sa súvislé pásmo svahových deformácií rozličných typov, tvarov a aktivity. Porušenie svahu v dĺžke 3,4 km patrí v bradlovom pásme medzi najrozsiahlejšie zistené deformácie.

Podrobným geologickým mapovaním zameraným na dokumentáciu morfologických foriem na svahu bolo možno analyzovať faktory a príčiny vzniku svahových deformácií a zhodnotiť porušené územie z hľadiska jeho využiteľnosti na stavebné a iné zámery. Územie sa v súčasnosti využíva na záhradky. Vzhľadom na upokojenie a stabilizáciu väčšiny zosunov a ostatných foriem je územie podmienečne vhodné na individuálnu bytovú zástavbu a pri citlivom riešení aj na vedenie a rekonštrukciu komunikácií (s lokálnym zabezpečením svahu). Projektovaný odpadový kanál z vodného diela Horný Váh sa priamo dotýka akumulácií aktívnych a potenciálne aktívnych zosunov iba vo východnej časti Budatína (pf 1 — 1'). Stabilitu svahov v tomto úseku by prehĺbenie koryta Váhu a odrez zosuvných akumulácií narušili. Doterajšie poznatky o rozšírení a aktivite svahových pohybov dovolili ponechať projektované a výškové vedenie trasy kanála pri zabezpečení porušených svahov v okolí pf 1 — 1' pomocou hĺbkového odvodnenia, oporných kotve-

ných konštrukcií, príp. drenážnych priťažovacích pätiek.

V ostatnom území sa trasa kanála vedie vo väčšej vzdialenosti od zosuvných svahov (prevažne prirodzene stabilizovaných) a ich stabilitu negatívne neovplyvní. Prevedenie Váhu do kanála v úseku medzi pf 2—3 (obr. 1) pomôže túto časť územia stabilizovať, pretože sa odstráni erozívna činnosť Váhu ako hlavný a doteraz pôsobiaci faktor aktivity svahových pohybov.

Recenzoval J. Malgot

LITERATÚRA

Hašk o, J. — Polák, M. 1979: Vysvetlivky ku geologickej mape Kysuckých vrchov a Krivánskej Malej Fatry 1 : 50 000. *Bratislava, GÚDŠ.*

IAEG 1981: Rock and soil description and classification for engineering geological mapping report by the IAEG commision on engineering geological mapping. *Bulletin of the IAEG, 24, Aschen/Essen.*

Mazúr, E. 1973: Žilinská kotlina a priľahlé pohoria. *Bratislava, VSAV.*

Nemčok, A. — Pašek, J. — Rybář, J. 1974: Dělení svahových pohybů. *Sbor. geol. věd, ř. HIG, 11.*

Slope failures in klippen zone at the northern edge of Žilinská kotlina hollow

MILAN FRNČO — MIKULÁŠ INGR — JOZEF SIKORA

Southern slope of Dubeň crest bordering on the northern part of Žilinská kotlina hollow is damaged by slides extending over 3.4 km and covering the area of 1.8 km^2. The total cubic volume of slid materials is about 25—30 mil. m^3.

The geological structure forms favourable conditions for the origin and development of slides. The lower part is built of relatively soft marlites, while in upper parts flysch strata prevail and, the top section and the whole crest consist of sandstones. Rock complexes represent chalk of Manín series of klippen zone.

Marlites represent semirock types of rocks with low resistivity against weathering and erosion. Based on differential-thermic analyses, clay minerals correspond to illite. Sandstones are of mean- up to coarse-grained type, permeable. Strata has a general direction of gradient towards north (against slope) with inclination of 10—70°.

On the Dubeň slope the following slope movements were detected with the aid of mapping and bore hole prospecting: slope disintegrations, separated blocks and block fields, slides, rock falls and rock fields.

The slope disintegrations are found in the crest part of slope to the north of Tepličky n. Váhom (Figs. 1, 2). The slope disintegration manifests itself by cracks and grooves extending about 170 m and being 100 m wide. The thickness of damaged sandstones is about 60—100 m.

Blocks and block fields are in this territory the most extensive forms of slope movements. Blocks take the size of 2000—250 m and are 20—40 m deep.

Slides are developed in the centre of block fields and at their edges. Average thickness is 5—15 m exceeding rarely 30 m in accumulation areas (Fig. 2, profile 2 — 2'). Decisive majority of slides is stabilized, active forms are present only at the eastern edge of Budatín (profile 1 — 1') and in concave bank of Váh river between profiles 2 and 3 (Fig. 1). The activation of slope movements was evoked partly by continuous effect of erosion activity of Váh river (section between profiles 2 and 3) and, in Budatín area, by terrain preparation for construction of family houses and change in ground water regime due to introduction of water piping with insufficient draining of water.

Another process also acting at the origin and activation of slope movements were the effects of earthquake. The disrupted slope is in the area with 8° M. C. S. with close epicentre of shakes having the intensity of 9° M. C. S. Seismic shocks manifested themselves in the crest part of the slope (built of sandstone terraces) creating stone fields under

the sandstone walls (Fig. 1, profile 3 — 3') and through rock fall (profile 1 — 1').

In the territory, in which slides started to form already in the course of Pleistocene and slope movements has been periodically repeted, it is now impossible for all the developmental stages be singled out according to present preserved forms. The developmental stages are for simplicity classed into three sets:

— 1st stage involves all stabilized forms of block fields (except block disintegrations), slides, stone fields and rock falls;

— involved in the second stage are block disintegrations and disintegration of rock massif;

— 3rd stage involves active slides and unstable blocks.

In the first two generation stages the slope movements were provoked by natural processes, reactivation of the last stage was effected by anthropogenic interventions.

The territory of disrupted slope is, with respect to present stabilization of majority of slides, conditionally suitable for flat construction and, after a sensitive solution, even for the building and reconstruction of communications. The designed waste channel from Horný Váh water work is in direct contact with the accumulation of active and potentially active slides only in the eastern part of Budatín. Stabilization of disrupted slopes in the vicinity of profile 1 — 1' can only be achieved through deep draining, supporting anchoring constructions, and/or by construction of gravity terraces. The investigation has proved the possibility of realization of the waste channel even in the neighbourhood of extensive slides while its directional and elevational trace can be kept as it satisfies the designed water management project.

Preložil O. Simr

ZO ŽIVOTA SPOLOČNOSTI

Seminár o problematike inžinierskogeologického prieskumu pri výstavbe vodohospodárskych a energetických diel

18.—19. októbra 1984 sa v rekreačnej oblasti Kokava-Línia uskutočnil seminár Problematika inžinierskogeologického prieskumu pri výstavbe vodohospodárskych a energetických diel. Usporiadateľom seminára bola Slovenská geologická spoločnosť, pobočka Žilina, v spolupráci s ČSVTS pri IGHP, n. p., Žilina a zúčastnilo sa na ňom 36 odborných pracovníkov väčšinou z IGHP, ale zastúpené boli aj sesterské prieskumné organizácie a vysoké školy.

Seminár bol monotematicky zameraný najmä na ilustráciu najnovších poznatkov z inžinierskogeologických prác pre prečerpávaciu vodnú elektráreň Ipeľ, kde sa záujmové územie hornej a dolnej nádrže, ako aj prehliadka prieskumnej štôlne Izabella stali predmetom nezvyčajného záujmu účastníkov pri exkurzii, ktorá sa konala 19. 10. 1984 po odborných prednáškach.

V úvodnom referáte prof. Ing. dr. V. Mencl, DrSc., upútal pozornosť účastníkov interpretáciou histórie geologickej stavby a antropogénnych činiteľov ako reologických procesov na priťaženie a odľahčenie základovej pôdy.

Druhým prednášateľom bol doc. RNDr. R. Ondrášik, CSc., (PFUK Bratislava), a jeho prednáška Tektonika a nerovnorodosť horninového prostredia v širšom okolí Ipľa bola zameraná na jeden z hlavných problémov, ktorým sa bolo nevyhnutné v štádiu prieskumu pre PVE Ipeľ podrobne zaoberať. Najnovší pohľad na tektonický vývoj granitoidného horninového masívu bol doložený vedeckou aplikáciou náročných laboratórnych analýz.

Rozsiahly investičný zámer pre PVE Ipeľ (jedinečný svojho druhu v rámci ČSSR) si vyžiadal aj náročný inžinierskogeologický prieskum. Jeho výsledky na seminári predložil riešiteľ úlohy RNDr. A. Matejček. Túto prednášku doplnil príspevok Ing. S. Štofku, ktorý vysvetlil geotechnické podmienky a problematiku výberu vhodného úseku prieskumnej štôlne na situovanie podzemnej elektrárne s uplatnením nových skúšobných zariadení na zaťažovacie a šmykové skúšky hornín.

Prednáška doc. Ing. I. Kubíka, CSc. (VŠDS (Žilina), na tému Moderné metódy razenia podzemných stavieb poskytla nový pohľad na špecifické hodnotenie stavu napätosti horninového masívu. Zdôraznila význam výsledkov geotechnického prieskumu pri voľbe moderných metód razenia a použitia vhodných raziacich strojov.

Veľký ohlas a diskusiu vyvolala prednáška doc. Ing. M. Slivovského, CSc. (VŠDS Žilina), pretože sa zaoberala akútnym problémom klasifikácie hornín a horninového masívu v podzemnom staviteľstve. Prednášajúci predložil ucelený prierez hodnotiacich kritérií hornín a pragmatickej klasifikácie kvality masívu. Upozornil pritom na rozhodujúce znaky správania sa hornín, najmä diskontinuít, fyzický stav hornín podmienený zvetrávaním a vplyv účinkov podzemnej vody.

Informáciu o hydroenergetickom využití dolného toku Váhu v úseku Hlohovec — Sereď poskytla prednáška RNDr. J. Otepku, v ktorej sa poukázalo hlavne na vplyv svahových deformácií na plánovaný investičný zámer. Predmetom živého záujmu bolo veľmi dobré reprodukčné spracovanie účelových inžinierskogeologických máp a použitá metodika prieskumu pri riešení uvedenej úlohy. Na túto prednášku doplňujúcimi údajmi nadviazala Ing. O. Menzelová. Kombináciou stabilitných výpočtov podľa Janbu a Petersona a podrobnou analýzou parametrov pevnosti sa preukázal progresívny spôsob posudzovania svahových deformácií vyvolaných eróziou Váhu.

Prehliadku vrtov televíznou sondou, použitou pri prieskume hornej nádrže PVE Ipeľ, demonštroval p. g. J. Vitásek z SG Praha, ktorý vo svojom vystúpení poskytol aj informácie o výsledkoch iných geofyzikálnych metód a meraní realizovaných SG Praha pri riešení úlohy PVE Ipeľ.

Záverom možno konštatovať, že seminár splnil očakávanie, umožnil výmenu skúseností z prieskumu pre vodohospodárske a energetické diela a naznačil ďalšiu cestu rozvoja pri získavaní ešte komplexnejších informácií o horninovom prostredí.

Július Bohynik

Milan Slivovský: **Klasifikácia hornín a horninových masívov v podzemnom staviteľstve** (Žilina 18. 10. 1984)

Cieľom typologických klasifikácií je hodnotenie a klasifikácia horninového prostredia podľa jedného alebo viacerých jeho znakov (vlastností). Triedenie je funkčné, podriaďuje sa technickým požiadavkám, a preto aj výber hodnotených vlastností hornín a masívu závisí od takýchto požiadaviek. Niektoré hodnotené znaky (a klasifikácie) majú všeobecný charakter, napr. podľa pomerného výnosu jadra (RQD), iné sú zamerané na hodnotenie mechanických alebo technologických vlastností masívu, napr. jeho priepustnosti, raziteľnosti, očakávaného horninového tlaku, voľby technológie zriaďovania výrubu, jeho zabezpečenia a pod.

Nahrádzanie klasických metód deštruktívnym razením — strojom na plnú čelbu alebo s čiastkovým záberom v čelbe — vyžaduje dôslednejšie zisťovať petrografické a mechanické vlastnosti hornín, ich tektonické porušenie, diskontinuitu a stav napätosti, aby bolo možno rozhodnúť o reálnom použití tunelovacieho stroja, jeho postupe a opotrebovanosti, o jeho rozrývacích a brázdiacich prvkoch. Výkon a životnosť strojov možno okrem iného posudzovať aj v závislosti od abrazívnosti hornín. Metódy jej hodnotenia navrhli Belougon — Valantin — Guillon (1964) podľa indexu CERCHAR, ktorý sa uvádza v absolútnej alebo pomernej hodnote v percentách. Schimaczek (1970) zaviedol hodnotenie pomocou koeficienta abrazívnosti.

Úsilie o zdokonalenie klasifikácií spočíva v hodnotení takých znakov, ktoré sú pre technické správanie sa hornín v masíve rozhodujúce. Je to najmä diskontinuita masívu, jej priebežnosť, drsnosť, výplň, fyzický stav podmienený zvetraním, účinkom podzemnej vody, ako aj orientáciou diskontinuity na smer razenia. K tomu pristupuje napätosť v masíve a jeho pretváranie.

V roku 1963 D. U. Deer zaviedol hodnotenie kvality hornín podľa indexu RQD z pomerného výnosu jadra, čím sa vystihuje rozčlenenosť masívu prítomnou diskontinuitou.

Roku 1972 predložil Whickham klasifikáciu označenú ako RSR (Rock Structure Rating) a roku 1973 Bieniawski jeho geomechanický systém RMR (Rock Mass Rating). V obidvoch sa horniny hodnotia podľa pôvodu (resp. podľa ich tlakovej a ťahovej pevnosti), charakteru prítomnej diskontinuity, tektonického porušenia, orientácie diskontinuity na smer razenia a hydrogeologického režimu podzemnej vody v masíve. V geologických pomeroch pražského metra navrhol Tesár podobnú klasifikáciu, ktorá má regionálny význam. Doteraz najucelenejšiu klasifikáciu kvality masívu hodnotenú podľa šiestich znakov (jeden z nich je RQD) navrhli roku 1974 pracovníci Nórskeho geotechnického inštitútu v Oslo. Je známa pod označením Q alebo systém NGI. Táto pragmatická klasifikácia kvality masívu slúži na odhad a hodnotenie viacerých technických charakteristík, ako napr. odhad času stability nezabezpečeného výrubu, odhad horninového tlaku, návrh typu ostenia (až 38 kombinácií) a pod. Klasifikácia NGI sa opiera o spätnú analýzu z 250 tunelov zo škandinávskych štátov, ako aj z ostatného sveta.

Mineralia slov.
17 (1985), 1, 69—79

Poruchy železničného telesa širokorozchodnej trate Haniska pri Košiciach — Užhorod v úseku Červený Dvor

MILAN ŠVASTA*, JOZEF ONDREJKA**

* Keramoprojekt, Dolný Šianec 1, 911 48 Trenčín
** IGHP, n. p., Žilina, závod Košice, Garbanova 1, 040 11 Košice

(7 obr. v texte)

Doručené 11. 7. 1984

Деформация железодорожного полотна широкоросходной дороги Кошице — Ужгород на участке Червени Двор

На широкоросходной железной дороге Кошице — Ужгород, на участке Червени Двор, уже в ходе её постройки были вызваны оползни оклонов в зарезах. Причиной деформаций была пониженная прочность глин использованных для подстилки и высокие пористые давления а также присутствие разрушенных глин в нарезных участках с пониженной прочностью скольжения. Разрушенные склоны востановительными работами выравнивались. Была построенна дренажная система и опорные стены из широкопрофилевых пилот.

Failures of the railway body on broad-gauge railway line Košice — Užhorod, section Červený Dvor

Already during the construction of the broad-gauge railway line Košice — Užhorod, section Červený Dvor, slides of the fills and slopes developed. Their cause were lowering of strength of soils used for the fills and high pore pressures, in cut-offs it has been the existence of fractured clays and lowering of the shear strength. Damaged slopes had been reconditioned by their flattening, draining and by supporting walls made of wide-diameter piles.

Ekonomické a ekologické úvahy, ako aj prísne požiadavky na smerové a výškové vedenie trás komunikácií, najmä železníc, často vyžadujú, aby sa tieto technicky náročné diela realizovali v územiach s nepriaznivými inžinierskogeologickými pomermi. Súčasné úsilie obmedziť devastáciu prírodného prostredia otváraním nových zemníkov a potreba šetriť na dopravných nákladoch núti staviteľov používať pri budovaní násypov miestne materiály aj v prípadoch, keď sa na tento cieľ kla-

sifikujú ako nevhodné. Uvedené okolnosti vyvolávajú pri stavbe a údržbe tratí značné ťažkosti.

Medzi oblasti s veľmi nepriaznivými geotechnickými podmienkami z hľadiska stavby železníc patrí Podslanská pahorkatina, ktorou v mieste tzv. Ruskovského sedla Slanských vrchov prechádzajú dôležité železničné trate, a to dvojkoľajová hlavná tepna normálneho rozchodu Košice — Čierna n/Tisou a širokorozchodná železnica (ďalej ŠRT) Haniska pri Košiciach — Užhorod, určená na bezprekládkovú dopravu sovietskej železnej rudy do Východoslovenských železiarní v Košiciach. Už počas stavby obidvoch tratí, ale najmä po ich uvedení do prevádzky často vznikali deformácie zemného telesa a vyžiadali si technicky náročnú a nákladnú sanáciu.

Dvoma charakteristickými poruchami telesa ŠRT sa zaoberá tento príspevok.

Geologická charakteristika územia

Podľa regionálno-morfologického členenia SSR v km 52,1—53,5 prechádza ŠRT západným okrajom Východoslovenskej nížiny — Podslanskou pahorkatinou. Terén je v širokom okolí členitý s hladko modelovanými chrbtami oddelenými od seba širšími plochými údoliami. Svahy údolí často podliehajú zosuvným procesom. Morfológia starších zosuvov je na poľnohospodársky obrábaných plochách zastretá, pri mladších a aktívnych zosuvoch výraznejšia. Svahy lokálne porušila stružková erózia — výmole hlboké do 3,0—4,0 metrov.

Z geologického hľadiska územie budujú sedimenty kvartéru a neogénu. Neogén je zastúpený spodnosarmatským ílom, ktorý sa vyznačuje potrhanou štruktúrou, lokálne je piesčito-slienitý a s polohami pieskovca. Sedimenty majú miestami flyšoidný charakter a prejavujú sa ako polospevnený ílovec, prachovec a pieskovec. Prekrýva ich kvartérna deluviálna hlina a v menšej miere fluviálne sedimenty.

Sedimenty kvartéru a neogénu sú prevažne ílovité a prakticky nepriepustné. Voda sa v nich akumuluje v relatívne priepustnejších polohách, resp. využíva potrhanú štruktúru neogénneho ílu. Vrstvovitosť prostredia umožňuje vznik viacerých vodných horizontov, často s napätou hladinou.

Prípad 1 — porušenie vysokého násypu

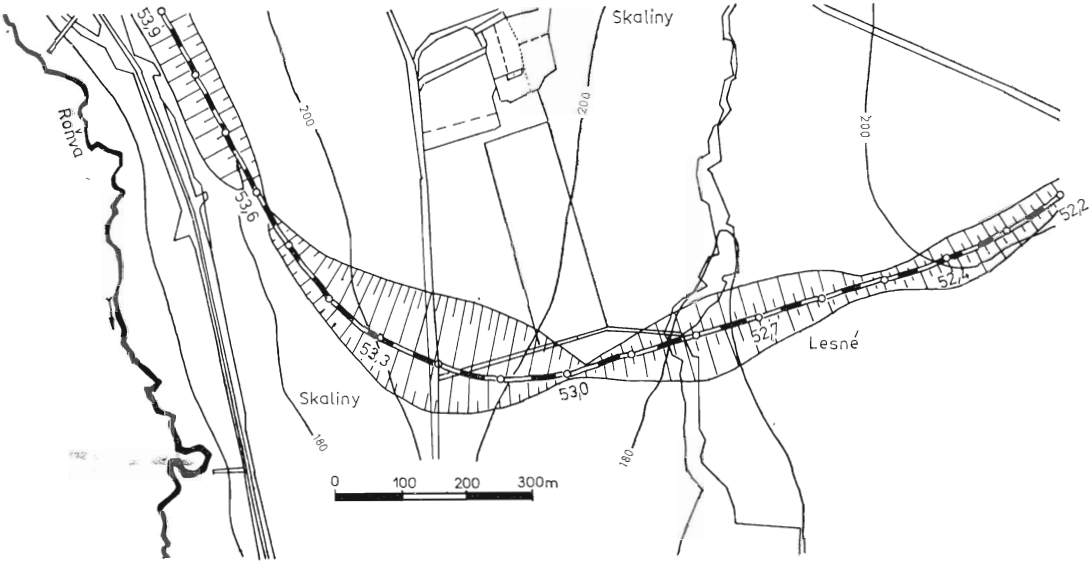
V km 52,1 až 52,9 prekonáva širokorozchodná železnica priečne erozívne údolie násypom dosahujúcim výšku 18 m. Jeho koruna v úrovni zemnej pláne je široká asi 13 m, pretože už pri projektovej príprave sa počítalo s neskorším využitím telesa ŠRT pre trať normálneho rozchodu medzi Kalšou a Trebišovom. ŠRT sa vedie v pravom pruhu pláne, pre normálny rozchod sa počíta s ľavým pruhom.

Sklon svahu násypu bol odstupňovaný v štyroch výškových intervaloch a pri korune dosahoval 1 : 2, nižšie potom 1 : 2,25, 1 : 2,5 a 1 : 2,75. V úrovni 8 m pod korunou bola vytvorená vodorovná lavica široká 5 m.

Po ôsmich rokoch prevádzky nastal na trati zosuv pravého svahu násypu v dĺžke 150—170 m. Postihol vrchnú 8 m vysokú časť nad lavicou a odlučnou hranou zasahoval až po štrkové lôžko ŠRT, ktorá musela byť privozórne preložená do ľavého, dovtedy neobsadeného pruhu na korune násypu. Zosuv nastal po nadmerných zrážkach v októbri roku 1974 pomerne náhle, bez predchádzajúceho varovania.

Geotechnické vlastnosti zemín

Na stavbu násypu sa použil materiál vyťažený zo zárezu susedného úseku trate



Obr. 1. Schéma vedenia trasy ŠRT v skúmanom území
Fig. 1. Diagram of broad gauge line direction in investigated territory

v km 52,9—53,5. Bol z ílovito-hlinitých svahových sedimentov tvoriacich pokrývku neogénneho podložia. Indexové vlastnosti zeminy charakterizujú nasledujúce hodnoty: medza tekutosti $W_L = 38{,}2$ až 51,3 %, medza plasticity $W_p = 20{,}9$ až 23,5 %, index plasticity $I_p = 17{,}3$ až 27,8 %.

Charakteristiky zhutnenia podľa skúšok Proctor-Standard boli: optimálna vlhkosť $W_{opt} = 18{,}8$ až 21,4 %, maximálna objemová hmotnosť $\gamma_{d\,max} = 1650$—1740 kg . m^{-3}.

Prirodzená vlhkosť zeminy bola v priemere trochu nižšia ako optimálna a rovnako aj vlhkosť na medzi plasticity, čo zodpovedá pevnej konzistencii ($I_c > 1{,}0$).

Granulometrické zloženie zemín je v nasledujúcej tabuľke

Obsah frakcií v %		
0,002 mm	0,002—0,063 mm	0,063 mm
42—66 %	36—53 %	5—9 %

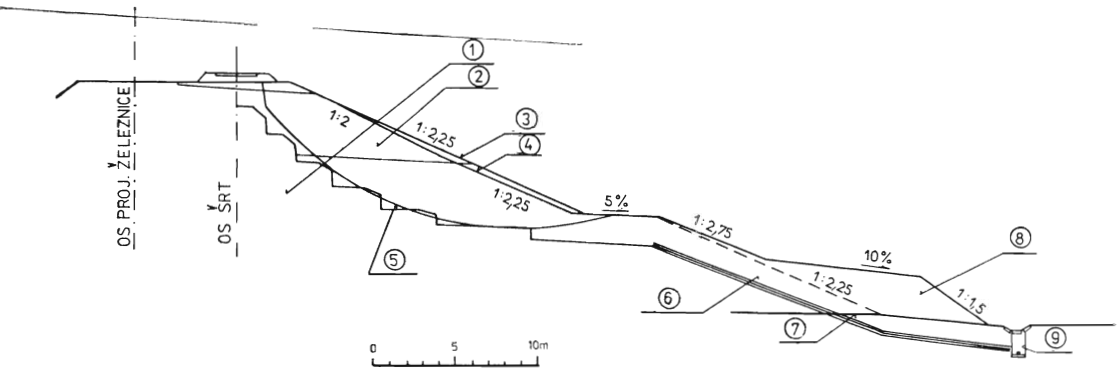
Podľa priemerných hodnôt opísaných vlastností ide o objemovo nestálu, napučavú a zmraštiteľnú zeminu s vysokou plasticitou, ktorá je na stavbu násypov komunikácií málo vhodná až nevhodná. Jej únosnosť v pláni je nízka, a preto nemôže tvoriť priame podložie železničného zvršku. V opisovanom prípade sa únosnosť pláne zvýšila vrstvou štrkopiesku hrubou 0,5 m, ale to sa neskôr ukázalo ako nedostatočné.

Odvodnené konsolidované čeľusťové skúšky zemín zhutnených v Proctorovom valci pri vlhkosti blízkej optimu poskytli nasledujúce parametre šmykovej pevnosti: $\varphi_f' = 23°$ až 28°, $c_f' = 0{,}01$ až 0,023 MPa.

Reziduálne parametre sa nezisťovali, ale možno ich odhadnúť pomocou Kenneyho grafu (obr. 6). Pre priemernú hodnotu $I_p = 23$ % vychádza $\varphi_r' = 15°$; $c_r' = 0$.

Rozbor stability

Na obr. 2 je kruhová šmyková plocha, ktorej poloha a tvar zodpovedajú šmyko-



Obr. 2. Priečny profil porušeného násypu s návrhom sanácie. 1 — pôvodný násyp z ílovitej hliny, 2 — zosunutá časť násypu nahradená vysokopecnou troskou, 3 — svah po rekonštrukcii, 4 — pôvodný svah, 5 — šmyková plocha, 6 — drenážne rebro, 7 — pôvodný terén, 8 — priťažovacia lavica z lomového kameňa, 9 — drén
Fig. 2. Transversal profile through disrupted fill with designed reconditioning. 1 — original fill of clayey soil, 2 — slid part of fill substituted by blast-furnace slag, 3 — slope after reconstruction, 4 — original slope, 5 — shear plane, 6 — draining rib, 7 — natural ground, 8 — gravity terrace made of quarry stone, 9 — drain

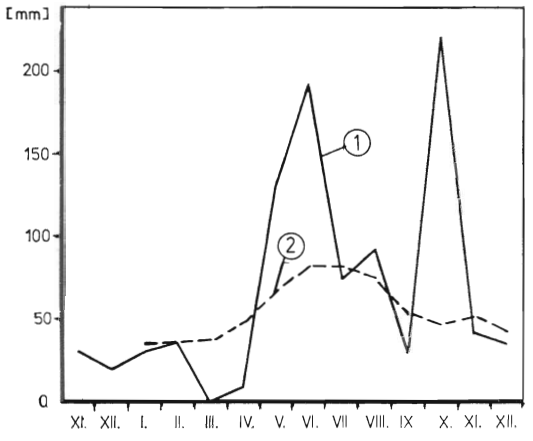
vej ploche zistenej v priebehu rekonštrukcie násypu.

Stabilitné výpočty sú založené na neúplných podkladoch, pretože rozdelenie pórového tlaku v násype pred zosuvom nie je presne známe.

Pri predpokladanom nulovom pórovom tlaku, čo zodpovedá štádiu krátko po výstavbe, a priemerných hodnotách parametrov šmykovej pevnosti $\varphi' = 25°$, a $c' = 0{,}014$ MPa vychádza stupeň stability $F = 1{,}88$. Ale pretože skutočný stupeň stability v čase porušenia sa musel rovnať 1,0 a za predpokladu, že sa parametre šmykovej pevnosti stanovili správne, muselo byť hlavnou príčinou oneskoreného porušenia svahu zníženie efektívnych normálnych napätí na šmykovej ploche v dôsledku vysokého pórového tlaku. Z výpočtov (pre jednoduchosť sme použili Spencerove diagramy, na čo nás oprávňoval jednoduchý tvar svahu a predpokladané homogénne zloženie násypu) vychodí, že stupňu stability 1,0 zodpovedá hodnota koeficienta pórového tlaku $r_u = 0{,}5$, čo zodpovedá piezometrickej hladine v úrovni povrchu svahu.

Vysoký pórový tlak možno pripočítať na vrub vzniku podpovrchovej zvodnenej zóny pod korunou pláne, ktorej vplyv sa postupne rozšíril hlbšie do telesa násypu. Vývoj podpovrchových horizontov vody pod pláňou je pri železničných násypoch z nepriepustnej ílovitej zeminy častý. Priepustné štrkové lôžko umožňuje priamy prítok zrážkovej vody pláni, tá sa rozbahňuje, štrk sa zatláča stále hlbšie a vo vzniknutých priehlbinách (tzv. štrkových vakoch) sa zhromažďuje voda.

Dôkazy o prítomnosti povrchových horizontov v skúmanom násype sa spozorovali v priebehu rekonštrukcie. Mimoriadne vysokú piezometrickú úroveň v násype spôsobili veľké zrážky v októbri 1977 (463 % dlhodobé normálu; obr. 3). Vnikať zrážkovej vode do telesa násypu uľahčovali hlboké zmrašťovacie trhliny vzniknuté na povrchu svahu následkom suchého a horúceho počasia, ktoré obdobiu nadmerných zrážok predchádzalo.



Obr. 3. Zrážkový diagram. 1 — zrážkový diagram za november a december 1973 a za rok 1974, 2 — dlhodobý priemer za roky 1901—1970
Fig. 3. Diagram of precipations. 1 — precipitation diagram covering November and December of 1973 and 1974, 2 — long term average for the period of 1901—1970

Z rozboru síl na reálnej šmykovej ploche vyšlo, že priemerné normálové napätie bolo $\sigma'^{*} = 19{,}3$ kPa. Tomu zodpovedala hodnota vrcholovej pevnosti $S_f' = 22{,}0$ kPa a reziduálnej pevnosti $S_r' = 5{,}2$ kPa. Priemerné šmykové napätie a súčasne šmyková pevnosť v čase zosuvu (stupeň stability $F = 1{,}0$) boli $\tau = 16{,}5$ kPa (obr. 5a). Z toho v zmysle teórie Skemptona [2]

$$R = \frac{22{,}0 - 16{,}5}{22{,}0 - 5{,}2} = 0{,}33.$$

Z uvedeného možno konštatovať, že v priebehu cca 8 rokov od vybudovania násypu poklesla priemerná pevnosť na šmykovej ploche o 1/3, teda od vrcholovej pevnosti k reziduálnej.

Hodnote $R = 0{,}33$ zodpovedajú parametre pevnosti mobilizované v okamihu zosuvu v hodnote $\varphi' = 22°$ a $c' = 8{,}7$ kPa.

* σ' — priemerné normálové napätie.

Spôsob sanácie

Sanácia zosuvu spočívala v úplnom odstránení zosunutých hmôt až pod šmykovú plochu a v ich nahradení materiálom s vysokou šmykovou pevnosťou a priepustnosťou. Na tento cieľ sa použila vysokopecná troska a pemza z haldy Východoslovenských železiarní v Košiciach.

Dosiahnuť vyššiu stabilitu pomohla aj malá objemová hmotnosť materiálu. Pri troske ukladanej v dolnej časti rekonštruovaného svahu bola po zhutnení 1350 kg . m^{-3} a pri pemze, ukladanej do vrchnej časti, 1050 kg . m^{-3}. Tento materiál sa použil najmä pre nedostatok prírodného štrkopiesku vo Východoslovenskom kraji, vtedajší nadbytok materiálu na odvaloch VSŽ a možnosť prepravovať materiál priamo po ŠRT.

Priečny profil rekonštruovaného svahu sa upravil približne do pôvodného stavu (so sklonom v hornej časti nad bermou 1 : 2,25). Použitím priepustného materiálu sa vylúčilo vytváranie efektívneho normálového napätia a šmykového odporu na potenciálnej šmykovej ploche.

Na zlepšenie celkovej stability násypu sa v dolnej časti svahu pod bermou zriadili drenážne rebrá a pri päte priťažovacia lavica z lomového odpadového kameňa. Drenážne rebrá odvádzajú zrážkovú vodu vsiaknutú do priepustnej časti násypu a zabraňujú rozmáčaniu dolnej časti svahu. Takto sanovaný násyp plní svoju funkciu bez problémov.

Prípad 2 — porušenie svahu hlbokého zárezu

V km 52,9 až 53,4 širokorozchodná železnica prekonáva terénny chrbát zárezom, ktorého maximálna hĺbka v osi zárezu dosahuje 15 m. Pôvodný profil svahu má misovitý tvar a veľmi mierny sklon,

a to pri päte 1 : 5 (11°), potom 1 : 4,5 až 1 : 4 (12,5 až 14°). Návrh relatívne mierneho sklonu nevyplynul z požiadaviek stability, ale pre nedostatok materiálu na stavbu železničného telesa v okolí ŠRT sa materiál na násypy získal zo zárezu, aj keď išlo o zeminu na tento účel málo vhodnú.

Asi po 12 rokoch od vyhĺbenia zárezu nastala roku 1978 deformácia svahu a postupne dosiahla šírku vyše 200 m a smerom proti svahu dĺžku 50 m. Rozsah porušenia je zrejmý z obr. 4.

Geotechnické vlastnosti zemín

Po vzniku zosunu sa vo svahu vykonal inžinierskogeologický prieskum ako východisko návrhu sanácie. O geotechnických vlastnostiach zeminy poskytol nasledujúce údaje:

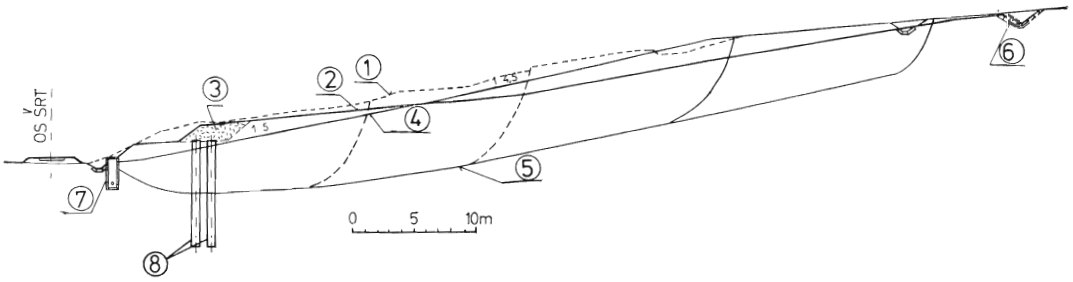
W_n = 20,5 až 26,7, priemerne 23,9 %, W_L = 38,8 až 81,8 %, priemerne 63,4 %, W_p = 18,5 až 26,4 %, priemerne 23,1 %, I_p = 20,3 až 57,6 %, priemerne 40,3 %, I_c = 0,80 až 1,07, priemerne 0,97, γ_n = = 1940—2050 kg . m^{-3}, priemerne 1980 kg . m^{-3}, γ_d = 1550—1690 kg . m^{-3}, priemerne 1610 kg . m^{-3}.

Konsolidované čeľusťové skúšky odvodnených neporušených vzoriek dali nasledujúce priemerné parametre šmykovej pevnosti: φ_f = 22°, c_f' = 20 kPa.

Reziduálna pevnosť sa na základe neúplných čeľusťových skúšok (krátka dráha šmyku) odhadla na φ_R' = 12°, c_r' = 0. Čiary pevnosti sú na obr. 5b.

Mechanizmus porušenia — analýza zosuvu

Svah sa začal postupne porušovať roku 1978, teda asi 12 rokov po vybudovaní zárezu. Prvé príznaky nestability sa prejavili denivelizáciou koľaje ŠRT a vytláčaním dna priekopy pri päte svahu. V ďalšom priebehu poruchy sa okontúroval menší zosuv okrajovými trhlinami v dolnej, miernej časti svahu, postupne sa zatrhávali jeho vyššie časti a v konečnej fáze odlučná trhlina dosiahla vzdialenosť asi 5 m od päty a šírka zosuvu až 200 m. Priebeh zosuvu mal typický charakter progresívneho porušovania, vlastný prekonsolidovanému potrhanému ílu.



Obr. 4. Priečny profil porušeného svahu zárezu s naznačeným spôsobom sanácie. 1 — svah po zosuve zameraný vo februári 1980, 2 — rekonštruovaný svah po sanácii, 3 — priťažovací násyp z priepustného materiálu, 4 — pôvodný svah zárezu, 5 — šmyková plocha, 6 — záchytná priekopa, 7 — revízna šachta drenáže, 8 — širokopriestorové piloty ∅ 630 mm

Fig. 4. Transversal profile through disrupted slope of cut with indicated method of reconditioning. 1 — slope after slide — measured in February, 1980, 2 — reconstructed slope after reconditioning, 3 — gravity fill made of permeable material, 4 — original slope of cut, 5 — shear plane, 6 — catch-water drain, 7 — drain manhole, 8 — broad-dimension piles ∅ 630 mm

Podľa doplňujúceho prieskumu je šmyková plocha v hĺbke 5 až 6 m pod pôvodným svahom. Jej priebeh je na obr. 3 spolu so schematickým vyznačovaním sanačných prvkov. Zemina v zosuve je nasýtená a úroveň hladiny je v hĺbke asi 1,5 m pod terénom. Rozborom síl pôsobiacich na šmykovej ploche sa zistilo, že priemerné normálové napätie pri danej hĺbke hladiny podzemnej vody 1,5 m pod terénom je $\sigma^* = 49{,}8$ kPa a priemerné šmykové napätie $\tau^{**} = 15{,}2$ kPa. Tieto hodnoty sú v diagrame pevnosti (obr. 5b) znázornené plným krúžkom. Uvedenej hodnote σ, zodpovedá hodnota vrcholovej pevnosti $S' = 40{,}1$ kPa a reziduálnej pevnosti $S_r' = 10{,}6$ kPa.

$$R = \frac{40{,}1 - 12{,}2}{40{,}1 - 10{,}6} = 0{,}84$$

Z toho vyplýva, že za 12 rokov priemerná pevnosť zeminy na šmykovej ploche poklesla o 84 %, teda z vrcholovej smerom k reziduálnej hodnote. To svedčí o veľmi rýchlej degradácii potrhaného ílu a o jeho objemovej nestálosti.

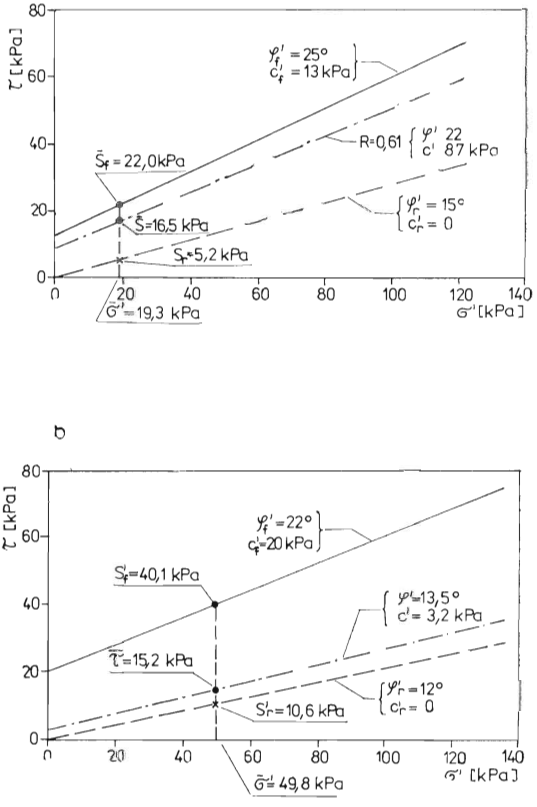
Pri uvažovaní vrcholových parametrov vychádza stupeň stability svahu $F = 2{,}64$ a pre reziduálne parametre $F = 0{,}70$. Keďže skutočný stupeň stability v okamihu porušenia je $F = 1{,}0$, parametre pevnosti mobilizované na šmykovej ploche pri $R = 0{,}84$ vychádzajú $\varphi' = 13{,}5°$ a $c' = 3{,}2$ kPa, t. j. veľmi blízke reziduálnej hodnote.

Spôsob sanácie

Hlavnými konštrukčnými prvkami uplatnenými pri sanácii svahu boli: sploštenie svahu do sklonu 1 : 5,5 (10,3°) a zriadenie priťažovacej bermy pri päte so strmým sklonom svahu 1 : 1,5; drenážne rebrá hlboké cca 3,5 m zaústené do pozdĺžnej drenáže pri päte na zníženie pórového tlaku v porušenom zemnom masíve; rebrá nezasahovali pod úroveň šmykovej plochy v celej dĺžke; oporná stena pri päte svahu z dvoch radov širokopriemerných pilót priemeru 630 mm a dĺžky 9,3 m.

Celková úprava profilu svahu po sanácii je zrejmá z obr. 4.

Od ukončenia sanácie roku 1980 sa nijaké nové deformácie neobjavili.



Obr. 5. Čiary pevnosti zemín v násype a v zárezu. a — čiary pevnosti zemín v násype, b — čiary pevnosti zemín v zárezu
Fig. 5. Lines of strength of soils used in fill and in cut. a — lines of strength in fill, b — lines of strength in cut

* σ — priemerné normálové napätie.
** τ — priemerné šmykové napätie.

Záver

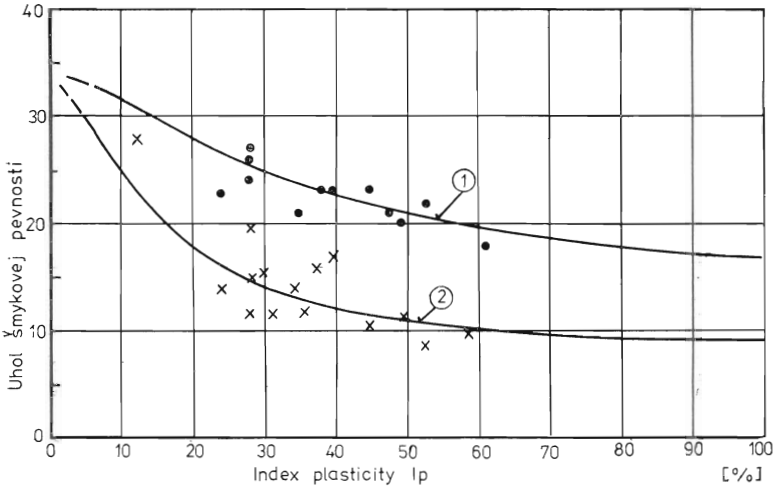
Analyzované prípady porušenia svahov zemných telies nasypaných z ílovitých zemín poukazujú na nebezpečenstvo hroziace takýmto konštrukciám následkom postupného napučiavania a oslabovania zemín. Mechanické vlastnosti zeminy v násypoch komunikácií, najmä železničných, zhoršuje najmä vznik hladiny podzemnej vody pod korunou násypu, čo je pri železničných telesách časté. Mimoriadne vysoký pórový tlak vo vrchných častiach násypov vzniká hlavne po dlhotrvajúcich výdatných zrážkach a môže byť posledným impulzom vzniku zosuvu. Toto nebezpečenstvo hrozí aj nízkym násypom založeným na svahoch z ílovitej zeminy, v ktorých nastáva prepojenie horizontu vody v násype s horizontom podzemnej vody v podloží.

Stavba zárezov oslabuje pevnosť ílovitej zeminy vo svahoch, najmä ak ide o prekonsolidovaný potrhaný íl. Pri odľahčení sa trhliny rozširujú a preniká do nich zrážková voda. Bloky ílu rozčlenené trhlinami napučiavajú, mäknú, a tak šmyková pevnosť postupne klesá. Len čo klesne na hodnotu rovnú priemernej hodnote šmykového napätia na potenciálnej šmykovej ploche, nastáva deformácia svahu a pevnosť ďalej klesá až na reziduálnu hodnotu.

S možnosťou postupného oslabovania ílovitých zemín treba počítať už pri projektovaní násypov a zárezov.

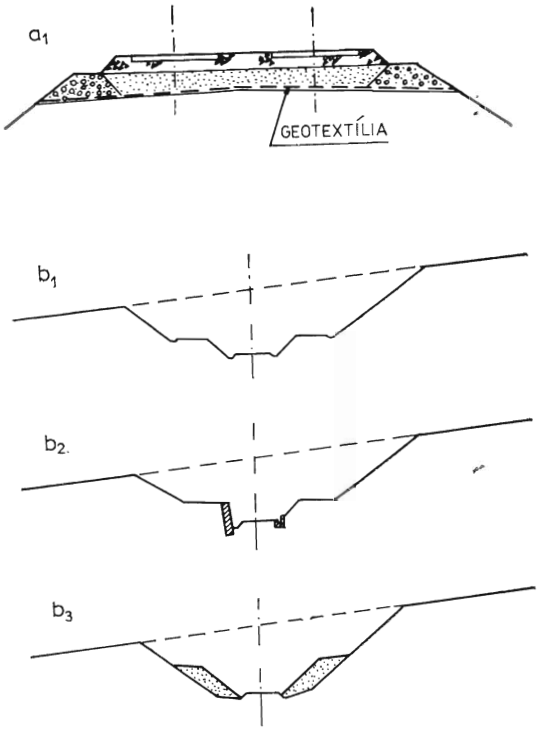
Pri návrhoch svahov a násypov z ílovitých zemín možno uvažovať s vrcholovými parametrami pevnosti φ_f', c_f', ale treba brať do úvahy predpokladanú zmenu vlhkosti zeminy s priebehom času a vzorky zhutnenej zeminy skúšať pri maximálnej očakávanej vlhkosti. Rovnako možno postupovať pri návrhoch svahov zárezov v neporušenom, normálne konsolidovanom íle.

Pri zárezoch v prekonsolidovanom potrhanom íle, aké sa vyskytujú v neogénnych panvách, je nevyhnutné zistiť, či ide o zeminu doteraz svahovými alebo tektonickými pohybmi nenarušenú, alebo o ílovitý masív oslabený šmykovými plochami. V prvom prípade sa odporúča uvažovať parametre šmykovej pevnosti zmäknutej zeminy φ_s', c_s', pričom možno brať $\varphi_s' = \varphi_f'$ a $c_s' = 0$ (Skemptom, 1979). V prípade zemín porušených šmykovými plo-



Obr. 6. Diagramy závislosti φ' a φ_r' na I_p. 1 — závislosť φ' na I_p, 2 — závislosť φ_r' na I_p

Fig. 6. Dependence diagrams φ' and φ_r' on I_p. 1 — dependence of φ' on I_p 2 — dependence of φ_r' on I_p



Obr. 7. Úprava koruny násypu a svahov zárezu v ílovitých zeminách
Fig. 7. Modification of fill crown and slopes of cut in clayey soils

chami treba počítať s reziduálnou pevnosťou φ_r' a uvažovať c_r' rovné nule.

Pre časovú náročnosť a nákladnosť šmykových skúšok ílu možno pri predbežných návrhoch svahov približne určovať šmykové parametre pomocou grafov na základe opisných vlastností. Na obr. 6 na takýto cieľ uvádzame diagram závislosti φ_f' a φ_r' od indexu plasticity I_p podľa Gibsona, resp. Kenneyho.

Na záver uvádzame niekoľko praktických pokynov, ktorými je vhodné riadiť sa pri projekcii komunikačných stavieb z ílovitých zemín:

Pri násypoch je dôležité zabrániť vzniku podpovrchových horizontov vody. To možno dosiahnuť dôkladným odvodnením pláne dostatočne dimenzovanou podkladovou vrstvou z priepustného nenamŕzavého materiálu. Roznášací účinok podkladovej vrstvy možno efektívne zvýšiť rohožou z geotextílie položenou na zemnú pláň.

Pri návrhu svahov zárezov v prekonsolidovanom potrhanom íle treba rešpektovať požiadavku znemožniť bočné uvoľnenie zemín pri päte svahu. Kedysi bežne navrhovaný misovitý tvar svahu je nevhodný. Pätu svahu treba čo najmenej odľahčiť. Výhodný je lomený tvar svahu so širokou lavicou pri päte. Vhodné, ale nákladnejšie je vybudovanie nižšieho oporného múru pri päte. Dolnú časť svahu treba odvodniť napríklad drenážnymi rebrami. Pri dostatku vhodného materiálu v blízkosti stavby možno navrhnúť priťažovaciu lavicu zo štrkopiesku.

Vhodné usporiadanie priečnych profilov svahov v ílovitých zeminách je na obr. 7 (Mencl, 1969).

Recenzoval V. Mencl

LITERATÚRA

Skempton, A. W. 1964: Long-term stability of clay slopes. *Géotechnique, 14, 2, s. 77—101.*

Skempton, A. W. 1970: First-time slides in over-consolidatea clays. *Géotechnique, 20, 3, s. 320—324.*

Slivovský, M. — Švasta, M. 1978: K problémom navrhovania svahov zárezov v ílovitých zeminách s potrhanou textúrou. *Práce a štúdie Vysokej školy dopravnej Žilina, ser. stavebná, 4, s. 25—40.*

Staňa, J. 1979: ŠRT — Červený Dvor km 53,2—53,4. *Žilina, IGHP.*

Švasta, M. — Neševara, J. — Rentka, R. 1964: Širokorozchodná trať Mafovce — Haniska, 3. stavba. *Žilina, IGHP, 62 s.*

Švasta, M. 1976: ŠRT — sanácia násypu v km 52,4—53,2. *Žilina, IGHP, 6 s.*

Záruba, Q. — Mencl, V. 1969: Sesuvy a zabezpečování svahů. *Praha, Academia, s. 176—178.*

Failures of the railway body on broad-gauge railway line Košice — Užhorod, section Červený Dvor

MILAN ŠVASTA — JOZEF ONDREJKA

Strict requirements on the directional and elevational run of railway lines force the builders to realize these works even in territories with inconvenient engineering-geological conditions. In building fills, local materials are used and these are not always quite suitable for this purpose.

Belonging to the areas with adverse conditions from the viewpoint of railway construction is also Podslánská hilly country through which two track thoroughfare of normal gauge Košice — Čierna nad Tisou and also broad gauge line Haniska-Mafovce pass.

On both the tracks already during the construction, but chiefly in the period of operation, deformations of earth body occured. This paper discusses both the failures on the broad gauge line.

On the 52,1st—53,5th km the terrain is of broken character with smoothly modelled ridges and wide flat valleys. The slopes of valley are often disrupted with slides, locally even with ditch erosion.

The territory is built of Quaternary and Neogene sediments that are mostly of clayey character. Neogene sediments are noted for ruptured structure. Water in these sediments is accumulated in relatively permeable positions making use of ruptured structure of clays. The stratification of environment conditions an origin of multiple water horizons often with confined level.

Disruption of high fill

On the 52.1st—52.9th km the broad gauge line passes the valley over a fill being 18 m high. The gradient of fill was stepped in 4-meters elevational intervals with the ratio 1 : 2 at the crown, then 1 : 2.25, 1 : 2.5 and finally 1 : 2.75. At the 8 m level under the crown a terrace 5 m wide was built. In october 1974 the R. H. slope of fill slid down within the length of about 150—170 m; affected by the slide was the 8 m high part above the terrace.

In the construction of fill, the material explored from the cut in neighbouring section of the line was used. This material involved soils with high plasticity, instable as to their bulk density, less suitable for fills of communications and even into subgrade of railway permanent way.

The cause of slope disruption was a decrease in effective normal stresses on the shear plane due to high porous pressure. High porous pressure is a consequence of origin of subsurface water logged zone under the fill crown, the effect of which gradually expanded into the fill body. Permeable gravel bed permits a direct inflow of precipitation waters to the subgrade. Exceptionally high piesometric water level in the fill was brought about by high precipitations reaching in October 1974 463 % of long term normal (Fig. 3).

The reconditioning of this slide was based on removal of the slid materials under the shear plane and in their substitution by blast-furnace slag and pumice — material with high shear strength, permeability and low bulk density. To improve the fill stability, draining ribs were built in the slope lower part and a terrace was constructed at the foot of slope. This terrace was of quarry stone.

Disruption of deep cut slope

On the 52.9—53.4th km the broad gauge line overcomes a ridge through a cut, the maximum depth of which in the axis of cut is 15 m. The original profile of the slope was of dish shape with gentle slopes of 11—14°.

The soils can be characterized as high-plastic clays with average $I_p = 40.3$ %, strength $\varphi' = 22°$, $c' = 20$ kPa and with residual strength $\varphi_r' = 12°$, $c_r' = 0$.

The first symptoms of instability made themselves felt in 1978 through delevelling of broad gauge line and bulging of ditch bottom, followed next by formation of contours of the slide in the slope lower part. The course of slide took a typical character of progressive disruption which is typical for

ruptured clays. In the final phase the parting crack reached the distance of about 50 m from the foot and the width of slide was up to 200 m. The cause of slide was a gradual degradation of ruptured clays forming the structure of cut slope.

The main structural elements used in the slope reconditioning were: slope flattening, construction of gravity berm at the foot, draining ribs and supporting wall at the foot consisting of two lines of broad-dimension piles. General modification of the profile is clear from Fig. 4.

Deterioration of mechanical properties of soils in fills is usually brought about by the presence of underground water under the fill crown. This is dangerous even for low fills where water in the fill interconnects with subgrade water horizon.

The opening of cuts leads, particularly in ruptured clays, to strength weakening. Because of relieving, cracks expand and precipitation water penetrates into these cracks. The shear strength gradually decreases up to residual value.

In fills the formation of subsurface water horizons is to be prevented by draining the subgrade and with the aid of sufficiently dimensioned base course.

In the design of slopes of cuts in reconsolidated ruptured clays a protection against lateral release of soils at the slope foot is to be taken into account. The slope foot is to be relieved in smallest possible extent, while the lower part should be drained and/or gravity terrace built of permeable materials.

Preložil O. Simr

ZO ŽIVOTA SPOLOČNOSTI

Anton Matejček: **Výsledky inžinierskogeologického prieskumu pre vodné dielo Horný Váh I a II** (Žilina 18. 10. 1984)

Predbežný inžinierskogeologický prieskum pre súbor stavieb Horný Váh I—II prebiehal v rokoch 1980—81 a nepriamo nadviazal na prieskumy v tejto oblasti. Súbor tvorí stupeň vodné dielo Žilina a vodné dielo Strečno.

Diela sú navrhnuté s perspektívou splavenia toku Váhu a v nadväznosti na vybudované stupne vážskej kaskády a na ďalšie energetické využitie rieky.

Vodné dielo Žilina vznikne vybudovaním hate, prelievanej vodnej elektrárne v ľavej časti aluviálnej nivy Váhu východne od Žiliny. Nádrž s maximálnou hladinou 352,0 m n. m. sa vytvorí vybudovaním cca 7,0 km dlhej pravobrežnej ochrannej hrádze.

Vodné dielo Strečno je situované v juhovýchodnej časti Strečna. Elektráreň je podobného typu ako pri stupni Žilina. Nádrž s maximálnou hladinou 375 m n. m. vznikne vybudovaním nízkej údolnej hrádze zaviazanej do svahov údolia Váhu.

Najdôležitejšími vyvolanými investíciami je preloženie štátnej cesty I/18 a železnice.

Hydrouzol stupňa Žilina (km 4,350) bude založený v otvorenej stavebnej jame hlbokej 44,0 m. Výkop sa bude realizovať vo flyšovom súvrství hričovsko-podhradského paleogénu s prevahou ílovca a siltovca nad pieskovcom. Pokryv tvoria fluviálne náplavy Váhu mocné 2—6 m. Zakladanie objektu bude náročné pre výskyt hornín poloskalného typu, ktorých 4,0—10,0 m povrchová zóna je zvetraná. V zistenej zóne zvetrávania (navetrania) sú do hĺbky 20—25 m výrazne nižšie hodnoty sledovaných mechanicko-pretvárnych charakteristík. Zóna navetrania sa vyčlenila na základe zhodnotenia karotážnych meraní (mikroseizmokarotáže), presiometrických skúšok, laboratórnych skúšok mechaniky hornín a vodnotlakových skúšok.

Hĺbenie jamy bude pod ochranou obvodnej podzemnej tesniacej steny.

Nadväzným prieskumom (Sikora, 1982) sa riešili stabilitné pomery pravostranných svahov údolia (masív Dubňa), ku ktorým sa primkýna prehĺbený odpadový kanál z vodnej elektrárne. Výstavbu kanála ohrozujú zosuvy vo východnej časti obce Budatín, ktoré treba pred začatím stavby sanovať.

Oblasť vodného diela Strečno je na okraji strečnianskeho priehybu. Územie budujú horniny kryštalinika, mezozoika silne redukovaných tektonických jednotiek (obalovej, krížňanskej a chočskej) a paleogénnej výplne žilinskej kotliny.

V mieste stavebnej jamy vodnej elektrárne stupňa Strečno (km 14,090), situovanej na juhovýchodnom okraji obce Strečno, prebieha priamo násunová línia chočskej tektonickej jednotky so zónou porušenia hornín neokómu a triasu. V dolomite triasu sú horniny výrazne kavernózne.

Vlastné hĺbenie stavebnej jamy a zakladanie objektu hydrouzla bude okrem nerov-

norodosti základovej škáry zhoršovať aj fluviálne zvodnené štrkopieskové náplavy v mocnosti 10—14 m. Hĺbenie ochrannej podzemnej steny bude sťažovať výskyt ojedinelých balvanov veľkých 0,5—1 m.

Pre dostatočne únosné súvrstvie neokónu krížňanskej jednotky, ktoré je do hĺbky cca 30 m relatívne nepriepustné, sa odporučilo posunúť objekt vodnej elektrárne mimo dosahu tektonickej línie.

V nadväznosti na riečnu nádrž vodného diela Strečno je na úrovni technicko-ekonomickej štúdie vyprojektovaná prečerpávacia vodná elektráreň Hoskora.

Mirek Zeman — Rudolf Holzer: **Využitie leteckého a družicového prieskumu v inžinierskej geológii** (Bratislava 8. 3. 1984)

Referát sa sústredil najmä na hodnotenie možností využitia leteckých snímok pri inžinierskogeologickom mapovaní v mierke 1 : 50 000 až 1 : 5 000 a pri iných úlohách inžinierskogeologickej praxe. V úvode sa zaoberal hlavnými rozlišovacími znakmi a faktormi modelu zemského povrchu a ich interpretáciou pri oceňovaní zložiek geologického prostredia, analýzou niektorých charakteristických prvkov prostredia a napokon metodickým postupom pri zložitých operáciách interpretácie.

Metódy diaľkového prieskumu sa v inžinierskej geológii uplatňujú predovšetkým v regionálnom inžinierskogeologickom výskume a rajonizácii územia, v rozličných štádiách orientačného a predbežného prieskumu (výber stavebného zámeru pre hydrotechnické diela, trasovanie komunikácií, občianska výstavba a pod.), ďalej v rade špeciálnych úloh a zámerov, medzi ktoré patrí napr. vyhľadávanie ložísk stavebných surovín, hodnotenie územia z hľadiska stability a rozvoja geodynamických javov a v prognózovaní zmien geologického prostredia najmä v súvislosti so stavebnou činnosťou človeka.

Pri inžinierskogeologickej rajonizácii územia vychodiacej z interpretácie snímkových podkladov sa venuje pozornosť hlavným zložkám prostredia, a to identifikácii litologických formácií a komplexov hornín, ako aj ich štruktúrnotektonického porušenia, charakteristike povrchového a podzemného zvodnenia, vyčleneniu častí (celkov) územia s nerovnakým sklonom, členitosťou alebo tvarom reliéfu, identifikácii, charakteristike a rozsahu geodynamických javov a antropogénnych zmien v geologickom prostredí.

Analýzou podkladov a materiálov z rozličných druhov diaľkového prieskumu možno takto dostať množstvo informácií rozličnej povahy a hustoty a tie sa ukladajú vo forme interpretačných analytických máp. Vhodnou kombináciou podkladov s výsledkami iných prieskumných prác vznikajú syntetické mapy inžinierskogeologického rajónovania.

Ľubomil Pospíšil — Z. Schenková — V. Schenk: **Fotolineácie a ich vzťah k ohniskám zemetrasení** (Bratislava 8. 3. 1984)

Ohniská zemetrasení v kôre a vo vrchnom plášti indikujú miesta, v ktorých pod vplyvom uvoľnenia napätia nastávajú mobilné prejavy. Aktivita zemetrasení s ohľadom na skúmanú oblasť varíruje, ale ich meranú intenzitu možno pokladať za odraz súčasných geodynamických procesov. Doteraz sa z oblasti Západných Karpát porovnávali mapy epicentier zemetrasení so známymi tektonickými líniami, výsledkami seizmiky a gravimetrie a na ich základe bolo možno vyčleniť seizmickoaktívne prvky zodpovedajúce aktívnym zlomovým zónam oddeľujúcim dosky, bloky atď.

Interpretácia družicových snímok odhalila v Západných Karpatoch aj nové, doteraz neopísané štruktúry, napr. líniu FOLIPO (smeru VSV—ZJZ) a rad nelineárnych štruktúr (viedenská panva, Janků et al., 1984; Stropkov — Svidník, Pospíšil et al., 1983, atď.). Na potvrdenie nových štruktúr sa použili aj geologické, ale najmä geofyzikálne informácie.

Z porovnania výsledkov DPZ a seizmológie vyplynulo niekoľko nových poznatkov, ktoré pri analýze dynamických procesov prebiehajúcich v Západných Karpatoch bude treba vziať do úvahy, ako napr. rad ohnísk viažuci sa na metódami DPZ zistené fotolineácie, ktoré podľa geologických a geofyzikálnych údajov môžu mať charakter zlomov s horizontálnym posunom (strike slip). Isté väzby možno vidieť aj pri nelineárnych štruktúrach (napr. SGR). Z analýzy vyplynul zásadný poznatok, že s ohľadom na hĺbku a distribúciu ohnísk zemetrasení možno rad z nich pokladať skôr za odraz pohybov a uvoľnení napätia na násunových plochách (dosuny) ako za prejav zlomovej tektoniky. Príkladom druhého typu môžu byť malokarpatské zemetrasenia (južná časť).

Mineralia slov.
17 *(1985), 1, 81—86*

Svahová deformácia na štátnej ceste Ilava — Valaská Belá v úseku Homôľka

JOZEF SIKORA, VLASTIMIL HRIC

IGHP, n. p., závod Žilina, Rajecká cesta 010 51 Žilina

(4 obr. v texte)

Doručené 11. 7. 1984

Деформация склонов государственной дороги Илава - Валаска Бела на участке Гомолка

Государственная дорога ведущая из Илавы в Приевидзу на участке пункта Гомолка в длине 300 метров ведёт через территорию оползней. Дорога часто нарушается периодической реактивизацией движений склонов. Предложенный способ охраны основан на глубинном отводе вод данного участка и установки котвенной пилотной стены возле дороги этого участка.

Slope deformation on the state highway Ilava — Valaská Belá, section Homôľka

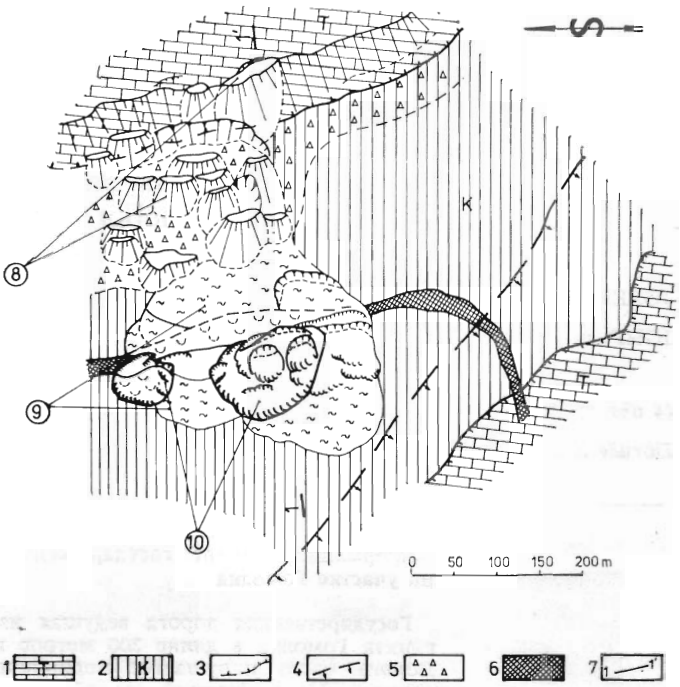
State highway from Ilava to Prievidza at ground elevation Homôľka passes in length of 300 m through landslide territory. The roadway was periodically damaged by reactivation of slope movements. Proposed manner of reconditioning is based on in-depth draining of the failed territory and building of anchored pile wall under roadway body.

Štátna cesta z Ilavy do Prievidze, ktorá je dôležitou spojnicou medzi Považím a Ponitrím, prechádza v oblasti Homôľky (908 m n. m.) zosuvným územím. To si uvedomovali už stavitelia cesty, a preto jej výstavbu prispôsobovali podmienkam. Zamerali sa najmä na odvodnenie cestného telesa a v odreze cesty vybudovali kamenné odvodňovacie rebrá vyúsťujúce do rigolov a priepustmi cez cestu do svahu.

O nedostatočnosti takéhoto riešenia svedčí, že pri porušení odvodňovacieho systému opakovane nastávali deformácie cesty v dĺžke cca 300 m. Cesta sa deštruuje preto, že povrchová voda, ako aj zachytená voda z porušených odvodňovacích systémov vníká cez trhliny na šmykovú plochu zosuvu.

Geologické pomery

Geograficky patrí územie do Strážovskej hornatiny a geologicky ho budujú dve tektonické jednotky (obr. 1).



Obr. 1. Mapa svahových deformácií. 1 — chočský príkrov — vápenec (anis), 2 — krížňanský príkrov (alb — cenoman), 3 — násunová línia, 4 — predpokladaná tektonická línia, 5 — oblasť osypov, 6 — teleso štátnej cesty, 7 — geologický rez 1 — 1', 8 — blokové rozsadliny a polia — I. štádium, 9 — zosuvy II. štádia — stabilné, 10 — aktívne zosuvy, III. štádium

Fig. 1. Map of slope deformations. 1 — Choč's nappe — limestones (anis), 2 — Krížňan's nappe — (alb-cenoman), 3 — nappe's line, 4 — assumed tectonic line, 5 — area of debris, 6 — body of highway, 7 — geological section 1 — 1' 8 — partly sunk blocks and fields of the first stage, 9 — landslides of the second stage — stable, 10 — active landslides, third stage

Krížňanský príkrov zastupujú horniny spodnej a vrchnej kriedy (alb — cenoman) vo flyšovom vývoji slieňovca s polohami slienitého vápenca. Príkrovová stavba súvrstvia spôsobila jeho výraznú bridličnatosť a porušenosť. V prieskumných dielach (šachtice, vrty) sme overili porušený slieňovec, miestami až podrvený, s hojným výskytom tektonických zrkadiel a ryhovaných plôch na plochách odlučnosti a bridličnatosti.

Chočský príkrov tvorí vrcholovú časť územia a v tektonických troskách sa zachoval aj v širšom okolí. Horniny, ktoré ho tvoria, zastupuje bazálny člen čiernovážskej série — guttensteinský vápenec (anis) a bezprostredne v oblasti Homôlky reiflinský vápenec. Komplex vápenca má sklon 5—10° na S až SZ, súhlasný so sklonom násunovej línie.

Geologicko-tektonická stavba územia vytvorila vhodné podmienky na vznik a vývoj svahových deformácií, pretože vápenec leží na relatívne mäkkom tektonicky porušenom slieňovci.

V porušenom území sme vyčlenili nasledujúce typy svahových pohybov a deformácií: plazenie (kríp) — hlbinné rozvoľňovanie vápencového masívu, pri ktorom vznikajú blokové rozpadliny a blokové polia a zosúvanie pozdĺž zložených šmykových plôch vedúce k vzniku zosuvných porúch.

Pod vplyvom zatláčania do mäkšieho podkladu sa vápencový komplex rozpadáva na blokové rozpadliny. Porušený vápencový masív vytvára dobré podmienky na infiltráciu atmosferických zrážok do horninového prostredia. Okraje blokových rozpadlín sa rozpadávajú a postupne zabárajú do porušeného a vodou nasýteného slieňovca krížňanského príkrovu a výsledkom je vznik blokových polí (obr. 1). V ich predpolí — ako výsledná forma modelácie svahu — vznikli zosuvy. Blokmi deformovaný slieňovec sa ľahko nasýtil

vodou, tým rýchlejšie zvetrával a nadobudol povahu zeminy.

Pôvodné mechanické vlastnosti slieňovca, reprezentované hodnotami $\varphi = 32°$ a $E_o = 50$ MPa, degradáciou získavajú vlastnosti vysokoplastickej ílovitej hliny $I_p = 17—26\ \%$, $I_c = 0{,}83—1{,}24$). Pri šmykových skúškach sa zistila jej reziduálna hodnota uhla vnútorného trenia $\varphi_r = 17°$.

Vývojové štádiá svahových deformácií

Z hľadiska postupného vývoja foriem svahových deformácií sme vyčlenili tri vývojové štádiá.

I. štádiom je rozvoľňovanie vápencového masívu a vznik blokových rozpadlín a polí. Mocnosť blokov dosahuje 25—30 m. Bloky sú naklonené po svahu a porušené puklinami kolmo na vrstvovitosť. Pukliny sú otvorené, vyplnené sutincu, široké 25—30 cm.

II. štádium reprezentuje vznik t. č. pokojných zosuvov s hlbokými šmykovými plochami v horninách krížňanského príkrovu. Mocnosť zosuvných delúvií je 15 až 26 m. Vo vrtoch a šachticiach sme overili šmykové zóny mocné 20—50 cm a dilatantné šmykové plochy. Šmykové zóny sú zvodnené a majú charakter nakyprenej prehnietenej zeminy (ílovitá hlina s úlomkami pôvodnej horniny).

Zistené dilatantné šmykové plochy sú vyhladené, ryhované, takmer vždy s povlakom ílu mocné do 0,5 cm.

Zosuvy III. štádia (aktívne) sa vyvinuli v nadloží akumulačnej oblasti zosuvov II. štádia. Hĺbka šmykových plôch je 7,00—9,80 m. Materiály zosuvného delúvia tvorí sutina, svahová hlina, navážky cestného telesa a zvetraný slieňovec. Vznik aktívnych zosunov predpokladáme po výstavbe štátnej cesty, pretože zásahom do svahu sa v jeho časti zmenili sklonové pomery a pôvodný režim povrchovej a podpovrchovej vody.

Stabilitné pomery porušeného svahu

Na stabilitné posúdenie územia bolo potrebné režimné pozorovanie hladiny podzemnej vody vo vrtoch v závislosti od atmosferických zrážok a geodetické sledovanie pohybov zosuvu.

Zosuv sa pozoroval v rokoch 1978—1981. V sledovanom období sa ukázalo, že výška hladiny podzemnej vody priamo závisí od zrážok (obr. 4). Hladiny podzemnej vody na ne reagujú s fázovým posunom 5—10 dní. Najvýznamnejšie na výšku hladiny podzemnej vody vplýva jarné topenie sa snehovej pokrývky. Extrémnym obdobím, keď hladina vody v zosuve dosahuje maximum, je koniec februára až začiatok marca.

Meranie siete geodetických bodov stabilizovaných v zosuvnom území ukázalo, že body v oblasti zosuvov III. štádia (aktívne zosuvy) mali v sledovanom období pohyby až 1198 mm, ale body situované v zosuvoch II. štádia merateľný pohyb nezaznamenali.

Stabilitné pomery územia sme prešetrovali výpočtami stability v štyroch najnepriaznivejších profiloch zosuvného územia. Na výpočet sme použili klasickú prúžkovú metódu Petterssona a metódu Janbu. Do výpočtov stability sme zavádzali vztlakovú úroveň hladiny podzemnej vody vždy zo spomenutých extrémnych období. Popri vztlakovom účinku hladiny podzemnej vody sú ďalším rozhodujúcim faktorom šmykové parametre hornín a zemín na šmykovej ploche.

Zavedením hodnôt šmykových pevností získaných z laboratórnych skúšok do výpočtov stability nemožno vždy dostať reálne hodnoty stupňa stability, a preto sme ich postupne získavali spätným výpočtom stability čiastkových zosuvov použitím Petterssonovej metódy. Spätne sme počítali čiastkové zosuvy, ktorých stupeň stability $F \doteq 1$, čo vyplýva zo spomenutého

geodetického sledovania, ako aj zo sledovania pohybov zosuvu pomocou špeciálnych prístrojov umiestnených vo vrtoch (páskové vodiče, deformačné rúrky). Spätnými výpočtami sme získali tzv. priemerné výpočtové parametre šmykovej pevnosti na šmykovej ploche sledovaných zosuvov.

Takto získané hodnoty φ_r sme použili pri stabilitných výpočtoch podľa metódy Janbu, ktorá spĺňa všetky podmienky rovnováhy síl v prúžku a uvažuje aj trecie a bočné sily medzi nimi.

Na základe výpočtov stability sme usúdili, že zosuvy III. štádia sú aj pri uvažovaní maximálne možného odvodnenia aktívne (stupeň stability $F < 1$), ale zosuvy II. štádia sú aj pri uvažovaní extrémnych hladín podzemnej vody, zistených na základe režimného pozorovania, stabilné.

Zosuv sme považovali za dostatočne stabilný, ak pri použití uvedených výpočtových parametrov šmykovej pevnosti stupeň stability bol $F \geqq 1{,}2$.

Z dlhodobého sledovania zosuvných lokalít vychodí, že atmosferické zrážky v množstve cca 300 % dlhodobého mesačného normálu možno pokladať za hodnotu, pri ktorej sa aktivizujú potenciálne zosuvy. Ale tieto úvahy platia iba vtedy, ak sa pri aktivizácii zosuvu neuplatnia iné faktory, napr. umelý nepriaznivý zásah do svahu.

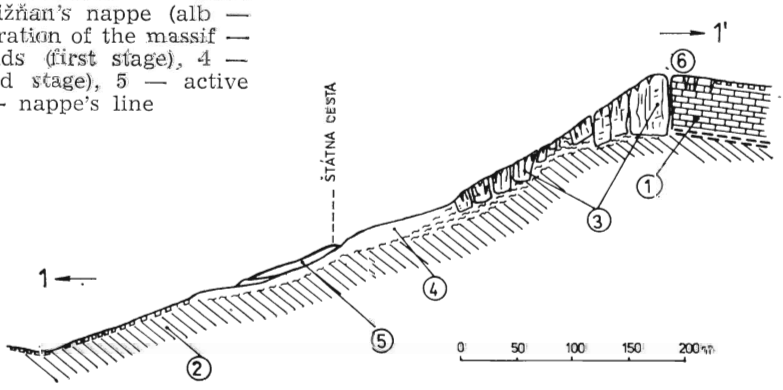
Zo zostrojenej grafickej závislosti stavu hladiny podzemnej vody v závislosti od atmosferických zrážok je zrejmé, že závislosť nemá lineárny priebeh (obr. 4). Zodpovedá to poznatku, že každé horninové prostredie môže pri daných infiltračných pomeroch akumulovať iba isté maximálne množstvo vody. V konečnej fáze potom závislosť konverguje k tzv. maximálnej hladine podzemnej vody v danom geologickom prostredí.

Pri uvažovanom 300 %-nom úhrne normálnych mesačných zrážok (297 mm mesačných zrážok vo vegetačnom období) stúpa hladina podzemnej vody oproti zistenému maximu z režimného pozorovania o 2,0 m.

Z výpočtov stability II. štádia vyplýva, že na pokles stupňa stability na hodnotu $F \leqq 1{,}0$ treba, aby hladina podzemnej vody v celom zosuve stúpla o 2,80 m. Ale táto úvaha platí len vtedy, ak sa vstupné údaje pri výpočte stability nemenia, to

Obr. 2. Schematický geologický rez zosuvným územím. 1 — vápenec — chočský príkrov (anis), 2 — krížňanský príkrov (alb — cenoman), 3 — rozvoľňovanie masívu — vznik blokových polí (I. štádium), 4 — stabilný zosuv (II. štádium), 5 — aktívny zosuv (III. štádium), 6 — násunová línia

Fig. 2. Schematic geological section of the sliding territory. 1 — limestones — Choč's nappe (anis), 2 — Krížňan's nappe (alb — cenoman), 3 — disintegration of the massif — creation of blocks fields (first stage), 4 — stable landslide (second stage), 5 — active slide (third stage), 6 — nappe's line



znamená, že dolná časť svahu (zosuvy III. štádia) je sanovaná. V opačnom prípade by sa zmenil tvar povrchu terénu, a tak by sa sklonové pomery zosuvov II. štádia zhoršili.

Podľa uvedených faktov pokladáme zosuvy II. štádia za stabilné, ale s podmienkou, že prípadné zhoršenie stabilitných pomerov na lokalite pod vplyvom extrémnych klimatických vplyvov treba eliminovať hĺbkovým odvodnením zosuvu.

Stabilita zosuvov II. štádia bola pre možnosti sanovania zosuvom porušenej cesty rozhodujúca.

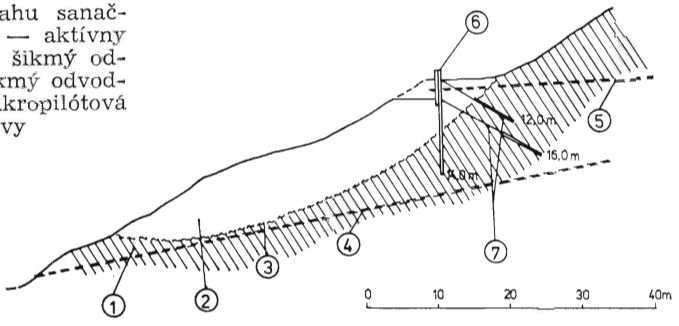
Z výpočtov stability aktívnych zosuvov vidno, že ich nemožno sanovať iba odvodnením. Priťažovacie lavice v akumulačnej časti aktívnych zosuvov pre strmosť terénu a ťažký prístup nemožno využiť.

Štátnu cestu sme navrhli sanovať pomocou ukotvenej pilótovej steny zostavenej z injektovaných rúrkových mikropilót. Ale navrhovaná konštrukcia je dimenzovaná len na aktívny tlak časti aktívneho zosuvu a zaťaženia od dopravy. Je zrejmé, že v takomto prípade by akékoľvek aktivovanie zosuvov II. štádia znamenalo porušenie opornej konštrukcie, pretože ju nemožno dimenzovať na tlak od zosuvov II. štádia.

Preto je veľmi dôležitá časť sanačných opatrení dotýkajúca sa odvodnenia zosuvného územia.

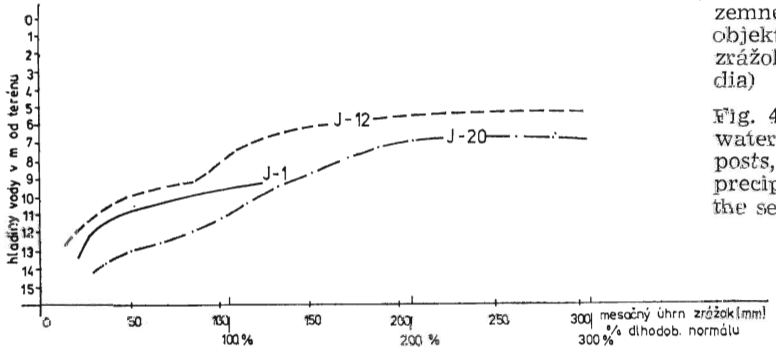
Injektované mikropilóty sa ako hlavný nosný prvok použili najmä pre sťažené priestorové pomery na zosuve a charakter horninového prostredia. To vyžaduje používať vrtné stroje malých rozmerov (vrty malého priemeru).

Rovnako bolo zrejmé, že sa bude pracovať v aktívnom zosuve a že pohyby zosuvu budú aj počas stavebných prác. Preto



Obr. 3. Schéma zabezpečenia svahu sanačnými prvkami. 1 — slieňovec, 2 — aktívny zosuv, 3 — šmyková plocha, 4 — šikmý odvodňovací vrt dlhý 150 m, 5 — šikmý odvodňovací vrt dlhý 40 m, 6 — mikropilótová stena, 7 — zemné pramencové kotvy

Fig. 3. Schematical depiction of slope reconditioning work 1 — marlstones, 2 — active landslide, 3 — slip surface, 4 — slanting drainage borehole 150 m long, 5 — slanting drainage borehole 40 m long, 6 — micropile wall, 7 — cable ground anchors



◀ Obr. 4. Závislosť hladiny podzemnej vody v pozorovacích objektoch od mesačného úhrnu zrážok (oblasť zosuvov II. štádia)

Fig. 4. Dependence of ground water level, at the observation posts, on monthly total of the precipitation (landslide area of the second stage)

bolo treba navrhnúť nosný prvok majúci plnú nosnú schopnosť už od jeho zavedenia do zosuvu.

Na zakotvenie mikropilótovej steny do podložia boli navrhnuté zemné lanové kotvy s nosnosťou 600 kN dlhé 16 m a zo statických dôvodov umiestnené 2,60 m pod korunou pilótovej steny. Aby sa mohol upraviť terén na lanové kotvy, bolo treba z úrovne terénu zakotviť pilótovú stenu provizórnym lanovými kotvami s mocnosťou 400 kN a s dĺžkou 12 m. Na zamedzenie vytvorenia bariéry podzemnej vode sa navrhlo hĺbkové odvodnenie spoza mikropilótovej steny pomocou šikmých vrtov.

V súvislosti s možnou sanáciou štátnej cesty sa skúmali aj alternatívne riešenia. Uvažovalo sa aj o preložení cesty, ale to by si vyžadovalo budovanie mostných objektov, príp. tunela. Preklenutie zosunu mostným objektom by narazilo na veľké ťažkosti pri zakladaní pilierov v zosuvnom území. Ale podstatné je, že by si obidve alternatívy vyžiadali vyššie investičné náklady ako sanácia zosuvu.

Recenzoval J. Malgot

LITERATÚRA

Maheľ, M. et al. 1967: Regionální geologie ČSSR. I. II. Západní Karpaty. *Sv. 1. Praha, s. 132—154.*

Maheľ, M. et al. 1962: Vysvetlivky k prehľadnej geologickej mape ČSSR 1 : 200 000, list Žilina. *Bratislava, s. 94—111.*

Materiály XXIII. celoštátnej geologickej konferencie SGS. 1980. *Bratislava, GÚDŠ.*

Matula, M. 1973: Inžinierskogeologické štúdium horninového prostredia a geodynamických procesov. *Bratislava, s. 95—104.*

Nemčok, A. — Pašek, J. — Rybář, J. 1974: Dělení svahových pohybů. *Sbor. geol. věd, ř. HIG, 11, s. 77—123.*

Sikora, J. — Hric, V. 1981: Homôľka — zosuv. *[Záverečná správa z inžinierskogeologického prieskumu.] Manuskript — Geofond IGHP Žilina.*

Záruba, Q. — Mencl, V. 1958: Inženýrska geologie. *Praha, Academia, NČSAV.*

Slope deformation on the state highway Ilava — Valaská Belá, section Homôľka

JOZEF SIKORA — VLASTIMIL HRIC

The sliding territory at he Homôľka elevation point in Strážovská hilly country is built of two tectonic units.

The Choč nappe forms to part of the slope and is built of limestones (anis).

The Križňanský nappe consists of rocks of lower up to upper chalk (alb-cenoman) in flysch development of marlites with positions of marly limestones. The nappe structure of strata caused its considerable slaty cleavage and disintegration.

The geological structure mentioned formed a conditioned structure for an origin and development of slope deformations.

Rocks of the Choč nappe (limestones) are gradually pressed into soft marlaceous subsoil and gravitational disintegration of limestone massif occurs (Figs. 1, 2). The final product of this disintegration is the formation of block slope deformations (block fields). In the fore-land of block fields slides in rocks of Križňan massif with deep course of shear planes developed.

Due to natural factors, and also because of the construction of main road, partial active slides developed in the body and damaged the main road (Fig. 3).

Based on the results of the engineering-geological survey, the reconditioning of main road passing through the parting sections of active slides was designed with the aid of anchored micropile wall, deep and surface draining of the sliding territory.

Preložil O. Šimr

Mineralia slov.
17 *(1985), 1, 87—95*

Sanácia zosuvov vo Vranove nad Topľou

LADISLAV ANDOR*, MIROSLAV SLÁMA**

* Slovenský geologický úrad, Prievozská 30, 877 15 Bratislava
** IGHP, n. p., Žilina, závod Košice, Garbanova 1, 040 11 Košice

(2 obr., 6 foto a 1 tab. v texte)

Doručené 11. 7. 1984

Восстановление оползней в интервилане города Вранов н/Топлей

Активизация оползней в интервилане города Вранов весной 1981 года способствовала разрушению электросети ВН, угрожала разрушению важного электророзводного сооружени, городского кладбища, построек частных домов и постройки управления технических услуг города. Оползням подверглись глины, зона выветривания миоценных осадков с флишевым развитием склонов пригородного холма. Причины вызвавшие оползни связаны с антропогенным действием нарушения природных склонов холма и большим напором подземных вод. Восстановительные работы были направлены для отвода подземных вод субгоризонтальными буровыми скважинами.

Reconditioning of landslides in Vranov nad Topľou

Activation of landslides in built-up area of Vranov nad Topľou in spring of 1981 brought about breakdown of several high-voltage lines, endangered the operation of power substation, town cemetery, single family housing and block appartment buildings and area of technical services. By sliding suffered the slope soils, débris and weathered zone of the miocene strata with flyschoid development. The most important factors of the formation of landslides have been human interventions into natural angle of the slopes and high levels of underground water. Center of more extensive reconditioning work was in draining of concerned territory by lightly slanting, nearly horizontal boreholes.

V intraviláne Vranova nad Topľou sa v priestore medzi 110 kV elekrotrozvodňou a okrajom nového sídliska Dubník v rokoch 1980—1981 zaktivizovali dva zosuvy. Zosuv na okraji sídliska Dubník porušil základy rozostavaného domu a ohrozil ďalšie objekty individuálnej bytovej výstavby. Zosuv nad elektrorozvodňou spôsobil haváriu niekoľkých liniek vysokého napätia, bezprostredne ohrozil pre-

vádzku dôležitej elektrorozvodne a zasiahol okraj mestského cintorína. Ohrozený bol aj areál Technických služieb mesta Vranova. Obidva zosuvy ohrozovali aj diaľkový kábel a niektoré miestne inžinierske siete. Okrem hospodárskych škôd na objektoch, inžinierskych sieťach a pozemkoch zasiahnutie a ohrozenie cintorína znamenalo porušenie etických a hygienických noriem. Na lokalite vznikol havarijný stav. Okamžite sa vykonali protihavarijné, zväčša provizórne sanačné opatrenia, ktoré pomohli územie dočasne stabilizovať.

Optimálny návrh definitívnych sanačných prác si vyžadoval nevyhnutné poznatky o geologických a hydrogeologických pomeroch a podmienkach vzniku a rozvoja zosuvných procesov v tomto území. Potrebné údaje sme získali inžinierskogeologickým prieskumom.

Geomorfologická a geologická charakteristika

Záujmové územie sa rozprestiera na severnom okraji Východoslovenskej nížiny na rozhraní Vranovskej pahorkatiny a Toplianskej nivy. Má mierne členitý pahorkatinný reliéf. Svahy upadajúce k Topli sú sklonené na JZ, ich prirodzený sklon je 8—15° a relatívna výška vzhľadom na nivu Tople 60 až 100 m. V úseku medzi Komáranmi a Vranovským Dlhým ich člení erózia a zosuvné procesy, ktoré sú popri splachu ďalším dôležitým činiteľom formovania reliéfu.

Na geologickej stavbe sledovaného územia sa zúčastňujú horniny kvartéru a neogénu. Vystupuje tu morské súvrstvie miocénu (stredný báden), ktoré D. Vass — J. Čverčko (v tlači) označili ako vranovské súvrstvie. Ide o žltosivý jemnozrnitý až strednozrnitý kremenitý a sľudnatý rozpadový pieskovec striedajúci sa s vrstvami sivého, vzácnejšie zelenkavosivého polospevneného slienitého ílu. V spodnej časti strednobádenského komplexu vystupuje detritické súvrstvie s výraznou prevahou pieskovca. Smerom do nadložia ílu pribúda a detritické súvrstvie prechádza do flyšoidného vývoja s rytmickým striedaním pieskovca a ílu a vyššie až do pelitického vývoja s podradným zastúpením pieskovca. Íl je v zóne zvetrania hnedosivý až hnedý, tuhej až pevnej konzistencie. Rtg a DTA analýzou sa v ňom zistil illit, kaolinit a ojedinele aj montmorillonit.

Uložné pomery celého komplexu podmienila poloha na okraji sedimentačnej panvy v blízkosti kontaktu s paleogénom flyšového pásma. Vrstvy monoklinálne upadajú do vnútra panvy a lokálne sú detailne zvrásnené. Generálny sklon súvrstvia je 20—40°na JZ, teda v smere sklonu svahu.

Neogénne súvrstvie je zväčša pokryté eluviálno-deluviálnym komplexom mocným od 1 do 16 m. Vo vrchnej časti svahu je menšia mocnosť svahoviny (1—5 m), na hrebeni lokálne vystupuje podložie na povrch. V nižších častiach svahu mocnosť svahoviny vzrastá na 10—16 m. Tvorí ju hlavne svahová hlina a sutina.

Priľahlú údolnú nivu vypĺňajú aluviálne sedimenty. Na povrchu je to jemnozrnná zemina povodňovej fácie mocnosti 9—13 m a hlbšie štrk korytovej fácie v mocnosti 2—3 m. Celková mocnosť alúvia je 11 až 16 m.

Hydrogeologické pomery

Podzemná voda sa v záujmovom území vyskytuje v troch formách, a to ako porušená voda alúvia Tople, podzemná voda eluviálno-deluviálneho komplexu a podzemná voda miocénneho flyšoidného súvrstvia.

Stabilitné pomery územia ovplyvňuje

najmä podzemná voda predkvartérneho podložia a eluviálno-deluviálneho komplexu.

Eluviálno-deluviálny komplex, reprezentovaný hlinou a hlinito-kamenitou sutinou, je ako celok málo priepustný (koeficient filtrácie z orientačných čerpacích skúšok $k = 2{,}8 \cdot 10^{-6}$—$3{,}53 \cdot 10^{-5}$ $m \cdot s^{-1}$; (Sláma et al., 1982). Podzemná voda eluviálno-deluviálneho komplexu sa viaže na priepustnejšie piesčité polohy, v zosuvnom delúviu aj na ťahové pukliny, trhliny a útržky pieskovca z neogénneho podložia. Eluviálno-deluviálny komplex sa sčasti napája priamym vsakovaním zrážkovej vody a čiastočne prestupom vztlakovej vody z podložia.

V svahových sedimentoch zosuvného územia sa zistilo niekoľko podružných horizontov podzemnej vody s voľnou aj napätou hladinou, a to od hĺbky 0,8—3,5 m pod terénom. Napätý charakter podzemnej vody svahových sedimentov spôsobuje heterogénnosť svahoviny a vzdutie za nepriepustnými šmykovými plochami. Vztlak dosahoval až povrch terénu. Päta svahu a odlučné oblasti zosuvov boli na viacerých miestach zamokrené. V akumulačnej časti zosuvu nad elektrorozvodňou presakovali rozptýlené vývery podzemnej vody a oje-

Obr. 1. Mapa zosuvov na západnom okraji Vranova nad Topľou. 1 — aktívne zosuvy, 2 — potenciálne, dočasne pokojné zosuvy, 3 — pramene, 4 — subhorizontálne odvodňovacie vrty, 5 — pritažovací prísyp

Fig. 1. Map of landslides at the western edge of Vranov nad Topľou. 1 — active slides, 2 — temporarily stabilized slides, 3 — water sources, 4 — slanting drainage boreholes, 5 — loading berm

dinelé pramene malej výdatnosti (do 0,1 l . s^{-1}).

Podzemná voda miocénneho flyšoidného súvrstvia sa viaže na priepustné pieskovcové vrstvy. Súvrstvie sa dotuje vodou vsakovaním zrážok cez pokryvné útvary. Vyskytuje sa tu niekoľko horizontov podzemnej vody s napätou hladinou so vztlakom 5 až viac ako 25 m. Ustálená hladina podzemnej vody v strednej a nižšej časti svahu bola vzhľadom na terén v úrovni —15 až +0,50 m.

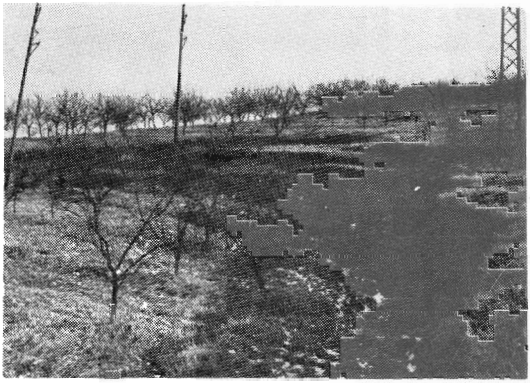


Foto 2. Havarijný zosuv nad elektrorozvodňou, detail odlučnej oblasti
Photo 2. Accidental slide above the transformer power substation detail of the separation area

Zosuvné javy a procesy

Na formovaní na JZ sklonených svahov Vranovskej pahorkatiny medzi Komáranmi a Vranovským Dlhým sa významnou mierou zúčastňovali zosuvné procesy. Výsledkom je rad recentných a fosílnych zosuvných foriem prirodzenej genézy aj zosuvov vyvolaných antropogénnym zásahom. Rozšírenie zosuvných javov v sanovanom území zachycuje obr. 1.

Zosuv nad elektrorozvodňou (foto 1) je plošným zosuvom pretiahnutého tvaru veľký 80×160 m. Pred sanačnými úpravami bol zosuv zreteľne a výrazne ohraničený s typickou zosuvnou morfologiou. Odlučná oblasť zosuvu mala podkovitý tvar s niekoľkými spätnými zátrhmi. Pokles terénu v odlučnej oblasti bol 2 až 4 m (foto 2). Zosunutou masou prechádzal systém trhlín a čiastkových zosuvov. V trhlinách a bezodtokových depresiách sa nahromadila zrážková voda. Podzemná voda miestami vystupovala na povrch a v spodnej časti zosuvu bolo niekoľko prameňov s výdatnosťou maximálne do 0,1 l . s^{-1}. Zosunutá masa zeminy sa akumulovala na počve bývalého zemníka. Šmyková rotačno-planárna plocha je vyznačená v geologickom reze 1 — 1' (obr. 2). V strednej časti zosuvu má hĺbku 12—15 m. Šmyková plocha je sklonená 6—15°, má povahu výraznej diskontinuity, je vyhladená, zrkadlovoleská a ryhovaná v smere pohybu. Je to zosuv antropogénnej genézy a vznikol porušením svahu bývalého zemníka. V čase prieskumu bol zosuv v pokročilom vývojovom štádiu s retrogresívnym a periodickým charakterom pohybu.

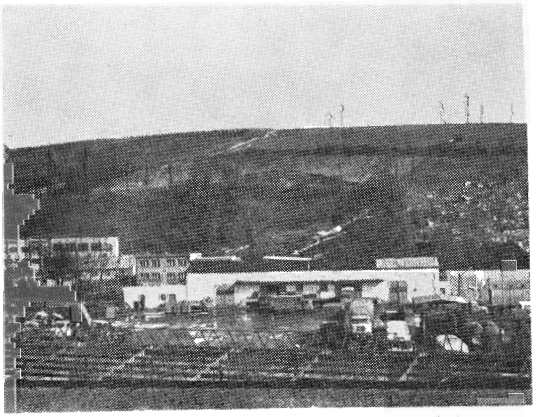
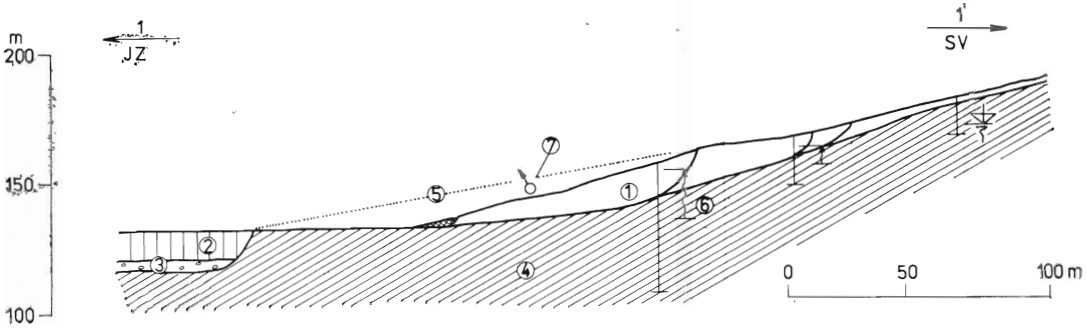


Foto 1. Havarijný zosuv nad elektrorozvodňou, celkový pohľad na jar 1981
Photo 1. Slide above the transformer substation general view, spring 1981

Zosuv pri sídlisku Dubník. Medzi mestským cintorínom a okrajom sídliska Dub-



Obr. 2. Geologický rez zosuvom nad elektrorozvodňou. 1 — deluviálna hlina, sutina, zosuvné delúvium, 2 — fluviálna hlina, 3 — fluviálny štrk, 4 — íl, ílovec s polohami pieskovca (miocén — stredný báden), 5 — pôvodný povrch pred vyťažením zemníka, 6 — napätá hladina podzemnej vody, 7 — prameň
Fig. 2. Geological section of the landslide above the transformer power substation. 1 — deluvial loams, debris, slid deluvium, 2 — fluvial loams, 3 — fluvial gravels, 4 — clays, claystones with layers of sandstones (miocene upper baden), 5 — original surface before exploitation of borrow pit, 6 — ground water level under pressure, 7 — water source

ník je starší potenciálny plošný zosuv prirodzenej genézy (foto 3). Má pretiahnutý tvar s rozmerom cca 90×240 m. Morfológia a ohraničenie zosuvu sú málo zreteľné a jeho povrch je premodelovaný splachom, eróziou a antropogénnymi úpravami. Relatívne zreteľná je odlučná oblasť amfiteátrového tvaru. Pod odlučnou oblasťou sa vyskytovali zamokrené miesta. Ide o zosuv s rotačnoplanárnou šmykovou plochou. Hĺbka šmykovej plochy v transportačnej časti zosuvu je 15,5 až 16,5 m, sklon šmykovej plochy je 9—10° po svahu. Šmyková plocha má charakter ostrej diskontinuity, je zrkadlovolesklá s výrazným ryhovaním v smere pohybu.

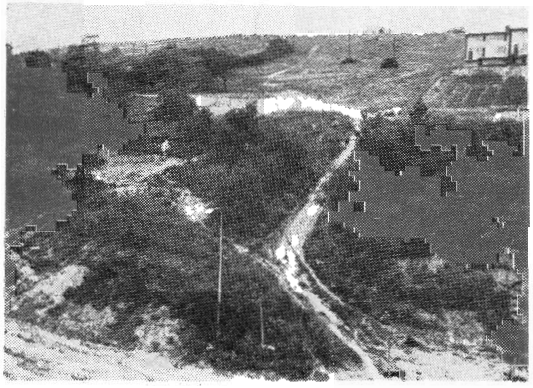


Foto 3. Potenciálny zosuv na okraji sídliska Dubník
Photo 3. Potential slide at the outskirt of suburb Dubník

Na okraji opisovaného zosuvu vznikol zosunutím svahu odrezu pri nevhodne orientovanej výstavbe rodinných domov (foto 4) menší aktívny plošný zosuv rozmerov 30×60 m.

Podľa inžinierskogeologického prieskumu sú zosuvy v záujmovom území plošné, stredne hlboké a s pohybom po rotačnoplanárnych plochách hlbokých 12 až 16 m. Zosúvanie postihlo svahovú hlinu, sutinu a najvrchnejšie, zvetrané časti neogénu.

Podmienky vzniku a rozvoja zosuvných pohybov vytvára interakcia vnútorných a vonkajších príčin v zložitom komplexe prírodného prostredia.

Základnou podmienkou vzniku zosuvov je litologická povaha horninového prostredia a úložné pomery, ktoré predurčujú náchylnosť k zosúvaniu a spôsobujú aj zmeny morfológie svahu v procese tektonického vývoja. Svah v záujmovom území

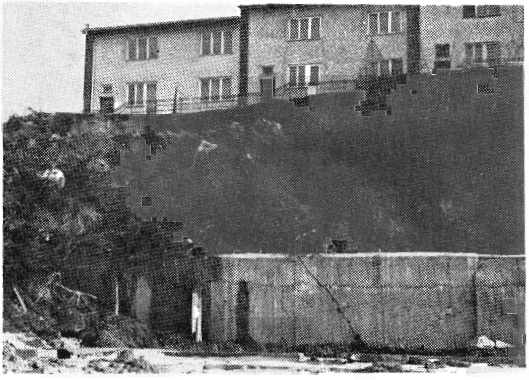


Foto 4. Zosuv odrezu základovej jamy ohrozuje ďalšie objekty individuálnej bytovej výstavby
Photo 4. Landslide cut-off foundation excavation endangers other objects of single family housing

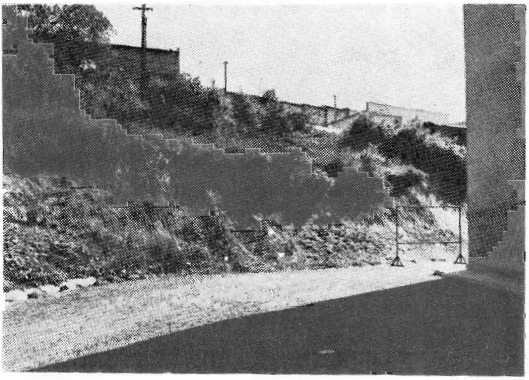


Foto 5. Vranov nad Topľou, sídlisko Dubník. Stavebné odrezy bez oporných múrov ohrozujú stabilitu svahu
Photo 5. Vranov nad Topľou, suburb Dubník. Construciton cuts-off without supporting walls endanger stability of the slope

budujú málo rigidné neogénne sedimenty prikryté zvetraninovaným plášťom (ílovitá hlina, íl). Deluviálna zemina má vysoké číslo plasticity a malú šmykovú pevnosť (tab. 1, podľa Slámu et al., 1982).

Zistené vlastnosti deluviálnej zeminy podmieňujú ich náchylnosť k zosúvaniu. Hrúbka eluviálno-deluviálneho komplexu a úklon neogénneho podložia po svahu predurčujú tvar a hĺbku šmykových plôch.

Závažný vplyv na vznik svahových deformácií tu majú aj hydrogeologické pomery ako odraz geologickej stavby a klimatických, najmä zrážkových pomerov. Podzemná voda sa okrem trhlín a puklín akumuluje hlavne v priepustnejších pieskovcových polohách. Striedanie priepustnejších a málo priepustných polôh umožňuje v dolnej časti svahu vznik vysokého vztlaku. Vplyv podzemnej vody sa okrem vztlaku prejavuje aj degradáciou určujúcich fyzikálno-mechanických vlastností zeminy.

Hlavným činiteľom ovplyvňujúcim úroveň hladiny podzemnej vody sú atmosferické zrážky. Istú úlohu má aj teplota, lebo ovplyvňuje výpar z pôdy, transpiráciu rastlinstva vo vegetačnom období a topenie sa snehovej pokrývky. Pri dennom a sezónnom kolísaní teploty spolu so striedavým vysýchaním a prevlhčovaním zemín sa vytvárajú exikačné pukliny a tie uľahčujú vsakovanie zrážkovej vody do pôdy.

Vplyv človeka na stabilitné pomery sa v záujmovom území prejavil predovšetkým zásahmi do prirodzeného sklonu svahov (exploatácia bývalého zemníka, stavebné odrezy).

Najdôležitejším faktorom vzniku zosuvov bola zmena morfológie svahu pri exploatácii zemníka okolo r. 1940 a zhoršenie stabilitných pomerov pod vplyvom extrémnych zrážok v roku 1974, 1977 a 1980. To vyvolalo zvýšenie hladiny podzemnej vody, zvýšenie vztlaku a degradáciu fyzikálno-mechanických vlastností. Za závažnú príčinu treba pokladať aj zníženie stability svahu zásluhou faktora času (reologický vplyv) a porušenie funkcie starých drenážnych rebier vybudovaných pri rekultivácii zemníka okolo roku 1940.

Príčinu vzniku zosuvu na okraji sídliska Dubník treba okrem geologickej predispo-

Fyzikálno-mechanické vlastnosti deluviálnych zemín
Physical and mechanical properties of deluvial soils

Tab. 1

Názov vlastnosti		Počet údajov	Rozsah hodnôt	Priemerná hodnota
Medza tekutosti	w_L	67	20,3 —57,3 %	37,9 %
Medza plasticity	w_P	67	11,7 —21,7 %	16,9 %
Číslo plasticity	I_P	67	8,3 —36,4 %	21,0 %
Číslo konzistencie	I_C	63	0,15— 1,22 %	0,91 %
Efektívna šmyková vrcholová pevnosť				
	∅'	8	25,0 —34,0°	28,56°
	c'	8	0,02— 0,04 MPa	0,022 MPa
Efektívna šmyková reziduálna pevnosť				
	$∅_R'$	6	15,0 —28,0°	22,17°
	c_R'	6	0	0

zície vidieť v znížení stability svahu pod vplyvom sezónneho kolísania hladiny podzemnej vody v čase významnejších klimatických anomálií.

Z uvedeného vychodí, že jedným z najdôležitejších faktorov znižujúcich stabilitu svahov je vysoká hladina podzemnej vody, najmä v rokoch s extrémnymi zrážkami. Z toho poznatku vyšiel návrh a realizácia dočasných stabilizačných opatrení, ako aj sanácia zosuvov a ohrozeného územia systémom subhorizontálnych odvodňovacích vrtov v kombinácii s ďalšími prvkami.

Sanačné práce

Sanačné práce sa na lokalite vykonali v troch etapách. Prvé protihavarijné opatrenia koordinoval štáb protipovodňovej služby pri ONV vo Vranove nad Topľou, neskôr operatívna skupina na riešenie havarijného zosuvu vymenovaná predsedom Komisie pre riešenie zosuvov pôdy na Slovensku, ustanovená uznesením vlády SSR č. 148/1977. Ako prvé sa realizovali provizórne protihavarijné opatrenia na zabezpečenie prevádzky elektrorozvodne a zamedzenie stavu ohrozenia. Tieto práce vykonávali organizácie miestneho hospodárstva, Geologický prieskum Spišská Nová Ves a IGHP Žilina, závod Košice.

V rámci provizórnych protihavarijných opatrení sa vykonali:

a) odvodňovacie opatrenia: odčerpávanie vody z bezodtokových depresií, vybudovanie dláždených odvodňovacích rigolov (300 bm), plytká melioračná drenáž do hĺbky 0,80—1,30 m, odvodňovacie rebrá do hĺbky 4 m vyplnené lomovým kameňom v celkovej dĺžke 560 m,

b) zemné práce: terénne úpravy povrchu aktívneho zosuvu, priťažovacia lavica pri päte aktívneho zosuvu z lomového a triedeného kameniva (1500 m^3; foto 6), zavezenie stavebného odkopu pri sídlisku Dubník lomovým kameňom a úprava terénu do pôvodného stavu,

c) ostatné práce: preloženie liniek vysokého napätia mimo zosuvného územia, preloženie diaľkových telekomunikačných káblov, exhumácia časti cintorína (cca 15 hrobov).

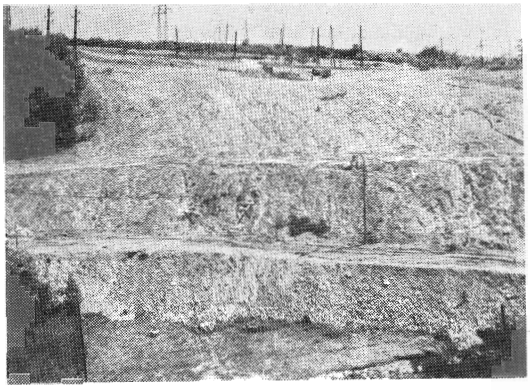


Foto 6. Úpravy povrchu a priťažovací prísyp zosuvu nad elektrorozvodňou
Photo 6. Modification of the surface features and loading berm of the landslide above the transformer power substation

Aj keď väčšina provizórnych sanačných prác pomohla záujmové územie dočasne stabilizovať, ťažisko sanačných prác spočívalo v odvodnení ohrozeného územia.

V 1. fáze sanácie bolo vyhĺbených 5 overovacích subhorizontálnych odvodňovacích vrtov dlhých 95—150 m. V 2. fáze sanačných prác sa realizovalo 15 subhorizontálnych odvodňovacích vrtov v dĺžke 110—180 m. Úklon vrtov bol od 6—16 %. Výdatnosť odvodňovacích vrtov dosahovala 0,01—0,3 $l.s^{-1}$, v priebehu vŕtania krátkodobo až 10—20 $l.s^{-1}$. Účinnosť odvodňovacích vrtov spolu s melioračnou drenážou a odvodňovacími rebrami sa prejavila poklesom hladiny podzemnej vody o 2—3 m, miestami aj viac ako 10 m.

Správnosť spôsobu sanácie potvrdili stabilizačné výpočty. Zásluhou sanačných opatrení stupeň stability vzrástol z 0,98 na 1,28 až 1,53 (resp. až 2,71).

Záver

Sanačné práce splnili sledovaný cieľ. Aktivizáciu zosuvných procesov sa podarilo zastaviť a stabilita porušeného svahu sa výrazne zvýšila. Stabilizované územie možno využívať napr. na lúčne hospodárstvo, ako prímestské sady, parky, záhrady atď. Pre možnosť úniku vody z porušenej vodovodnej a kanalizačnej siete zástavbu neodporúčame.

Na trvalé zabezpečenie stability sanovaného územia treba hladinu podzemnej vody a funkciu odvodňovacích sanačných prvkov pravidelne sledovať.

Recenzoval J. Malgot

LITERATÚRA

Vass, D. — Čverčko, J. (v tlači): Litostratigrafické jednotky neogénu Východoslovenskej nížiny. *Geol. práce, Spr. (Bratislava), 82 s.*

Sláma, M. et al. 1982: Vranov nad Topľou — havarijný zosuv — sanácia. *Manuskript — IGHP Košice. 58 s.*

Reconditioning of landslides in Vranov nad Topľou

LADISLAV ANDOR — MIROSLAV SLÁMA

At the outskirts of Vranov nad Topľou built-up area, two slides became active in 1981—1982. The slope movements damaged the territory with several high-voltage lines and endangered the neighbouring objects of public services. Damage to town cemetery had a serious impact in the field of environment quality. Emergency condition had to be proclaimed.

Brief geomorphologic and geological characteristic

The territory in question is situated at the northern outskirts of Eastslovakian lowland, at the boundary of geomorphological systems of Vranov hilly country nad Toplanská floodland. The slopes tilting to Topla are damaged by numerous slides in the section between Komárany and Vranovské Dlhé.

Sharing in geological structure of the territory are the rocks of Neogene and Quaternary. Neogene is represented by sea detrital strata of Miocene (midle Baden) with flysch development. Monoclinal layers are inclined to the centre of basin and are corrugated locally. General inclination of layers is east-west along the slope. Neogene strata are covered by eluvial-deluvial complex with the thickness of 1—2 m up to about 16 m with the character of slope soils and soil-stony debris.

Hydrological conditions

Stability conditions of the territory in question are influenced, above all, by underground waters of Neogene subsoil and eluvial-deluvial complex.

The underground waters of eluvial-deluvial complex are bound to more permeable sandy positions, while in sliding deluvium, also to tension cracks, fissures and fractures of limestones from Neogene bedrock. Several horizons of underground water with free and confined level were detected in slope sediments of sliding territory, namely, starting at the depth of 0.8—3.5 m.

The underground water of Miocene flysch strata is bound to permeable sandstone layers. Present there are several horizons of underground water with confined level and buoyancy from 5 up to more than 25 m. Stabilized underground water level in the central and lower part of the slope was at —15 up to +0.50 m with respect to terrain.

Sliding phenomena and processes

The extension of sliding phenomena in reconditioned territory is seen in Fig. 1. This is the case of areal slides with average depth and movement along rotary-planar surfaces being 12—16 m deep. Affected by the slide are the slope soils and debris of top weathered part of Neogene. Geological section through the slide above the substation is presented in Fig. 2.

Basic condition for the development of slides is the lithologic character of rocky environment and deposition conditions. Determined mechanical properties of eluvial-deluvial complex (see Tab. 1) developed on Miocene strata with low rigidity and flysch development and inclination of layers down the slope predetermine the disposition of slopes in the given territory for sliding.

The most important factors of slide development in the given territory are antropogeneous interventions into the natural inclination of slopes (exploitation of former borrow pit, building cuts), high levels of underground water accumulated in permeable layers of weathered jacket and flysch strata. On the basis of this knowledge the design of reconditioning of slides and endangered territory has been elaborated and based on subhorizontal draining bore holes.

Reconditioning activities

Within the scope of antibreakdown provisions, draining ditches, shallow drain into 0.80—1.30 m depth, draining ribs into 4 m depth (560 running meters), gravity berm and others were built.

The centre of gravity of final reconditioning provisions was, however, the draining system involving 20 subhorizontal bore holes in overall length of 2800 m. The efficiency of draining bore holes, together with soil drainage and draining ribs, manifested itself by decrease in undeground level by 2—3 m, locally more than by 10 m. As a result of reconditioning provisions the degree of stability increased from 0.98 to 1.28 up to 1.53 (and/or up to 2.71).

Conclusion

The reconditioning provisions expressively increased the stability of discrupted slope. The stabilized territory can be made use of in a suitable manner. For permanent stability of reconditioned territory regular inspection of underground water and function of draining elements are recommended.

Preložil O. Simr

ZO ŽIVOTA SPOLOČNOSTI

Ján Feranec: **Metódy diaľkového prieskumu Zeme a ich doterajšie uplatnenie v ČSSR** (Bratislava, 8. 3. 1984)

Referát informoval o metódach diaľkového prieskumu Zeme použitých v ČSSR. Metódy DPZ, zaznamenávajúce odrazenú radiáciu na fotografický film, sa všeobecne volajú fotografické metódy. Ďalšiu skupinu tvoria metódy zabezpečujúce merania úrovne intenzity radiácie v rozličných vlnových pásmach viditeľného, infračerveného a mikrovlnového rozsahu radiácie pomocou skanových riadkovacích rádiometrov. Sú to nefotografické metódy (spolu s fotografickými tvoria skupinu pasívnych metód DPZ). Metódy využívajúce radarové systém, ktoré radiáciu registrujú, emitujú a po odrazení od objektov zemského povrchu opäť prijímajú, tvoria skupinu aktívnych metód DPZ.

Uvedené metódy sa u nás využívajú pri sledovaní stavu a vývoja poľnohospodárskych kultúr, získavaní aktuálnych časovopriestorových charakteristík na optimálne využívanie a usporiadanie pôdneho fondu, výskume vodného režimu v pôde a klasifikácii stupňa jej zamokrenia, výskume zdrojov a rozsahu antropogénneho znečistenia vôd a atmosféry, určovaní vybraných charakteristík lesných porastov, zisťovaní negatívnych vplyvov na lesné porasty a klasifikácii stupňa ich poškodenia, operatívnej dokumentácii kalamitných situácií, analýze geologických štruktúr, sledovaní recentných geomorfologických procesov, tvorbe a obnove rozličných typov tematických máp.

MINERALIA SLOVACA — časopis Slovenskej geologickej spoločnosti a slovenských geologických organizácií, ročník 17, číslo 1, marec 1985.

Vydáva Geologický prieskum, n. p., 052 40 Spišská Nová Ves v n. p. ALFA, vydavateľstvo technickej a ekonomickej literatúry, Hurbanovo nám. 3, 815 89 Bratislava, tel. 331 441 až 45.
Adresa redakcie: Geoprieskum — Mineralia slovaca, p. p. 7, Garbanova 1, 040 11 Košice, tel. 437 846. Vedúci redaktor: Ing. Ján Bartalský, CSc., zástupca: RNDr. Pavol Grecula, CSc. Vychádza 6-krát ročne. Tlačia Východoslovenské tlačiarne, n. p., Švermova 47, 040 67 Košice. Objednávky adresujte redakcii časopisu. Cena jednotlivého čísla Kčs 15,—, ročné predplatné Kčs 90,—. Imprimované dňa 21. 3. 1985.

Subscriptions and correspondence concerning advertisements be sent SLOVART Ltd., Gotwaldovo nám. 6, 817 64 Bratislava.

The Mineralia slovaca is also available on an exchange basis. For details please write to the Editor Mineralia slovaca, P. O. Box 7, 040 11 Košice, Czechoslovakia.

© ALFA, vydavateľstvo technickej a ekonomickej literatúry, Bratislava 1985.

Ján Otepka — Oľga Menzelová — Miroslav Mesko

Zosuvné svahy v úseku Hlohovec — Sereď **35**

Slide slopes in the Hlohovec — Sereď section

Milan Frnčo — Mikuláš Ingr — Jozef Sikora

Svahové poruchy v bradlovom pásme pri severnom okraji Žilinskej kotliny **59**

Slope failures in klippen zone at the northern edge of the Žilinská kotlina hollow

Milan Švasta — Jozef Ondrejka

Poruchy železničného telesa širokorozchodnej trate Haniska pri Košiciach — Užhorod v úseku Červený Dvor **69**

Failures of the railway body on broadgauge railway line Košice — Užhorod, section Červený Dvor

Jozef Sikora — Vlastimil Hric

Svahová deformácia na štátnej ceste Ilava — Valaská Belá v úseku Homôlka **81**

Slope deformation on the state highway Ilava — Valaská Belá, section Homôlka

Ladislav Andor — Miroslav Sláma

Sanácia zosuvov vo Vranove nad Topľou **87**

Recorditioning of landslides in Vranov nad Topľou

ZO ŽIVOTA SPOLOČNOSTI — THE SOCIETY'S LIFE

Július Bohyník

Seminár o problematike inžinierskogeologického prieskumu pri výstavbe vodohospodárskych a energetických diel **67**

Seminary: On problematics of the engineering geological investigation for building of waterworks and powerworks

Milan Slivovský

Klasifikácia hornín a horninových masívov v podzemnom staviteľstve **68**

Clasification of rocks and rock masses in the underground works

Anton Matejček

Výsledky inžinierskogeologického prieskumu pre vodné dielo Horný Váh I a II **79**

Results of engineering geological investigation for the Upper Váh river I. and II. waterwork

Mirek Zeman — Rudolf Holzer

Využitie leteckého a družicového prieskumu v inžinierskej geológii **80**

Utilization of aerial and satellite prospection in the engineering geology

L. Pospíšil — Z. Schenková — V. Schenk

Fotolineácie a ich vzťah k ohniskám zemetrasení **80**

Photolineations and their relation to the earthquake foci

Ján Feranec

Metódy diaľkového prieskumu Zeme a ich doterajšie uplatnenie v ČSSR **96**

Remote sensing methods and their application in the ČSSR

VYDAVATEĽ:

SLOVENSKÁ GEOLOGICKÁ SPOLOČNOSŤ – BRATISLAVA
SLOVENSKÝ GEOLOGICKÝ ÚRAD – BRATISLAVA
INŽINIERSKOGEOLOGICKÝ A HYDROGEOLOGICKÝ PRIESKUM, N. P., ŽILINA
NAFTA, K. P., GBELY
GEOLOGICKÝ PRIESKUM, N. P., SPIŠSKÁ NOVÁ VES

49 374