



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY  
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

## POSOUZENÍ STABILITY ÚZEMÍ NÁCHYLNÉHO K SESOUVÁNÍ

STABILITY ANALYSIS OF LANDSLIDE AREA

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE  
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE  
AUTHOR

Sylvie Píchová

VEDOUCÍ PRÁCE  
SUPERVISOR

doc. Ing. ANTONÍN PASEKA, CSc.

BRNO 2017

## **Abstrakt**

Bakalářská práce uvádí klasifikaci sesuvů podle Profesorů Záruby a Mencla, požadavky na průzkum sesuvů a uvádí způsoby posuzování stabilit svahů metodami mezní rovnováhy (MMR). V práci je řešen recentní sesuv v profilu II-II na stavbě VIII v Brně Bystřci, je vyhodnocen inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum sesuvu. Posouzení je provedeno zpětnou analýzou úhlu vnitřního tření na smykové ploše při rovnovážné labilní poloze ( $F = 1$ ) proužkovou metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad a ověřeno různými metodami mezní rovnováhy (MMR) z programu GEO 5 od firmy FINE. Proužkovou metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad jsou následně zjištěny stupně stability při postupném snižování hladiny podzemní vody (sanace svahu) a následně navržen způsob sanace sesuvu.

## **Klíčová slova**

sesuv, stabilita svahu, stupeň stability, Petterssonova metoda, Excel, Autocad, GEO 5, metoda mezní rovnováhy, horizontální odvodňovací vrty

## **Abstract**

In the bachelor thesis is shown Zaruba & Mencl classification of landslide, site investigations and methods of static calculations using limit state equilibrium method. In the thesis is solved recent landslide in the profile II-II of site VIII in Brno Bystřec in Czech Republic. In the paper work is explained how is made engineering geology and hydrogeology site investigation. Stability of recent landslide is made using back analysis of friction angle on the shear band in equilibrium state ( $FS=1$ ) of Pettersson strip method using programs Excell and Autocad. Its result is check using different Limite state methods in program GEO 5 of FINE company. Pettersson strip method using programs Excell and Autocad. In the next step was checked degree of slope stability using Pettersson strip method using programs Excell and Autocad in the gradual

lowering of water (landslide rescue method). The landslide rescue method was finally designed.

### **Keywords**

landslide, stability of slope, stability factor, Petterson's method, Excel, Autocad, GEO 5, limit state equilibrium method, horizontal draining holes

## **Bibliografická citace VŠKP**

Sylvie Píchová *Posouzení stability území náchylného k sesouvání*. Brno, 2017. 85 s., 35 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Antonín Paseka, CSc.

### **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 29. 3. 2017

Sylvie Píchová  
autor práce

## **Poděkování**

Velice ráda bych poděkovala svému vedoucímu bakalářské práce panu Doc. Ing. Antonínu Pasekovi, CSc., který mi velice ochotně a odborně danou problematiku vždy vysvětlil a poskytl podklady k vypracování. Dále bych velmi ráda poděkovala své rodině, především mým rodičům – tatínkovi Dr. Ing. Jiřímu Píchovi za trpělivé vysvětlování stavařiny obecně jako celek a mamince Ing. Ivoně Píchové za velkou podporu a také prarodičům z obou stran, bývalému příteli a přátelům za podporu a domácím zvířatům, která mi pomáhala relaxovat.

## OBSAH

<b>1. ÚVOD</b> .....	<b>10</b>
<b>2. GEOLOGICKÁ CHARAKTERISTIKA HLAVNÍCH TYPŮ SVAHOVÝCH POHYBŮ</b> .....	<b>12</b>
2.1 PLOUŽIVÉ POHYBY (CREEP): .....	12
2.1.1 <i>Plouživý pohyb sutí a zvětralin</i> .....	12
2.1.2 <i>Soliflukce</i> .....	12
2.1.3 <i>Hlubinné plouživé pohyby horských svahů</i> .....	13
2.1.4 <i>Gravitační vrásnění</i> .....	13
2.1.5 <i>Vytlačování měkkých hornin na dně údolí</i> .....	14
2.1.6 <i>Pomalé pohyby horninových bloků na měkkém podloží – blokové sesuvy</i> .....	15
2.2 SESOUVÁNÍ: .....	16
2.2.1 <i>Sesouvání zemin podél rovinných nebo mírně zvlněných smykových ploch</i> .....	16
2.2.2 <i>Sesouvání pelitických hornin podél zakřivených, zpravidla válcových smykových ploch nebo zón, rotační sesuvy</i> .....	16
2.2.3 <i>Sesouvání skalních hornin podél rovinných, zpravidla předurčených plochách</i> 18	
2.2.4 <i>Sesouvání podél složených smykových ploch</i> .....	19
2.3 STÉKÁNÍ.....	20
2.3.1 <i>Zemní proudy, proudové sesuvy</i> .....	20
2.3.2 <i>Přivalové suťové proudy, mury</i> .....	21
2.3.3 <i>Sesuvy vzniklé vyplavováním písku</i> .....	22
2.3.4 <i>Sesuvy senzitivních jílu</i> .....	23
2.3.5 <i>Subakvatické skluzy</i> .....	24
2.4 SKALNÍ ZŘÍCENÍ .....	26
<b>3. PRŮZKUMY OBLASTI SESUVŮ</b> .....	<b>27</b>
<b>4. VYBRANÉ METODY SANACE SVAHU</b> .....	<b>28</b>
4.1 ODVODNĚNÍ.....	28
4.1.1 <i>Horizontální odvodňovací vrty (HOV)</i> .....	28
<b>5. ZPŮSOBY VÝPOČTŮ STABILITY SVAHŮ METODOU MEZNÍ ROVNOVÁHY</b> .....	<b>30</b>

5.1	EFEKTIVNÍ NAPJATOST .....	33
5.2	VÝPOČET VZTLAKU .....	35
5.3	PÓROVÝ TLAK .....	35
5.4	POLYGONÁLNÍ SMYKOVÁ PLOCHA: .....	36
5.5	METODIKA POSOUZENÍ BEZPEČNOSTI .....	37
5.6	SARMA .....	38
5.6.1	<i>Postup výpočtu:</i> .....	39
5.7	SPENCER .....	41
5.8	JANBU .....	46
5.9	MORGENSTERN-PRICE .....	51
5.10	ŠACHUŇANC .....	56
5.10.1	<i>Postup řešení:</i> .....	57
5.11	METODA ITF .....	60
5.12	METODA ITF – EXPLICITNÍ ŘEŠENÍ .....	63
<b>6.</b>	<b>RECENTNÍ SESUV NA STAVBĚ VIII BYSTRC - BRNO .....</b>	<b>66</b>
6.1	MORFOLOGIE A GEOLOGIE .....	66
6.2	TEKTONIKA .....	68
6.3	HYDROGEOLOGIE .....	69
6.4	CHARAKTERISTIKA SESUVNÉHO ÚZEMÍ .....	70
6.5	VLASTNOSTI BÁDENSKÉHO JÍLU .....	70
<b>7.</b>	<b>POSOUZENÍ STABILITY SVAHU RECENTNÍHO SESUVU NA STAVBĚ VIII V PROFILU II-II' .....</b>	<b>71</b>
7.1	ZJIŠTĚNÍ ÚHLU VNITŘNÍHO TŘENÍ ZE STUPNĚ STABILITY NA SMYKOVÉ PLOŠE PŘI ROVNOVÁŽNÉ LABILNÍ POLOZE ( $F = 1,00$ ) .....	71
7.1.1	<i>Proužkovou metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad u výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet .....</i>	<i>71</i>
7.1.2	<i>Ověření stupně stability při již známém úhlu vnitřního tření v programu GEO 5 (program Stabilita svahu) .....</i>	<i>75</i>
7.2	ZJIŠTĚNÍ STUPNĚ STABILITY PŘI JIŽ ZNÁMÉM ÚHLU VNITŘNÍHO TŘENÍ PROUŽKOVOU METODOU - PETERSSON POMOCÍ PROGRAMU EXCEL A AUTOCAD .....	77
7.2.1	<i>Pro hladinu podzemní vody zjištěné po provedení horizontálních vrtů .....</i>	<i>77</i>



7.2.2	<i>Pro hladinu podzemní vody při jejím max. snížení .....</i>	<i>78</i>
7.2.3	<i>Výsledky.....</i>	<i>79</i>
<b>8.</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>80</b>
8.1	ZÁVĚREČNÁ DOPORUČENÍ A POŽADAVKY NA DOHLED NAD SESUVNÝM ÚZEMÍM:.....	81
<b>9.</b>	<b>POUŽITÁ LITERATURA.....</b>	<b>83</b>
<b>10.</b>	<b>PŘÍLOHY .....</b>	<b>85</b>

# 1. ÚVOD

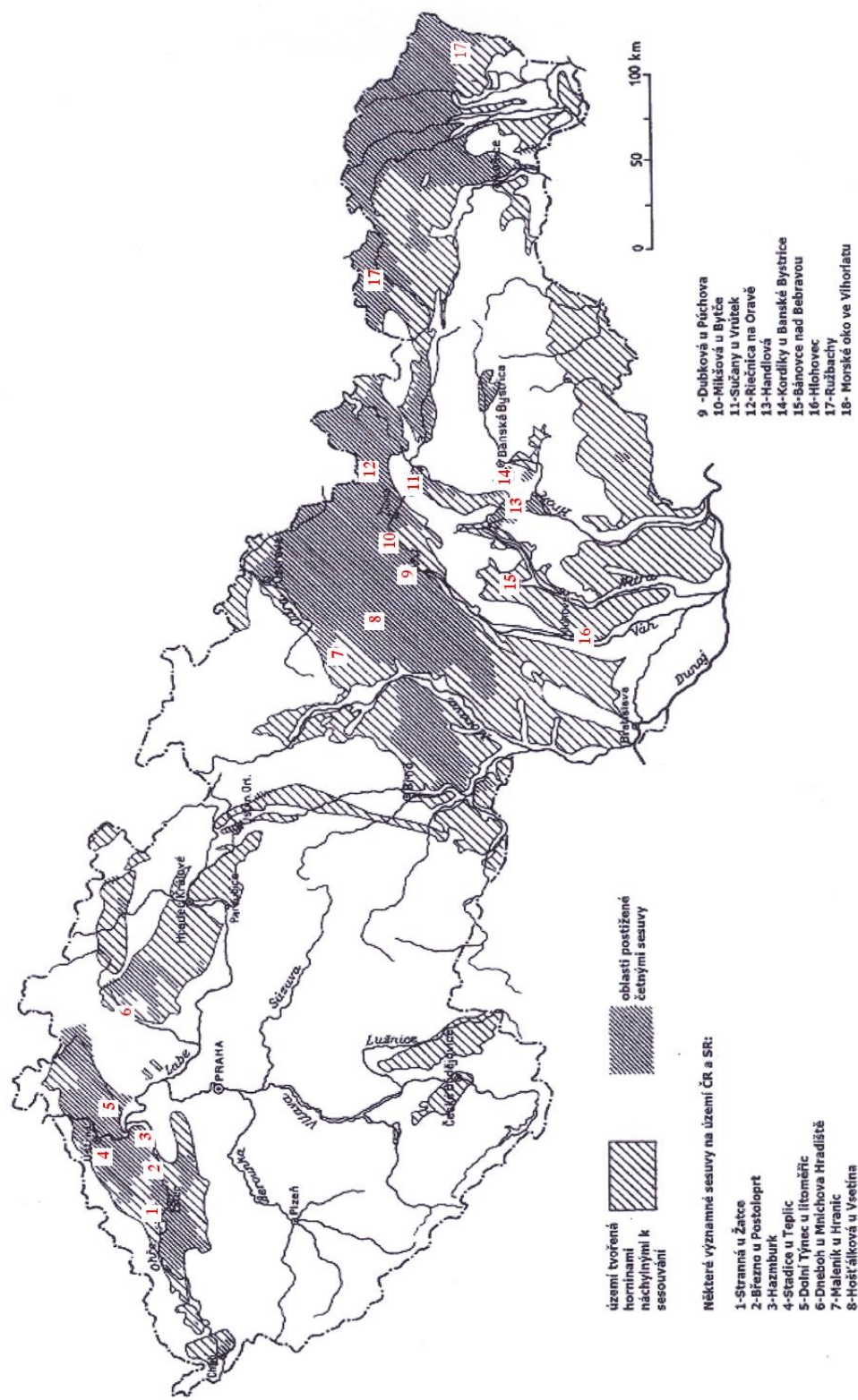
Bakalářská práce se zabývá problematikou stability svahů. Sesouvání je jev, při kterém se v půdě poruší rovnováha. Dochází pak k novým rovnovážným stavům vlivem změny polohy horniny ve svahu. Svahový pohyb je přemístování hornin z vyšších poloh svahů do nižších díky zemské gravitaci.

Z geologického hlediska není žádný svah trvale stabilní. Při řešení stability svahů využíváme pevnostní nebo i deformační charakteristiky zemin. [1]

V určitých oblastech České republiky jsou sesuvy velmi časté a mohou způsobit škody v hospodářství i na lidských životech. Porušení stability svahu může vzniknout díky přírodním vlivům nebo zásahům člověka. Mohou být spojeny i s nedbalostí při provádění různých stavebních činnostech. Spousta sesuvů způsobuje nebezpečné ohrožení sídlišť, silnic a železnic, kanálů, dálkových vedení a inženýrských sítí. [1]

Sesuvný pohyb může vzniknout za splnění předpokladů morfologických, geologických, hydrogeologických a klimatických. Oblasti s vhodnými geologickými předpoklady jsou tzv. "sesuvné struktury". [1]

Předmětná lokalita se nachází na okraji "sesuvné struktury" zvané oblast Karpatské předhlubně. V tomto prostoru mezi Karpaty a Českým masivem sedimentovaly měkké a málo pevné jíly. Oblast je charakteristická sesuvy na svazích o velmi malém úklonu ( $7^{\circ}$ - $10^{\circ}$ ), které lze jen obtížně stabilizovat. [1]



**Obr. 1-1:** Sesuvná území bývalé ČSR a některé významné sesuvně [1]

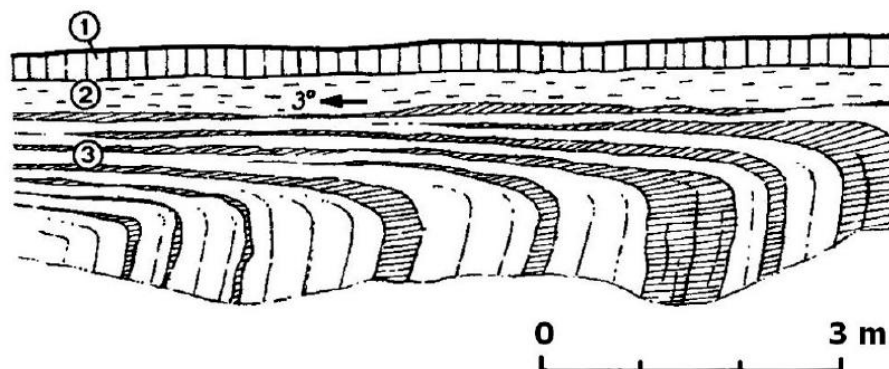
## 2. GEOLOGICKÁ CHARAKTERISTIKA HLAVNÍCH TYPŮ SVAHOVÝCH POHYBŮ

### 2.1 *Plouživé pohyby (creep):*

#### 2.1.1 *Plouživý pohyb sutí a zvětralin*

Jedná se o pomalé povrchové pohyby svahových hlín a sutí – tzv. slézání sutí. Příčinou jsou hlavně klimatičtí činitelé, důsledkem je ohýbání výchozů vrstev, hákování. [5]

Posouváním sutí a zvětralin vzniká na svazích hákování vrstev. Mezi pohybující se sutí a povrchem skalního podkladu působí tření, které postupně ohýbá navětralé výchozy vrstev, ať již zapadají do svahu, nebo po svahu. Vyvlečené a roztrhané vrstvy skalního podkladu se stávají součástí svahových uloženin, jejichž mocnost se tak zvětšuje. [5]



**Obr. 2-1:** Hákování vrstev ve stavební jámě nemocnice v Motole. 1 – spraš, 2 – vyvlečené cenomanské jíly, 3 – zvětralé břidlice bohdalecké (Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]

#### 2.1.2 *Soliflukce*

Jde o pomalý povrchový pohyb na svazích, o tzv. pomalé odtékání povrchové vrstvy na

roztálem povrchu trvale zmrzlé půdy. Soliflukční jevy byly nejprve popsány z polárních krajin. Hluboko promrzlá půda za krátkého letního tání rozmrzá jen do malé hloubky. V letním období voda uvolněná táním i voda dešťová rozmáčí zeminy při povrchu území, poněvadž podloží je zmrzlé, a proto nepropustné. Rozbředlé povrchové vrstvy se pomalu pohybují jako hustá kašovitá hmota i na velmi mírných svazích po zmrzlém podkladu. I u nás, v jiných klimatických podmínkách, dochází někdy k soliflukci na horských svazích za obzvláště nepříznivých poměrech při náhlém jarním tání (zasahuje jen do malé hloubky). [5]

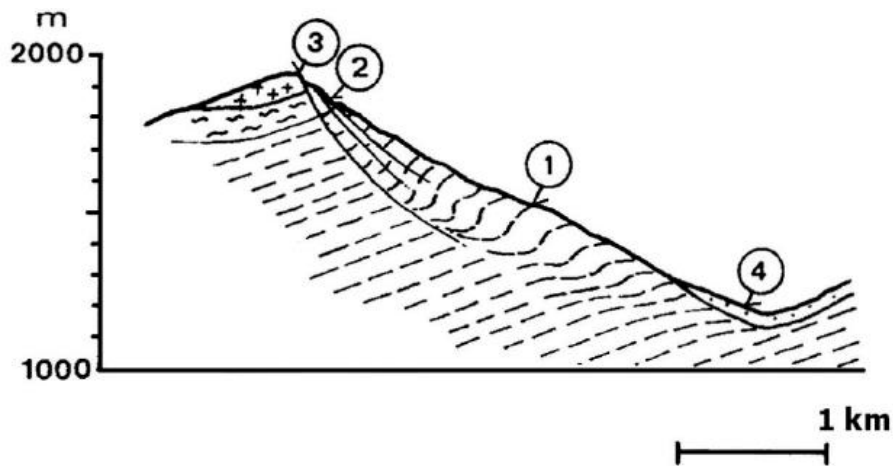
Soliflukční jevy byly důležitým činitelem při vzniku dnešního reliéfu i v našich krajinách, protože k nim docházelo ve značném rozsahu za periglaciálních podmínek v pleistocénu. Velká část našich svahových sutí vznikla právě pleistocenní soliflukcí. [5]

### ***2.1.3 Hlubinné plouživé pohyby horských svahů***

Způsobují rozvolňování horských svahů, porušování horských hřebenů a stupňovité poklesávání svahů. Vznikají díky postupnému otevírání puklin při mírném sklonu vrstev, uvolňování reziduálního napětí v horninách po vyhloubení údolí. [5]

### ***2.1.4 Gravitační vrásnění***

Prokazuje se shrnováním vrstev na strmých okrajích sedimentačních pánví díky velmi pomalému pohybu kontinuálního charakteru. Rybář a Dobr (1966) a Rybář (1971) zmiňují, že gravitační vrásnění je podmíněno tím, že mírné pánevní prohnutí vrstev se při okraji sedimentačního prostoru dále zvětšuje. Sklon vrstev narůstá jednak větším poměrným stlačením v hluboké části pánve, jednak dalším poklesem této části, k němuž dochází pokračováním vertikálních pohybů ker spodní stavby během sedimentace. [5]



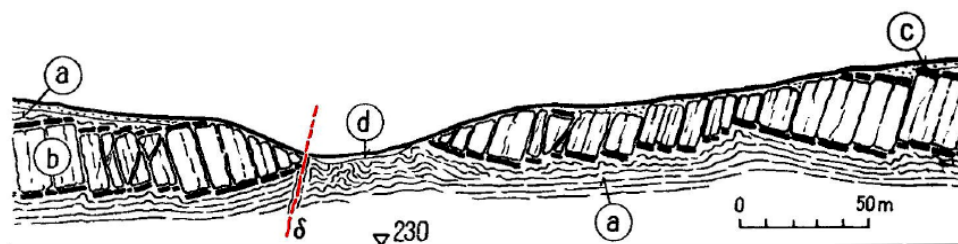
**Obr. 2-2:** Profil gravitační deformací horského svahu Ráztoky v Západních Tatrách. 1 – biotitické ruly, 2 – migmatity, 3 – granity, 4 – glacifluviální a svahové uloženiny (A. Němčok, 1972 in Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]

### 2.1.5 Vytlačování měkkých hornin na dně údolí

Se snižováním okrajových ker pevných hornin na svazích se současně vytlačují liasové jíly na dně údolí. [5]

Hollingworth nazval vytlačování jílu na dně údolí „bulging“ a pokles okrajových ker „cambering“. Jedná se o jev povrchový, i když tyto deformace dosahují do několika desítek metrů hloubky. [5]

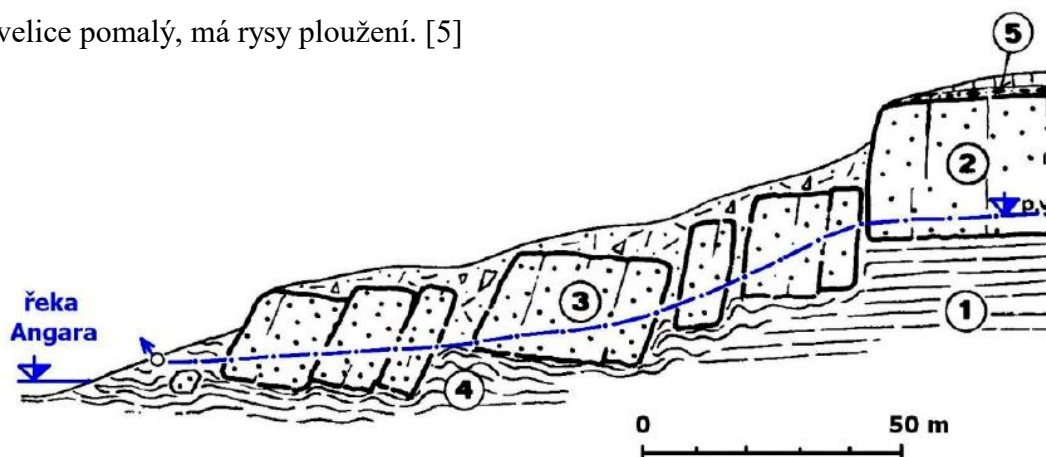
„Údolní antiklinály“ (Voitesti 1938), známé z Rumunska, vznikají litostatickým tlakem na dně erozivních údolí. [5]



**Obr. 2-3:** Vytlačování slinitých břidlic ve dně údolí řeky Lučiny u Ostravy. a – slinité břidlice (spodní křída), b – těšinit, c – kontaktně přeměněné břidlice, d – rozměklé břidlice na dně údolí (Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]

### 2.1.6 Pomalé pohyby horninových bloků na měkkém podloží – blokové sesuvy

Vyskytují se na svazích, kde na měkkých jílovitých vrstvách leží pevné rozpukané horniny. Okrajové bloky pevných hornin, které jsou oddělené puklinami, se zabořují do měkkého podloží a toto plastické podloží se vytláčeje do stran a nese s sebou svahem i pevné bloky. Na okrajích pevných bloků vzniká napětí v tahu, díky kterému jsou roztrhány a vytváří se otevřené rozsedliny, horní plocha bloku se nakloní proti svahu a dolní část bloku se posune ve směru pohybu. Pohyb jednotlivých bloků je většinou velice pomalý, má rysy ploužení. [5]



**Obr. 2-4:** Kerný sesuv na levém břehu Angary v oblasti VD Bratsk na Sibíři. 1 – jílovce (svrchní kambrium), 2 – pískovce (ordovik). 3 – zabořené bloky pískovců, 4 – zvětralé jílovce postižené plastickými deformacemi, 5 – terasové štěrky (Palšin et al. 1963 in Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]

## **2.2 Sesouvání:**

Zahrnuje rychlé pohyby hornin po svahu. Při této činnosti jsou sesouvající se hmoty odděleny od pevného podloží výraznou smykovou plochou nebo zónou. [5]

Klasifikace dle Nemčoka et al. (1974) rozlišuje:

### **2.2.1 Sesouvání zemin podél rovinných nebo mírně zvlněných smykových ploch**

Zařazují se mezi plošné sesuvy. Jedná se o svahový pohyb kvartérních pokryvných uloženin sesouvajících se po povrchu skalního podkladu. Tento pohyb se v počátku projevuje vznikem otevřených trhlin. Pokročilejší stadium obsahuje několik generací sesuvů nahnutých na sobě. Tyto sesuvy se postupně rozšiřují vzhůru proti svahu. [5]

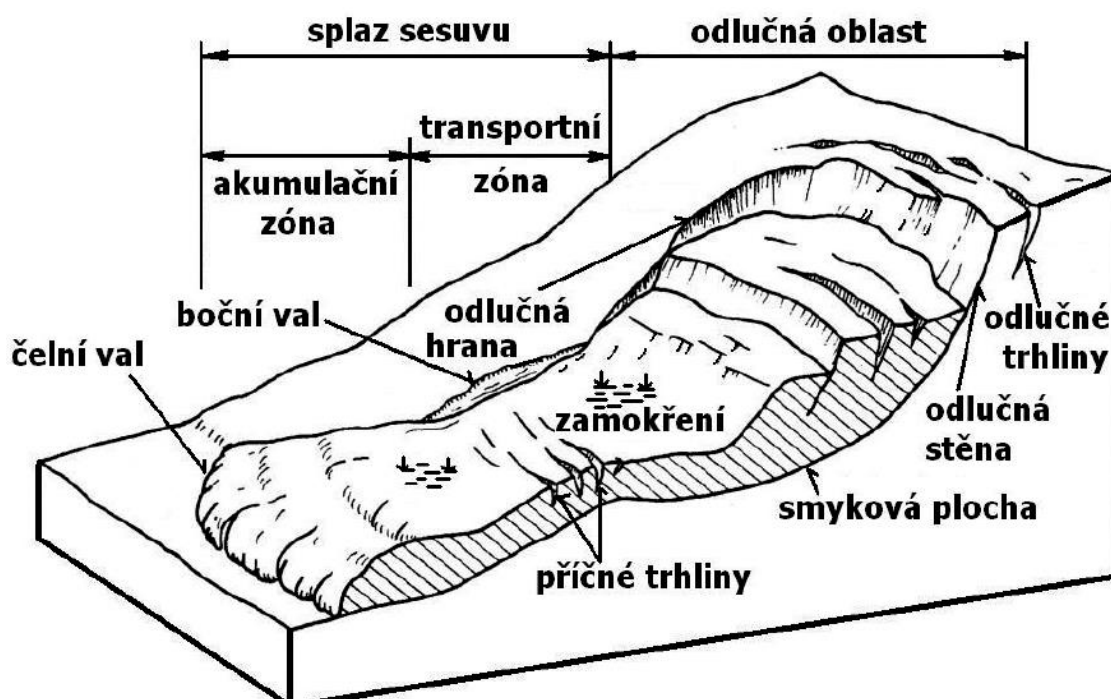
### **2.2.2 Sesouvání pelitických hornin podél zakřivených, zpravidla válcových smykových ploch nebo zón, rotační sesuvy**

Překročením pevnosti ve smyku vznikají hluboké sesuvy v pelitických horninách, nezpevněných nebo částečně zpevněných (v jílech, slínech, jílovcích, břidlicích). Ve stejnorodých jílovitých horninách vzniká smyková plocha tvaru rotační válcové plochy. Při smykové ploše zakřivené vzniká při sesouvání rotace a naklánění povrchu sesutých hmot proti svahu. [5]

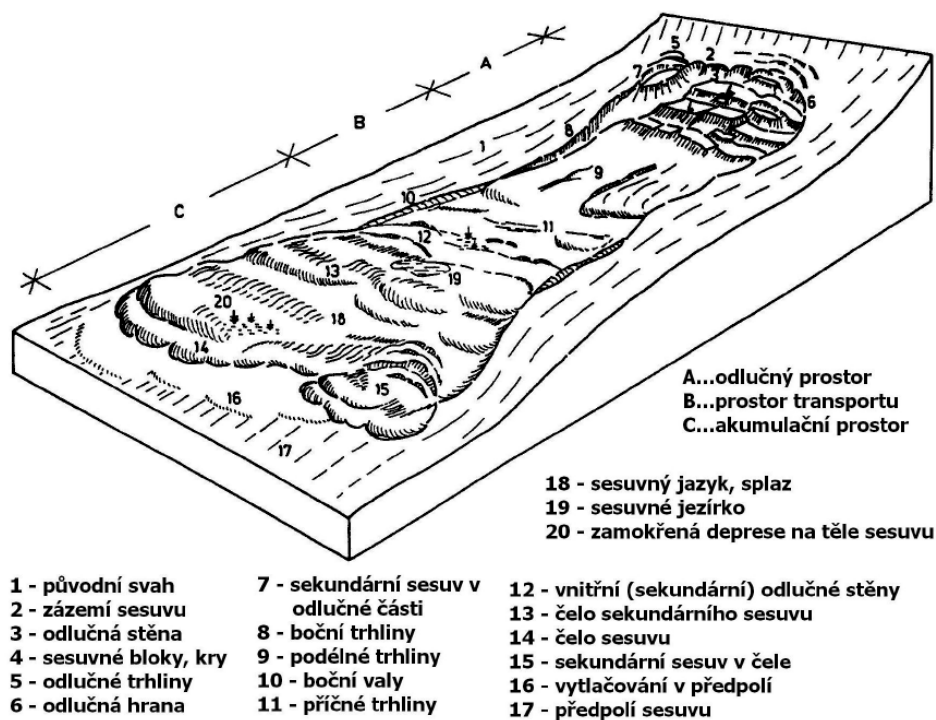




**Obr. 2-5:** Rotační sesuv křídových jílovců v nadloží pískovců Liard River, Britské Kolumbie (UBC, 2001) [1]



**Obr. 2-6:** Hlavní část sesuvu v detailu (J. Pašek, M. Matula a kol., 1995) [1]

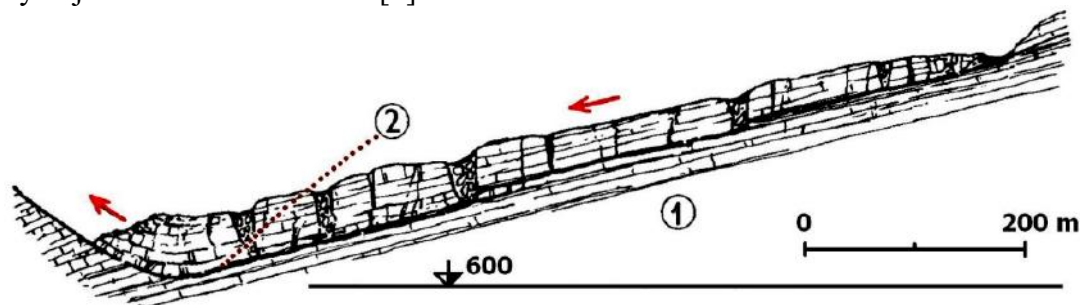


**Obr. 2-7:** Části sesuvu v detailu (J. Pašek, M. Matula a kol., 1995) [1]

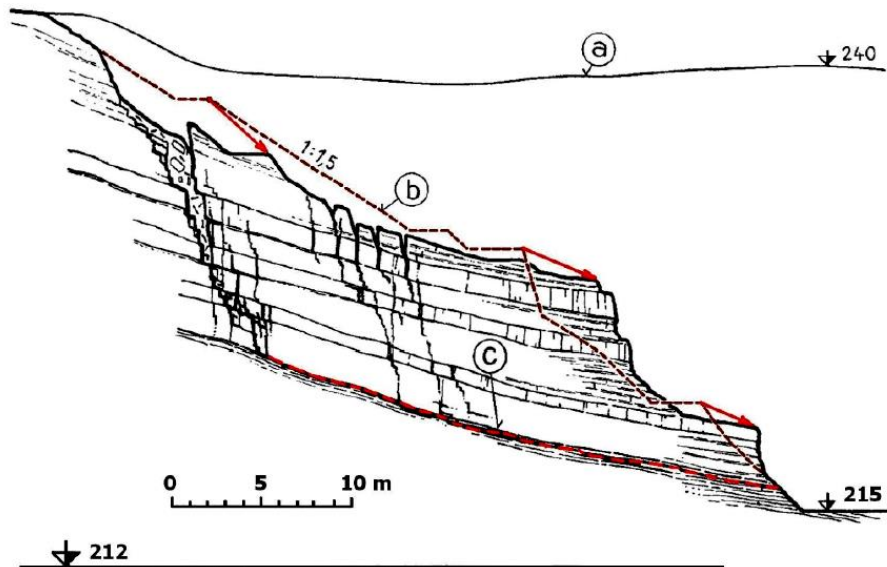
### 2.2.3 Sesouvání skalních hornin podél rovinných, zpravidla předurčených ploch

Nejčastější jsou případy sesuvů skalních hornin po vrstevních plochách, puklinách nebo dislokacích, pokud jsou vrstvy a diskontinuity ukloněny po svahu do údolí a je-li jejich souvislost při úpatí svahu porušena. [5]

Katastrofální následky mohou mít sesuvy po předurčených plochách v horských oblastech při velkých výškových rozdílech, kdy může dojít k postupnému zrychlování pohybu jako u skalních zřícení. [5]



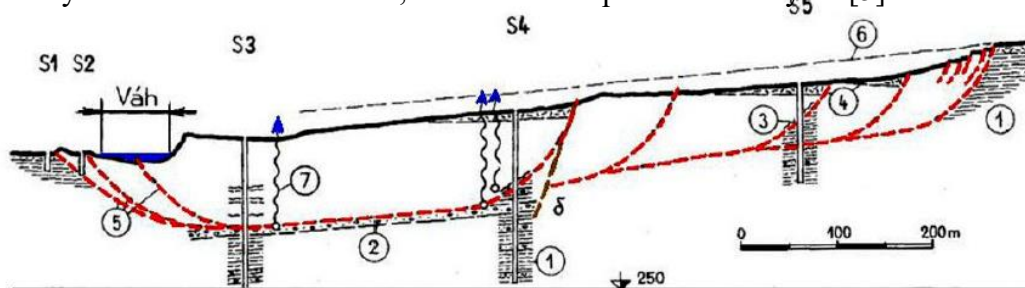
**Obr. 2-8:** Sesuv po vrstevní ploše. 1 – pískovce a jílovce godulských vrstev, 2 – pravděpodobný tvar údolí před sesutím (upraveno podle S. Novosada in Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]



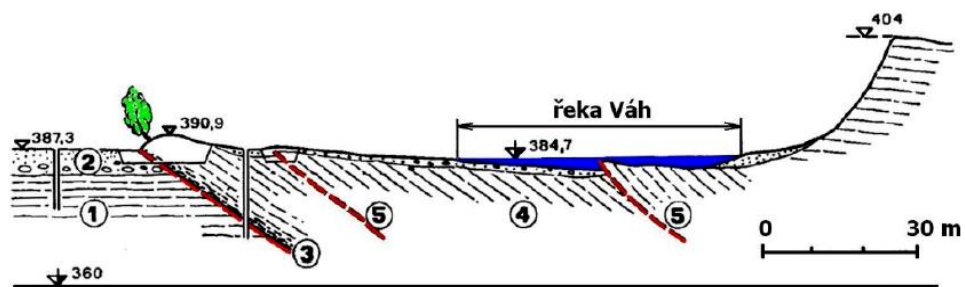
**Obr. 2-9:** Sesuv na svahu průkopu návrším Bohdalec v Praze. a – původní povrch území, b – upravený svah zářezu, c – sesuv královských břidlic po vrstevných polohách (Q. Záruba in Q. Záruba – V. Mencl, 1958) [1]

#### 2.2.4 Sesouvání podél složených smykových ploch

Tyto sesuvy se vyskytují převážně v horizontálně uložených souvrstvích skládajících se z pelitických a písčitých sedimentů. Nemčok et al. (1974) je nazývá rotačně planární (zpravidla odlučná oblast je omezena rotační plochou, která přechází do předurčené plochy vrstevní nebo tektonické, která má nižší pevnost ve smyku. [5]



**Obr. 2-10:** Profil hlubokým sesuvem se složenou smykovou plochou v neogenních uloženinách u Sučan na úpatí Malé Fatry. 1 – neogenní jíly a písčité slínovce, 2 – písčité šterky, neogén, 3 – prohnětené polohy, 4 – žulové suti, 5 – dílčí smykové plochy, 6 – původní povrch, 7 – napjatá h. p. v. v neogenních štercích (Q. Záruba – V. Mencl, 1958) [1]



**Obr. 2-11:** Profil čelem sesuvu u Sučan. 1 – neogenní jíly v původní vodorovné poloze, 2 – písčité štěrky údolní nivy váhu, 3 – prohnětená zóna vytlačená nad údolní nivu, 4 – vyzdvižené neogenní slíny v čele sesuvu, částečně erodované Váhem, 5 – dílčí smykové plochy (Q. Záruba – V. Mencl, 1958) [1]

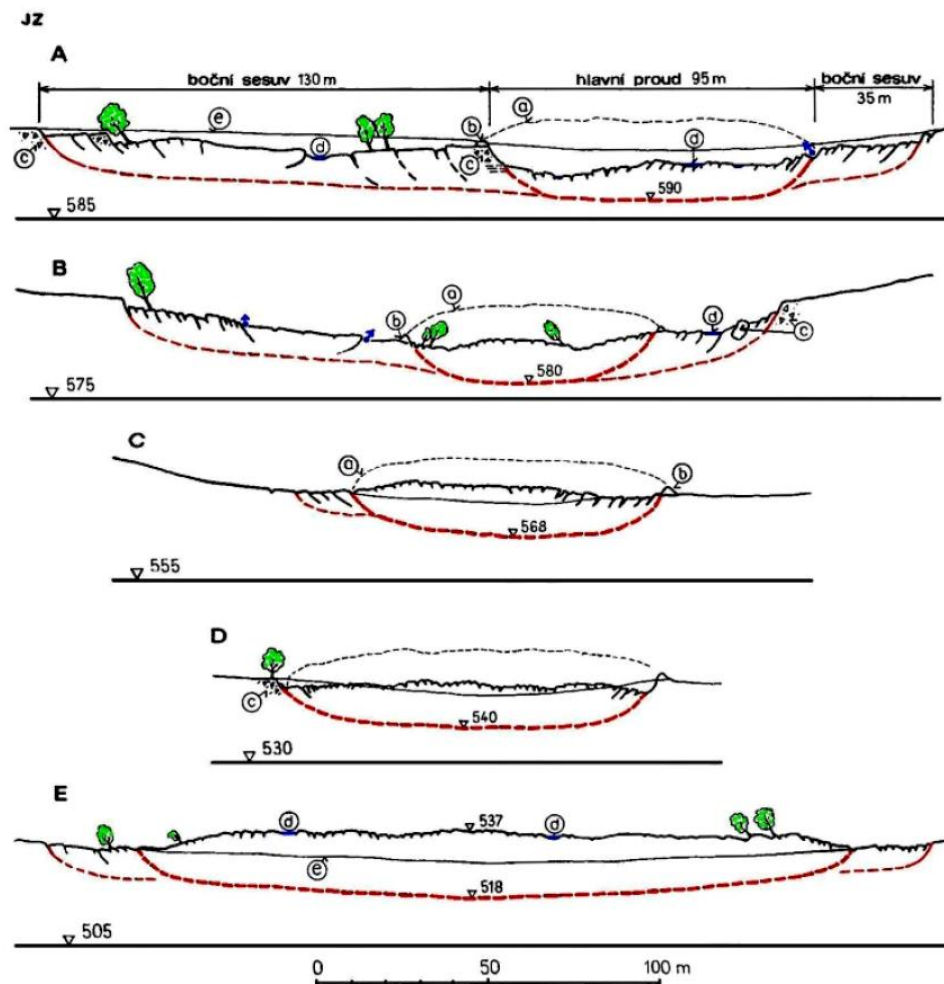
## 2.3 Stékání

Jedná se o svahové pohyby, při kterých pohybující se hmoty obsahují takové množství vody, že mají charakter tečení. Řeč je o náhlých, časově omezených pohybech svahových sutí a zvětralin, které se uvolnily v odlučné oblasti v horní části svahu a odtékají po povrchu území ve formě proudu. Poloha proudu bývá předurčena vhodně probíhající erozní brázdou nebo rýhou potoka. Uvolněné hmoty protečou poměrně rychle a ukládají se při úpatí svahu někdy ve značné vzdálenosti od odlučné oblasti. [5]

### 2.3.1 Zemní proudy, proudové sesuvy

Vytváří se za určitých geologických a morfologických podmínek většinou tam, kde jsou časté i povrchové plošné sesuvy. Tyto sesuvy mají obvykle rozlehlou odlučnou oblast v horní části svahu, z níž rozbředlé svahové suti a zvětralinny odtékají ve tvaru úzkého proudu k úpatí svahu, kde se tvoří bochníkovitá a akumulární oblast. Tvar zemního proudu se přizpůsobuje reliéfu území, neboť poloha proudu je předurčena nějakou starší rýhou nebo erozí brázdou potoka. [5]

Vyskytují se i složené typy, horniny v odlučné oblasti se někdy usmyknou podél zakřivené smykové plochy jako rotační sesuv a teprve v nižší části svahu při dostatku vody nabývají tvaru proudu. [5]



**Obr. 2-12:** Zaměřené příčné profily sesuvem č. 1u Handlové. a – nejvyšší úroveň sesuvného proudu, b – vytlačené postranní valy, c – andezitové bloky, d – jezírka na povrchu sesuvného proudu, e – původní povrch terénu [1]

### 2.3.2 Přivalové suťové proudy, mury

Suťové proudy jsou rychlé pohyby svahových sutí, výjimečně i vulkanického popela při náhlých vodních přívalech. Vznikají v sypkých nesoudržných horninách, do nichž voda rychle vsakuje a suťový materiál je pak nesen vodou v suspenzi. Přivalové proudy mají velkou rychlost. [5]

Horské suťové proudy mají název dle místního alpského názvu mury. Vytváří se většinou nad hranicí lesů, v roklích vyplněných úlomky hornin, které jsou za přivalových dešťů vodou strženy do údolí. Drobná suť i velké kameny jsou unášeny vodou ve tvaru suťového proudu původní brázdou potoka do údolí. [5]



**Obr. 2-13:** Suťový proud – Glenwood Springs, Colorado (USGS, 1994) [1]

### **2.3.3** *Sesuvy vzniklé vyplavováním písku*

Jsou způsobené vyplavováním nebo ztekucením písku. Tekoucí písky nejsou zvláštním druhem zeminy (každá sypká zemina se může dostat za určitých podmínek do stavu tekutosti). Ztekucení písku může nastat účinkem sil způsobených prouděním vody pískem. Prosakuje-li voda písčitou zeminou, musí překonávat odpor v mezerách mezi zrny. Síla vyvolaná prouděním vody bude v píscích tím větší, čím bude na menší vzdálenost rozdíl hladin větší. Proto je většinou větší nebezpečí ztekucení u jemných písků než u hrubých písků a štěrků, kde hladina podzemní vody nemá v normálních případech velký spád. Tento případ může nastat při náhlém snížení hladiny (např. proražení nepropustného pokryvu zvodněných písčitých vrstev nebo při náhlém snížení hladiny ve vodních nádržích). Poruchy přirozených svahů tohoto druhu se mohou vyskytnout jen tehdy, je-li písčité vrstvy náhle napojena vodou z výše položeného zdroje. [5]

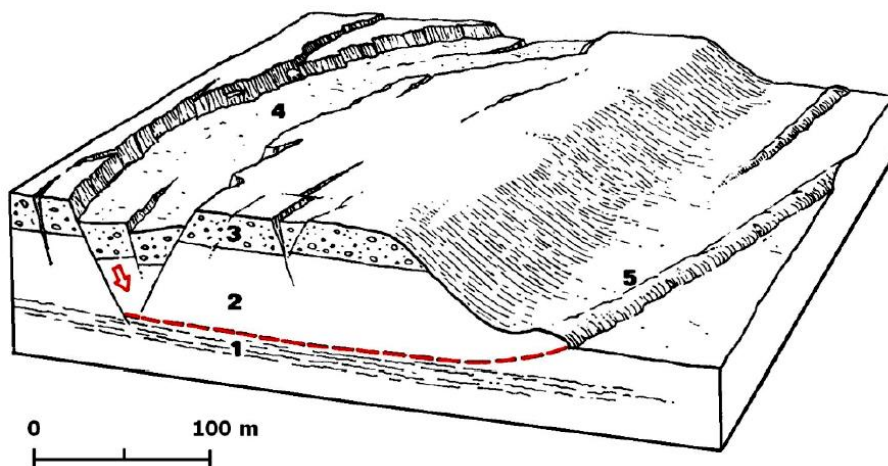
### 2.3.4 Sesuvy senzitivních jílu

Vyskytují se v jílovitých sedimentech mořského původu, které se za určitých podmínek stávají thixotropické a z pevného stavu se náhle mění na viskózní kapalinu. Tyto citlivé (senzitivní) jíly vytvářejí plochá území v různých výškách nad hladinou moře (Skandinávie, Kanada). V Norsku byly tyto jíly označovány jako „quick clays“ (Reusch 1901), nyní je to všeobecný název. [5]

Pevnost těchto sedimentů se během staletí postupně zmenšuje. Norští geologové (Rosenquist 1953, Bjerrum 1955) zjistili, že příčinou snižování pevnosti je zmenšování obsahu soli ve vodě v pórech zeminy. Také se snižuje i mez tekutosti a vzrůstá senzitivita, tj. náchylnost k náhlé ztrátě pevnosti při prohnětení. Obsah vody v zemině se během tohoto dění zpravidla podstatně nemění. [5]



**Obr. 2-14:** Letecký snímek sesuvu v senzitivních jílech u Skjelstadmarku v Norsku r. 1962. (Foto NGI in Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]



**Obr. 2-15:** Blokmdiagram translačního sesuvu vzniklého ztekucením senzitivních jílu při zemětřesení na Aljašce r. 1964. 1 – senzitivní mořské jíly, 2 – tuhé jíly, 3 – písky a šterky, 4 – příkopová propadlina v odlučné oblasti, 5 – vytlačené jíly (Hansen, 1969 in Q. Záruba – V. Mencl, 1974) [1]

### 2.3.5 Subakvatické skluzy

Příčina jejich vzniku je sesouvání a odtékání nezpevněných sedimentů po ukloněném dnu pod hladinou vody, hlavně jílovitých nebo siltovitých a vápnitých kalů, někdy i zvodněných písčitých náplavů. Skluzy mají různé rozměry, vzniklé deformace jsou také různé – od jednoduchého zprohýbání vrstev až po roztrhání hornin a vznik složitých skluzových textur a pseudokonglomerátů s úlomky a závalky rozrušených hornin. [5]

Tyto skluzy se vytvářejí v jezerech i na mořském pobřeží. Časté jsou v deltovitých uloženinách, kde při poměrně rychlé sedimentaci a větším sklonu dna se rodí obzvláště příhodné podmínky pro jejich vznik. [5]

Příčinou mohou být seizmické i jiné otřesy. Přitom se mohou sesouvat a sklouzávat povrchové, právě usazené vrstvy nebo dochází k vytlačování podložních měkkých pelitických hornin, přičemž se dostávají do pohybu i mladší vrstvy v nadloží. [5]

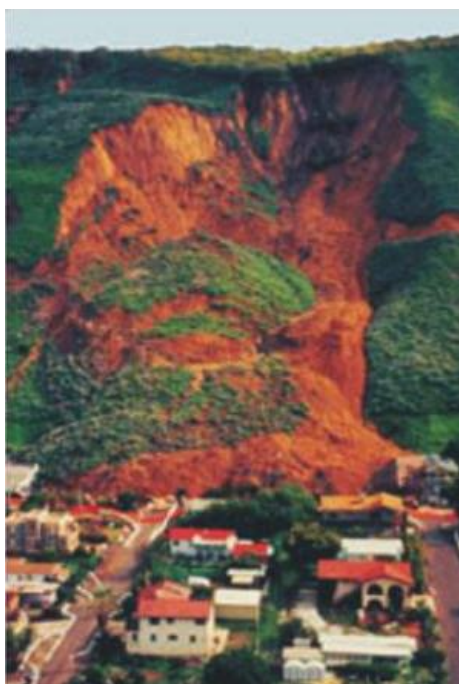
Subakvatické skluzy nezpevněných sedimentů přecházejí v některých případech do podmořských turbiditních proudů, sedimenty rozvolněné sesuvem a smíšené s vodou se ukládají daleko, v hlubších částech sedimentační pánve. [5]



Podmořskými skluzy se podrobně zabýval Moore (1978), který rozeznává tři typy:

1. skluzy téměř současné s usazováním, způsobené rychlou sedimentací, provázenou nadměrným zvýšením tlaku v pórech, což vede k porušení stability
2. skluzy vznikající dlouho po uložení postižených hmot, způsobené změnami v režimu sedimentace a erozních procesů. Tyto skluzy vznikají obvykle jako následek eustatických změn hladiny moře v glaciálech
3. skluzy, které vznikají dlouho po sedimentaci působením tektonických procesů nebo zemětřesení po delším období klidu

[5]



**Obr. 2-16:** Sesuv mořských sedimentů – La Conchita, Kalifornie (Schuster, 1995 in USGS, 2003) [1]

## 2.4 Skální zřícení

Zařazují se sem náhlé říťivé pohyby uvolněných bloků nebo vrstevních komplexů ze strmých skalních stěn. Od sesouvání se liší, že při pohybu převládá volný pád a nenastává po výrazné smykové ploše. Náleží sem svahové pohyby velmi různých rozměrů, od ulamování a opadávání jednotlivých kamenů až po říťivé pohyby obrovských skalních komplexů. [5]

Známí činitelé spolupůsobící při vzniku skalních zřícení:

- a) zemská tíže
- b) rozpukání a tektonické porušení hornin
- c) vlivy povětrnosti, trhavý účinek namrzající vody v puklinách, hydrostatický tlak vody v trhlinách, v nichž se může voda zadržet, a jiné pochody zvětrávání, tlak kořenů, apod.
- d) podnětem k pohybu bývá podemletí nebo umělé podkopání strmých skalních svahů, zemětřesení, výjimečně i úder blesku [5]



**Obr. 2-17:** Suťový kužel vzniklý skalním řícením – údolí Similkameen, Britská Kolumbie (UBC, 2001) [1]

### 3. PRŮZKUMY OBLASTI SESUVŮ

Základ pro projektovou činnost v oblasti sesuvného území je inženýrskogeologický, hydrogeologický a geotechnický průzkum. Rozsah průzkumu, který slouží pro projekt sanačních opatření, závisí na rozsahu ohrožené nebo předpokládané investice či sesuvem ohrožené nemovitosti, stupni zpracovávané projektové dokumentace a komplikovanosti struktury vlastního sesuvu a na jeho aktivitě. [1]

Fosilní sesuv vznikl za klimatických a morfologických podmínek, které se už dnes nemohou opakovat, je-li zavátý mladším sedimentem (např. spraše), nazývá se sesuv pohřbený. Necitlivou stavební činností lze takový sesuv znovu oživit, např. stavba VII v roce 1975 pod smyčkou komunikace při výkopu kanalizační rýhy ve směru vrstevnice (viz. příl. A).

Sesuv, který je řešen v této práci na stavbě VIII, je recentní (současný).

[2] [3] [6]

## 4. VYBRANÉ METODY SANACE SVAHU

Vyhodnocování variant je především na základě nákladů na jednotlivé varianty, je však nutno zohlednit také hledisko ekologické – zásah do krajiny, střet zájmů s majiteli a správci dotčených nemovitostí, možnosti zhotovitelů, životnost jednotlivých prvků a nutnost jejich dlouhodobé údržby. Všechny varianty musí být podloženy stabilitními a statickými výpočty a musí být vyhodnocena jejich účinnost [1].

### 4.1 Odvodnění

Jedná se o nejdůležitější část sanace. Odvodnění podzemní vody sníží její vztlak, který už nebude tolik nadlehčovat tíhu zeminy Archimédovým zákonem, díky čemuž se zmenší aktivní síly, které sesuv podporují.

#### 4.1.1 Horizontální odvodňovací vrty (HOV)

Při návrhu se musíme vyvarovat:

- HOV nesmí být navrženy nad hladinou podzemní vody
- HOV nesmí vodu mimo sesuv odvádět do tělesa sesuvu
- musí být zajištěno odvedení vody z HOV mimo sesuv
- zhlaví HOV musí být chráněno proti poškození a zamrznutí
- HOV musí odvádět podzemní vodu před infiltrací do sesuvu, ne pouze jen v sesuvu
- HOV musí být dostatečně dlouhé, aby zasahovaly i pod smykovou plochu
- startovací šachta pro vrtání HOV musí být zlikvidována bezpečným způsobem a také odvodněna

[1]

Díky monitoringu jsme schopni pozorovat chování sesuvu a jeho reakci na sanaci. Nehledě na velký pokles hladiny podzemní vody a na nečinnost svahu je nezbytně důležité, aby tento monitorovací systém měl záštitu ve stabilitním výpočtu. [1]

Při návrhu sanace je důležitá i životnost prvku sanace a jeho případná údržba. U HOV je možná koroze, jejich životnost se odhaduje na desítky let, po uplynutí by měla následovat kontrola a případná oprava či výměna. Ovšem v praxi se odhad životnosti neprovádí a předpokládá se životnost za nekonečnou. [1]

#### *4.1.1.1 Dlouhodobý dohled*

V oblasti, kde došlo k sesuvu, se musí dávat pozor do budoucna zejména v případě, kdy by další potencionální sesuv mohl ohrozit obecný zájem. Místní orgány státní správy a samosprávy, obyvatelstvo v této oblasti mohou hrát důležitou roli. U vysoce ohrožené oblasti je třeba zhruba dvakrát ročně, u méně ohrožených oblastí zhruba jedenkrát za rok/několik let, osobně zkontrolovat kvůli případnému poškození, vzniku trhlin a zamokřených míst. Pokud se objeví extrémní srážky, velké tání sněhu nebo nahlášené změny situace, musí se zorganizovat i mimořádné kontroly. [1]

## 5. ZPŮSOBY VÝPOČTŮ STABILITY SVAHŮ METODOU MEZNÍ ROVNOVÁHY

Statické řešení povahy stabilitní je výhodné, neboť se ukáže, zda je sanace účinná a dostačující či ne [1].

Posouzení stability svahu zářezu nebo násypu obsahuje optimální návrh sklonu svahu, aby byla zajištěna bezpečnost a nedošlo k sesouvání. Toto posouzení nejčastěji provádíme metodami mezní rovnováhy (v běžné praxi nazývané klasickými metodami) [1] [4].

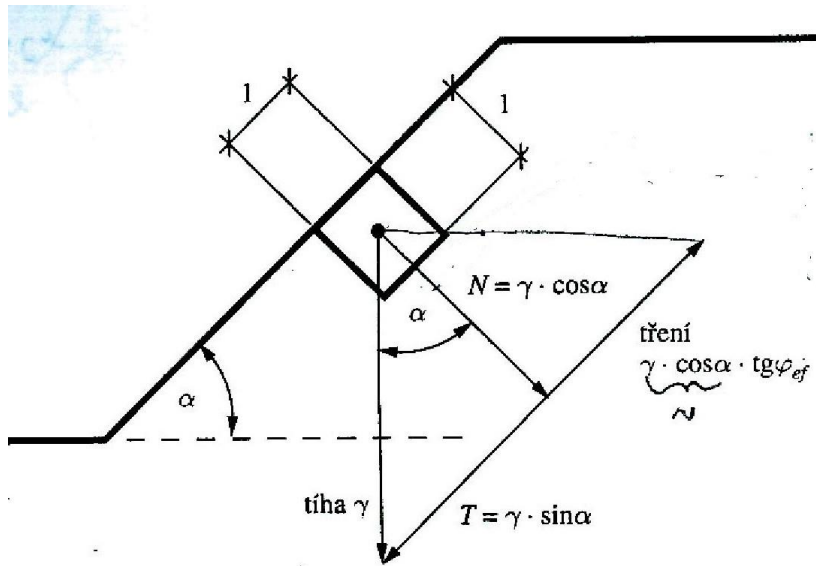
Jedná se o zjištění, zda jsou síly na uvažované smykové ploše, která by mohla způsobit sesuv svahu, v rovnováze. Tomuto zjištění odpovídá stupeň stability  $F$ , který se skládá z poměru pasivních sil bránících sesunutí svahu (smyková pevnost zemin a hornin) ku aktivním silám, které sesuv svahu naopak vyvolávají (hmotnost zemin a hornin, voda). [1]

Lze také říci, že součinitel bezpečnosti  $F$  ukazuje (svou převratnou hodnotou), jaký podíl pevnosti horniny je třeba k udržení svahu [1].

Pasivní síly jsou: tření  $N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ , kde  $N$  je normálová složka tíhy zeminy v kN a  $\varphi$  je úhel vnitřního tření ve stupních  
koheze  $c$  v kPa

Aktivní síla je:  $T$ , což je tangenciální složka tíhy zeminy v kN.

[4]



**Obr. 5-1:** Rozklad sil působících na element zeminy [4]

Působení podzemní vody je v našem případě důležitý faktor porušující stabilitu svahu. Napjatá hladina podzemní vody působí jako vztlak a snižuje tíhu zeminy Archimédovým zákonem, tudíž i normálovou složku tíhy zeminy, která je obsažena v pasivních silách a díky tomu vzniká sesuv.

Pokud  $F < 1$ , jedná se o nestabilitu, kterou GEO 5 odhalí. V takovém případě musí provést zvýšení stability (např. snížení hladiny podzemní vody). Pokud  $F = 1$ , jedná se o rovnovážný labilní stav, ale spíše o počínající kolaps.

Pokud  $F > 1$ , sesuv je stabilní. V takovém případě se prokazuje míra jeho stability pro návrh stabilizujících konstrukcí, v tomto případě se prošetřovala a identifikovala míra vlivu jednotlivých faktorů na sesuv. V programu Excel a Autocad se změní faktor, který se prošetřuje (např. se sníží hladina podzemní vody), a tak se zvyšují pasivní síly, až se ukáže vliv způsobu zastabilizování svahu.

Jednoduché proužkové metody dosahují výsledky, které jsou oproti přesným metodám nižší o 3 až 15 % (v průměru o 8 %). Přitom metody, které vyhovují podmínce silové rovnováhy, poskytují při planárním tvaru kluzné plochy naopak vyšší hodnoty stupně stability až o 7 %. Metody mezní rovnováhy a hlavně proužkové metody stabilitních výpočtů pro svou poměrnou jednoduchost, názornost a operativnost budou mít i nadále optimální uplatnění v geotechnické praxi. [1]

Klasické metody stabilitních výpočtů jsou v mnoha případech užitečné a použitelné, např. jde-li o ocenění účinku stabilizačních opatření, kde se chyby při srovnávacích výpočtech do značné míry vyloučí. [1]

Mimo posouzení svahů z překonsolidovaných zemin, vypočtené hodnoty stupně stability  $F$  metodami mezní rovnováhy v převážné míře nebývají příliš vzdáleny od správných výsledků a dobře odpovídají představě o dynamice sesuvů (Wright et al., 1977; Skempton, 1977; Rivard-Lu, 1978). [1]

Doporučuje se zpětnou analýzou výpočtu stability zjistit na průzkumem ověřené smykové ploše parametry horniny (např. reziduální pevnost ...). S těmito odvozenými parametry se provede návrh stabilizačních opatření. Pak postačí stupeň stability  $F=1,1-1,3$  (Záruba Q., Mencl V., 1974). [1]

Základním principem MMR je řešení silové resp. momentové rovnováhy svahového tělesa nad zvolenou smykovou plochou. Jsou odvozeny za předpokladu takového stavu napjatosti prostředí, při němž je v celé zasažené oblasti mobilizována využitelná smyková pevnost zeminy a hledá se taková plocha, po níž by nejspíše mohlo dojít k usmyknutí (kritická smyková plocha). [1]

Metody mezní rovnováhy nezohledňují přetvárné parametry horninového prostředí. Tyto metody neumožňují získat informaci o průběhu napětí a deformaci ve svahovém tělese. Smykové plochy mohou mít v závislosti na typu zeminy různý tvar (rovinný u nesoudržných zemin; zakřivený – nejčastěji kruhový – u soudržných zemin). Z řady



MMR jsou pro řešení stability svahového tělesa ze soudržných zemin nejčastěji používané proužkové (švédské) metody metody (např. Petterssonova a Bishopova met.). [1]

## 5.1 Efektivní napjatost

Při stabilitních výpočtech se pro určení podmínky rovnováhy vzdorujících sil na smykové ploše uvažuje efektivní napjatost podle vztahu  $N \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef} + c_{ef} \cdot l$  ( u totální napjatosti  $c_u \cdot l$ .)

Svislá normálová napětí  $\sigma_z$  definujeme jako:

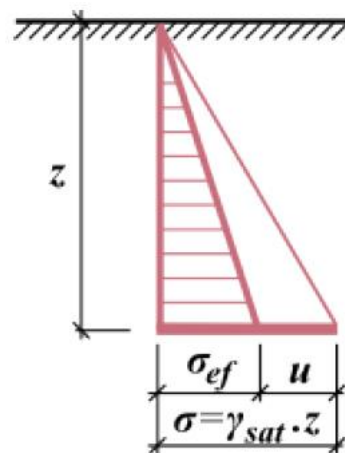
$$\sigma_z = \gamma_{ef} \cdot z + \gamma_w \cdot z$$

kde:  $\sigma_z$  - svislé normálové totální napětí  
 $\gamma_{ef}$  - objemová tíha zeminy pod vodou  
 $z$  - hloubka pod povrchem terénu  
 $\gamma_w$  - měrná tíha vody

Tento vztah v zobecněném tvaru vyjadřuje tzv. princip efektivních napětí:

$$\sigma_z = \sigma_{ef} + u$$

kde:  $\sigma$  - totální (celkové) napětí  
 $\sigma_{ef}$  - efektivní (účinné) napětí  
 $u$  - neutrální napětí (pórový tlak)



**Obr. 5-2:** Totální, efektivní a neutrální napětí v zemině

Princip efektivních napětí platí jen pro normálová napětí  $\sigma$ , protože smyková napětí  $\tau$  voda nepřenáší a jsou tedy vždy efektivní. Totální napětí určujeme metodami teoretické mechaniky, efektivní napětí jako rozdíl totálního napětí a pórového tlaku (tj. vždy výpočtem, nemůžeme ho nikdy změřit). Pórové tlaky určujeme laboratorními a polními metodami nebo výpočtem. Na otázku, kdy použít efektivní či totální napětí do výpočtu není jednoznačná odpověď. Obecné doporučení dává níže uvedena tabulka, jež platí pro naprostou většinu úloh. Je nutné mít na paměti, že totální napětí závisí na způsobu zatížení zeminy vlastní tíhou a vnějšími účinky.

Když je pórová voda v klidu, je pórový tlak rovný hydrostatickému tlaku vody, pokud voda proudí, hydrodynamickému tlaku. V případě neúplně nasycených zemin s vyšším stupněm nasycení (saturací) se musí vzít v úvahu, že pórový tlak vzniká jak ve vodě, tak i ve vzduchových bublinkách.

Uvažované podmínky	Odvodněná vrstva	Neodvodněná vrstva
Krátkodobé	efektivní napětí	totální napětí
Dlouhodobé	efektivní napětí	efektivní napětí

**Tab. 5-1:** Případy napětí [7]

Ve vrstevnatém prostředí s různými objemovými tíhami jednotlivých vodorovných vrstev je svislé totální napětí dáno součtem tíhy všech vrstev zemin nad zkoumaným bodem a pórového napětí:

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma dz + \gamma_w(z-d)$$

kde:  $\sigma_z$  - svislé totální napětí (normálové)

$\gamma$  - objemová tíha zeminy

- pro zeminy nad HPV a suché vrstvy objemová tíha zeminy v přirozeném stavu

- v ostatních případech objemová tíha zeminy pod vodou

$d$  - hloubka hladiny podzemní vody pod povrchem terénu

$z$  - hloubka pod povrchem terénu

$\gamma_w$  - měrná tíha vody

[7]

## 5.2 Výpočet vztlaku

Je-li vrstva pod hladinou podzemní vody, pak se objemová tíha zeminy pod vodou stanoví v závislosti na zadaných parametrech zeminy takto:

$$\gamma_{su} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

kde:  $\gamma_{sat}$  - objemová tíha plně nasycené zeminy

$\gamma_w$  - objemová tíha vody

[7]

## 5.3 Pórový tlak

Zadávání hladiny vody resp. izolinií je zcela shodné se standardním zadáváním rozhraní – zadává se hodnota koeficientu resp. pórového napětí. Mezi jednotlivými izoliniemi rozhraní program lineárně interpoluje výsledek v bodě  $z$  hodnot příslušných izolinií. Hladina podzemní vody (příp. hladina sání nebo původní HPV) se zadává jako jedno průběžné rozhraní, které může být umístěno i nad terénem.

Podzemní vodu je možno popsat rovněž přímo hodnotami pórového tlaku v řezu zemním tělesem.

V oblasti, kde je  $u$  kladné, je uvažována zadaná objemová tíha nasycené zeminy  $\gamma_{sat}$ , v opačném případě objemová tíha zeminy  $\gamma$ .

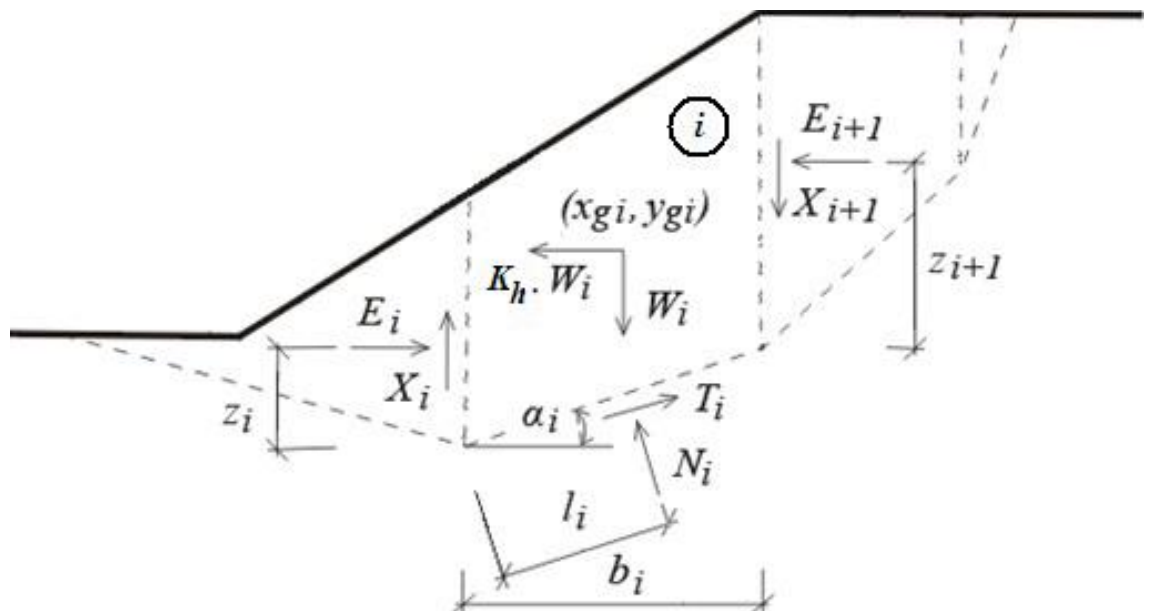
Hodnoty pórového tlaku se zadávají pomocí izolinií, které spojují místa se stejnou hodnotou pórového napětí. Hodnoty mezi izoliniemi se lineárně interpolují. Do výpočtu vstupuje hodnota pórového tlaku odečtena v konkrétním bodě řezu terénem.

Dále program umožňuje zadat hloubku tahových trhlin vyplněných vodou, ale v tomto případě byly trhliny okamžitě utěsněny (musely být kontrolovány, protože voda stoupala zespodu až k terénu).

[7]

#### 5.4 Polygonální smyková plocha:

Řešení stability svahu při použití polygonální smykové plochy spočívá v nalezení stavu mezní rovnováhy sil, které působí na zemní těleso nad smykovou plochou. Aby bylo možno tyto síly definovat, rozdělí se zemina nad smykovou plochou na bloky dělicími rovinami. Tyto dělicí roviny jsou zpravidla voleny jako svislé, ale není to nutná podmínka, např. Sarmova metoda počítá s obecně skloněnými dělicími rovinami.



Obr. 5-3: Statické schéma bloku

Na obr. 5-3 jsou znázorněny síly, které působí na jednotlivé bloky zeminy. Je-li oblast nad smykovou plochou rozdělena na  $n$  bloků, máme pro výpočet následujících  $6n-2$  neznámých:  $n$  hodnot normálových sil  $N_i$  na úsecích smykové plochy,  $n$  hodnot k nim příslušejících smykových sil  $T_i$ ,  $n-1$  hodnot normálových sil  $E_i$  mezi bloky zeminy,  $n-1$  hodnot smykových sil  $X_i$  mezi bloky zeminy,  $n-1$  hodnot  $z_i$ , určujících působišť sil  $E_i$ ,  $n$  hodnot  $l_i$ , určujících působišť sil  $N_i$  a jednu hodnotu stupně stability  $SF$ . Hodnoty sil  $X_i$  mohou být v některých metodách nahrazeny hodnotou sklonu sil  $E_i$ .

Pro řešení rovnováhy máme k dispozici následující soustavu rovnic:  $n$  vodorovných součtových výminek na blocích,  $n$  svislých součtových výminek na blocích,  $n$  momentových výminek na blocích a  $n$  vztahů mezi silami  $N_i$  a  $T_i$  na blocích podle Mohr-Coulombovy teorie. Celkem máme tedy  $4n$  rovnic pro  $6n-2$  neznámých, z čehož plyne, že  $2n-2$  hodnot neznámých je nutno předem zvolit. A právě volbou těchto hodnot se liší jednotlivé použité metody řešení.

Nejčastěji bývají voleny polohy působišť jednotlivých sil nebo sklony sil mezi bloky. Řešení rovnováhy pak vede k iteračním postupům, kdy dopředu zvolené hodnoty musí jednak umožňovat splnění rovnováhy sil a jednak zajišťovat kinematickou přípustnost získaného řešení.

[7]

## 5.5 Metodika posouzení bezpečnosti

Metodika posouzení bezpečnosti konstrukce podle "Stupně bezpečnosti" je historicky nejstarší a stále velice rozšířena. Její hlavní výhodou je jednoduchost a přehlednost. Bezpečnost je obecně prokázána pomocí stupně bezpečnosti:

$$FS = \frac{X_{par}}{X_{act}} > FS_{req}$$

kde:  $FS$  - spočtený stupeň bezpečnosti

$X_{pas}$  - obecně veličina bránící porušení (síla vzdorující, pevnost, nosnost)

$X_{act}$  - obecně veličina porušující (síla posouvající, napětí)

$F_{sreq}$  - požadovaný stupeň bezpečnosti

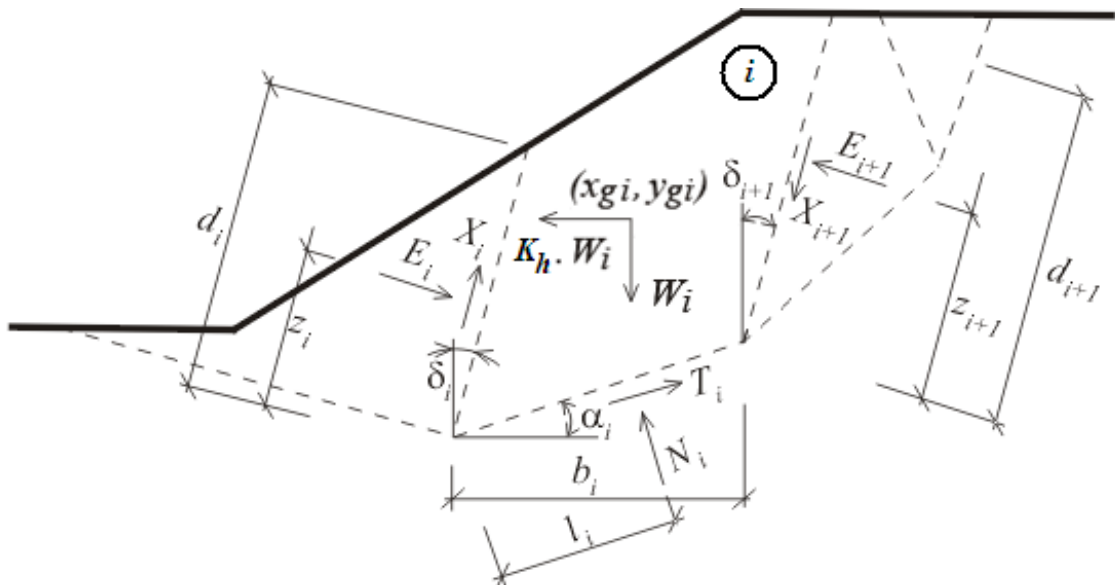
Program umožňuje počítat pro zvolenou smykovou plochu (polygonální) využití pro všechny metody, některé jsou ale velmi exotické a známé pouze v zemích vzniku.

Metody výpočtu pro polygonální smykovou plochu, podle kterých byl proveden výpočet: Sarma, Spencer, Janbu, Morgenstern-Price, Šachuňanc, ITFM, ITFM explicitní řešení.

[7]

## 5.6 Sarma

Sarmova metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil i momentů na jednotlivých blocích. Bloky vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou rovinami, které obecně mohou mít různý sklon. Statické schéma bloků a sil, které na ně působí, je zachyceno na obr. 5-4.



Obr. 5-4: Statické schéma - Sarmova metoda

Zde  $E_i$ ,  $X_i$  jsou normálové a smykové síly mezi bloky.  $N_i$ ,  $T_i$  jsou normálové a smykové síly na úsecích smykové plochy.  $W_i$  je tíha bloku a  $K_h * W_i$  je vodorovná síla, pomocí níž je v Sarmově metodě dosaženo mezní rovnováhy. V každém bloku může být zadáno obecně šikmé přetížení.

Toto přetížení je do výpočtu zahrnuto spolu s přetížením od vody, jejíž volná hladina je nad povrchem terénu, a se silami v kotvách. Všechny tyto síly jsou rozloženy na vodorovné a svislé složky a ty jsou pak načítány do sil  $F_{x_i}$ ,  $F_{y_i}$ .

$K_h$  je konstanta, která se nazývá faktor vodorovného zrychlení a je do výpočtu zavedena pro uvedení sil na blocích do rovnováhy. Mezi faktorem  $K_h$  a stupněm stability  $SF$  existuje závislost, pomocí níž se stupeň stability počítá. V běžném případě se stupeň stability  $SF$  počítá pro nulovou hodnotu součinitele  $K_h$ . Zavedení nenulové hodnoty faktoru  $K_h$  do výpočtu lze využít pro simulaci vodorovného zatížení terénu např. zemětřesením (viz dále).

### **5.6.1 Postup výpočtu:**

#### *5.6.1.1 Výpočet limitní rovnováhy*

Do výpočtu limitní rovnováhy vstupuje celkem  $6n - 1$  neznámých, přičemž  $n$  je počet bloků, na něž dělíme oblast nad smykovou plochou. Jsou to:

$E_i$  - meziblokové síly

$N_i$  - normálové síly na smykové ploše

$T_i$  - smykové síly na smykové ploše

$X_i$  - smykové síly mezi bloky

$z_i$  - polohy působišť sil

$l_i$  - polohy působišť sil

$K_h$  - faktor vodorovného zrychlení

Pro jejich výpočet máme k dispozici  $5n - 1$  rovnic, a to:

a) vodorovné součtové výminky na blocích:

$$T_i \cdot \cos \alpha_i - N_i \cdot \sin \alpha_i = K_h W_i - Fx_i + X_{i+1} \cdot \sin \delta_i - X_i \cdot \sin \delta_i + E_{i+1} \cdot \cos \delta_i - E_i \cdot \cos \delta_i$$

b) svislé součtové výminky na blocích:

$$N_i \cdot \cos \alpha_i - T_i \cdot \sin \alpha_i = W_i - Fy_i + X_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} - X_i \cdot \cos \delta_i - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} + E_i \cdot \sin \delta_i$$

c) momentové výminky na blocích:

$$N_i l_i - X_{i+1} \cdot b_i \cdot \sec \alpha_i \cdot \cos(\alpha_i + \delta_{i+1}) + E_{i+1} [z_{i+1} + b_i \cdot \sec \alpha_i \cdot \sin(\alpha_i + \delta_{i+1})] - E_i \cdot z_i - W_i (x_{gi} - x_i) + K_h W_i (y_{gi} - y_i) - Fx_i \cdot rx_i + Fy_i \cdot ry_i = 0$$

kde  $rx_i$  a  $ry_i$  jsou ramena sil  $Fx_i$  a  $Fy_i$

d) vztahy mezi normálovými a smykovými silami podle Mohr-Coulombovy teorie:

$$T_i = (N_i - U_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i \cdot \sec \alpha_i$$

$$X_i = (E_i - PW_i) \cdot \tan \bar{\varphi}_i + \bar{c}_i \cdot d_i$$

kde:

$PW_i$  - výslednice pórového tlaku na dělicích rovinách

$\bar{\varphi}_i$  - průměrná hodnota úhlu vnitřního tření na dělicí rovině

$\bar{c}_i$  - průměrná hodnota soudržnosti na dělicí rovině

Je vidět, že  $n - 1$  neznámých je třeba napřed odhadnout. Relativně malou nepřesnost způsobí odhad působišť sil  $E_i$ . Tím se problém stane staticky určitým a vyřešením



soustavy rovnic lze získat hodnoty všech neznámých. Hlavním výsledkem tohoto řešení je získání faktoru vodorovného zrychlení  $K_h$ .

#### 5.6.1.2 Výpočet stupně stability $SF$

Stupeň stability  $SF$  se do výpočtu zavede tak, že se jím redukuje parametry zemin  $c$  a  $tg \varphi$ . Pro redukované parametry se znovu provede výpočet rovnováhy a tím se získá faktor vodorovného zrychlení  $K_h$  odpovídající danému stupni stability  $SF$ . Tato iterace se opakuje tak dlouho, až získaný faktor  $K_h$  dosáhne nulové hodnoty nebo hodnoty zadané.

#### 5.6.1.3 Vliv vnějšího zatížení

Posuzovaný svah může být zatížen na povrchu šikmým zatížením obecně lichoběžníkového tvaru. Toto zatížení je do výpočtu zahrnuto tak, že jeho svislá složka, pokud má směr tíhy (hmotná složka), je přičtena k tíze toho bloku, na němž spočívá. Tím se změní jednak samotná tíha tohoto bloku a jednak poloha jeho těžiště. Pokud svislá složka působí proti směru tíhy, je přičtena k síle  $F_{y_i}$ . Vodorovná složka se přičte k síle  $F_{x_i}$ .

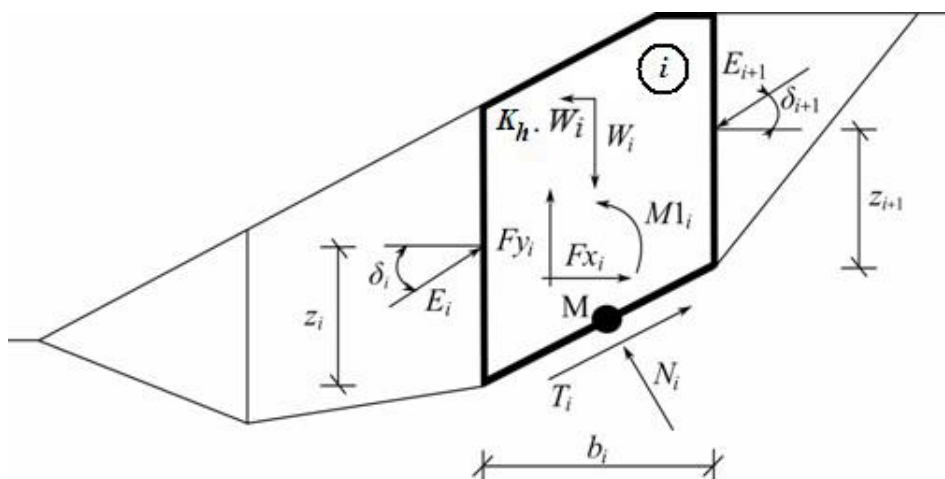
#### Literatura:

Sarma, S. K.: *Stability analysis of embankments and slopes, Geotechnique* 23, 423-433, 1973.

[7]

## 5.7 Spencer

Spencerova metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil i momentů na jednotlivých blocích. Bloky vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou dělicími rovinami. Statické schéma bloků a sil, které na ně působí, je zachyceno na obr. 5-5:



**Obr. 5-5:** Statické schéma - Spencerova metoda

U každého bloku se předpokládá působení následujících sil:

$W_i$  - tíha bloku, včetně přitížení, které má charakter tíhy (hmotné) a včetně vlivu součinitele vertikálního zemětřesení  $K_v$

$K_h * W_i$  - vodorovná setrvačná síla modelující účinky zemětřesení,  $K_h$  je faktor vodorovného zrychlení při zemětřesení

$N_i$  - normálová síla na smykové ploše

$T_i$  - smyková síla na smykové ploše

$E_i, E_{i+1}$  - síly, jimiž na sebe působí sousední bloky, jsou odkloněny od vodorovné o úhel  $\delta$

$F_{x_i}, F_{y_i}$  - ostatní vodorovné a svislé síly působící na blok

$M_{l_i}$  - moment od sil  $F_{x_i}, F_{y_i}$  otáčející kolem bodu M, což je střed  $i$ -tého úseku smykové plochy

$U_i$  - výslednice pórového tlaku na  $i$ -tém úseku smykové plochy

Pro výpočet limitní rovnováhy sil a momentů na blocích jsou ve Spencerově metodě zavedeny následující předpoklady:

- dělicí plochy mezi bloky jsou vždy svislé
- paprsek tíhy bloku  $W_i$  prochází středem  $i$ -tého úseku smykové plochy, bodem M

- normálová síla  $N_i$  působí ve středu  $i$ -tého úseku smykové plochy, v bodě M
- sklon meziblokových sil  $E_i$  je konstantní pro všechny bloky a má hodnotu  $\delta$ , jen na počátku a na konci smykové plochy je  $\delta = 0$

Řešení vychází z následujících vztahů:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (1)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2)$$

$$N'_i + U_i - W_i \cos \alpha_i + k_h W_i \sin \alpha_i + F y_i \cos \alpha_i - F x_i \sin \alpha_i + E_{i+1} \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (3)$$

$$N'_i \frac{\tan \varphi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \sin \alpha_i - k_h W_i \cos \alpha_i + F y_i \sin \alpha_i + F x_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (4)$$

$$E_{i+1} \cos \delta_{i+1} \left( z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} \frac{b_i}{2} - E_i \cos \delta_i \left( z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \sin \delta_i \frac{b_i}{2} + M 1_i - k_h W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \quad (5)$$

Rovnice (1) je vztah mezi efektivní a totální hodnotou normálové síly na smykové ploše.

Rovnice (2) je Mohr-Coulombova rovnice vyjadřující vztah mezi normálovou a smykovou silou na úseku smykové plochy.

Rovnice (3) je součtová výminka ve směru kolmém k  $i$ -tému úseku smykové plochy, rovnice (4) je součtová výminka ve směru  $i$ -tého úseku smykové plochy.

$SF$  je stupeň stability svahu, kterým jsou redukovány parametry zemin.

Rovnice (5) je momentová výminka k bodu M, v níž  $y_{gi}$  je svislá souřadnice působistě

tíhy bloku a  $y_M$  je svislá souřadnice bodu M.

Úpravou rovnic (3) a (4) je získán rekurentní vztah:

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - Fy_i)\cos\alpha_i - (K_r W_i - Fx_i)\sin\alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan\varphi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF} \frac{b_i}{\cos\alpha_i} - (W_i - Fy_i)\sin\alpha_i - (K_r W_i - Fx_i)\cos\alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan\varphi_i}{SF} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})}$$

Z tohoto vztahu lze pro dané hodnoty  $\delta$  a  $SF$  postupně dopočítat všechny meziblokové síly  $E$ , vycházejíce z faktu, že na počátku smykové plochy je hodnota  $E$  známá, a to  $E_I = 0$ .

Z momentové výminky (5) je získán další rekurentní vztah:

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1}(\sin\delta_{i+1} - \cos\delta_{i+1} \tan\alpha_i) + E_i(\sin\delta_i - \cos\delta_i \tan\alpha_i)] + E_i z_i \cos\delta_i - M1_i + K_r W_i (y_M - y_{gi})}{E_{i+1} \cos\delta_{i+1}}$$

Z tohoto vztahu se pro danou hodnotu  $\delta$  určí všechna ramena meziblokových sil  $z$ , při známé hodnotě vlevo na počátku smykové plochy, kde  $z_I = 0$ .

Výpočet stupně stability  $SF$  probíhá dvojnásobným iteračním postupem s následujícími kroky:

1. Zvolí se prvotní hodnota úhlu  $\delta$ , a to  $\delta = 0$ .
2. Pro danou hodnotu  $\delta$  se ze vztahu (6) stanoví odpovídající stupeň stability  $SF$ , a to tak, že na horním konci smykové plochy musí být hodnota  $E_{n+1} = 0$ .
3. Pro hodnoty sil  $E$  stanovené v předchozím kroku se ze vztahu (7) vypočítá velikost úhlu  $\delta$ , a to tak, aby na posledním bloku vpravo vyšla nulová hodnota momentu. Vztah (7) už neurčuje hodnotu  $z_{n+1}$ , ta je totiž nulová. Při této nulové hodnotě zde musí být splněna momentové výminka (5).
4. Iterace končí tehdy, pokud se úhel  $\delta$  dalším opakováním kroku 2 a 3 nemění.

Aby proces iterace probíhal pokud možno stabilně, je třeba se vyhnout oblasti nestabilit řešení. K těmto nestabilitám dochází v těch bodech, kde při vyčíslování vztahů (6) a (7) dochází k dělení nulou. Ve vztahu (7) dochází k dělení nulou tehdy, je-li  $\delta = \pi/2$  nebo  $\delta = -\pi/2$ . Proto hodnota úhlu  $\delta$  musí ležet v intervalu  $(-\pi/2; \pi/2)$ .

Ve vztahu (6) dochází k dělení nulou tehdy, platí-li:

$$SF = \tan \varphi_i \tan(\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

Další ošetření případně numerické nestability spočívá v kontrole velikosti parametru  $m_\alpha$ . Musí být splněna následující podmínka:

$$m_\alpha = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi_i}{SF} > 0,2$$

Proto je před začátkem iterace nutné nalézt *nejvyšší* z kritických hodnot  $SF_{min}$  splňujících výše uvedené podmínky. Hodnoty ležící níže než je tato kritická hranice  $SF_{min}$  se vyskytují v oblasti nestabilit řešení, proto iterace začíná nastavením  $SF$  na hodnotu "těsně" nad  $SF_{min}$  a všechny výsledné hodnoty  $SF$  vystupující v iteraci jsou větší než  $SF_{min}$ .

Obecně lze říci, že rigorózní metody konvergují hůře než metody jednodušší (Bishop, Fellenius). Příklady vykazující problémy s konvergencí zahrnují např. příliš strmé úseky smykové plochy, složitou geometrii, výrazný skokový nárůst přetížení atd. Pokud metoda nespočte výsledek, doporučujeme lehce změnit zadání, např. zadat méně strmou plochu, vložit více bodů do smykové plochy atd., příp. pro výpočet použít některou z jednodušších metod.

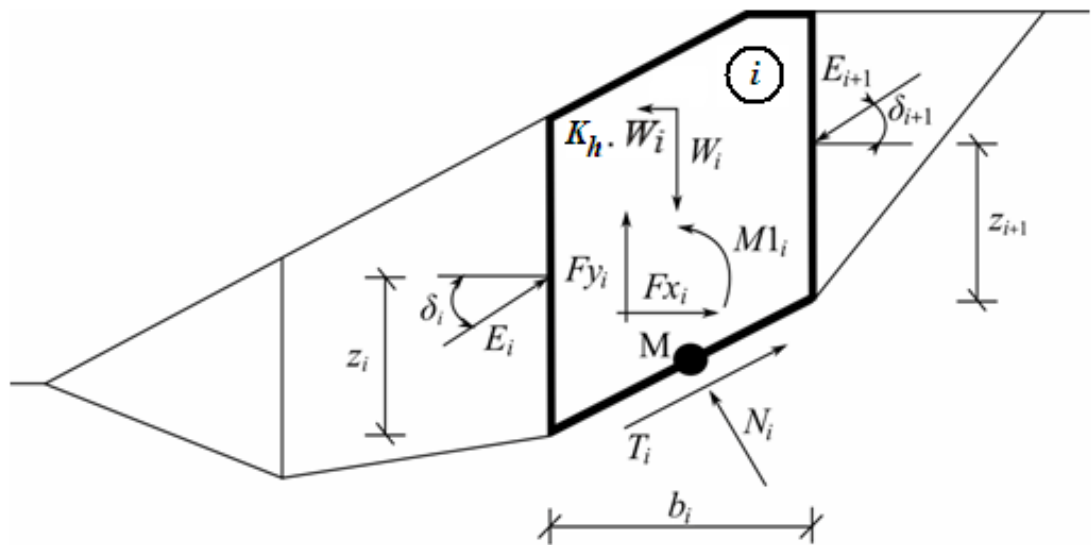
#### *Literatura:*

*Spencer, E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique, 17(1): 11-26.*

[7]

## 5.8 Janbu

Janbuova metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil i momentů na jednotlivých blocích (není splněna pouze momentová podmínka na posledním nejhornějším bloku). Bloky vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou dělicími rovinami. Statické schéma bloků a sil, které na ně působí, je zachyceno na obr. 5-6:



**Obr. 5-6:** Statické schéma - Janbuova metoda

U každého bloku se předpokládá působení následujících sil:

$W_i$  - tíha bloku, včetně přitížení, které má charakter tíhy (hmotné) a včetně vlivu součinitele vertikálního zemětřesení  $K_v$

$K_h * W_i$  - vodorovná setrvačná síla modelující účinky zemětřesení.  $K_h$  je faktor vodorovného zrychlení při zemětřesení

$N_i$  - normálová síla na smykové ploše

$T_i$  - smyková síla na smykové ploše

$E_i, E_{i+1}$  - síly, jimiž na sebe působí sousední bloky. Jsou odkloněny od vodorovné o úhel  $\delta_i$ , resp.  $\delta_{i+1}$ , a leží ve výšce  $z_i$ , resp.  $z_{i+1}$  nad smykovou plochou

$F_{x_i}, F_{y_i}$  - ostatní vodorovné a svislé síly působící na blok

$M_i$  - moment od sil  $F_{x_i}, F_{y_i}$  otáčející kolem bodu M, což je střed  $i$ -tého úseku smykové plochy

$U_i$  - výslednice pórového tlaku na  $i$ -tém úseku smykové plochy

Pro výpočet limitní rovnováhy sil a momentů na blocích jsou v metodě Janbu zavedeny následující předpoklady:

- dělicí plochy mezi bloky jsou vždy svislé
- paprsek tíhy bloku  $W_i$  prochází středem  $i$ -tého úseku smykové plochy, bodem M
- normálová síla  $N_i$  působí ve středu  $i$ -tého úseku smykové plochy, v bodě M
- poloha meziblokových sil  $z_i$  je na každém bloku odhadnuta, na počátku a na konci smykové plochy je  $z = 0$

Volba polohy meziblokových sil  $z_i$  může výrazně ovlivnit konvergenci metody - pokud je pro daný svah zvolen špatný odhad polohy sil, nelze splnit podmínky rovnováhy na blocích (výpočet nekonverguje). Výšky  $z_i$  nad smykovou plochou jsou nastaveny přibližně do jedné třetiny výšky rozhraní mezi bloky.

V případě nesplnění rovnováhy program zkusí zvolit odlišné počáteční polohy sil, např. v pasivní oblasti u paty svahu mírně nad třetinu výšky a v aktivní oblasti u koruny svahu naopak mírně pod třetinu výšky rozhraní.

Řešení vychází z následujících vztahů:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (1)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2)$$

$$N'_i + U_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + K_{\beta} \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + F_{y_i} \cdot \cos \alpha_i - F_{x_i} \cdot \sin \alpha_i +$$

$$E_{i+1} \cdot \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (3)$$

$$N'_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \cdot \sin \alpha_i - K_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i + Fy_i \cdot \sin \alpha_i +$$

$$Fx_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (4)$$

$$E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} \left( z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} \cdot \frac{b_i}{2} -$$

$$E_i \cdot \cos \delta_i \left( z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} +$$

$$M1_i - K_h \cdot W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \quad (5)$$

Rovnice (1) je vztah mezi efektivní a totální hodnotou normálové síly na smykové ploše.

Rovnice (2) je Mohr-Coulombova rovnice vyjadřující vztah mezi normálovou a smykovou silou na úseku smykové plochy. Rovnice (3) je součtová výminka ve směru kolmém k  $i$ -tému úseku smykové plochy, rovnice (4) je součtová výminka ve směru  $i$ -tého úseku smykové plochy.  $FS$  je stupeň stability svahu, kterým jsou redukovány parametry zemin. Rovnice (5) je momentová výminka k bodu  $M$ , v níž  $y_{gi}$  je svislá souřadnice působišť tíhy bloku a  $y_M$  je svislá souřadnice bodu  $M$ .

Ze součtových výminek rovnováhy (3) a (4) je získán rekurentní vztah (6):

$$E_{i+1} = \frac{\left[ (W_i - Fy_i) \cdot \cos \alpha_i - (K_h \cdot W_i - Fx_i) \cdot \sin \alpha_i - U_i + E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) \right] \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} +}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \cdot \frac{\tan \varphi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (6)$$

$$+ \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \cdot \sin \alpha_i - (K_h \cdot W_i - Fx_i) \cdot \cos \alpha_i + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i)$$



Z tohoto vztahu lze pro dané hodnoty úhlů  $\delta_i$  a  $SF$  postupně dopočítat všechny meziblokové síly  $E_i$ , vycházejíce z faktu, že na počátku smykové plochy je hodnota  $E$  známá, a to  $E_l = 0$ .

Z momentové výminky (5) je odvozen vztah pro výpočet úhlů  $\delta_i$  (7):

$$\delta_{i+1} = \arctan\left(\frac{2 \cdot z_{i+1}}{b_i} + \tan \alpha_i\right) - \arcsin \frac{E_i \left( \cos \delta_i \left( z_i - \frac{b_i \cdot \tan \alpha_i}{2} \right) + \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} \right) - M1_i}{E_{i+1} \sqrt{\left( z_{i+1} + \frac{b_i \cdot \tan \alpha_i}{2} \right)^2 + \left( \frac{b_i}{2} \right)^2}} \quad (7)$$

Z tohoto vztahu se pro dané hodnoty ramen  $z_i$  určí úhly meziblokových sil  $\delta_i$ , hodnoty úhlů na počátku a na konci smykové plochy jsou nulové  $\delta_i = 0$ .

Výpočet stupně stability  $SF$  probíhá iteračním postupem s následujícími kroky:

1. Zvolí se prvotní hodnota úhlů  $\delta_i = 0$  a polohy sil  $z_i$  přibližně do třetiny výšky rozhraní.
2. Pro dané hodnoty úhlů  $\delta_i$  se ze vztahu (6) stanoví odpovídající stupeň stability  $SF$ , a to tak, že na horním konci smykové plochy musí být hodnota  $E_{n+1} = 0$
3. Pro hodnoty sil  $E_i$  stanovené v předchozím kroku se ze vztahu (7) vypočítá velikost úhlů  $\delta_i$ .
4. Iterace končí tehdy, pokud se stupeň bezpečnosti  $SF$  dalším opakováním kroku 2 a 3 nemění.

Aby proces iterace probíhal pokud možno stabilně, je třeba se vyhnout oblasti nestabilit řešení.

K těmto nestabilitám dochází v těch bodech, kde při vyčíslování vztahu (6) dochází k dělení nulou, tj. platí vztah:

$$FS = \tan \varphi_i \cdot \tan (\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

Další ošetření případně numerické nestability spočívá v kontrole velikosti parametru  $m_\alpha$ . Musí být splněna následující podmínka:

$$m_\alpha = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{FS} > 0,2$$

Proto je před začátkem iterace nutné nalézt *nejvyšší* z kritických hodnot  $SF_{min}$  splňujících výše uvedené podmínky. Hodnoty ležící níže než je tato kritická hranice  $SF_{min}$  se vyskytují v oblasti nestabilit řešení, proto iterace začíná nastavením  $SF$  na hodnotu „těsně“ nad  $SF_{min}$  a všechny výsledné hodnoty  $SF$  vystupující v iteraci jsou větší než  $Sf_{min}$ .

Obecně lze říci, že rigorózní metody konvergují hůře než metody jednodušší (Bishop, Fellenius). Příklady vykazující problémy s konvergencí zahrnují např. příliš strmé úseky smykové plochy, složitou geometrii, výrazný skokový nárůst přetížení atd. Pokud metoda nespočte výsledek, doporučujeme lehce změnit zadání, např. zadat méně strmou plochu, vložit více bodů do smykové plochy atd., příp. pro výpočet použít některou z jednodušších metod.

#### *Literatura:*

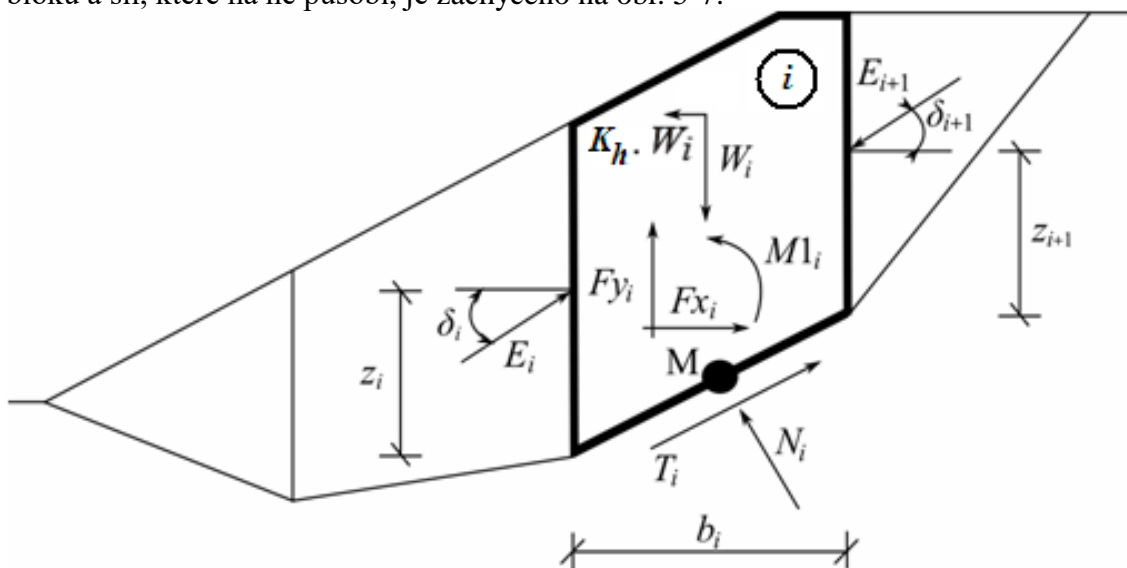
*Janbu, N. 1954. Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. European Conference on Stability Analysis, Stockholm, Sweden.*

*Janbu, N. 1973. Slope Stability Computations. Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume, R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos, eds., John Wiley and Sons, New York, pp 47-86.*

[7]

## 5.9 Morgenstern-Price

Morgenstern-Prícova metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil i momentů na jednotlivých blocích. Bloky vzniknou rozdělením oblasti zeminy nad smykovou plochou dělicími rovinami. Statické schéma bloků a sil, které na ně působí, je zachyceno na obr. 5-7:



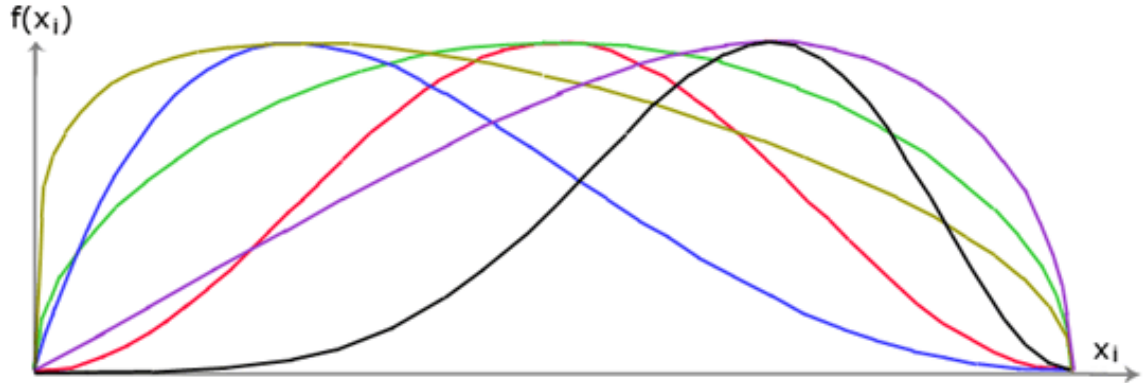
Obr. 5-7: Statické schéma - Morgenstern-Prícova metoda

U každého bloku se předpokládá působení stejných sil jako v metodě Spencer. Pro výpočet limitní rovnováhy sil a momentů na blocích jsou v metodě Morgenstern-Price zavedeny následující předpoklady:

- dělicí plochy mezi bloky jsou vždy svislé
- paprsek tíhy bloku  $W_i$  prochází středem  $i$ -tého úseku smykové plochy, bodem M
- normálová síla  $N_i$  působí ve středu  $i$ -tého úseku smykové plochy, v bodě M
- sklon meziblokových sil  $E_i$  je rozdílný na každém bloku ( $\delta_i$ ), na počátku a na konci smykové plochy je  $\delta = 0$

Z předchozího výčtu vyplývá, že jediným rozdílem mezi metodou Spencer a Morgenstern-Price je odlišná volba sklonu meziblokových sil  $\delta_i$ . Prvotní odhad úhlů  $\delta_i$  je realizován pomocí poloviční funkce sinus (Half-sine) - při výpočtu je automaticky

zvolena jedna z funkcí na obrázku. Volba tvaru funkce má na výsledky stupně stability minimální vliv, ovšem vhodná volba může zlepšit konvergenci metody. Funkční hodnota Half-sine funkce  $f(x_i)$  v bodě rozhraní  $x_i$  vynásobená parametrem  $\lambda$  dává hodnotu úhlu  $\delta_i$ .



**Obr. 5-8:** Half-sine funkce

Řešení vychází z rovnic (1) - (5), uvedených v metodě Spencer, tj.:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (1)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \tan \varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2)$$

$$N'_i + U_i - W_i \cos \alpha_i + k_r W_i \sin \alpha_i + F y_i \cos \alpha_i - F x_i \sin \alpha_i + E_{i+1} \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (3)$$

$$E_{i+1} \cos \delta_{i+1} \left( z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} \frac{b_i}{2} - E_i \cos \delta_i \left( z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \sin \delta_i \frac{b_i}{2} + M 1_i - k_r W_i (y_M - y_{g_i}) = 0$$

$$N'_i \frac{\tan \varphi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF \cos \alpha_i} - W_i \sin \alpha_i - k_r W_i \cos \alpha_i + F y_i \sin \alpha_i + F x_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (4)$$

$$F x_i \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0$$

$$\begin{aligned}
& E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} \left( z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} \cdot \frac{b_i}{2} - \\
& E_i \cdot \cos \delta_i \left( z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} + \\
& M1_i - K_h W_i (y_M - y_{gi}) = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

Rovnice (1) je vztah mezi efektivní a totální hodnotou normálové síly na smykové ploše.

Rovnice (2) je Mohr-Coulombova rovnice vyjadřující vztah mezi normálovou a smykovou silou na úseku smykové plochy.

Rovnice (3) je součtová výminka ve směru kolmém k  $i$ -tému úseku smykové plochy, rovnice (4) je součtová výminka ve směru  $i$ -tého úseku smykové plochy.

$SF$  je stupeň stability svahu, kterým jsou redukovány parametry zemin.

Rovnice (5) je momentová výminka k bodu M, v níž  $y_{gi}$  je svislá souřadnice působišť tíhy bloku a  $y_M$  je svislá souřadnice bodu M.

Úpravou rovnic (3) a (4) je získán rekurentní vztah:

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - Fy_i) \cos \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan \varphi_i}{SF} + \frac{c_i}{SF \cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) \sin \alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \frac{\tan \varphi_i}{SF} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \tag{6}$$

Z tohoto vztahu lze pro dané hodnoty  $\delta$  a  $SF$  postupně dopočítat všechny meziblokové síly  $E$ , vycházejíce z faktu, že na počátku smykové plochy je hodnota  $E$  známá, a to  $E_1 = 0$ .

Z momentové výminky (5) je získán další rekurentní vztah (7):

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)] + E_i z_i \cos \delta_i - M1_i + K_h W_i (y_M - y_{gi})}{E_{i+1} \cos \delta_{i+1}} \tag{7}$$

Z tohoto vztahu se pro danou hodnotu  $\delta$  určí všechna ramena meziblokových sil  $z$ , při známé hodnotě vlevo na počátku smykové plochy, kde  $z_I = 0$ .

Výpočet stupně stability  $SF$  probíhá dvojnásobným iteračním postupem s následujícími kroky:

1. Zvolí se prvotní hodnota úhlů  $\delta_i$  pomocí funkce Half-sine ( $\delta_i = \lambda * f(x_i)$ ).
2. Pro dané hodnoty úhlů  $\delta_i$  se ze vztahu (6) stanoví odpovídající stupeň stability  $SF$ , a to tak, že na horním konci smykové plochy musí být hodnota  $E_{n+1} = 0$
3. Pro hodnoty sil  $E_i$  stanovené v předchozím kroku se ze vztahu (7) vypočítá velikost úhlů  $\delta_i$ , a to tak, aby na posledním bloku vpravo vyšla nulová hodnota momentu (funkční hodnoty  $f(x_i)$  zůstávají po celou dobu výpočtu stejné, iteruje se pouze parametr  $\lambda$ ). Vztah (7) už neurčuje hodnotu  $z_{n+1}$ , ta je totiž nulová. Při této nulové hodnotě zde musí být splněna momentová výminka (5).
4. Iterace končí tehdy, pokud se úhly  $\delta_i$  (resp. parametr  $\lambda$ ) dalším opakováním kroku 2 a 3 nemění.

Aby proces iterace probíhal pokud možno stabilně, je třeba se vyhnout oblasti nestabilit řešení. K těmto nestabilitám dochází v těch bodech, kde při vyčíslování vztahů (6) a (7) dochází k dělení nulou. Ve vztahu (7) dochází k dělení nulou tehdy, je-li  $\delta_i = \pi/2$  nebo  $\delta_i = -\pi/2$ . Proto hodnota úhlu  $\delta_i$  musí ležet v intervalu  $(-\pi/2 ; \pi/2)$ .

Ve vztahu (6) dochází k dělení nulou tehdy, platí-li:

$$FS = \tan \varphi_i \cdot \tan (\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

Další ošetření případné numerické nestability spočívá v kontrole velikosti parametru  $m_\alpha$ .

Musí být splněna následující podmínka:

$$m_{\alpha} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{FS} > 0,2$$

Proto je před začátkem iterace nutné nalézt *nejvyšší* z kritických hodnot  $SF_{min}$  splňujících výše uvedené podmínky. Hodnoty ležící níže než je tato kritická hranice  $SF_{min}$  se vyskytují v oblasti nestabilit řešení, proto iterace začíná nastavením  $SF$  na hodnotu „těsně“ nad  $SF_{min}$  a všechny výsledné hodnoty  $SF$  vystupující v iteraci jsou větší než  $Sf_{min}$ .

Obecně lze říci, že rigorózní metody konvergují hůře než metody jednodušší (Bishop, Fellenius). Příklady vykazující problémy s konvergencí zahrnují např. příliš strmé úseky smykové plochy, složitou geometrii, výrazný skokový nárůst přetížení atd. Pokud metoda nespočte výsledek, doporučujeme lehce změnit zadání, např. zadat méně strmou plochu, vložit více bodů do smykové plochy atd., příp. pro výpočet použít některou z jednodušších metod.

#### *Literatura:*

*Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, 15(1): 79-93.*

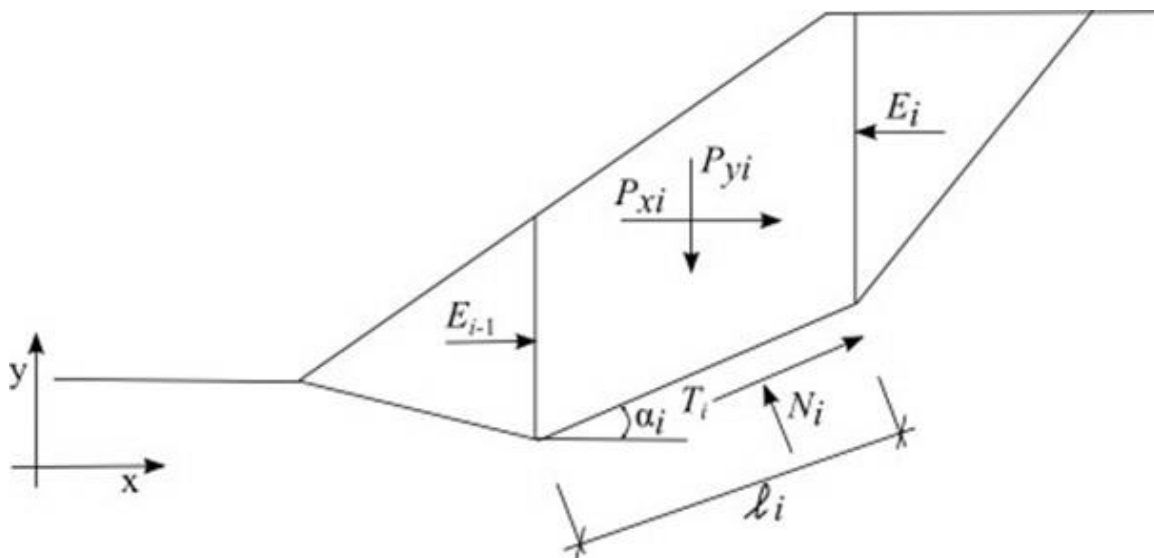
*Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1967. A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. Computer Journal, 9: 388-393.*

*Zhu, D.Y., Lee, C.F., Qian, Q.H., and Chen, G.R. 2005. A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method. Canadian Geotechnical Journal, 42(1): 272-278.*

[7]

## 5.10 Šachuňanc

Šachuňancova metoda je obecná proužková metoda mezní rovnováhy. Je založena na splnění rovnováhy sil na jednotlivých blocích. Bloky vzniknou rozdělením oblasti nad smykovou plochou dělicími rovinami. Statické schéma bloků a sil, které na ně působí, je zachyceno na obr. 5-9:



Obr. 5-9: Statické schéma - Šachuňancova metoda

U každého bloku se předpokládá působení následujících sil:

kde:  $P_{yi}$  - svislá výslednice sil na bloku (tíha bloku, přitížení bloku, zemětřesení, kotevní síla, ...)

$P_{xi}$  - vodorovná výslednice sil na bloku (přitížení bloku, zemětřesení, kotevní síla, geovýztuhy,...)

$E_{i+1}$ ,  $E_i$  - meziblokové síly

$N_i$  - reakce pod blokem kolmá k úseku smykové plochy

$T_i$  - třecí síla na úseku smykové plochy

$\alpha_i$  - sklon úseku smykové plochy

$l_i$  - délka úseku smykové plochy



Pro výpočet limitní rovnováhy sil na blocích jsou v Šachuňancově metodě zavedeny následující předpoklady:

- dělicí plochy mezi bloky jsou vždy svislé
- sklon meziblokových sil  $E_i$  je nulový, síly působí vodorovně

### 5.10.1 Postup řešení:

Sily  $P_{yi}$  a  $P_{xi}$  se nejprve pomocí vztahů (1), (2) transformují do směrů sil  $T_i$  a  $N_i$ . Přitom pro kladný úhel  $\alpha_i$  (stejně jako na schématu) síla  $P_{Ni}$  směřuje proti síle  $N_i$ , síla  $P_{Qi}$  směřuje proti síle  $T_i$ .

$$P_{Ni} = P_{xi} \sin \alpha_i + P_{yi} \cos \alpha_i \quad (1)$$

$$P_{Qi} = P_{yi} \sin \alpha_i - P_{xi} \cos \alpha_i \quad (2)$$

Mezi silami na úseku smykové plochy platí vztah:

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i \quad (3)$$

kde:  $U_i$  - pórový tlak na úseku smykové plochy.

Na bloku platí součtové výminky rovnováhy:

Výminka ve směru kolmém k úseku smykové plochy:

$$N_i = P_{Ni} + E_{i-1} \sin \alpha_i - E_i \sin \alpha_i \quad (4)$$

Výminka ve směru rovnoběžném s úsekem smykové plochy:

$$T_i = P_{Qi} + E_i \cos \alpha_i - E_{i-1} \cos \alpha_i \quad (5)$$

Dosazením vztahu (3) do rovnice (5) se získá rovnice:

$$(N_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i = P_{Qi} + E_i \cos \alpha_i - E_{i-1} \cos \alpha_i \quad (6)$$

Dále dosazením vztahu (4) do rovnice (6) se získá rovnice:

$$(P_{Ni} + E_{i-1} \sin \alpha_i - E_i \sin \alpha_i - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i = P_{Qi} + E_i \cos \alpha_i - E_{i-1} \cos \alpha_i \quad (7)$$

A po úpravách:

$$\begin{aligned} (P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + (E_{i-1} - E_i) \sin \alpha_i \tan \varphi_i + c_i l_i &= P_{Qi} + (E_i - E_{i-1}) \cos \alpha_i \\ (P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i - P_{Qi} &= (E_i - E_{i-1})(\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i) \end{aligned} \quad (8)$$

Použitím matematického vztahu:

$$\cos \alpha + \sin \alpha \tan \beta = \frac{\cos \alpha \cos \beta + \sin \alpha \sin \beta}{\cos \beta} = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos \beta} \quad (9)$$

přejde rovnice (8) do tvaru:

$$(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i - P_{Qi} = (E_i - E_{i-1}) \frac{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}{\cos \varphi_i} \quad (10)$$

A po dalších úpravách:

$$(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i - P_{Qi} + E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}{\cos \varphi_i} = E_i \frac{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}{\cos \varphi_i} \quad (11)$$

vyplyne rekurentní vztah pro meziblokové síly  $E_i$ :

$$E_i = \frac{[(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i - P_{Qi}] \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \quad (12)$$

V této fázi se do výpočtu zavádí stupeň stability  $K_u$ . Stupeň stability je hodnota, pomocí níž jsou síly působící na jednotlivé bloky zeminy uvedeny do stavu mezní rovnováhy.

Mezní rovnováhy je dosaženo tím, že se hodnotou stupně stability přenásobí aktivní síly, tzn. síly, které svým působením přispívají k pohybu hmoty nad smykovou plochou směrem dolů. Aktivní síly jsou ve výrazu (12) obsaženy v členu  $P_{Qi}$ . Tento člen obsahuje jednak síly aktivní, které přispívají k sesuvu svahu a jednak síly, které sesuvu brání. Aktivní síly, které přispívají sesuvu svahu, budou označeny  $P_{Qi,sd}$ , síly které sesuvu brání, budou označeny  $P_{Qi,ud}$ . Tím získá vztah (12) tvar:

$$E_i = \frac{[(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i - K_u P_{Qi,sd} + |P_{Qi,ud}|] \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \quad (13)$$

Pokud je hodnota  $P_{Qi}$  kladná, pak přispívá k pohybu svahu a bude považována za aktivní sílu  $P_{Qi,sd}$ . Pokud je hodnota  $P_{Qi}$  záporná, pak brání sesuvu svahu a bude považována za  $P_{qi,ud}$ . Proto tedy odečítání hodnoty  $P_{Qi,ud}$ , která je záporná, ve vztahu (13) je vlastně přičítání kladné hodnoty, proto lze formálně zapsat:

$$E_i = \frac{[(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i - K_u P_{Qi,sd} + |P_{Qi,ud}|] \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \quad (14)$$

Na začátku smykové plochy je hodnota  $E_0 = 0$ . Pro hodnotu  $E_1$  tedy platí:

$$E_1 = \frac{[(P_{N1} - U_1) \tan \varphi_1 + c_1 l_1 - K_u P_{Q1,sd} + |P_{Q1,ud}|] \cos \varphi_1}{\cos(\alpha_1 - \varphi_1)} \quad (15)$$

Hodnota  $E_2$  je potom dána:

$$E_2 = \frac{[(P_{N2} - U_2) \tan \varphi_2 + c_2 l_2 - K_u P_{Q2,sd} + |P_{Q2,ud}|] \cos \varphi_2}{\cos(\alpha_2 - \varphi_2)} + \frac{[(P_{N1} - U_1) \tan \varphi_1 + c_1 l_1 - K_u P_{Q1,sd} + |P_{Q1,ud}|] \cos \varphi_1}{\cos(\alpha_1 - \varphi_1)} \quad (16)$$

Podobně lze stanovit hodnoty všech dalších meziblokových sil, přičemž platí, že na posledním bloku na konci smykové plochy musí být  $E_n = 0$ . To lze podle předchozích vztahů vyjádřit jako:

$$E_n = \sum_{i=1}^n [(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i + |P_{Qi,ud}|] \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} - K_u \sum_{i=1}^n P_{Qi.sd} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} = 0 \quad (17)$$

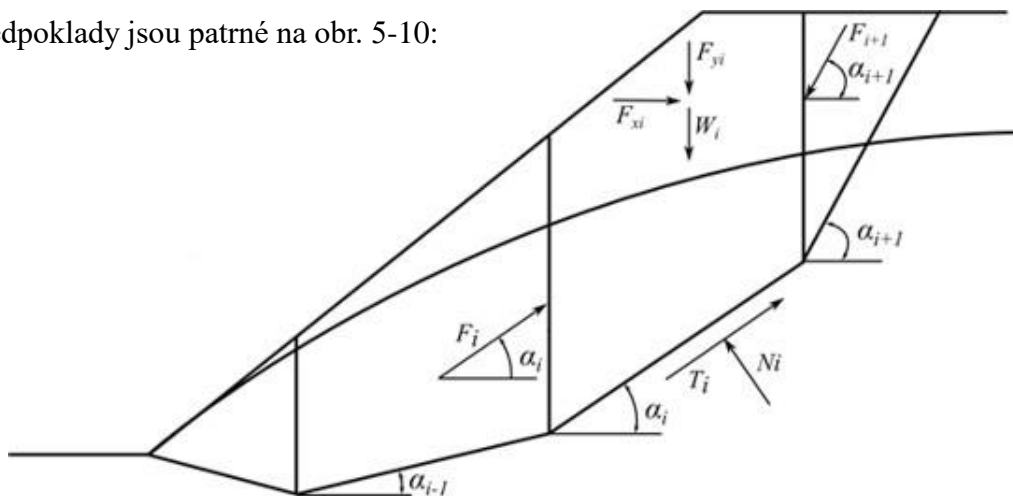
Z této rovnice přímo vyplývá vztah pro výpočet stupně stability  $K_u$ :

$$K_u = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i + |P_{Qi,ud}|] \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^n P_{Qi.sd} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}} \quad (18)$$

[7]

### 5.11 Metoda ITF

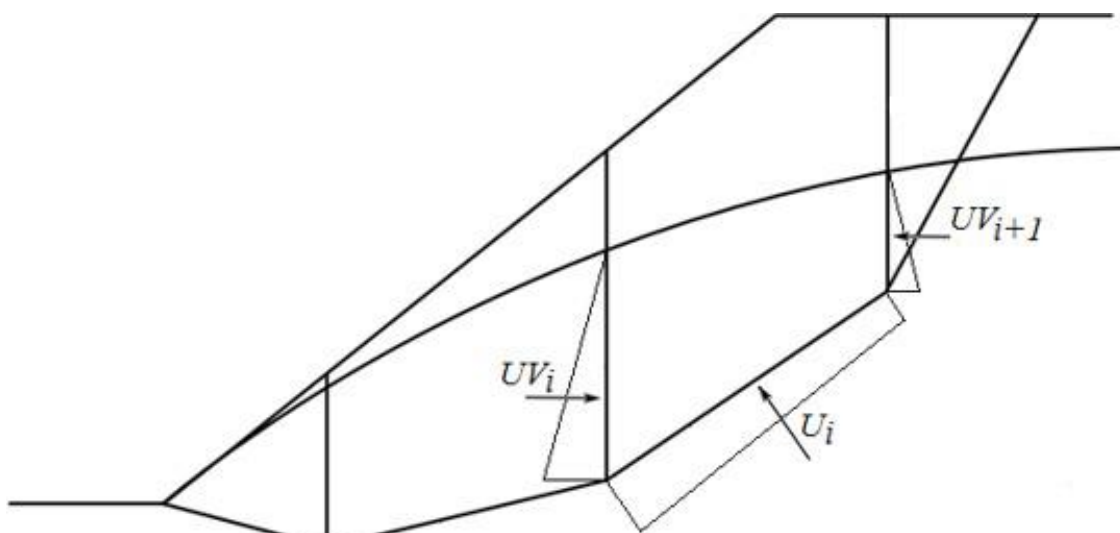
Metoda ITF je metoda mezní rovnováhy. Vychází ze součtové výminky sil na jednotlivých blocích a neuvažuje momentovou výminku. Princip metody a zavedené předpoklady jsou patrné na obr. 5-10:



**Obr. 5-10:** Schéma sil působících na bloku

Působení sil na bloku vychází z následujících předpokladů:

kde:  $W_i$  - tíha bloku, pro část bloku, která je pod vodou, se tíha počítá z objemové tíhy nasycené zeminy  $\gamma_{sat}$   
 $F_{yi}$  - ostatní svislé zatížení působící na blok  
 $F_{xi}$  - ostatní vodorovné zatížení působící na blok  
 $F_i, F_{i+1}$  - jsou meziblokové síly, které působí pod úhly  $\alpha_i$  a  $\alpha_{i+1}$



**Obr. 5-11:** Schéma působení pórového tlaku na blok

$U_i$  - výslednice pórového tlaku na úseku smykové plochy

$UV_i, UV_{i+1}$  - výslednice pórového tlaku na bočních hranách bloku

Ve výpočtu jsou síly  $UV_i$  a  $UV_{i+1}$  zahrnuty ve vodorovných silách  $F_{xi}$ .

Ze součtové výminky ve směru kolmém k úseku smykové plochy vyplývá vztah:

$$N_i = (W_i + F_{yi}) \cos \alpha_i + F_{xi} \sin \alpha + F_{i+1} \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - U_i \quad (1)$$

Mezi silami na úseku smykové plochy platí vztah:

$$T_i = N_i \tan \varphi_i + c_i l_i \quad (2)$$

kde:  $\varphi_i$  - úhel vnitřního tření zeminy  
 $c_i$  - soudržnost zeminy  
 $l_i$  - délka úseku smykové plochy na  $i$ -tém bloku

Ze součtové výminky ve směru  $i$ -tého úseku smykové plochy (pod úhlem  $\alpha_i$ ) plyne vztah pro velikost meziblokové síly  $F_i$ :

$$F_i = (W_i + Fy_i) \sin \alpha_i - Fx_i \cos \alpha_i - T_1 + F_{i+1} \cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \quad (3)$$

Dosažením rovnic (1) a (2) do vztahu (3) :

$$F_i = (W_i + Fy_i) \sin \alpha_i - Fx_i \cos \alpha_i - \\ - \{[(W_i + Fy_i) \cos \alpha_i + Fx_i \sin \alpha_i + F_{i+1} \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - U_i] \tan \varphi_i + c_i l_i\} + \\ + F_{i+1} \cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i)$$

a formální úpravou získáme výsledný tvar výminky rovnováhy:

$$F_i = (W_i + Fy_i) \sin \alpha_i - Fx_i \cos \alpha_i - \\ - \{[(W_i + Fy_i) \cos \alpha_i + Fx_i \sin \alpha_i - U_i] \tan \varphi_i + c_i l_i\} + \quad (4) \\ + F_{i+1} [\cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \tan \varphi_i]$$

Podmínka rovnováhy bude splněna zavedením stupně stability  $SF$  do výpočtu. Stupeň stability se do výpočtu zavede tak, že se jím vydělí charakteristiky pevnosti zeminy  $c$  a  $\tan \varphi$ .

Rovnice (4) pak získá tvar:

$$F_i = (W_i + Fy_i) \sin \alpha_i - Fx_i \cos \alpha_i - \\ - \{[(W_i + Fy_i) \cos \alpha_i + Fx_i \sin \alpha_i - U_i] \tan \varphi_i + c_i l_i\} / SF + \quad (5) \\ + F_{i+1} [\cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \tan \varphi_i / SF]$$

Z rovnice (5) lze následně vypočítat stupeň stability  $SF$ , a to iteračním postupem. Iterace probíhá tak, že v nejvyšším (konečném) bodě smykové plochy se zavede síla  $F_n$  o velikosti  $0 \text{ kN}$ . Pro zvolený stupeň stability  $SF$  se pak podle vztahu (5) vypočítají velikosti všech meziblokových sil  $F_i$ . Tento postup se opakuje pro různě volené hodnoty stupně stability  $SF$  až do chvíle, kdy je nalezen výsledný stupeň stability  $SF$ , pro nějž

vyjde síla  $F_0$  na počátku smykové plochy (u paty svahu) o velikosti  $0 \text{ kN}$ . Na smykové ploše se počítá s vyloučením tahu.

Pokud při výpočtu rovnováhy vychází záporná hodnota normálové síly  $N_i$ , což znamená, že zemina je zde namáhána tahem, uvažuje se do dalšího výpočtu nulová hodnota této síly a smyková síla  $T_i$  na úseku smykové plochy je stanovena pouze ze soudržnosti zeminy.

Metoda ITF je poměrně citlivá na tvar smykové plochy. Pokud smyková plocha obsahuje ostré lomy, výsledný stupeň stability vychází větší, než odpovídá skutečnosti. Doporučuje se, aby rozdíl sklonů sousedních úseků smykové plochy nebyl větší než  $10^\circ$ . V programu je zabudována kontrola lomů smykové plochy, a pokud je u zadané smykové plochy zjištěn větší rozdíl sklonů sousedních úseků, program zobrazuje hlášení, že výsledky mohou být nadhodnocené. Tento problém zpravidla nenastává u kruhové smykové plochy, ale při použití polygonální smykové plochy je třeba mít tento efekt na zřeteli.

[7]

### **5.12 Metoda ITF – explicitní řešení**

Explicitní řešení metody ITF spočívá v tom, že je jinak do výpočtu zaveden stupeň stability.

Matematické řešení pak nevyžaduje iterační postup, výsledný stupeň stability je spočítán přímým výpočtem. Při explicitním řešení zpravidla vychází vyšší hodnota stupně stability, což může toto řešení někdy zcela znehodnocovat. Zejména v případech, kdy smyková plocha je polygonální a obsahuje ostré lomy.

Řešení vychází z rovnice rovnováhy (4), do níž zavádí stupeň stability  $SF$ . Ten je zaveden tak, že se jím násobí aktivní složky sil, to jsou ty složky, které působí ve směru sesuvu.

Podmínka rovnováhy pak má tvar:

$$F_i = [(W_i + Fy_i) \sin \alpha_i - Fx_i \cos \alpha_i] SF - \\ - \{[(W_i + Fy_i) \cos \alpha_i + Fx_i \sin \alpha_i - U_i] \tan \varphi_i + c_i l_i\} + \\ + F_{i+1} [\cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \tan \varphi_i] \quad (6)$$

Pro přehlednost zavedeme složku aktivních sil:  $A_i = (W_i + Fy_i) \sin \alpha_i - Fx_i \cos \alpha_i$

dále složku pasivních sil:  $P_i = [(W_i + Fy_i) \cos \alpha_i + Fx_i \sin \alpha_i - U_i] \tan \varphi_i + c_i l_i$

a pomocnou funkci:  $\psi_i = \cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \tan \varphi_i$

Rovnici (6) pak lze vyjádřit stručně:

$$F_i = A_i SF - P_i + F_{i+1} \psi_{i+1} \quad (7)$$

Vydeme ze známé hodnoty síly  $F_n = 0$  a sestavíme výrazy pro meziblokové síly  $F$ :

$$F_{n-1} = A_{n-1} SF - P_{n-1}$$

$$F_{n-2} = A_{n-2} SF - P_{n-2} + (A_{n-1} SF - P_{n-1}) \psi_{n-1}$$

$$F_{n-3} = A_{n-3} SF - P_{n-3} + (A_{n-2} SF - P_{n-2}) \psi_{n-2} + (A_{n-1} SF - P_{n-1}) \psi_{n-1} \psi_{n-2}$$

$$\text{Etc....} \quad F_0 = \left[ A_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \left( A_i \prod_{j=1}^i \psi_j \right) \right] SF - P_0 - \sum_{i=1}^{n-1} \left( P_i \prod_{j=1}^i \psi_j \right) \quad (8)$$

A protože síla  $F_0$  na dolním počátku smykové plochy má být rovna  $0 \text{ kN}$ , lze stupeň stability  $SF$  vyjádřit vztahem: [7]



$$SF = \frac{P_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \left( P_i \prod_{j=1}^i \psi_j \right)}{A_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \left( A_i \prod_{j=1}^i \psi_j \right)} \quad (9)$$

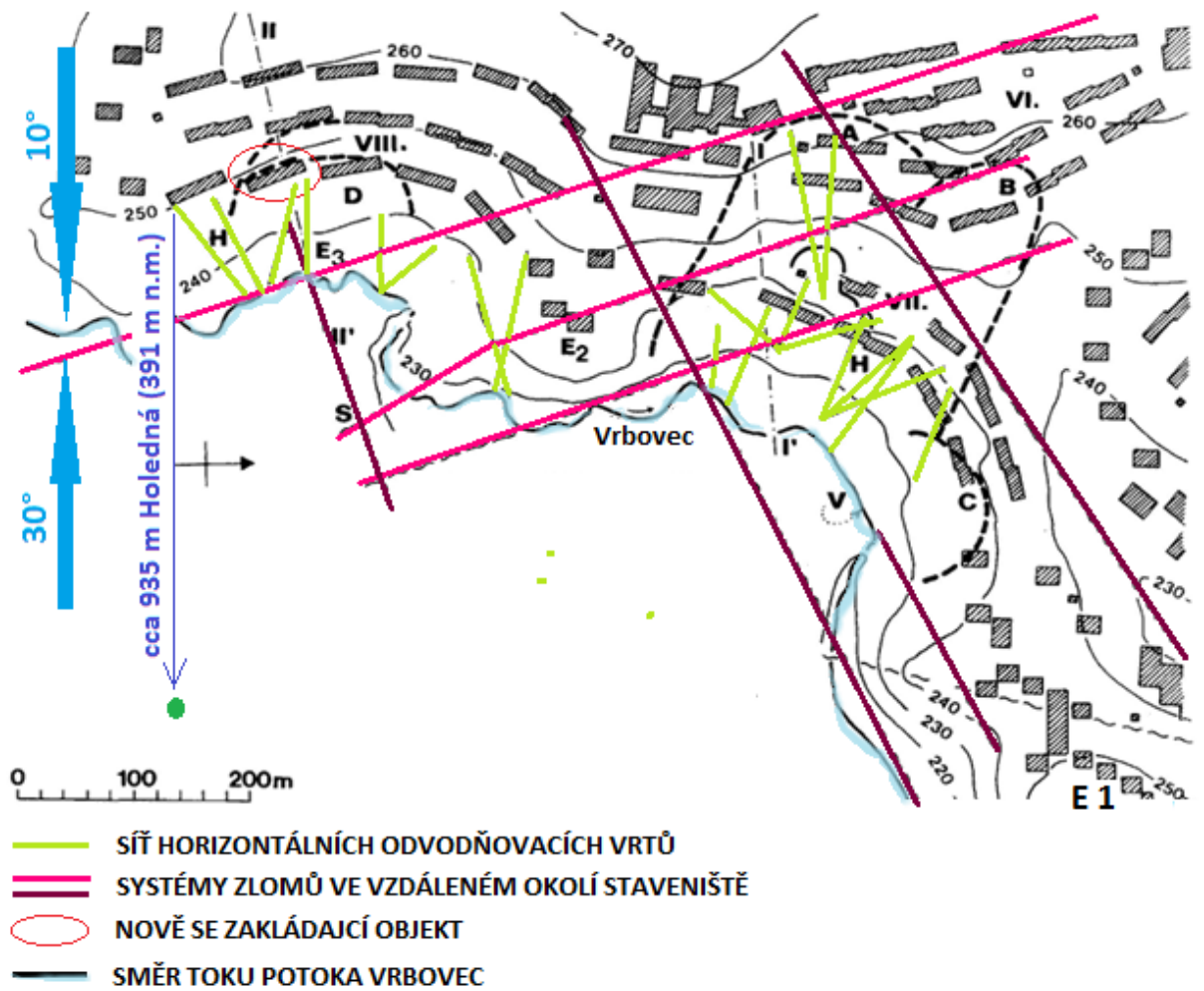
## 6. RECENTNÍ SESUV NA STAVBĚ VIII BYSTRC - BRNO

### 6.1 *Morfologie a geologie*

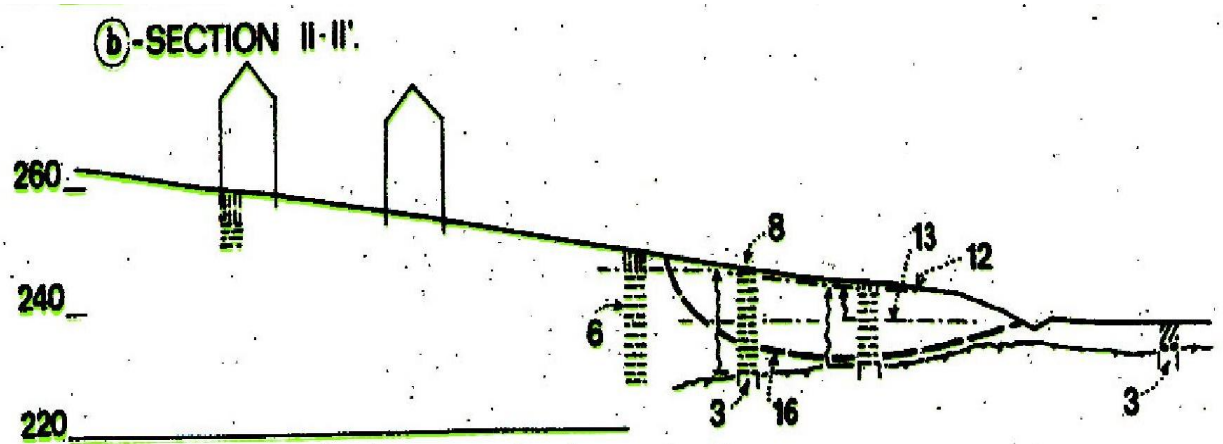
Brněnské sídliště stavby VII a VIII obvodu Bystrc 1 (viz. obr. 6-1 a příl. B) je umístěná na levém svahu potoka Vrbovce. Levý svah potoka je budovaný prachovitými jíly neogenní lanzerdorfské série badenu pokryté zbytky pleistocenních terasových štěrků a sprašových hlín. Tyto třetihorní a čtvrtohorní horniny jsou uloženy na horninách brněnského masivu. Následkem tektonických pohybů a denudace jsou povrchy jednotlivých bloků brněnského masivu v různých výškách. Maximální výška činí pouze 291 m. V rozšířené oblasti VII. A VIII. stavby se vyskytují tři vyvýšeniny E1, E2, E3, viz. obr. 6-1 a příl. B. V prvních dvou vystupují skalní horniny na povrch a u poslední je skalní hornina pokrytá sprašovou hlínou. Mimo tyto vyvýšeniny se nachází skalní povrch v daleko větší hloubce. V areálu stavby VIII (řezII-II') viz. obr. 6-2 a příl. C, který je tématem této práce, skalní povrch vystupuje do výšky 232 m n. m a většina areálu staveb VII a VIII je tvořena sedimenty lanzerdorfské série badenu, což jsou tuhé prachovité jíly, které mají v podloží zbytky fluvialního terasovitého štěrku zjištěné pouze na vyvýšenině E1, jinde byly rozvlečeny po svahu soliflukcí a starými sesuvnými pohyby.

Na pravém údolním svahu potoka Vrbovce se vyskytuje na západě oblast kohoutovické vyvýšeniny, tvořené dioritovými a granodioritovými horninami brněnského masivu patřící k České vysočině, dosahující výšky 391 m.

V řezu jsou provedeny jádrové vrty J 1061, J 1062, J 1169 a V 1064, jejichž poloha je patrná z obr. 6-2 a příl. C a jejichž popisy jsou uvedeny v příloze č. D, E, F, G.



**Obr. 6-1:** Situace staveb VII a VIII Bystrc – Brno se zakresleným systémem zlomů (Papoušek a kol., 1977, upraveno), A, B, C, D – sesuvné oblasti, E – oblasti výchozů skalního podloží, H – horizontální odvodňovací vrty; S – pramen; V – potok Vrbovec [6]



Obr. 6-2: Řez II – II' v areálu stavby VIII:

3 – eluvium granodioritu, 6 – prachovitý jíł (neogen), 8 – spraše a sprašovitě hlíny, 12 – původní hladina podzemní vody, 13 – současná hladina podzemní vody, 14 – hladina vody v neogenních píscích

[2] [3] [6]

## 6.2 Tektonika

V posuzované oblasti se vyskytuje hustý systém zlomů. Reliéf je výsledkem posttortonských zlomů. Před i popliocenní deformace byly podmíněny polohou území na poměrně pohyblivém rozhraní České vysočiny, což vedlo ke vzniku složitěho tektonického reliéf hrástí a příkopů (Demek et al. 1965, Ivan 1973). Hlavní linie tohoto jsou směru SSZ – JJV. Méně významné jsou tektonické linie kolmé na tento směr.

[2] [3] [6]

### 6.3 Hydrogeologie

V oblasti řezu II-II' se vyskytují 3 vodní horizonty. Nejhlubší, se nachází v podložním brněnském masivu a jako tlaková voda vystupuje ve vrtech téměř až na povrch území. Značný zdvih podzemní vody byl zjištěn i zkušebními vrty provedenými na jižní hranici vyvýšeniny E2. Výskyt vody se dá očekávat ve spojitosti se zlomem, pro což svědčí také trvalý pramen při dně údolí (viz. obr. 6-1 a příl. B).

Druhý vodní vyšší vodní horizont je vázán na komplex neogenních písků, jílu a pleistocenních štěrků přemístěných svahovými pohyby. Tento horizont je napájen z velké a relativně ploché sběrné oblasti na západě.

Třetí nejmělkčí horizont je mělký horizont podzemní vody nacházející se na povrchu nepropustné vrstvy prachovitého jílu.

Voda všech tří horizontů, tak jako voda celého území, patří do vod typu kalcium – sulfátových.

V areálu stavby VIII (řezII-II') viz. obr. 6-2 a příl. B, který je řešen v této práci, jsou provedeny dva svislé hydrovrty jako pozorovací J1061 a J1062, které registrují pro sesouvání nejnebezpečnější nejhlubší tlakovou vodu původem z podložního brněnského masivu, viz. podélný řez sesuvem, příl. č. C.

Tyto pozorovací vrty obsahují ocelovou nebo novodurovou výpažnici průměru 89, resp. 110 mm s perforací ve zvodnělé vrstvě, obalenou silonovým pletivem, obsypanou normalizovaným obsypem (štěrčík zrna 8-15 mm) a jílovité utěsnění při povrchu území.

[2] [3] [6]

#### **6.4 Charakteristika sesuvného území**

Vlastností tohoto území je tendence k sesouvání vyvolaná erozí potoka Vrbovce. Je možno zaznamenat více generací sesuvů hlubokých i mělkých. Vrbovecký potok byl masou sesuvů přemístěn a levý svah potoka byl deformován. V oblasti se vyskytovaly i fosilní sesuvy. Území stavby VIII bylo postiženo jediným recentním sesuvem (obr. 6-2 a příl. C), který je v této práci posuzován.

[2] [3] [6]

#### **6.5 Vlastnosti bádenského jílu**

Bádenský jíl (tégel) je F8 - CH – zemina, která obsahuje illitický jíl. Jeho vlhkost na mezi plasticity  $w_L = 22-39\%$ , mez tekutosti  $w_L = 59-98\%$ . Vysoké extrémní hodnoty jsou zapříčiněny též přítomností organických látek v materiálech sesuvu. Index plasticity  $I_P = 38-59\%$ . Jeho přirozená vlhkost  $w=17-24\%$  a vlhkost na místě sesuvů  $w=29-37\%$ .

Laboratorní smykové zkoušky udávají pro vrcholovou pevnost jílu efektivní kohezi  $c_{ef} = 0,017$  MPa a vrcholový úhel vnitřního tření  $\varphi_{ef} = 18^\circ$ . V průzkumu udávané reziduální hodnoty jílu byly  $0,004$  MPa a  $9^\circ$ , které se v následujících zpětných výpočtech nepotvrdily. Reziduální koheze byla uvažována nulová a úhel vnitřního tření na smykové ploše byl pro nejvyšší hladinu zpětným výpočtem uvedeným dále v této práci vypočten  $\varphi_r = 13,52^\circ$ , protože smyková plocha byla ohlazená. Rozdíl mezi běžnými laboratorními výsledky a výsledky zpětného výpočty je u neogenních jílu běžný (viz. také Hitchinson, 1977).

[2] [3] [6]

## **7. POSOUZENÍ STABILITY SVAHU RECENTNÍHO SESUVU NA STAVBĚ VIII V PROFILU II-II'**

### ***7.1 Zjištění úhlu vnitřního tření ze stupně stability na smykové ploše při rovnovážné labilní poloze ( $F = 1,00$ )***

#### ***7.1.1 Proužkovou metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad u výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet***

Vstupní údaje:

Objemová tíha sprašové hlíny nad hladinou podzemní vody: 20,5 kN/m<sup>3</sup>

Objemová tíha sprašové hlíny pod hladinou podzemní vody: 20,5 kN/m<sup>3</sup>

Objemová tíha prachovitého jílu nad hladinou podzemní vody: 20 kN/m<sup>3</sup>

Objemová tíha prachovitého jílu pod hladinou podzemní vody: 20 kN/m<sup>3</sup>

Objemová tíha vody: 10 kN/m<sup>3</sup>

Postup v programu Excel a Autocad:

(dle příl. H, I)

Svah nad smykovou plochou v podélném řezu byl rozdělen na 15 svislých proužků stejné šířky (5 m). Délka těchto proužků do prostoru je zvolena také shodně (5 m). Každému svislému proužku byla přiřazena jeho střednice, jejíž délka byla následně změřena a rozdělena na část délky střednice patřící sprašové hlíně nad hladinou podzemní vody, sprašové hlíně pod hladinou podzemní vody, prachovitému jílu nad hladinou podzemní vody a prachovitému jílu pod hladinou podzemní vody.

Dále následoval výpočet tíhy těchto jednotlivých částí svislého proužku dle vzorce:

$$G_i = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma$$

kde  $b$  je šířka svislého proužku zeminy v m

$l$  je délka svislého proužku zeminy do prostoru v m

$d$  je délka střednice svislého proužku dané zeminy nad hladinou podzemní vody  
či pod v m

$\gamma$  je objemová tíha dané zeminy nad hladinou podzemní vody či pod v  $\text{kN/m}^3$

$G_i$  je tíha dané části svislého proužku v kN

Celková tíha svislého proužku zeminy  $\sum G_i$  je pak dána sumou tíh daných částí tohoto svislého proužku.

Potom byla změřena délka střednice proužku vody nad terénem. Celková délka střednice proužku zeminy pod hladinou podzemní vody sestává z délky střednice dané zeminy pod hladinou podzemní vody a střednice proužku vody nad terénem. Z těchto údajů se vypočte pórový tlak vody  $U$  působící na daný proužek:

$$U_i = b \cdot l \cdot u \cdot \gamma$$

kde  $b$  je šířka svislého proužku zeminy v m

$l$  je délka svislého proužku zeminy do prostoru v m

$u$  je celková délka střednice proužku zeminy pod  
hladinou podzemní vody v m

$\gamma$  je objemová tíha vody v  $\text{kN/m}^3$  ( $10 \text{ kN/m}^3$ )

$U_i$  je pórový tlak vody působící na daný proužek v kN

Dále byl změřen pro každý proužek úhel  $\alpha$  (ve stupních) svírající celkovou tíhu  $\sum G_i$  a normálu (normálová složka tíhy zeminy). Úhel  $\alpha$  ve stupních byl převeden na radiány kvůli výpočtu v programu v Excel. Poté byla z něho vypočtena funkce sinus a cosinus.



Další postup spočíval ve výpočtu normálové složky tíhy zeminy  $N_i$  svislého proužku dle vzorce:

$$N_i = \sum G_i \cdot \cos \alpha$$

Kde  $\sum G_i$  je celková tíha svislého proužku zeminy v kN

$\alpha$  je úhel svírající celkovou tíhu  $\sum G_i$  a normálu (normálová složka tíhy zeminy) v rad

$N_i$  je normálová složky tíhy zeminy svislého proužku v kN

Dále byla spočítána tečna ke smykové ploše (tangenciální složka tíhy zeminy svislého proužku)  $T_i$  dle vzorce:

$$T_i = \sum G_i \cdot \sin \alpha$$

kde  $\sum G_i$  je celková tíha svislého proužku zeminy v kN

$\alpha$  je úhel svírající celkovou tíhu  $\sum G_i$  a normálu (normálová složka tíhy zeminy) v rad

$T_i$  je tangenciální složky tíhy zeminy svislého proužku v kN

Od devátého svislého proužku (včetně) začíná tangenciální složka tíhy zeminy působit proti sesuvnému pohybu (aktivní síly zmenšuje), tudíž k ní bylo přiřazeno znaménko mínus, které naznačuje opačný směr působení této složky a byla označena jako  $T_0$ .

Byl proveden výpočet sumy pórových tlaků vody působících na dané proužky  $\sum U_i$  (35 218,25 kN), sumy normálových složek tíh zemin svislých proužků  $\sum N_i$  (64 915,54 kN) a sumy tangenciálních složek tíh zemin svislých proužků  $\sum T_i$  (7 140,30 kN).

V dalším kroku byl použit tento vzorec pro statické řešení stability:

$$F = \frac{(\sum N_i - \sum U_i) \cdot \text{tg} \varphi + 0,8 \cdot c \cdot \sum \Delta l}{\sum T_i}$$

kde  $\sum N_i$  je suma normálových složek tíh zemin svislých proužků v kN

$\sum U_i$  je suma pórových tlaků vody působících na dané proužky v kN

$\varphi$  je úhel vnitřního tření ve stupních

$c$  je soudržnost (koheze) zeminy v kPa

$\Delta l$  je délka smykové plochy v rámci jednoho svislého proužku v m

$\sum T_i$  je suma tangenciálních složek tíh zemin svislých proužků v kN

$F$  je stupeň stability (součinitel bezpečnosti) - bezrozměrný

Číslice 0,8 vyjadřuje, že koheze je uvažována na 80 % celkové délky smykové plochy kvůli nepůsobení tíhy v plné hodnotě v horní části smykové plochy a vzniku tahových trhlin v koruně svahu [4].

V našem případě člen obsahující kohezi  $c$  neuvažujeme z důvodu velmi nízké koheze prachovitého jílu, který se nachází ve smykové ploše, jedná se rovnovážnou labilní polohu, ale spíše o počínající kolaps.

Z výše uvedeného vzorce byl vyjádřen úhel vnitřního tření  $\varphi_r$  při stupni stability  $F = 1,0$ :

$$\varphi_r = \arctg \left( \frac{\sum T_i}{\sum N_i - \sum U_i} \right)$$

Tento úhel vnitřního tření  $\varphi_r$  ( $0,24 \text{ rad} = 13,52^\circ$ ) je reziduální (zbytkový), protože zde již v minulosti recentní sesuv proběhl (stávající smyková plocha byla ohlazená – došlo k natočení plochých minerálů v jílu).

Reziduální úhel  $\varphi_r$  vypočtený v radiánech díky funkci v programu Excel byl převeden na stupně.

### 7.1.2 *Ověření stupně stability při již známém úhlu vnitřního tření v programu GEO 5 (program Stabilita svahu)*

Vstupní údaje:

Shodné se vstupními údaji u výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet v kap. 7.1.1.

Postup v programu GEO 5:

(dle příl. J, K)

V nastavení výpočtu byl zvolen výpočet zemětřesení – standard (vzhledem k neočekávání zemětřesení v této lokalitě).\_\_\_

Metodika posouzení byla zvolena jako stupně bezpečnosti.

Rozhraní:

V rozhraní byla zadána jednotlivá rozhraní zemin pomocí importu příčného profilu ve formátu .DXF, který byl narýsován v programu Autocad viz. příl. C.

Zeminy:

Sprašová hlína, třída F7, konzistence tuhá - hlína s vysokou či velmi vysokou plasticitou:

Objemová tíha  $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Byla použita napjatost efektivní - nejpřesnější a nejčastější způsob.

Úhel vnitřního tření  $\varphi_{\text{ef}} = 17^\circ$

Soudržnost zeminy  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Způsob výpočtu vztlaku standardní:

Objemová tíha saturované zeminy  $\gamma_{\text{sat}} = 20,5 \text{ kN/m}^3$

Foliace nebyla uvažována (zeminy nemají výrazně jiné, většinou horší parametry  $c$  a  $\varphi$  pod určitým úhlem zadaným intervalem).

Prachovitý jíł, třída F8, konzistence pevná,  $S_r > 0,8$  - jíł s vysokou či velmi vysokou plasticitou:

Objemová tíha  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost efektivní (nejpřesnější a nejčastější způsob, za odvođených podmínek): viz. sprašová hlína

Úhel vnitřního tření  $\varphi_{ef} = 13,52^\circ$

Soudržnost zeminy  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Způsob výpočtu vztlaku standardní: viz. sprašová hlína

Objemová tíha saturované zeminy  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Foliace nebyla uvažována (zeminy nemají výrazně jiné, většinou horší parametry  $c$  a  $\varphi$  pod určitým úhlem zadaným intervalem).

Přiřazení:

Zeminy byly přiřazeny vrstvám příčného profilu.

Voda:

Byl nastaven typ hladiny podzemní vody jako pórový tlak:

Dále program umožňuje zadat hloubku tahových trhlin vyplněných vodou, ale v tomto případě byly trhliny okamžitě utěsněny (musely být kontrolovány, protože voda stoupala zesponu až k terénu).

Izolinie s hodnotou pórového napětí  $0 \text{ kPa}$  byla zvolena ve výchozí poloze hladiny podzemní vody pro statický výpočet. Další izolinie byla zvolena do hloubky po  $2 \text{ m}$  s hodnotou  $20 \text{ kPa}$  a stejným způsobem až po izolinii s hodnotou  $100 \text{ kPa}$ .

Výpočet:

Pro polygonální smykovou plochu je k dispozici sedm metod výpočtu (Sarma, Spencer, Janbu, Morgenstern-Price, Šachuňanc, metoda ITF nebo metoda ITF s explicitním řešením). Pro názornost byly vybrány všechny tyto metody výpočtu. Posouzení bylo zvoleno podle stupně bezpečnosti, jak bylo již výše řečeno.

Výsledky:

Sarma:	FS = 1,09 > 1,00 vyhovuje
Spencer:	FS = 1,12 > 1,00 vyhovuje
Janbu:	Řešení nebylo nalezeno.
Morgenstern-Price:	FS = 1,07 > 1,00 vyhovuje
Šachuňanc:	FS = 1,00 ≥ 1,00 vyhovuje
ITFM:	FS = 1,14 > 1,00 vyhovuje
ITFM explicitní řešení:	FS = 1,08 > 1,00 vyhovuje

## ***7.2 Zjištění stupně stability při již známém úhlu vnitřního tření proužkovou metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad***

### ***7.2.1 Pro hladinu podzemní vody zjištěné po provedení horizontálních vrtů***

Vstupní údaje:

Vstupní údaje jsou shodné se vstupními údaji pro statický výpočet v kap. 7.1.1., jen byla hladina podzemní vody snížena na hodnotu 235,27 m n.m.

Postup v programu Excel a Autocad:

(dle příl. H, L)

Shodné s postupem u výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet

(pouze se změnila poloha hladiny podzemní vody, tudíž i délky střednic jednotlivých částí zemin pod a nad hladinou a také pórový tlak vody).

Byl proveden výpočet sumy pórových tlaků vody působících na dané proužky  $\sum U_i$  (15 372,50 kN), sumy normálových složek tíh zemin svislých proužků  $\sum N_i$  (64 765,80 kN) a sumy tangenciálních složek tíh zemin svislých proužků  $\sum T_i$  (7 009,73 kN).

Do vzorce statického řešení stability pro výpočet stupně stability byl dosazen reziduální úhel  $\varphi_r$  13,52 ° vypočtený z výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet:

$$F = \frac{(\sum N_i - \sum U_i) \cdot \text{tg} \varphi + 0,8 \cdot c \cdot \sum \Delta l}{\sum T_i}$$

Stupeň stability F vyšel 1,72.

### **7.2.2 Pro hladinu podzemní vody při jejím max. snížení**

Vstupní údaje:

Vstupní údaje jsou shodné se vstupními údaji pro statický výpočet v kap. 7.1.1., jen byla hladina podzemní vody maximálně snížena na hodnotu 232,06 m n.m.

Postup v programu Excel a Autocad:

(dle příl. H, M)

Shodné s postupem u výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet (pouze se změnila poloha hladiny podzemní vody, tudíž i délky střednic jednotlivých částí zemin pod a nad hladinou a také pórový tlak vody).

Byl proveden výpočet sumy pórových tlaků vody působících na dané proužky  $\sum U_i$  (4 794,75 kN), sumy normálových složek tíh zemin svislých proužků  $\sum N_i$  (64 766,29 kN)

a sumy tangenciálních složek tíh zemin svislých proužků  $\sum T_i$  (7 009,53 kN).

Do vzorce statického řešení stability pro výpočet stupně stability byl dosazen reziduální úhel  $\varphi_r$  13,52 ° vypočtený z výchozí polohy hladiny podzemní vody pro statický výpočet:

$$F = \frac{(\sum N_i - \sum U_i) \cdot \text{tg} \varphi + 0,8 \cdot c \cdot \sum \Delta l}{\sum T_i}$$

Stupeň stability F vyšel 2,09.

### 7.2.3 Výsledky

Kvůli možnému porušení horizontálních odvodňovacích vrtů HOV, byly provedené výpočty pro dvě polohy hladiny podzemní vody:

poloha hladiny podzemní vody [m n. m.]	stupeň stability [ - ]
235,27	1,72
232,06	2,09

V obou vypočtených případech polohy hladiny podzemní vody je hodnota stupně stability F vyšší než minimální požadovaná bezpečnost při reziduálních parametrech  $F > 1,1$  dle ČSN 736133 a vyšší než požadovaná hodnota  $F > 1,25$  dle Eurokódu EN 1997-1 (Factor of safety  $\eta = \text{resistence } R_K / \text{effects } E_K$ ).

**Požadavek na zvýšení stability a sanací sesuvu byl splněn.**

## 8. ZÁVĚR

Úkolem bakalářské práce bylo v části rešeršní provést rozbor sesuvných pohybů, včetně návrhu sanací a popisu metod používaných pro stabilitní analýzu svahů. V praktické aplikaci byl řešen konkrétní recentní sesuv v lokalitě Brno – Bystrc.

V této práci byla provedena kalibrace smykové pevnosti výpočtem metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad a byl získán reziduální úhel vnitřního tření na uhlazené smykové ploše recentního sesuvu  $\varphi_r = 13,52^\circ$  při předpokládané maximální možné hladině podzemní vody v sesuvu. Správnost tohoto výpočtu byla kontrolována i v programu GEO 5, kdy těmto výsledkům odpovídala nejpřesněji metoda Šachuňanc.

Následnými výpočty metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad byl prokázán velký vliv snižování hladiny podzemní vody na jeho stabilitu.

Při poloze hladiny podzemní vody snadno dosažitelné provedenými horizontálními odvodňovacími vrty v úrovni 235,27 m n.m., zjištěné z hydrovrtů, byl vypočten stupeň bezpečnosti svahu  $F = 1,72$ , což vysoce překračuje požadavky ČSN 736133 ( $F_{\min}$  pro reziduální pevnost = 1,1) i Eurokódu 7 ( $F_{\min} = 1,25$ ). Při maximálním možném snížení hladiny vody horizontálními odvodňovacími vrty byl našimi následnými výpočty metodou - Pettersson pomocí programu Excel a Autocad vypočten stupeň bezpečnosti svahu  $F = 2,09$ , což je velmi bezpečná hodnota.

Výpočty této práce tedy ukázaly, že nejdůležitější sanační metodou recentního sesuvu je jeho odvodnění, které je provedeno horizontálními odvodňovacími vrty, které snižují pro sesouvání nejnebezpečnější nejhlubší tlakovou vodu původem z podložního brněnského masivu. Horizontální odvodňovací vrty jsou délky 60-100 m vedeny šikmo ze stanovišť ve sklonu nejčastěji  $2^\circ - 4^\circ$  a zasahují podloží granodioritu, které je zdrojem pro sesouvání nebezpečné tlakové vody.



## ***8.1 Závěrečná doporučení a požadavky na dohled nad sesuvným územím:***

1. Nad funkčností odvodnění ale musí být nezbytně prováděn dlouhodobý pravidelný dohled, aby nedošlo ke zvyšování hladiny podzemní vody a vztlaku v sesuvu. Maximální hladinu vody je třeba kontrolovat hydrovrty J1061 A (max. povolená hladina vody 236 m n.m.) a J1062 C (max. povolená hladina vody 235,5 m n.m.), které registrují pro sesouvání nejnebezpečnější nejhlubší tlakovou vodu původem z podložního brněnského masivu. Průběhy dříve naměřených výšek hladin podzemní vody pozorovacích hydrovrtů jsou uvedeny v příl. N.
2. Založení panelového domu těsně nad odlučnou hranou recentního sesuvu musí být provedeno hlubinné, na vyztužených betonových pilotách délky min. 6 m v hlavách spojených základovými pasy budovy, paty pilot musí být v dostatečné vzdálenosti od smykové plochy recentního sesuvu.
3. Výkopy pro základy jednotlivých domů je třeba ukončit při patě odvodněných svahů, aby konstrukce domů nebyla vystavena tlaku zemin ani vody, a aby byla voda odváděna z míst, kde by mohla vniknout do sesuvu.
4. Povrch terénu ve svahu musí být ve spádu, aby se netvořily místa se zvýšeným vsakem. Nejlepší je provést výsadbu lesního porostu listnatých dřevin (olše, topoly, jasan, vrba, bříza), které svými hlubokými kořeny tvoří vegetační stabilizaci sesuvu. Stromy lze použít ale až v dostatečné vzdálenosti od budov, aby neodnímaly kořeny vodu z jílovitého podzákladí a nezpůsobovaly smršťování zemin pod základy. Doporučujeme použít též drnové pokrývy, které brání vysoušení povrchu a tím zabraňují vzniku smršťovacích trhlin a současně odnímají vlhkost zeminám.

5. Nepřítěžovat aktivní zónu smykových ploch, např. budováním skládek zeminy, které by mohly navíc zadržovat povrchovou vodu a tím vytvářet zamokřená místa.
6. Nepodkopávat patu svahů, neměnit trasu potoka Vrbovec a vyloučit nevhodné zemní úpravy v zahrádkách.
7. Vodovodní a kanalizační řady je třeba pravidelně kontrolovat, aby nevznikaly jejich poruchy, které by způsobily zamokření území a také opatřit je drenážemi.

[2] [3] [6]

## 9. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] **doc. Ing. Antonín Paseka, CSc., Ing. Hynek Janků, Ph.D., Mgr. Alexandra Erbenová, Ph.D., Ing. Helena Brdečková, Mgr. František Hubatka, RNDr. Josef Frolka:** Svahové pohyby. 1. vyd. Brno. Ing. Vladislav Pokorný – LITERA BRNO. 2014. 76 s. ISBN 978-80-214-4954-1
- [2] **GEOtest:** Brno-Bystrc z.č. 7152. Závěrečná zpráva. Brno 1976. 48 s.
- [3] **Prof. Ing. Dr. V. Mencl DrSc., Ing. Z. Papoušek, doc. Ing. Antonín Paseka, CSc.:** Zástavba území vystavených riziku sesouvání ležících na okraji Karpatské předhlubně. 1978
- [4] **doc. Ing. Kamila Weiglová, CSc.:** Mechanika zemin. 1. vyd. Brno. AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM<sup>®</sup>, s.r.o. březen 2007. 186 s. ISBN 80-7204-507-5
- [5] **Prof. Ing. Dr. V. Mencl DrSc., Prof. Ing. Dr. Quido Záruba:** Sesuvy a zabezpečování svahů. 2. vyd. Praha. Academia. 1987. 340 str.
- [6] **Kolektiv autorů:** Svahové pohyby – Příklady řešení stability svahů. 1. vyd. Brno. Ing. Vladislav Pokorný – LITERA BRNO. 2014. 98 s.
- [7] **GEO 5:** Uživatelská příručka, Edice 2016. Fine spol. s r. o. 2016. 1301 s.
- [8] **Wright et al., 1977; Skempton, 1977; Rivard-Lu, 1978**
- [9] **Záruba, Q., Mencl, V.:** Inženýrská geologie, Academia, 1974
- [10] **Sarma, S. K.:** *Stability analysis of embankments and slopes, Geotechnique 23, 423-433, 1973.*
- [11] **Spencer, E.** 1967. *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique, 17(1): 11-26.*
- [12] **Janbu, N.** 1954. *Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. European Conference on Stability Analysis, Stockholm, Sweden.*
- [13] **Janbu, N.** 1973. *Slope Stability Computations. Embankment Dam Engineering – Casagrande Volume, R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos, eds., John Wiley and Sons, New York, pp 47-86.*
- [14] **Morgenstern, N.R., and Price, V.E.** 1965. *The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, 15(1): 79-93.*

- [15] **Morgenstern, N.R., and Price, V.E.** 1967. *A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces.* *Computer Journal*, 9: 388-393.
- [16] **Zhu, D.Y., Lee, C.F., Qian, Q.H., and Chen, G.R.** 2005. *A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method.* *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1): 272-278.
- [17] **Papoušek a kol.,** 1977, upraveno
- [18] **Demek et al.** 1965, **Ivan** 1973
- [19] **Hitchinson,** 1977
- [20] **ČSN 736133**
- [21] **Eurokódu EN** 1997-1
- [22] **Rybář a Dobr** (1966) a **Rybář** (1971)
- [23] **A. Němčok,** 1972
- [24] **Voitesti** 1938
- [25] **Q. Záruba – V. Mencl,** 1958
- [26] **Nemčok et al.** (1974)
- [27] **USGS,** 1994
- [28] **Reusch** 1901
- [29] **Rosenquist** 1953, **Bjerrum** 1955
- [30] **Foto NGI in Q. Záruba – V. Mencl,** 1974
- [31] **Hansen,** 1969 **in Q. Záruba – V. Mencl,** 1974
- [32] **Moore** (1978)
- [33] **Schuster,** 1995 **in USGS,** 2003
- [34] **UBC,** 2001

## 10. PŘÍLOHY

Příloha A - Sesuvem poškozená smyčka

Příloha B – Situace oblasti sesuvu

Příloha C – Podélný profil sesuvem

Příloha D – Vrt J 1061

Příloha E - Vrt J 1062

Příloha F - Vrt J 1169

Příloha G – Vrt V 1064

Příloha H – Petterssonova proužková metoda v programu Autocad

Příloha I – Petterssonova metoda – výchozí poloha hladiny podzemní vody v programu

Excel

Příloha J – Model v programu GEO 5

Příloha K – Výpočet stability svahu v programu GEO 5

Příloha L - Petterssonova metoda – poloha hladiny podzemní vody zjištěná po

provedení horizontálních vrtů v programu Excel

Příloha M - Petterssonova metoda – očekávané max. snížení hladiny podzemní vody

v programu Excel

Příloha N – Pozorovací vrty – měření hladin podzemní vody