

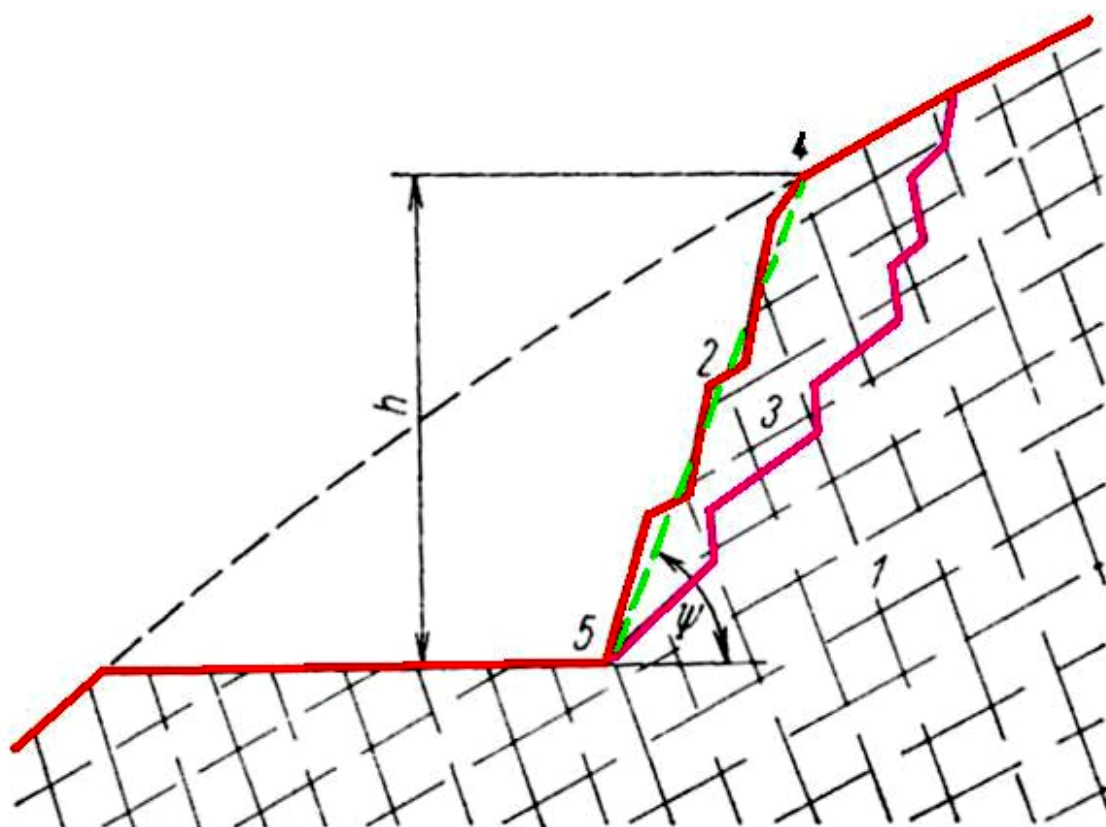
12. Stabilita skalních stěn

Posouzení stability stěn a svahů ve skalní (poloskalní) hornině patří obvykle k velmi náročným technickým problémům. Stabilita F je dána (obdobně jako u zemních svahů) stupněm stability (tj. poměrem pasivních sil bránících pohybu tělesa ku silám aktivním způsobujícím pohyb podél smykové plochy):

$$F = \frac{\text{pasivní}}{\text{aktivní}} \text{ síly}$$

kde: pasivní síly = tření a soudržnost na ploše porušení (smykové ploše)
aktivní síly = tangenciální síly na ploše porušení (smykové ploše)

Volba stupně stability závisí na výšce a životnosti řešené stěny (svahu). Pro stěny dočasných stavebních jam se stupeň stability volí $F = 1,1$ až $1,25$; pro trvalé stěny (např. zářezy komunikací) se stupeň stability zvyšuje na hodnoty $F = 1,2$ až $1,5$. Současně i vstupy statického posouzení bývají běžně určovány s určitou bezpečností.

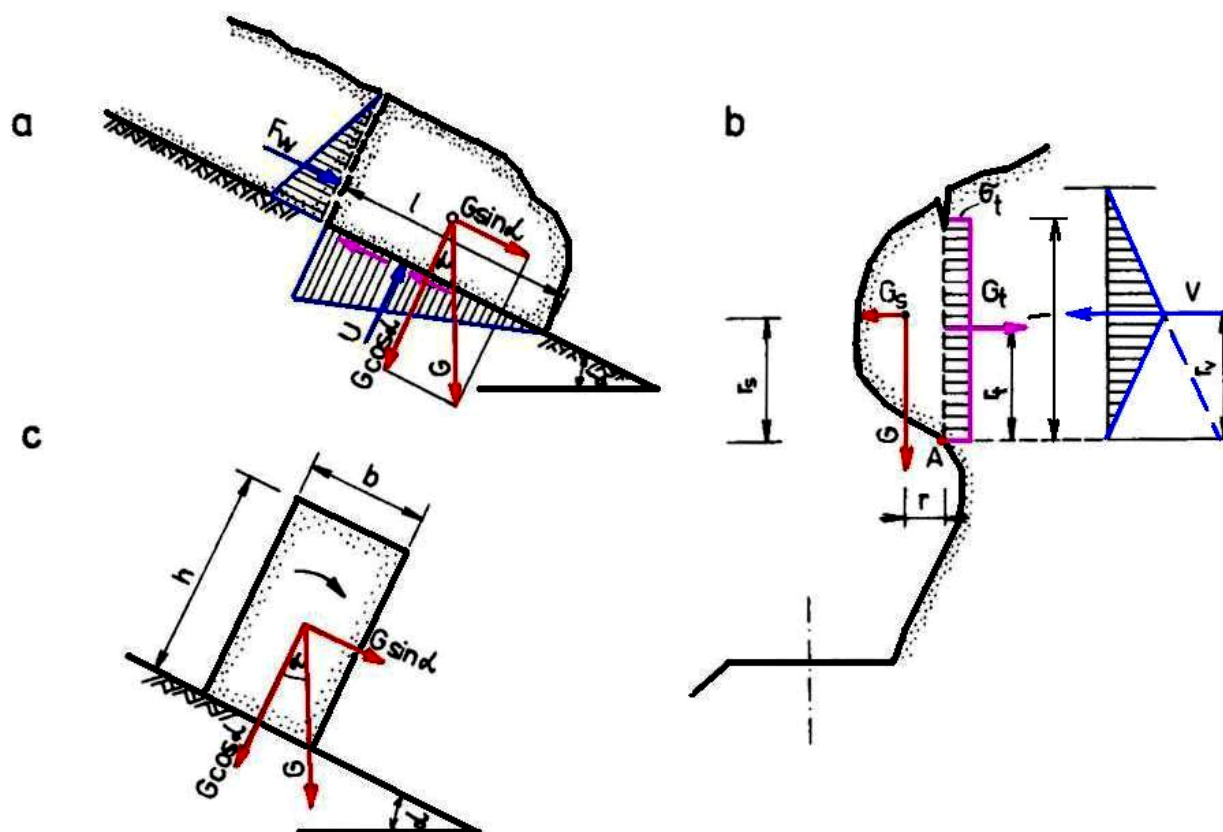


Obr. 12.1 Skalní stěna (svah) – základní pojmy. 1 – skalní těleso (masív), 2 – skalní stěna (svah), 3 – smyková plocha, 4 – hrana stěny, 5 – pata stěny, h – výška stěny, ψ – sklon stěny (J. Pavlík, 1981)

12.1 Základní typy porušení stability skalních stěn

V přírodě jsou zastiženy následující typy porušení skalních stěn (obr. 12.1):

- porušení **smykem** (skalní sesuvy)
- porušení **odtržením** (skalní převisy, odvalové říčení)
- porušení **překlopením** bloků



Obr. 12.2 Základní typy porušení skalních stěn. a – smykem, b – odtržením, c – překlopením (podle J. Pavlíka in J. Malgot, F. Klepsatel a I. Trávníček, 1992)

Porušení smykem (obr. 12.2a):

po nakloněné rovině; může nastat, pokud je stupeň stability $F < 1$:

$$F = \frac{(G \cos \alpha - U) \tan \varphi + cl}{G \sin \alpha + F_w}$$

- kde:
- G tíha předmětného bloku horniny
 - α úhel odklonu smykové plochy od horizontály
 - φ úhel tření na smykové ploše
 - c případná soudržnost na smykové ploše
 - l délka smykové plochy
 - U vztlak vody (nadlehčující blok)
 - F_w výslednice hydrostatického tlaku vody zatěžujícího blok (nad blokem).

Porušení odtržením (obr. 12.2b):

nastane porušením mezní rovnováhy na ploše odtržení:

$$F = \frac{(G_t r_t + cl)}{Gr + G_s r_s + Vr_v}$$

kde: G vlastní tíha převisu
G_t odpor proti porušení tahem na ploše odtržení (pevnost v tahu)
G_t = 2 r_t σ_t
σ_t pevnost horniny (masívu) v tahu
G_s (případná) setrvačná seismická síla
V výslednice přitěžujícího hydrostatického tlaku vody v puklinách
c soudržnost na ploše odtržení
l délka plochy odtržení
r, r_v, r_t, r_s ramena působících sil k bodu A.

Porušení překlopením (obr 12.2c):

nastane pokud stupeň stability F < 1:

$$F = \frac{G \cos \alpha b}{G \sin \alpha h}$$

kde: G tíha předmětného bloku horniny
α úhel odklonu ložné plochy bloku od horizontály
b šířka horninového bloku
h výška horninového bloku.

Pozn.: Ve všech případech je uvažované řešení provedeno pro 1 běžný metr stěny.

12.2 Faktory ovlivňující stabilitu skalních stěn a svahů

a) **Pevnost horninového masívu** je hlavní pasivní silou proti pohybu skalního tělesa. Závisí na typu horniny a jejím stavu – tj. strukturně-texturních charakteristikách. Patří sem především **četnost, charakter a orientace ploch nespojitosti** prostupujících horninový masív, **jejich výplně, nevětrání** apod. Seriozní stanovení pevnosti horninového masívu není snadnou záležitostí. Co se týká pevnosti horninového masívu je nutné rozlišit:

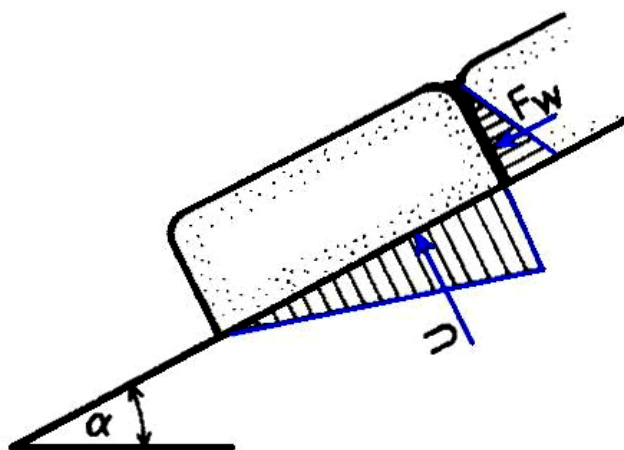
- o **tření na hladkých plochách**
- o **tření na plochách s hrubými nerovnostmi**
- o **pevnost celistvých hornin** příp. hornin prostoupených neprůběžnými nebo příznivě orientovanými diskontinuitami.

Vlivy zvyšující a především snižující pevnost:

- o **rozevření a výplně ploch nespojitosti – oddálení ploch** ve spáře **znamená** vždy **snížení smykového odporu**. Při vyhojení považujeme horninu za celistvou. **Výplň** rozevřených spár **je často rozhodujícím činitelem** smykové pevnosti masívu. Je-li výplň spáry nižší pevnosti vycházíme obvykle z jejich smykových parametrů

(ověřených polními zkouškami podél puklin nebo častěji laboratorními testy příp. převzetím směrných normových charakteristik z ČSN 73 1001/1988)

- o **anizotropie horninového masívu** způsobená především prostoupením masívu systémy ploch nespojitosti (tzv. *planární anizotropie*), resp. anizotropie způsobená orientací působících hlavních napětí (*anizotropie napjatostní*)
 - o **čas** (vliv reologie) – při zatížení horniny vzniká okamžitá deformace, která se v čase, při nezměněném zatížení plíživě (creepově) zvyšuje, mnohdy až do porušení (viz laboratorní zkoušky).
- b) **Vlastní tíha horninového masívu** je obvykle rozkládána na složku pasivní (normálovou – z ní pak tření) a aktivní (tangenciální). Jako čistě pasivní působí vlastní tíha při vodorovných ložných spárách; jako čistě aktivní působí při porušení odtržením (obr 12.2 b). Velikost vlastní tíhy působící při destrukci stěny závisí na *geometrii stěny*, na *poloze odlučné* (smykové) *plochy při porušení* a na *objemové tíze horniny* γ .
- c) **Působení vody** je velmi komplikované s následujícími projevy:
- o **Zvýšení objemové hmotnosti horniny** vyplněním pórů a dutin vodou. U běžných skalních hornin jde (vzhledem k nízké pórovitosti cca $2 \div 4 \%$) o nepodstatný účinek. Nabývá to naopak na významu u silně pórovitých hornin, u hornin poloskalních a především u zemin (majících vyšší pórovitost než skalní horniny)
 - o **Snížení pevnosti horniny** při nasycení vodou. Nejvyšší pevnost vykazuje vysušená hornina. Voda v pórech působí jako mazivo (tj. snižuje tření). Číselně je snížení pevnosti po nasáknutí horniny vyjádřeno tzv. *koeficientem změknutí* (u vyvřelin cca $0,9 \div 0,95$; u některých sedimentů až okolo 0,5)
 - o **Zmenšení smykového odporu na styčných spárách** vyplývá opět z mazacího účinku vody a z tlaku vody ve spárách. Úhel tření klesá běžně o 1° až 2° , extrémně až na 0. U vyplněných puklin klesá konzistence výplně a tím i smyková pevnost
 - o **Hydrostatický tlak** je jedním z nejvýznamnějších faktorů. Zavádí se vždy, když je ve spárách přítomna voda. Nabývá dvou forem: jako *boční hydrostatický tlak* posouvající blok horniny a jako *vztlak* nadlehčující blok a snižující tření (obr. 12.2 a a 12.3). U průběžných puklin se hodnota hydrostatického tlaku zavádí plnou hodnotou; u neprůběžných puklin je uplatnění hydrostatického tlaku omezené



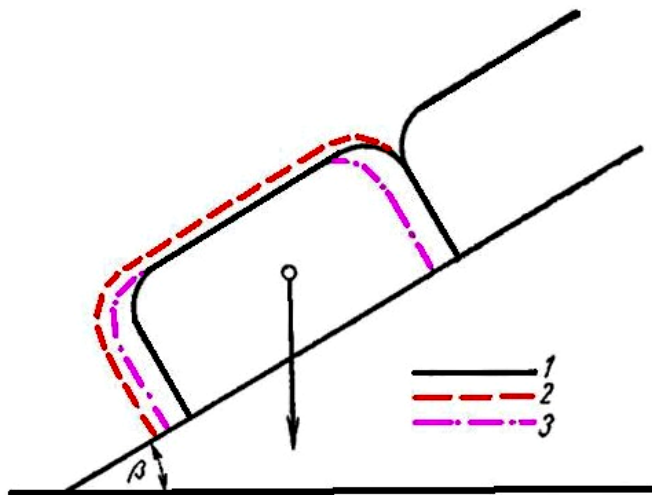
Obr. 12.3
Hydrostatický tlak vody působící na blok horniny. F_w – boční přitížení, U - vztlak (J. Malgot, F. Klepsatel a I. Trávníček, 1992)

- o **Proudění vody ve spárách** je z pohledu svého působení velmi složité. Projevuje se *tlakem proudovým* (tj. nepříznivým účinkem zatěžujícím blok); proudový tlak však současně i do jisté míry ruší tlak hydrostatický (tzn. stává se příznivým účinkem). Dalším důsledkem proudění vody ve spárách je jejich zanášení či vymývání. Obojí je považováno za nepříznivé. Při vymývání se otevírá cesta pro hydrostatický tlak a vztlak; při zanášení dochází k plnění masívu vodou a opět ke zvyšování jejího tlaku

- o **Účinek ledu ve spárách.** Voda, která zmrzne zvětší svůj objem o 1/11. Tím vznikají velmi vysoké tlaky na stěny puklin; těm nemůže vzdorovat žádný masív. Zřícení stěny však brání přilnavost ledu k hornině - ta se vytrácí při oblevě. Proto dochází k největšímu množství poruch skalních stěn ke konci zimy a na počátku jara. Naopak jako příznivý účinek je možné označit dočasné zpevnění promrznuté horniny (jevu se využívá při umělém zpevňování prostředí zmrazováním). Dalším velmi negativním dopadem je utěsnění výtoků vody z hory při zamrznutí a následné plnění masívu vodou se zvyšováním hydrostatického tlaku a vzlaku
- o **Účinek bobtnání a smršťování** se projevuje u některých poloskalních hornin s vysokým obsahem jílových minerálů (jílovce, prachovce, jílovité břidlice). **Bobtnání** při přijímání vody do krystalické mřížky minerálů má za následek vznik vysokých tahových sil v podpovrchové vrstvě. **Smršťování**, jako důsledek ztráty vody při vysychání, vede ke vzniku otevřených tahových trhlin. Ty jsou pak branou pro další pronikání vody do horninového tělesa.

Obecně lze zaznamenat nejčastější výskyt poruch skalních stěn a svahů po tání nebo po mimořádných srážkách.

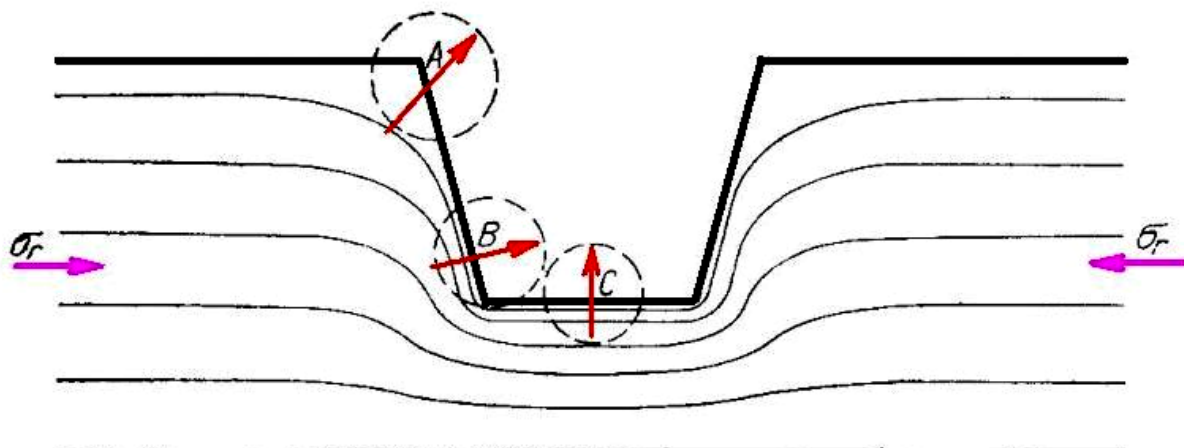
- d) **Účinky teplotních změn.** Kolísání teploty během dne resp. během roku způsobuje objemové změny horninových bloků na povrchu masívu. Z toho pak vyplývá postupné otevírání spár omezujících blok shora a často i vytváření nových puklin (obr. 12.4). Tento jev je výrazný především na osluněných partiích masívu:



Obr. 12.4
Účinek změn teploty na horninový blok. 1 – původní stav, 2 – po oteplení, 3 – po ochlazení na původní teplotu (podle Q. Záruby in J. Pavlík, 1981)

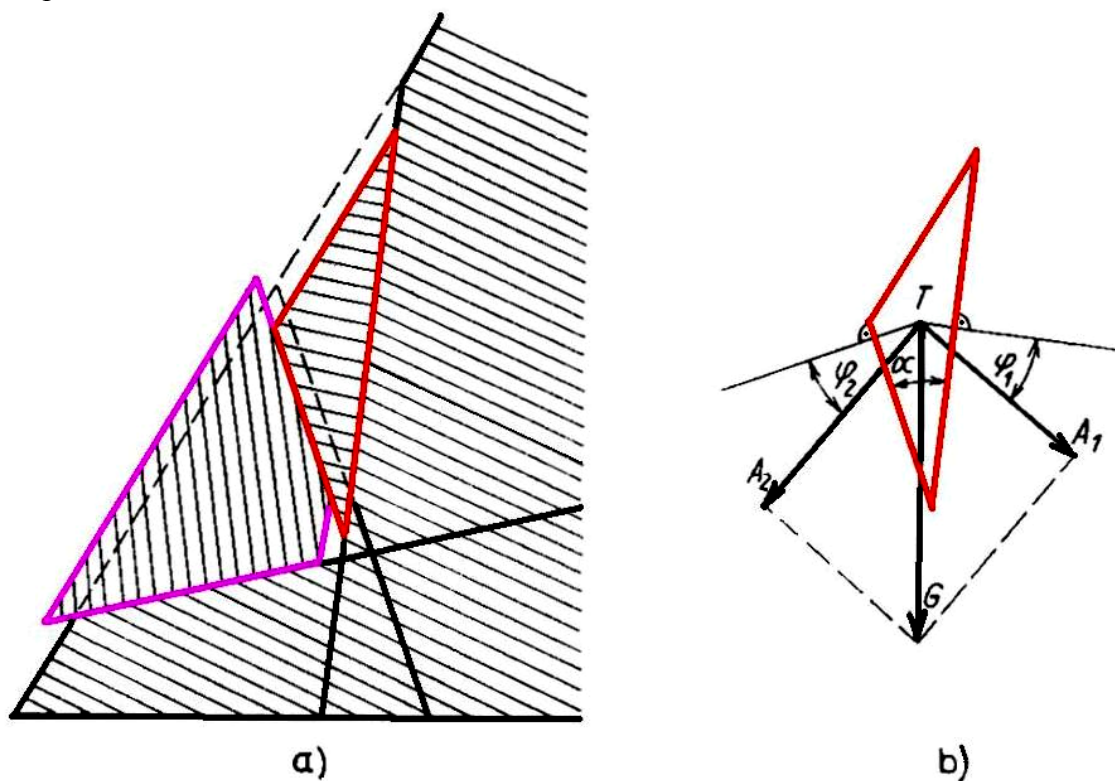
- e) **Účinky zvětrávání** jsou výpočtem prakticky nepostižitelné. Je možné odhadovat budoucí hloubku navětrání/zvětrání od líce stěny a v této zóně uvažovat snížení geotechnických vlastností horniny vstupujících do posouzení, případně zvýšit požadovaný stupeň stability při posuzování trvalé stěny (svahu).
- f) **Seismické účinky** způsobené trhavými pracemi v blízkosti stěny (svahu) nebo vibracemi od dopravy. Do výpočtu se obvykle zavádějí jako přídatné seismické (obr. 12.1 b), častěji však jako statické přetížení. Velikost tohoto zatížení (příp. jeho přípustná hodnota) se stanovuje obvykle měřením při pokusných odstřelech (zrychlení, délka vlny, amplituda...).
- g) **Vliv reziduální napjatosti** je nutné vždy zavádět u vysokých stěn úzkých zářezů v místech s velkými hodnotami vodorovného reziduálního napětí. Napjatost masívu zde výrazně ovlivňuje tvar smykové plochy (za předpokladu, že není predisponována

strukturně-texturní stavbou masívu). V důsledku vysokého reziduálního napětí vznikají **hranové a patní poruchy** případně dochází ke **zvedání dna zářezu** (= *bulging*) – obr. 12.5:



Obr. 12.5 Změna stavu napjatosti způsobená vyhloubením hlubokého zářezu v místě s vysokým reziduálním vodorovným napětím a výsledné poruchy. A – hranová porucha, B – patní porucha, C – bulging (J. Pavlík, 1981)

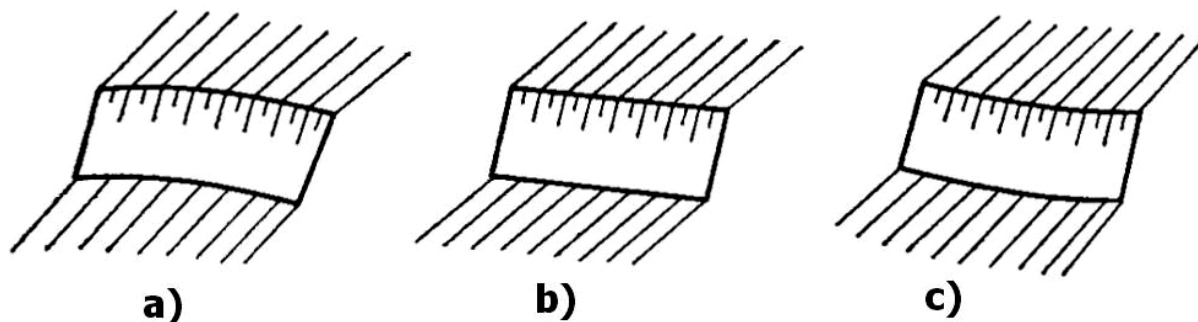
- h) **Klínový účinek sousedních bloků.** Stabilitu skalní stěny výrazně ovlivňuje prostorové rozmístění ploch diskontinuity. Častý je případ bočního vytlačování horninového bloku klínovým účinkem bloku sousedního (obr. 12.6). Tento klínový účinek je tím větší, čím je vyšší tíha tohoto vytlačujícího bloku, čím je ostřejší úhel jeho klínu a čím je nižší tření na plochách:



Obr. 12.6 Klínový účinek sousedních bloků (J. Pavlík, 1981)

- i) **Vliv geometrie stěny.** Geometrie stěny v **příčném řezu** je dána jejím **sklonem** (obr. 12.1). Čím je sklon větší, tím je nepříznivější. V **půdorysu** (obr. 12.7) je v důsledku klenbového

efektu nejstabilnější stěna **konkávní** (vypuklá) a nejméně výhodná je stěna **konvexní** (vydutá).



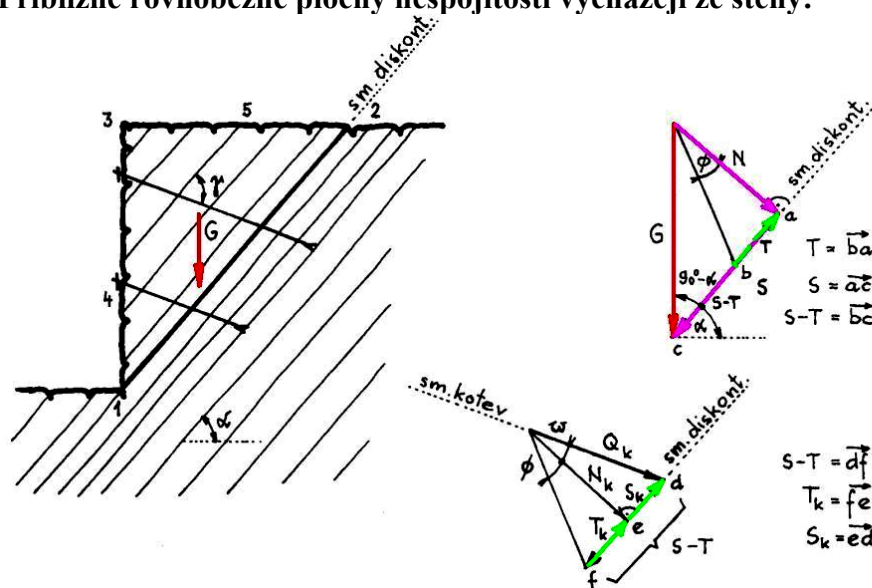
Obr. 12.7 Půdorysný tvar skalní stěny. a) konkávní (vypuklá), b) přímá, c) konvexní (vydutá) (J. Pavlík, 1981)

- j) **Vliv času.** Většina výše uvedených faktorů je závislá na čase. Je tedy nutné vždy (obdobně jako u stavebních konstrukcí z umělých materiálů) uvážit životnost stěny (svahu). U stěn (svahů) s předpokládanou dlouhou dobou trvání se potom zvyšuje požadovaný stupeň stability.
- k) **Kosmické vlivy.** Jak udává J. Pavlík (1981) je statisticky prokázáno, že poruchy skalních stěn a svahů probíhají v určitých cyklech shodujících se s cykly astronomickými (perioda slunečního roku, synodického měsíce a oběhy některých planet [Saturn]). Nejvíce zřícení a katastrof nastává při novu a při úplňku (jedná se o dobu slapových sil způsobujících příliv a odliv). Jakkoliv jsou tyto jevy pozoruhodné, tak zavádět je do výpočtu zatím nelze.

12.3 Řešení stability skalní stěny (svahu)

vychází z řešení stability skalních těles jako soustavy tuhých horninových bloků. V nejjednodušší formě se stanovuje rovnováha (nerovnováha) sil na vytvořeném horninovém klínu – proto: **klínová metoda**.

Přibližně rovnoběžné plochy nespojitosti vycházejí ze stěny:



Obr. 12.8 Řešení stability na horninovém klínu. Plochy nespojitosti vycházejí ze stěny. Stabilita stěny je zajištěna kotvením (J. Barták – M. Bucek, 1989)
 Nejnebezpečnější horninový klín 123 je předurčený plochami diskontinuit a geometrií stěny v příčném řezu. Řešen je 1 bm stěny:

Vlastní tíha bloku $G = \gamma \cdot \text{plocha } 123$

Tangenciální síla aktivně porušující klín podél předurčené smykové plochy:

$$S = G \cdot \cos (90^\circ - \alpha)$$

Tření na předurčené smykové ploše (pasivní síla): $T = G \cdot \sin (90^\circ - \alpha) \cdot \operatorname{tg} \varphi$

Dále může na předurčené smykové ploše působit soudržnost (pasivní síla):

$$C = c \cdot \text{dl. smyk. pl. (12)}$$

Z bilance sil na smykové ploše ($S - T$ [příp. $+ C$]) vyplývá deficit pasivních sil. Pro zajištění stability stěny je potřebné vnesení další pasivní síly = podepření. To bude realizováno zakotvením. Kotvy se osazují co možná nejkolměji k plochám nespojitosti; minimální s nimi sevřený úhel by neměl klesnout pod 45° . Z rovnovážné podmínky lze vypočítat nutné vnesené předpětí kotev. Stabilita dílčích klínů vyplývajících z rozmístění kotev do etáží (klín 345) se posoudí stejným způsobem:

$$S - T - T_k - S_k = 0 \quad \Rightarrow Q_k$$

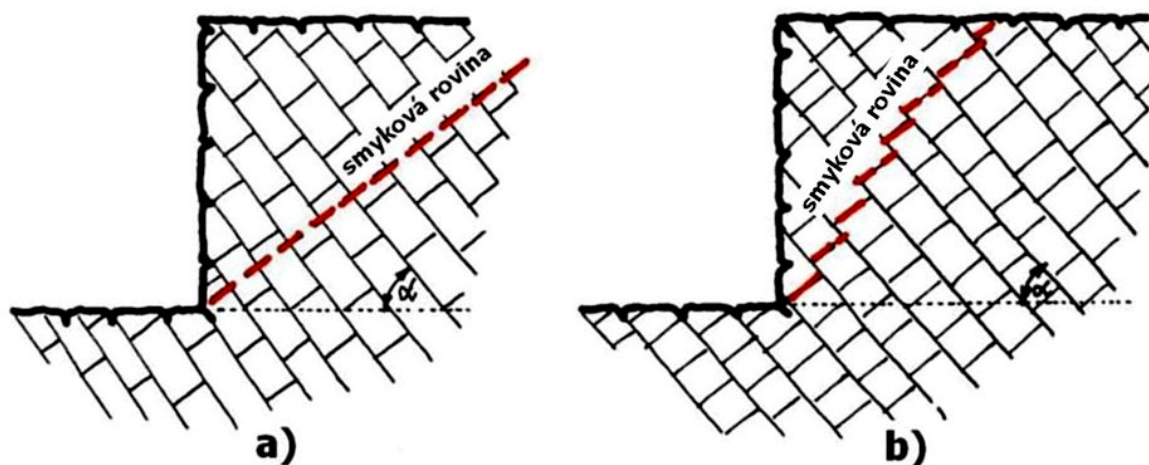
$$N_k = Q_k \cos \omega$$

$$S_k = Q_k \sin \omega$$

$$T_k = N_k \operatorname{tg} \varphi$$

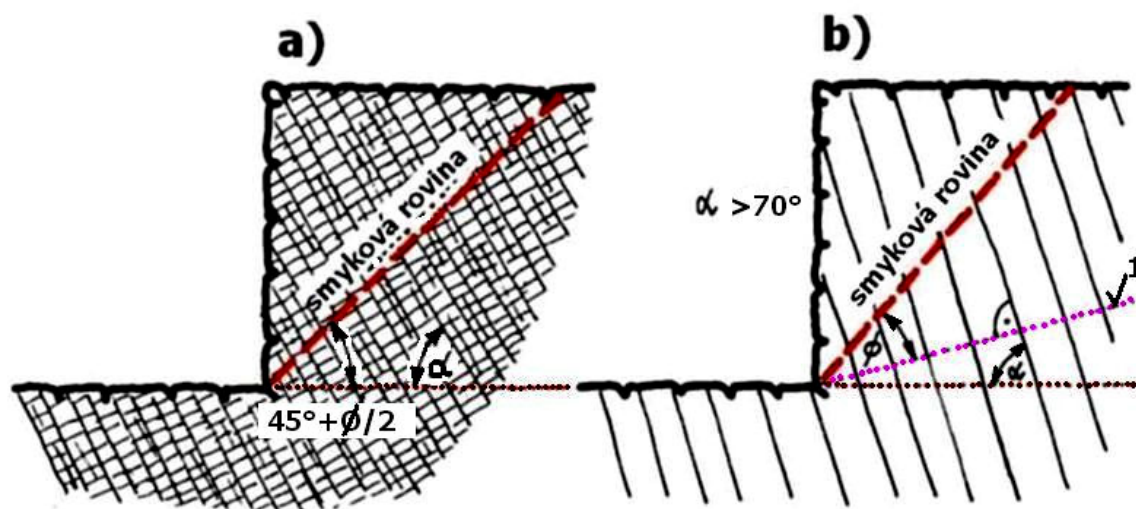
kde: γ objemová tíha horniny
 α sklon ploch diskontinuit
 φ úhel tření na plochách diskontinuity
 Q_k nutné celkové předpětí kotev
 S_k tangenciální síla od vnesené kotevní síly (pasivní síla)
 T_k tření na smykové ploše od vnesené kotevní síly (pasivní síla).

Plochy nespojitosti zapadají do hory



Obr. 12.9 Určení nebezpečné smykové plochy při diskontinuitách zapadajících do masívu a systémem příčných neprůběžných ploch (J. Barták – M. Bucek, 1989)

Řešení vyžaduje nejprve určení nebezpečné smykové plochy. Pokud je v masívu vedle průběžného systému ploch nespojitosti i systém příčných ploch neprůběžných, je nejnebezpečnější smyková plocha obvykle s ním rovnoběžná a prochází patou stěny (obr. 12.9).



Obr. 12.10 a) Smyková plocha při prostoupení masívu více systémy ploch nespojitosti, b) smyková plocha při velmi strmě zapadajících plochách nespojitosti. 1 – normála ke směru ploch diskontinuity (J. Barták – M. Bucek, 1989)

Je-li skalní hornina prostoupena více systémy ploch nespojitosti a bločky horniny omezené těmito plochami diskontinuity jsou při porovnání s kubaturou masívu relativně malé je vhodné sklon smykové plochy stanovit odvozením z klínu aktivního horninového tlaku (odklon od horizontály o úhel $= 45^\circ - \varphi/2$) – obr. 12.10 a).

Při velmi strmě zapadajících plochách nespojitosti ($\alpha > 70^\circ$) se obvykle uvažuje smyková plocha jako tzv. teoretická rovina přirozeného sklonu (obr. 12.10 b)).

Určení nebezpečné smykové plochy je u skalních hornin prakticky ve všech případech obtížné až velmi obtížné. Je proto v takových případech vždy nezbytná úzká spolupráce inženýrského geologa a projektanta – statika.

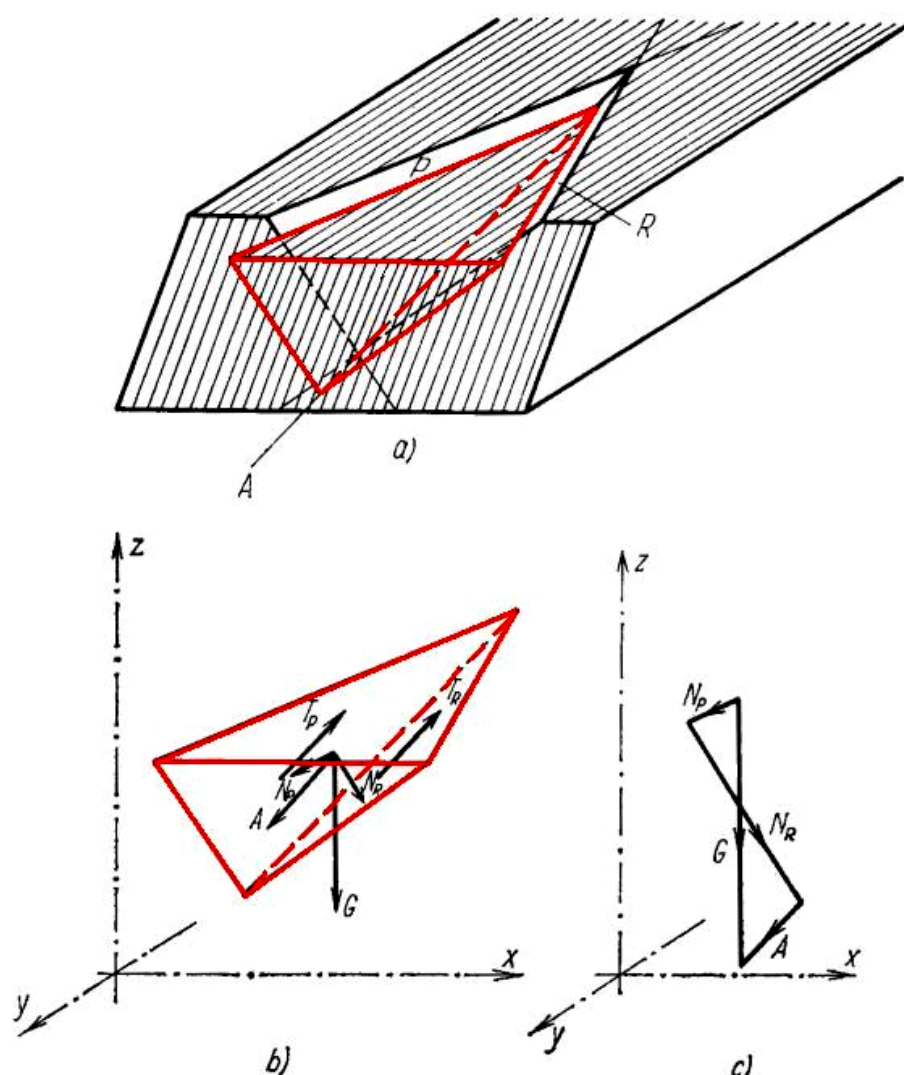
Stabilita prostorových horninových klínů

se řeší přímým rozkladem tíhy prostorového klínu a ostatních působících sil do složek kolmých na stěny klínu P a R a do směru jejich průsečnice. Pokud se smykový odpor vyjádří na plochách běžným způsobem lze stabilitu vyčíslit vztahem:

$$F = \frac{\tau_{0P}F_P + N_P \operatorname{tg} \varphi_P + \tau_{0R}F_R + N_R \operatorname{tg} \varphi_R}{A}$$

kde:	τ_{0R}, τ_{0P}	soudržnost (počáteční smyková pevnost) na plochách P a R
	F_P, F_R	velikost ploch P a R
	N_P, N_R	normálové složky výslednice sil G (= vlastní tíha bloku + další zatížení)
	φ_P, φ_R	tření na plochách P a R

A aktivní složka od výslednice sil G , působící posun bloku



Obr. 12.11 Pohyb prostorového horninového klínu a jeho silové působení (J. Pavlík, 1981)

S ohledem na častou obtížnost řešení (především při zavádění směrů a sklonů ploch diskontinuity do výpočtu) je používána pro posouzení stability stěn ve skalních horninách řada metod využívajících prostorové orientace ploch nespojitosti ověřených přímým měřením v terénu a jejich zobrazení v tektonogramech a sítích – jedná se o tzv. **stereometrické metody**.

Vzhledem k náročnosti analytických řešení nabývají stále na vyšším významu postupy numerické, využívající především principy **matematického modelování MKP** s nasazením řady průběžně zdokonalovaných software.

Velmi významné je rovněž ověřování skutečného chování skalních stěn a svahů. Je standardní, že riziková tělesa jsou (obdobně jako u svahů v zeminách) složitě **instrumentována s dlouhodobým monitorováním** jejich stavu (obr. 8.37).

