

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

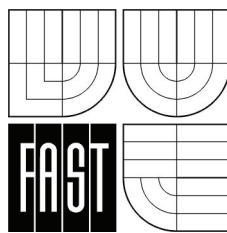
FAKULTA STAVEBNÍ

KAMILA WEIGLOVÁ

MECHANIKA ZEMIN

MODUL BF02-M04

Praktické aplikace mechaniky zemin II



STUDIJNÍ OPORY

PRO STUDIJNÍ PROGRAMY S KOMBINOVANOU FORMOU STUDIA

Jazyková korektura nebyla provedena, za jazykovou stránku odpovídá autor.

© Kamila Weiglová 2005

Obsah

1. Úvod	4
1.1. Cíl	4
1.2. Požadované znalosti	4
1.3. Doba potřebná ke studiu	4
1.4. Klíčová slova	4
8. Sedání základové půdy	5
9. Konsolidace a časový průběh sedání	11
9.1. Terzaghiho teorie konsolidace	12
9.2. Časový průběh sedání	12
9.3. Stupeň konsolidace	14
10. Stabilita svahu	16
10.1. Rozdělení sesuvů	16
10.2. Zásady řešení stability svahů.	18
10.3. Mezní stav celkové stability nebo únosnosti.	23
11. Zemní tlaky	27
12. Postup při návrhu plošného základu.	34
Příloha 1.	37
Příloha 2.	38
13. Literatura	39

8. Sedání základové půdy

II. skupina mezních stavů – mezní stav přetvoření.

Zatížení od stavebních konstrukcí vyvolává v základové půdě napětí a deformace. Svislé deformace základů nazýváme sedání.

Výpočty podle mezního stavu přetvoření má být prokázáno, že provozní výpočtové zatížení základové půdy nevyvolá taková přetvoření zákl. půdy a tedy sednutí stavby (rovnoměrné nebo nerovnoměrné), při kterých by došlo k nepřípustnému přetvoření konstrukce.

Sednutí základů staveb se posuzuje z hlediska dosaženého stupně konsolidace a z hlediska dosaženého přitížení základové půdy.

Z hlediska **dosaženého stupně konsolidace** se rozeznává sednutí:

- konečné – odpovídající 100 % konsolidaci od daného přitížení,
- částečné – odpovídající částečnému stupni konsolidace od daného přitížení.

Z hlediska **dosaženého přitížení** zákl. půdy se rozeznává sednutí:

- celkové, odpovídající celkové velikosti přitížení zákl. půdy stavbou po jejím dokončení,
- dílčí, odpovídající dílčí velikosti přitížení významného pro stavbu.

Konečné sednutí zahrnuje více složek deformačního procesu základové půdy, jako sednutí okamžité (nedochází ke změně objemu), primární neb konsolidační (je spojené s vytlačením vody z póru zeminy a se změnou objemu) a sekundární (reologické přetvoření pevné fáze po ukončení primární konsolidace).

Pod pojmem sedání se míní **konečné primární sedání**.

Při výpočtu sedání používáme teorie pružnosti pouze ke stanovení napětí, vztah mezi zatížením a deformací je reprezentován v hodnotách deformačních charakteristik zeminy. Proto pro co nejpřesnější výsledek výpočtu sedání má prvotní důležitost stanovení přetvárných charakteristik (nejčastěji je stanovujeme edometrickou zkouškou) tak, aby skutečně vyjadřovaly průměrné deformační vlastnosti základové půdy.

Sedání počítáme z **provozního výpočtového zatížení**. Extrémní zatížení, s kterým jsme počítali únosnost, nemůžeme použít, protože při něm se předpokládá vytvoření plastických oblastí, kdežto teorie sedání vychází z toho, že se zemina pod základem stlačuje a výpočet napětí v zemině od zatížení vychází z teorie pružného poloprostoru. Výpočtové hodnoty odpovídají normovým, protože součinitel spolehlivosti zákl. půdy pro přetvárné charakteristiky $\gamma_m = 1$. Pro objemovou tíhu je součinitel zatížení rovněž roven jedné $\gamma_f = 1$.

Konečné sednutí základové půdy můžeme počítat pomocí následujících rovnic.

- Pokud je pod základem do hloubky dvojnásobku až trojnásobku šířky základu **stejnorodá zemina** o stejných mechanických vlastnostech, můžeme použít rovnici, kde deformační vlastnosti zeminy vyjadřuje **modul deformace** E_{def} (zjistíme ho ze zatěžovací zkoušky)

$$s = \frac{\sigma_{o1} \cdot b \cdot \alpha \cdot (1 - \nu^2) \cdot m_r}{E_{def}}$$

σ_{o1} – přitížení v zákl. spáře

b – šířka základu

ν – Poissonovo číslo

E_{def} – modul přetvárnosti (deformace)

m_r – opravné součinitele působení základové půdy (viz tab. 44)

- α – součinitel závisející na tvaru a tuhosti základu (viz tab. 43),
 α_1 – součinitel pro výpočet sednutí dokonale tuhého základu,
 α_2 – součinitel pro výpočet sednutí středu poddajného základu,
 α_3 – součinitel pro výpočet průměrného sednutí pod rohem základu (u kruhového základu pod jeho okrajem).

Pro výpočet sedání můžeme použít i upravenou rovnici podle původní normy ČSN 73 1001, která je vhodná pro **vrstevnaté podloží** a pro dílčí sedání

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} \cdot \bar{h}_i \cdot m_r}{E_{oed,i}}$$

- $\sigma_{z,i}$ – svislá složka napětí od přetížení stavbou ve středu i -té vrstvy,
 \bar{h}_i – mocnost i -té vrstvy zákl. půdy,
 $E_{oed,i}$ – edometrický modul i -té vrstvy zákl. půdy,
 m_r – součinitel působení zákl. půdy (určíme podle tab. 28).

Tab. 27. Hodnoty součinitelů α

Tvar základu	α_1	α_2	α_3
Kruh	0,79	1,00	0,64
Čtverec	0,88	1,12	0,56
Obdélník			
$l/b = 1,5$	1,08	1,36	0,68
$2,0$	1,22	1,53	0,77
$3,0$	1,44	1,78	0,89
$5,0$	1,72	2,10	1,05
$10,0$	2,12	2,53	1,27
$20,0$	2,12	2,95	1,48
$50,0$	2,12	3,54	1,77
$100,0$	2,12	4,00	2,00

Tab. 28. Hodnoty opravných součinitelů působení základové půdy m_r

Druh horniny	m_r
skalní horniny zdravé až navětralé, štěrkovité zeminy	0,8
skalní horniny zvětralé na písčitojílovitou zeminu, zeminy písčité	0,7
skalní horniny zvětralé na pevnou a tvrdou písčitojílovitou zeminu	0,4
normálně konzolidované měkké až tuhé soudržné zeminy	1,0
normálně konzolidované pevné soudržné zeminy	0,8
překonzolidované soudržné zeminy převážně pevné konzistence	0,5
překonzolidované soudržné zeminy pevné až tvrdé, případně s písčítými a štěrkovitými vložkami	0,35
pokud byl modul deformace odvozen z rozboru sedání obdobné stavby ve stejných geologických podmínkách	1,0

2. Výpočet sedání pomocí součinitele stlačitelnosti

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C} \ln \frac{\sigma_{or,i} + \sigma_{z,i}}{\sigma_{or,i}}$$

- $\sigma_{or,i}$ – původní napětí od vlastní tíhy zeminy ve středu i -té vrstvy,
 $\sigma_{z,i}$ – napětí od přitížení ve středu i -té vrstvy,
 h_i – mocnost i -té vrstvy,
 C – součinitel stlačitelnosti.

Deformační zóna z_z

Sedání počítáme do hloubky tzv. deformační zóny, to znamená do hloubky, do které se významně projevují deformace základové půdy. Ve větší hloubce napětí a tedy i deformace od přitížení jsou již zanedbatelné.

Podle vzorců 1. až 2. je nutné hloubku deformační zóny určit před vlastním výpočtem sedání.

Obvykle se jako deformační zóna z_z pro výpočet sedání uvažuje taková hloubka, kde se napětí od přitížení σ_z rovnají 20 % původního napětí σ_{or} od tíhy nadložní zeminy (obr. 68).

Revidovaná ČSN 73 1001 doporučuje výpočet sedání pomocí **edometrického modulu**, tzn. že nepředpokládá roztačování základové půdy pod základem do stran.

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot \bar{h}_i$$

- s – sednutí uvažovaného bodu,
 $\sigma_{z,i}$ – svislá složka napětí pod uvažovaným bodem od přitížení stavbou s_{o1} ve středu i -té vrstvy,
 m_i – opravný součinitel přitížení, který se pro i -tou vrstvu stanoví v závislosti na druhu základové půdy podle tab. 29,
 $\sigma_{or,i}$ – původní geostatické napětí ve středu i -té vrstvy,
 h_i – mocnost i -té vrstvy,
 $E_{oed,i}$ – výpočtový oedometrický modul i -té vrstvy zákl. půdy.

Tab. 29. Hodnoty opravného součinitele přitížení m

Druh základové půdy	m
Silně stlačitelné jemnozrné zeminy tříd F 1 až F 8 – s modulem přetvoření $E_{def} < 4$ MPa, – nepřekonzolidované, – konzistence měkké nebo tuhé (všechny tři znaky musí být splněny). Násypy a jiné sypaniny, základové půdy dodatečně zatížené a dosud nezkonzolidované. Horniny tříd R 1, R 2; zdravé druhohorní a třetihorní sedimenty tříd R 4, R 5.	0,1
Jemnozrné zeminy tříd F 1 až F 8, jimž nenáleží součinitel $m = 0,1$ ani 0,4 ani 0,5. Písky a štěrky tříd S 1, S 2, G 1, G 2 pod hladinou podzemní vody. Horniny třídy R 3.	0,2
Písky a štěrky tříd S 1, S 2, G 1, G 2 nad hladinou podzemní vody. Písky a štěrky hlinité, jílovité či s příměsí jemnozrné zeminy tříd S 3, S 4, S 5, G 3, G 4, G 5. Horniny tříd R 4, R 5 – kromě zdravých druhohorních a třetihorních sedimentů.	0,3
Horniny třídy R 6 (eluvia).	0,4
Spraše a sprašové hlíny nad hladinou podzemní vody, lze-li vyloučit jejich nasycení vodou.	0,5

Výpočet podle nového a normou doporučeného vzorce, který uvažuje tzv. strukturní pevnost zeminy, nevyžaduje předběžné stanovení deformační zóny.

Strukturní pevnost

Výpočtový vzorec (4. rovnice) vychází z nového výpočtového modelu (obr. 69), který respektuje strukturní pevnost zákl. půdy a tím i reálnou hloubku deformační zóny. Nepředpokládá lineárně pružné chování zákl. půdy, ale vychází ze skutečnosti, že deformace vrstev pod základem je menší než odpovídá přímé úměrnosti mezi napětím od přitížení a deformací.

Strukturní pevnost σ_s je m -násobek geostatického napětí σ_{or} .

$$\sigma_s = m \cdot \sigma_{or}$$

Součinitel m – tzv. opravný součinitel přitížení vyjadřuje míru podobnosti deformačního chování základové půdy k chování lineárně pružného poloprostoru. Čím vyšší je součinitel m , tím více se chování půdy liší od lineárně pružného a tím vyšší je strukturní pevnost zeminy.

Výpočtový model sednutí (obr. 69)

je založený na lineárním růstu strukturní pevnosti σ_s do hloubky. Vyjadřuje skutečnost, že deformace určité vrstvy podzákladí není úměrná teoretickému napětí od přitížení σ_z , ale pouze tzv. účinnému přitížení σ_u , které je o strukturní pevnost menší než přitížení σ_z .

$$\sigma_u = \sigma_z - \sigma_s$$

$$\sigma_s = m \cdot \sigma_{or}$$

Tab. 30. Mezní hodnoty sednutí

Druh stavby	Konečné celkové průměrné sednutí	Nerovnoměrné sednutí	
	$s_{m,lim}$	Druh	Hodnota
	Hodnota [mm]		
1. Budovy a konstrukce u nichž nevznikají vlivem nerovnoměrného sedání přídatná namáhání a není nebezpečí porušení prostupů a souvisejících konstrukcí	120	$\Delta s / L_T$	0,003
		$\Delta s / L$	0,006
2. Konstrukce 2.1 staticky určité 2.2 železobetonové staticky neurčité 2.3 ocelové staticky neurčité	100	$\Delta s / L$	0,005
	60	$\Delta s / L$	0,002
	80	$\Delta s / L$	0,003
3. Vícepodlažní skeletové budovy 3.1 železobetonové skelety s výplňovým zdívem 3.2 ocelové skelety s výplňovým zdívem	60	$\Delta s / L$	0,0015
	70	$\Delta s / L$	0,0025
4. Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami 4.1 zděné z cihel a bloků se ztužujícími věnci 4.2 z velkorozměrových panelů a monolitického betonu	80	$\Delta s / L_T$	0,0015
	60	$\Delta s / L$	0,0015
5. Tuhé železobetonové konstrukce komíny do výšky 100 m komíny vyšší než 100 m	200	$\Delta s / b$	0,003
	200	$\Delta s / b$	0,005
	100	$\Delta s / b$	0,002
6. Jeřábové dráhy	50	$\Delta s / L$	0,0015

Deformace určité vrstvy je tedy způsobena jen účinným přitížením σ_u (účinné přitížení σ_u na obr. 69 je vyšrafováno).

Vzorec pro výpočet sednutí (4.) vyjadřuje součet stlačení jednotlivých vrstev.

Sedání počítáme do hloubky deformační zóny, t.j. do hloubky, kde

$$\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i} > 0$$

Naklonění tuhého základu je dáno poměrem rozdílu sednutí nejvíce a nejméně zatížených protilehlých hran základu k jejich vzdálenosti ($\frac{\Delta s}{l}$ nebo $\frac{\Delta s}{b}$).

Je-li $e < 0,05$ rozměru základu – možno výstřednost e zanedbat.

V jednoduchých zákl. poměrech lze naklonění stanovit podle rovnic v ČSN 73 1001.

Posouzení na II. MS

V souladu s požadavkem mezního stavu použitelnosti stavební konstrukce je třeba, aby průměrná hodnota s_m konečného celkového sednutí a nerovnoměrné sednutí zůstaly v mezích podle tab. 30.

Platí tedy

$$s_m < s_{m,lim} .$$

Postup výpočtu konečného sedání a posouzení na II. MS:

- Pro 1. GK se mezní stav přetvoření neposuzuje.
- Pro 2. GK se pro výpočet použijí tabulkové hodnoty směrných normových charakteristik přetvárných vlastností (příloha 1 a 2).
- Pro 3. GK se pro výpočet použijí normové hodnoty zjištěné pomocí průkazných zkoušek.
- Vychází-li se z extrémního výpočtového zatížení, je možné u staveb 1. a 2. GK získat hodnoty provozního výpočtového zatížení dělením součinitelem 1,2.
- Vztah mezi modulem přetvárnosti E_{def} a oedometrickým modulem E_{oed}

$$E_{oed} = \frac{1}{\beta} E_{def}$$

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}$$

Směrné hodnoty součinitele β a Poissonova čísla ν jsou uvedeny v příloze 1 a 2.

- Není-li stanovena tuhost systému „zákl. půda – plošný základ“, určíme tuhost ze vztahu v kap. 4.2.
- Je-li $k < 1$, je základ poddajný, pak sedání počítáme ze svislých napětí podle kap. 5.2.
- Je-li $k > 1$, považuje se zákl. konstrukce za tuhou a sedání se určuje ze svislých napětí pod charakteristickým bodem, kde je teoretické sedání poddajného a tuhého základu stejné.
- Stanovíme přitížení od stavby σ_{ol} z rozdílu kontaktního napětí s_{ds} (kap. 6.5.) a původního geostatického napětí v úrovni zákl. spáry.

$$\sigma_{ol} = \sigma_{ds} - \gamma \cdot d$$

- Výpočet napětí geostatického σ_{or} – kap. 5.1.
- Výpočet napětí od přitížení σ_z – kap. 5.2.
- Redukce hloubky z pomoci součinitele α_1 , vzhledem k hloubce založení d (kap. 5.2).
- Případná redukce hloubky z pomoci součinitele α_2 vzhledem k blízkosti nestlačitelného podloží (kap. 5.2.).
- Rozdělíme podloží od zákl. spáry na vrstvy a sedání počítáme pro střed vrstvy
 - mocnost prvních dvou vrstev by neměla překročit poloviční šířku základu

$$h_1 + h_2 < b/2 ,$$
 - rozhraní vrstev odpovídá rozhraní zemin různých vlastností, nebo volíme podle průběhu svislého napětí,

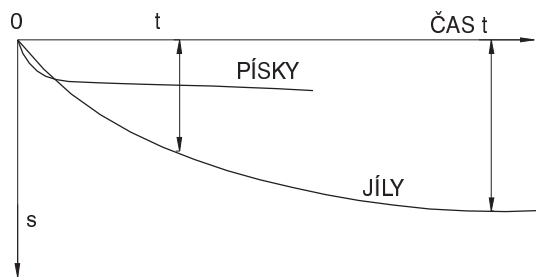
-
- poslední vrstva je v hloubce tzv. deformační zóny z_z , kde $\sigma_z = m \cdot \sigma_{or}$, předběžně $z_z = b$ až $3b$ (menší šířka základu – větší hl. z_z).
 - Při výpočtu je potřeba uvážit vliv přetížení od základů sousedních staveb neb jiných zatížení.
 - Podle vzorce 4. stanovíme sedání v různých bodech základové spáry příp. i mimo ni.
 - Pro určení průměrného sednutí s_m tuhého základu se vychází z průměrného přetížení s_{o1} v základové spáře.
 - Průměrným sednutím s_m poddajných základů se rozumí aritmetický průměr vypočtených hodnot sednutí reprezentativních bodů zákl. konstrukce.
- Druhy nerovnoměrného sedání viz obr. 70.

9. Konsolidace a časový průběh sedání

V předcházející kapitole jsme počítali konečnou hodnotu deformace zemin. Toto konečné sednutí se většinou nedosáhne okamžitě po přitížení, ale probíhá v závislosti na čase (reologický proces).

U propustných zemin (písky, písčité hlíny), u kterých časová deformace probíhá rychle, stačí výpočet celkového sedání.

Podle ČSN 73 1001 není nutné počítat časový průběh sedání, je-li koeficient $c_v > 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$.



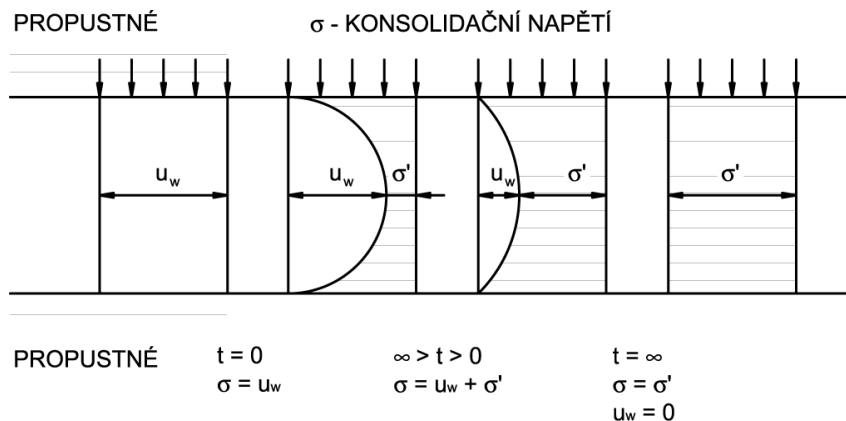
Obr. 71.

U těchto zemin převážná část sedání proběhne během stavby. Stanovení koeficientu konsolidace c_v viz kap. 3.8.7. Pod pojmem konsolidace se rozumí deformace zeminy v čase pod účinkem vnějšího zatížení.

Konsolidace je reologický proces postupného zmenšování objemu póru zeminy a změny struktury zeminy od působícího zatížení spojený s vytlačováním vody z póru zeminy. Dochází k postupnému zpevnování zeminy.

- **Primární konsolidace** – vliv postupného vytlačování pórové vody.
- **Sekundární konsolidace** – vliv reologických procesů na skelet zeminy – při zvětšení zatížení již dochází k přetvoření zrn skeletu.

Na obr. 72 je vykreslený nejjednodušší případ konsolidace, kdy jílovitá, vodou nasycená zemina je mezi propustnými vrstvami.



Obr. 72.

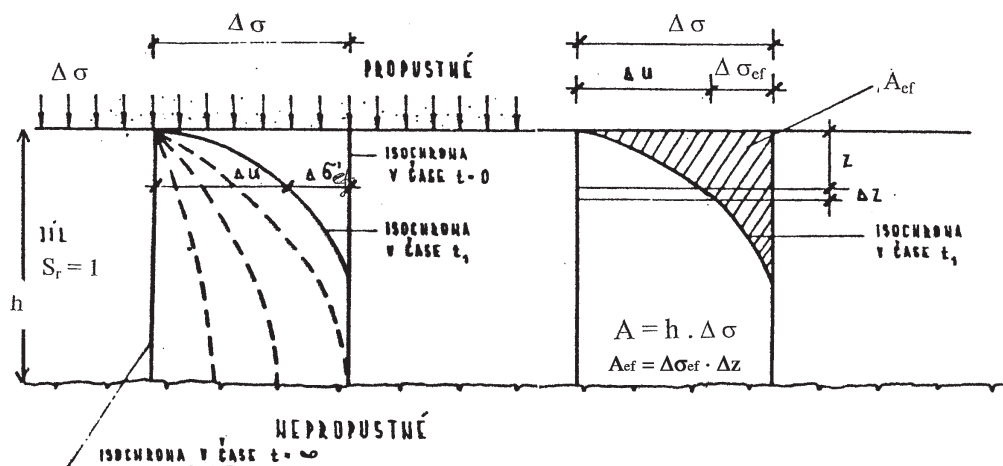
9.1. Terzaghiho teorie konsolidace

Filtrační (primární konsolidace)

Jednodimenzionální (jednoosá) konsolidace s lineární závislostí napětí – deformace je založena na těchto předpokladech:

1. Filtrační součinitel k a koeficient stlačitelnosti c_v jsou konstantní pro celou mocnost vrstvy.
2. Zemina je plně nasycena vodou
3. Zrna pevné fáze jsou nestlačitelná.
4. Proudění vody se řídí Darcyho zákonem.
5. Deformace pevné fáze je způsobována výlučně efektivním napětím, je lineární a nezávislá na čase (tzn. probíhá okamžitě).

Izochrony – spojnice bodů pórových tlaku u v libovolném čase t_i – udávají podíl σ_{ef} a u .



Obr. 74.

Terzaghiho parciální diferenciální rovnice jednodimenzionální konsolidace druhého řádu

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

kde $u = f(z, t)$.

9.2. Časový průběh sedání

Terzaghi řešil pomocí bezrozměrných proměnných. Časový faktor

$$T = \frac{c_v \cdot t}{h^2}; \quad Z = \frac{z}{h}$$

- h – výška u jednostranně drénované vrstvy
- $h/2$ – u oboustranně drénované zeminy
- c_v – součinitel konsolidace

$$T = f(U)$$

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

$$t = 0 \qquad t = \infty$$

$$\sigma = u \qquad \sigma = \sigma_{ef}$$

$$u = 0$$

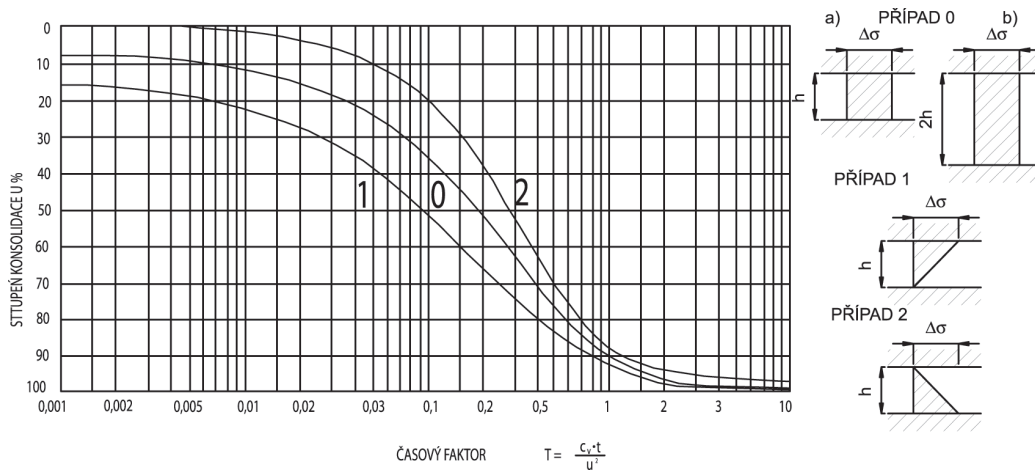
konec konsolidace v čase $t \equiv \infty$ ($\sigma_{ef} = \sigma$; $u = 0$) pak bude stlačení

$$s_{\infty} = \frac{h \cdot \sigma}{E_{oed}} = \frac{A}{E_{oed}}$$

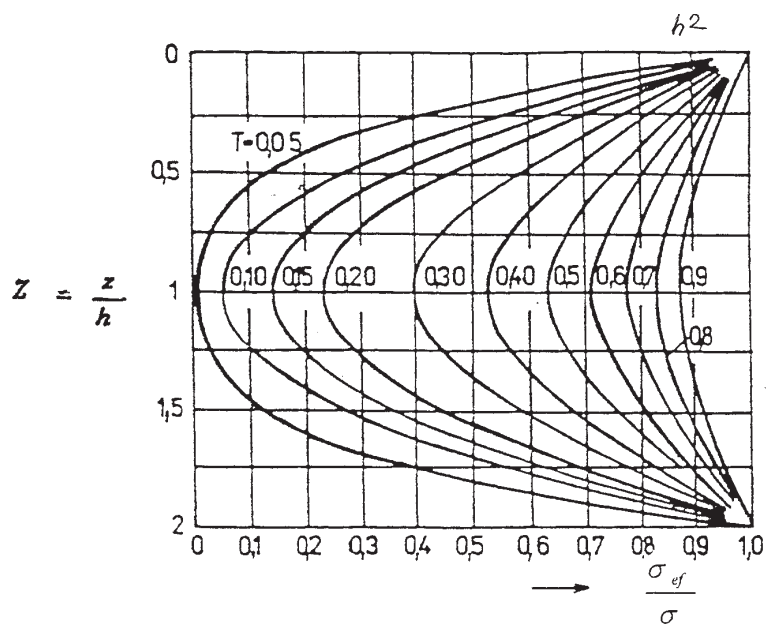
- σ – svislé napětí,
- h – mocnost vrstvy,
- E_{oed} – edometrický modul přetvárnosti
- $A = \sigma \cdot h$ – celková plocha

v čase t

$$s_t = \frac{A_{ef}}{E_{oed}}$$



Obr. 75.



Obr. 76. Křivky které reprezentují tvar isochrony pro různé časové faktory

$$A_{ef} \quad - \text{efektivní plocha (vyšrafovaná)}$$

$$\frac{s_t}{s_\infty} = \frac{A_{ef}}{A} = U \quad (\text{stupeň konsolidace})$$

$$s_t = s_\infty U$$

9.3. Stupeň konsolidace

Stupeň konsolidace

$$U = \int_{z=0}^{z=h} \frac{\Delta\sigma_{ef} \cdot \Delta z}{\sigma \cdot h}$$

$$\text{Stupeň konsolidace } U = f(T); \quad T = \frac{c_v \cdot t}{h^2}$$

Velikost časové deformace s_t vypočteme vzhledem ke konečnému sednutí s_k , tj. deformace po teoreticky nekonečné době, podle vztahu $s_t = U \cdot s_k$. U je stupeň konsolidace.

Stupeň konsolidace je dán poměrem nestacionárních hodnot (závislých na čase) k hodnotám stacionárním (konečným).

$$U = \frac{\sigma(z, t)}{\sigma(t = \infty)} = \frac{s_t}{s_k} \cdot 100 [\%]$$

Výpočet $s(z, t)$ a $\sigma(t = \infty)$ – viz skripta MZ J. Eichler – je poměrně složitý a tak pro praktické účely je vztah graficky upraven – viz obr. 75.

Případ 0 – efektivní napětí je po výšce vrstvy konstantní. Pro oboustranné odvodnění uvažujeme výšku vzorku $2h$, pro jednostranné odvodnění výšku h .

Případ 1 – snižování napětí s hloubkou, např. od přetížení.

Případ 2 – slouží k nalezení průběhu konsolidace vrstvy od její vlastní tíhy, obdoba geostatického napětí.

Postup výpočtu deformace v čase je následující: nejdříve stanovíme koeficient konsolidace c_v v edometrickém přístroji. Poněvadž při zkoušce v edometru není možné odvodnění zeminy do stran (oproti všesměrnému odvodnění vrstvy ve skutečnosti), bývají hodnoty c_v z edometru menší než skutečné. Do vztahu pro časový faktor $T = c_v \cdot t / h^2$ dosadíme čas t , za který chceme zjistit časovou deformaci vrstvy o mocnosti h . Pomocí vhodné křivky pro daný případ průběhu napětí najdeme stupeň konsolidace U . Konečnou deformaci s_k spočítat umíme, takže sednutí v čase t

$$s_t = U \cdot s_k$$

Na základě uvedených grafů můžeme řešit příklady následujících základních typů:

- určit časový průběh sedání pro zvolené časy t ,
- stanovit čas t , při kterém bude dosaženo požadovaného stupně konsolidace U ,
- určit rozdělení efektivního přetížení a tím i přírůstek tlaku vody v pórech v libovolném bodě vrstvy.

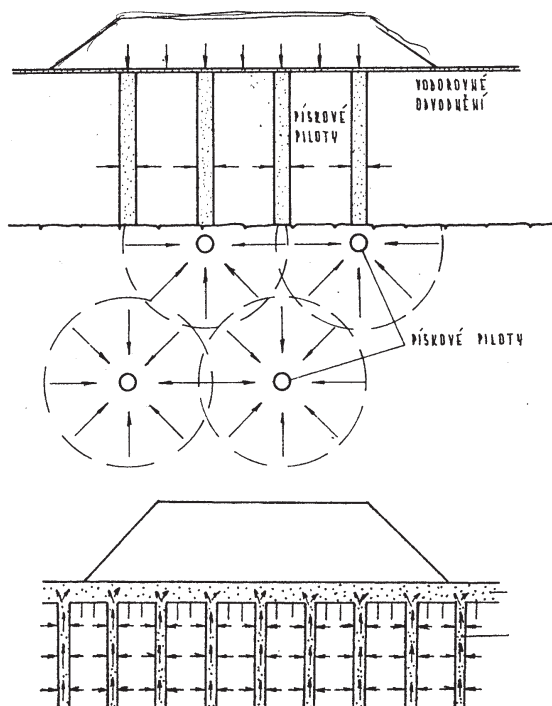
Z těchto grafů též plynou důležité poznatky jako:

- průměrná konsolidace u oboustranně drénované vrstvy probíhá 4x rychleji než u jednostranně drénované vrstvy,
- 100 % konsolidace je dosaženo teoreticky v nekonečnu, avšak 99 % již pro $T = 3$ a 92 % pro $T = 1$ (pro základní případ zatížení 1), tzn., že v praktických úlohách uvažujeme, že konsolidace je skončena pro časový faktor $T = 1 - 3$,
- hydraulický gradient je nejvyšší u povrchu drénované vrstvy a nulový uprostřed vrstvy oboustranně drénované,
- vrstva zeminy oboustranně drénovaná začne konsolidovat i uprostřed své vrstvy pokud $T > 0,05$.

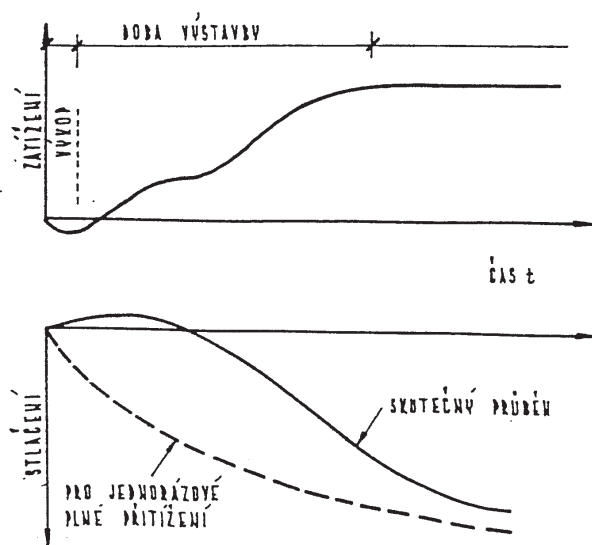
- Teorie konsolidace zemin je vhodná pro řešení otázek spojených
- s předpovědí časového průběhu sedání staveb,
 - se zpevnováním zemního tělesa – rozptýlením pórových tlaků se zvyšuje pevnost a zároveň je urychlena deformace,
 - s upřesněním představy o chování zeminy.

ODLIŠNOSTI, SE KTERÝMI SE V PRAXI NEJČASTĚJI SETKÁVÁME

- zatížení je proměnné s časem,
- zeminy nejsou plně nasycené vodou ($S_r < 1,0$),
- podloží není izotropní a sestává z více vrstev,
- úlohu je třeba řešit jako rovinnou, resp. jako prostorovou (tzv. dvou a trojosá konsolidace).



Obr. 77. Praktické aplikace



Obr. 78. Zatížení proměnné s časem

10. Stabilita svahů

- IG
staveb. inženýr
- přirozené svahy - rotační, translační, creepové,
 - svahy vzniklé inženýrskou činností (násypy, zemní hráze, sklon stavební jámy).

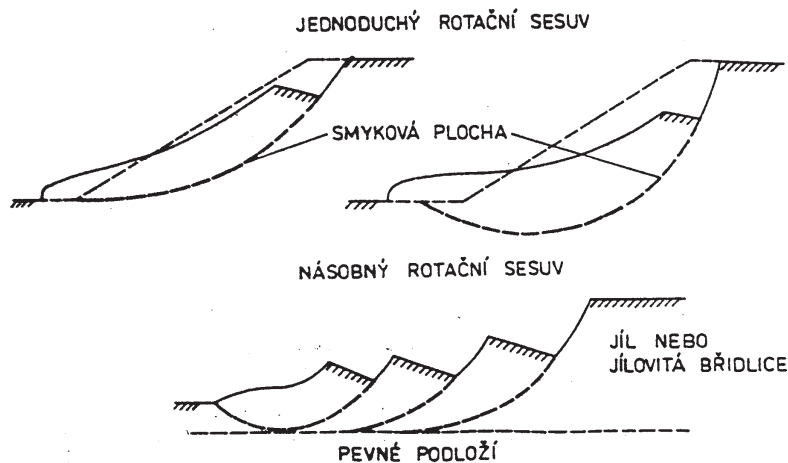
Cílem je řešit optimální návrh sklonu a to nejen z hlediska bezpečnosti, ale také z hlediska záboru půdy a úspor v přesunu zeminy jako stavebního materiálu.

10.1. Rozdělení sesuvů

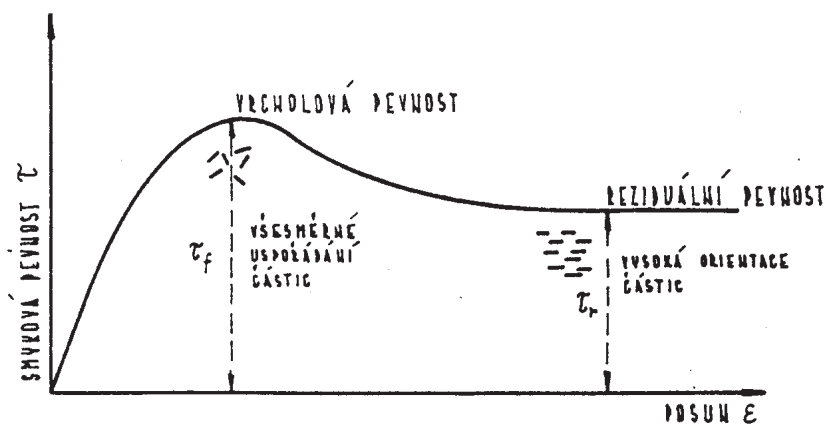
1) Z hlediska IG

a) rotační, 120

b) translační (po rovin. smyk. pl. – sypké i soudržné),



Obr. 79.



Obr. 80.

c) creepové – reologické pohyby – velice pomalé.

2) Z geomechanického hlediska

V případě sesuvu dochází k usmyknutí po smykové ploše, na které působí smyková pevnost jako složka bránící sesuvu. Stabilita svahu bude zejména funkcí smykové pevnosti podél smykové plochy.

Důležité jsou dvě podmínky:

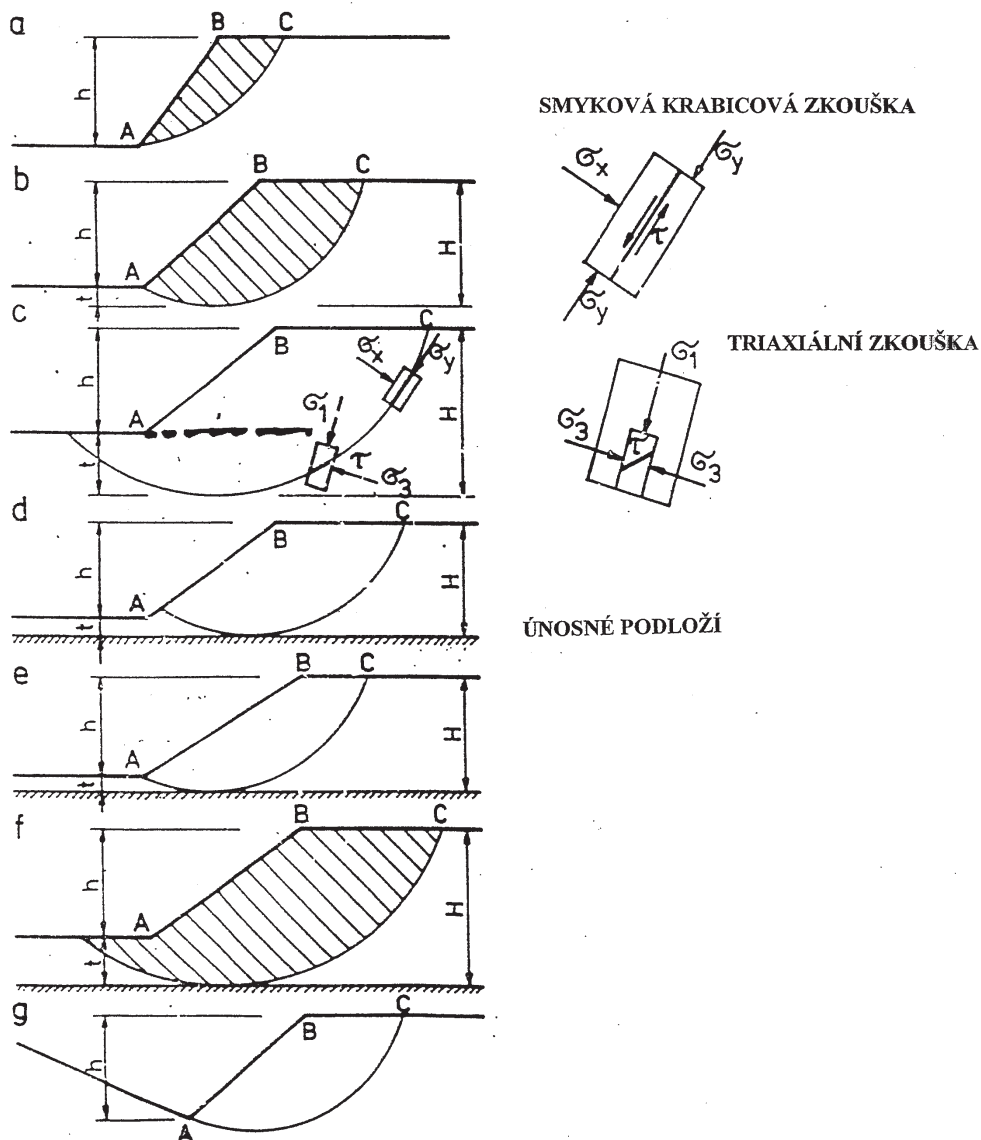
Rovnice smykové pevnosti v ef. param.

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_{ef} + c_{ef}$$

podmínky podmínky struktury zemin
pórového (ovlivň. c , φ)
tlaku

Dělení sesuvů z hlediska podmínek pórového tlaku

- Krátkodobé (neodvodněné) – není vyrovnána změna pórového tlaku u vody vyvolaná změnou totálních napětí.
- Mezilehlé – pro částečné vyrovnání změn u .



Obr. 81.

- C. Dlouhodobé (odvodněné) – pro úplné vyrovnání pórových tlaků odpovídající hodnotám ustáleného proudění.

Dělení sesuvů z hlediska podmínek struktury

- A. Prvotní.
B. Sesuvy po předchozích plochách pohybu.

10.2. Zásady řešení stability svahů

Pro řešení stabilitních úloh musí být splněny tyto předpoklady:

- 1) musíme znát geometrický tvar předpokládané smykové plochy:
 - a) syké zeminy - smykové plochy rovinné,
 - b) soudržné - tvar smykové plochy zakřivený. Křivost je největší u koruny, nejmenší u paty svahu.

V homogenních soudržných zeminách sesuvy rotační. Tvar smykové plochy blízký smykové ploše kruhové

- nejčastěji uvažujeme válcovou smykovou plochu, tzn. že příčný řez uvažujeme jako kruhový oblouk,
- metody, které používají křivky s proměnlivou křivostí (nejčastěji logaritmické spirály).

- 2) musíme znát rozdělení napětí na smykových plochách – výpočtem.
- 3) musíme znát smykovou pevnost na smykových plochách – smyková pevnost působí jako složka bránící sesuvu:
 - a) řešení v totálních parametrech φ_u, c_u , stabilita krátkodobých výkopů a násypů (časem se zemina zkonsoliduje, dojde ke zlepšení pevnosti zemin,
 - b) řešení v efektivních parametrech φ_{ef}, c_{ef}

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_{ef} + c_{ef}$$

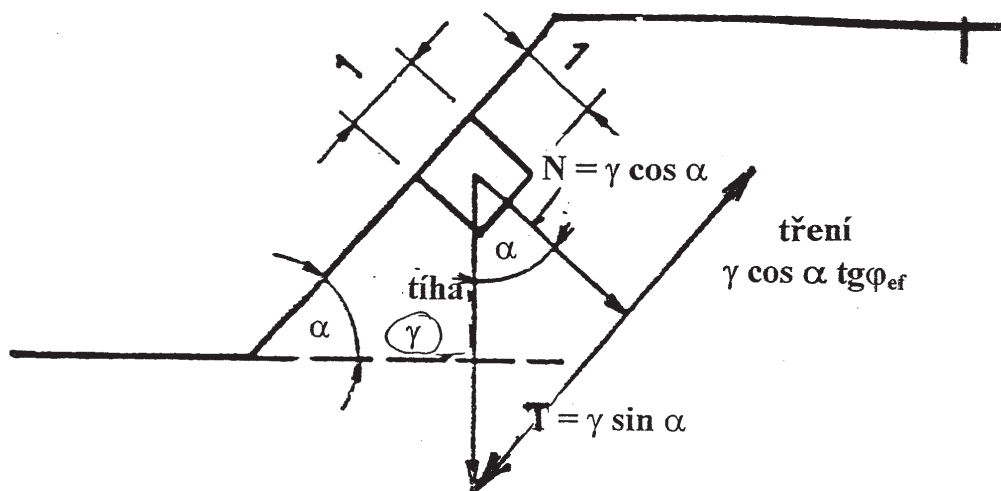
výkopy, zářezy

řešení dlouhodobé stability, sesuvy přirozených svahů, stabilita svahů hrází z nesoudržných zemin při náhlém poklesu hladiny v nádrži apod.

zde jsou rozhodující **podmínky dlouhodobé**, kdy pórové tlaky nejsou ovlivněny změnou napjatosti.

Metody řešení stability svahu

1. Metody mezní rovnováhy – nejčastěji.



Obr. 82. Řešení pro nesoudržné zeminy neprosakuje-li svahem voda

2. Metody řešení napjatosti a deformace zemního tělesa – výstižné, ale náročné.
3. Pomocí nomogramů – pro jednoduché úlohy, pro předběžný návrh.

Metoda mezní rovnováhy

Stabilitu svahu řešíme nejčastěji metodou mezní rovnováhy, to znamená, že řešíme rovnováhu sil podél uvažované smykové plochy, která by vznikla případným sesuvem.

Pro výpočet stability svahu je důležité znát pevnost zeminy, nejčastěji v efektivních parametrech (zářezy), případně v totálních parametrech (násypy).

Stabilitu svahu posuzujeme pomocí stupně stability F , který můžeme definovat jako poměr sil pasivních, které brání sesuvnému pohybu (tření $N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ a koheze c) k silám aktivním, které tento pohyb vyvolávají (síly tangenciální T).

- a) Stabilita svahu v **nesoudržné zemině** – bez vody HPV
rovinná smyková plochy – třídírný štěrkopísku, haldování uhlí, rudy
Za těchto podmínek platí pro každý objemový element (jednotkový) na svahu stejné podmínky rovnováhy, stačí tedy vyšetřit rovnováhu jednoho z nich.
Tíha jednotkového elementu je rovna γ . Maximální smyková pevnost, která se může aktivizovat $\gamma \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef}$

$$\gamma \cdot \sin \alpha = \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef}$$

Rovnováha bude zachována, když tangenciální složka tíhy bude menší nebo rovna tření

$$T \leq N \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef}$$

anebo pro jednotkový objem prvku

$$T \leq N \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef}$$

$$\alpha \leq \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef}$$

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi_{ef}$$

$$\alpha \leq \varphi_{ef}$$

To znamená, že svah v nesoudržných zeminách je stabilní, když úhel sklonu je menší než úhel vnitřního tření dané zeminy.

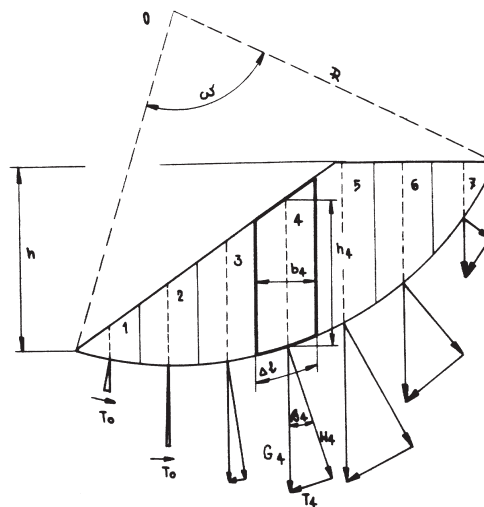
Podíl pasivních sil k silám aktivním definujeme jako stupeň stability svahu

$$F = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ef}}{T}$$

Je-li $F > 1$ svah je stabilní, min. $F = 1,2$. Pokud $F < 1$ je svah nestabilní a dochází k sesuvu, který vede k novému rovnovážnému stavu.

- b) **Soudržné zemin** – stabilita svahu

Pettersonova metoda – proužková – švédská metoda – vhodná pro vrstevnatý svah a podloží. Metoda neuvažuje síly od sousedních proužků zeminy. Stabilita svahu se vyšetřuje tak, že smykovou plochu nahradíme kruhovým obloukem o poloměru R ze středu O . Úlohu řešíme jako rovinnou (na 1 m délky svahu). Vyšetříme síly na příslušném úseku smykové plochy a určíme výsledný moment pasivních a aktivních sil ke středu otáčení.



Obr. 83.

Řešení stability svahu

- 1. Nesoudržné zeminy** – řešíme rovnováhu sil podél smykové plochy, která je rovnoběžná s povrchem svahu.
V nesoudržných zeminách je svah stabilní, pokud úhel sklonu svahu α je menší, jak úhel vnitřního tření φ zeminy. Pro daný případ můžeme tedy napsat, že stupeň stability $F = \text{tg } \varphi / \text{tg } \alpha$. Pokud $F < 1$, je svah nestabilní a dochází k sesuvu, který vede k novému rovnovážnému stavu.
- 2. Soudržné zeminy** – pro tyto zeminy posuzujeme stabilitu nejčastěji **Pettersonovou metodou** – tzv. **proužkovou metodou**, která je vhodná i pro nehomogenní svahy.

Smykovou plochu nahradíme kruhovým obloukem o poloměru R opsaným ze středu O . Úlohu řešíme jako rovinnou (na 1 m délky svahu). Svah nad smykovou plochou rozdělíme na svislé proužky stejné šířky b , nejlépe 1 cm = 1 m ve skutečnosti, pokud máme měřítko 1:100. Při této metodě se neuvažuje vliv sil sousedních proužků, řešíme pouze síly, které tyto pruhy zeminy přenašejí na příslušný úsek smykové plochy a určíme výsledný moment pasivních a aktivních sil ke středu otáčení. Na smykové ploše působí vlastní tíha proužku G (představuje ji svislice procházející středem proužku). Tíhu proužku G graficky rozložíme na složky normálové, které jsou kolmé ke smykové ploše a procházejí tedy středem O a na složky tangenciální T , které jsou tečnami ke kružnici.

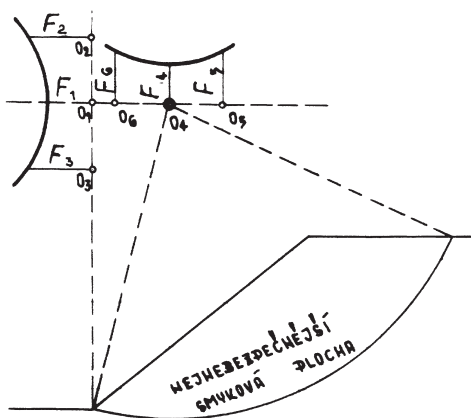
Pak stupeň stability

$$F = \frac{M_{\text{pasivních sil}}}{M_{\text{aktivních sil}}} = \frac{\sum N \cdot \text{tg } \varphi + c \sum \Delta l \cdot 0,8}{\sum T - \sum T_0}$$

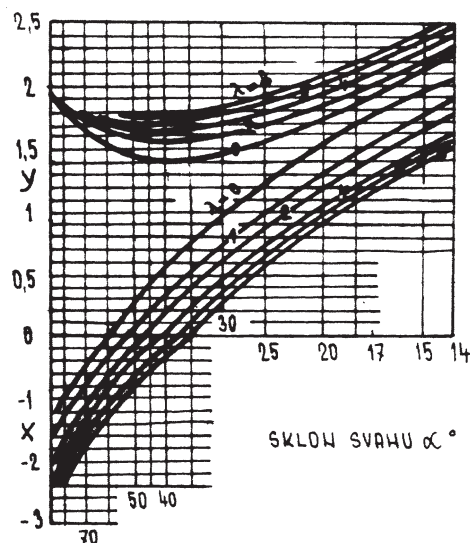
Kohezi uvažujeme pouze na 80 % délky smykové plochy $\sum \Delta l$, protože v horní části smykové plochy nepůsobí tíha plnou hodnotou a také proto, že v koruně svahu vznikají tahové trhliny. V dolní části smykové plochy se mohou vyskytnout tangenciální síly působící proti usmyknutí. Tyto síly T_0 pak uvažujeme jako síly pasivní a dáváme je do jmenovatele, ale se záporným znaménkem.

Stanovení tzv. nebezpečné smykové plochy

Uvedeným postupem bychom spočítali stupeň stability pouze pro libovolně zvolený střed otáčení a poloměr R kružnice. Pro posouzení stability svahu musíme znát tzv. **nebezpečnou**



Obr. 84.



Obr. 85.

smykovou plochu. Je to ta kružnice, u které je poměr sil pasivních k silám aktivním minimální, **pro kterou tedy dostaneme nejnížší stupeň stability.**

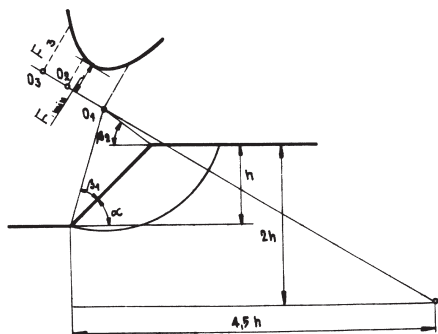
1. **Pettersonova metoda** – v případě, že se mění vlastnosti zeminy svahu, musíme hledat nejnebezpečnější smykovou plochu zkusmo, postupnou volbou středů otáčení a poloměrů smykové plochy. Při vyhledávání středů otáčení postupujeme tak, že středy hledáme na dvou přímkách k sobě kolmých a ke každému středu se vynese příslušný stupeň stability, který získáme uvedeným postupem podle Pettersona. Nejdříve vyšetříme stupně stability pro středy zvolené na svislici procházející patou svahu. Postupujeme tím směrem, kde se stupeň stability zmenšuje. Vynesené hodnoty F se spojí křivkou a najde se minimální stupeň stability F . V místě minima vedeme vodorovnou přímkou, na níž volíme další středy

Tab. 31. Úhly β_1 a β_2 pro různé sklony svahu α

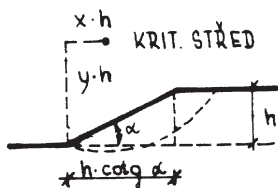
$\text{tg } \alpha$	1,73:1	1:1	1:1,5	1:2	1:3	1:5
α	60°	45°	33°41'	26°34'	18°25'	11°19'
β_1	29°	28°	26°	25°	25°20'	25°
β_2	40°	37°	35°	35°	35°30'	36°50'

kružnice. Obdobným způsobem určíme i zde minimální hodnotu F a jí odpovídající střed O . Tento bod je středem nebezpečné smykové plochy, jejíž stupeň stability je pro daný případ minimální.

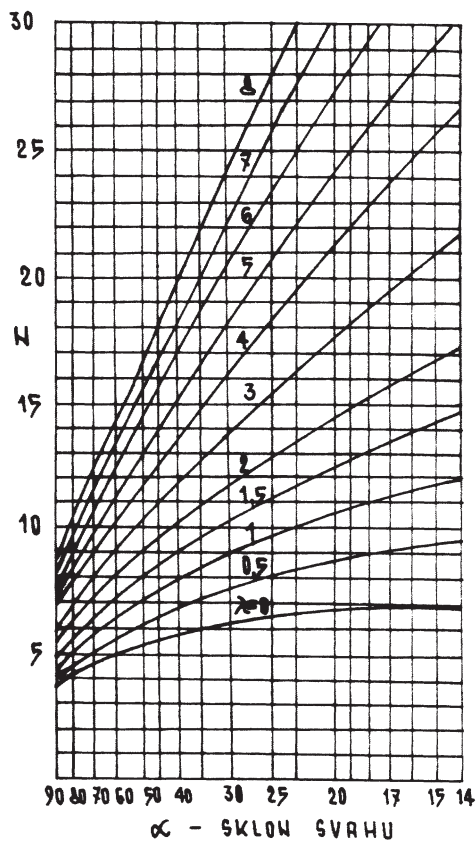
2. **Felleniova metoda.** V závislosti na sklonu navrhovaného svahu α odečteme z tab. 31 úhly β_1 a β_2 , pomocí kterých najdeme bod, kterým bude procházet hledaná přímka. Druhý bod je v hloubce rovné dvojnásobku výšky svahu ve vzdálenosti 4,5 násobku výšky od paty svahu.



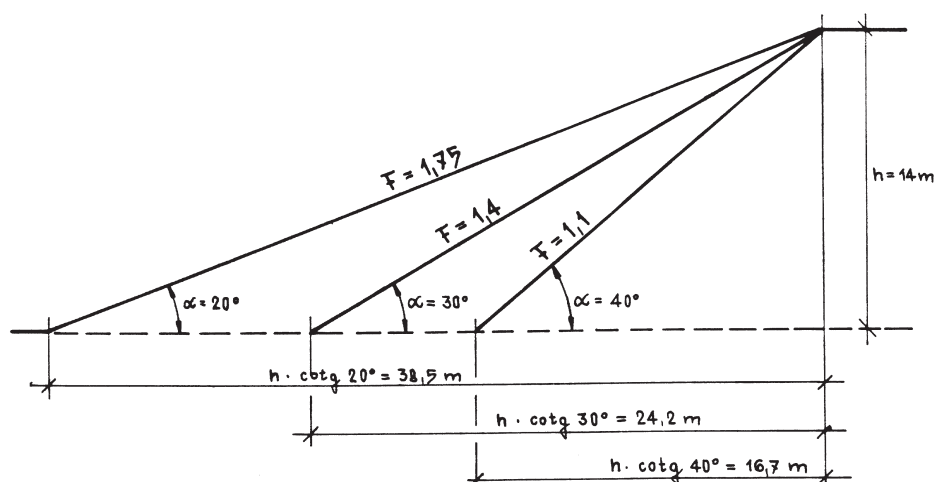
Obr. 86.



Obr. 87.



Obr. 88.



Obr. 89. Délky vodorovných průmětů pro navržené sklony svahů

V průřezu přímk vedených pod úhlem β_1, β_2 je střed nebezpečné smykové plochy, pokud úhel vnitřního tření $\varphi = 0$.

Když je $\varphi > 0$, potom střed smykové plochy určíme tak, že na přímk volíme středy kružnic a pro každou určíme stupeň stability F . Hodnoty F se vynesou kolmo z jednotlivých středů otáčení a spojí křivkou, ke které se vede tečna rovnoběžná s přímkou. V místě dotyku se spustí kolmice a tím dostaneme střed nejnebezpečnější smykové plochy, která dává nejnižší stupeň stability.

3. Pokud nejde o zvrstvený svah, můžeme určit střed kritické kružnice podle **Rodrigueze**. Střed nebezpečné kružnice je dán souřadnicemi x a y , které najdeme pomocí hodnoty

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varphi_d}{c_d}$$

Podle sklonu svahu pro vypočítanou hodnotu λ odečteme z grafu na obr. 85 velikost souřadnic x a y . Od paty svahu vyneseme $y \cdot h$ a $x \cdot h$ – dostaneme střed kritické kružnice (obr. 87).

Podle Rodrigueze můžeme pro homogenní svah též určit stupeň stability svahu F . Z grafu na obr. 88 najdeme pro vypočtenou hodnotu λ a navržený sklon svahu a velikost součinitele N pak

$$F = N \cdot \frac{c_d}{\gamma \cdot h}$$

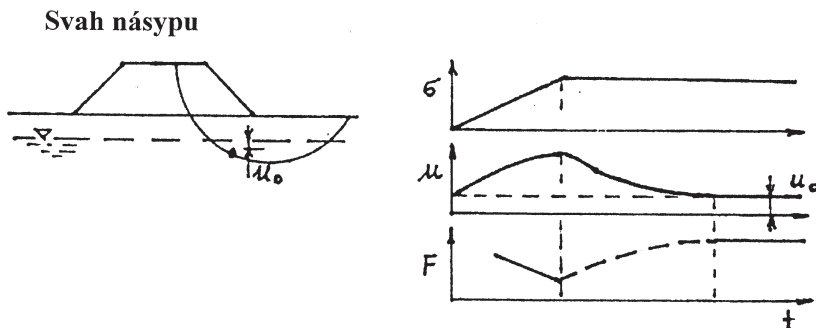
h – výška svahu.

Tab. 33. Předběžný návrh sklonu svahu

Zemina	Sklon svahu $\operatorname{tg} \alpha$				
	výška svahu do 3 m	výška svahu 3–6 m	výška svahu 6–9 m	výška svahu 9–12 m	výška svahu 12–15 m
písčítá hlína silt	1:1,25	1:1,6	1:1,75	1:1,9	1:1,2
písčítý silt prachový jíł	1:1,25	1:1,25	1:1,4	1:1,6	1:1,7
jíl $I_p > 30$	1:1,25	1:1,25	1:1,25	1:1,7	1:2
písek	1:1,25	1:1,25	1:1,25	1:1,25	1:1,25

10.3. Mezní stav celkové stability nebo únosnosti

Při řešení stability **svahu násypu** je nutno vzít v úvahu, že těsně po ukončení násypu v podloží v obecném bodě A dojde k největšímu nárůstu pórových tlaků, snížení smykové pevnosti zemin.

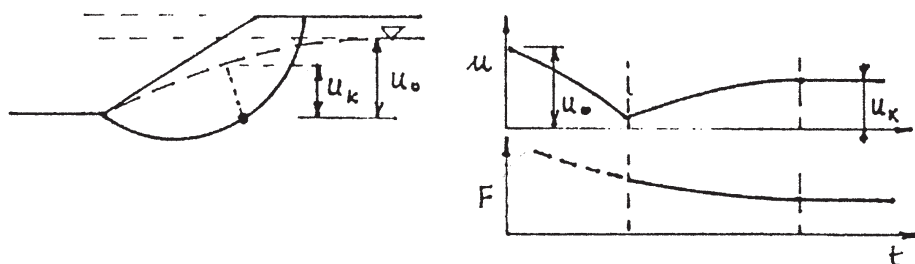


Obr. 90. Časový vývoj celkové stability násypu

S disipací pórových tlaků probíhá i sedání podloží (zejména u pomalu konsolidujících zemin, kde dochází k pomalé disipaci pórových tlaků, silně časově závislé). Vyhodnocení dané situace může vést k následujícím postupům:

- **stabilita svahu i těsně po dokončení násypu je dostatečná**, dodatečné sedání též nevyvolá žádné problémy (různé typy konstrukčních vrstev vozovek jsou různě citlivé na absolutní i nerovnoměrné deformace) – není nutné činit doplňková opatření. Tento případ je častý, pokud kvalita podloží je lepší než samotného násypu,
- **stabilita svahu těsně po dokončení násypu není dostatečná** či následné deformace nejsou akceptovatelné, klasické zmírnění sklonů násypu nemusí být optimálním řešením pro krátkodobou stabilitu, a proto následující varianty:
 - zabudování svislých vertikálních drénů do podloží násypu,
 - vyztužení kontaktu podloží a násypu,
 - výstavbu násypu provádět pod kontrolou za měření pórových tlaků v podloží – návrh pomocí observační metody – o nejvhodnější rychlosti sypání násypu..

Svah zářezu



Obr. 91. Časový vývoj celkové stability zářezu

Při řešení stability svahu zářezu je limitující stabilita dlouhodobá. Vlivem odtěžení výkopu dojde k odlehčení a tím i ke snížení pórových tlaků. To vede ke zvýšení smykové pevnosti a tím i stupně stability. Krátkodobě otevřené svahy výkopu lze realizovat v soudržných zeminách podstatně strmější. Při delším otevření dochází k postupným sesuvům.

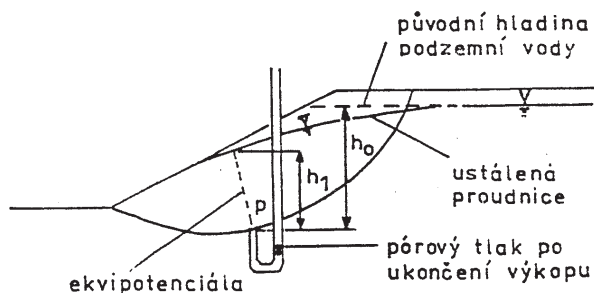
Dlouhodobá stabilita – efektivní parametry pevnosti

Krátkodobá stabilita (násypy) – totální parametry pevnosti

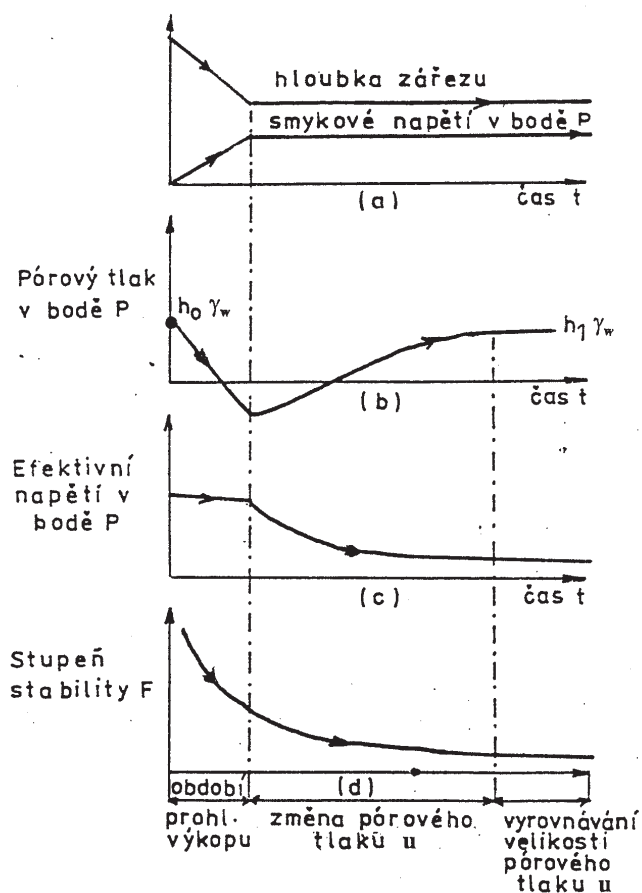
Překonsolidované potrhané jíly – buď nižší parametry nebo zanedbat soudržnost

Tab. 34.

Půda	Propustnost [m/sec]	c_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]
Kamenivo	5	0	45
Štěrk	$5 \cdot 10^{-4}$	0	43
Střední písek	-	0	33
Jemný písek	$1 \cdot 10^{-6}$	0	20 – 35
Prach	$3 \cdot 10^{-7}$	0	32
Normálně konsolidovaný jíł	$1,5 \cdot 10^{-10}$	0	32
Normálně konsolidovaný jíł s vysokou plasticitou	$1 \cdot 10^{-10}$	0	23
Překonsolidovaný jíł s nízkou plasticitou	$1 \cdot 10^{-10}$	8	32
Překonsolidovaný jíł s vysokou plasticitou	$5 \cdot 10^{-11}$	12	20



Obr. 93. Pórový tlak vznikající na potenciální smykové ploše při odlehčení (zářez)



Obr. 94. Změny pórového tlaku efektivního napětí a stupně stability pro svah výkopu (podle Bishopa a Bjerruma)

Sesuvné území – reziduální parametry

Výpočet – Petterson, Bishop, Janbu

Obecně v nesoudržných zeminách

Efektivní napětí je funkcí napětí totálního a pórového a závisí na něm mechanické účinky změny napětí jako je změna objemu nebo smykové pevnosti.

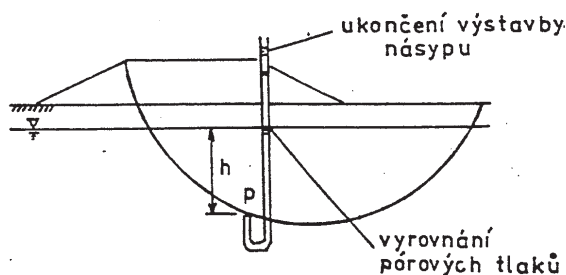
Krátkodobá a dlouhodobá stabilita

Rozdíly mezi smykovými charakteristikami písku a jílu nespočívají pouze v rozdílu mezi vlastnostmi smykového tření částic, ale spíše v zásadní odlišnosti v propustnosti zemin.

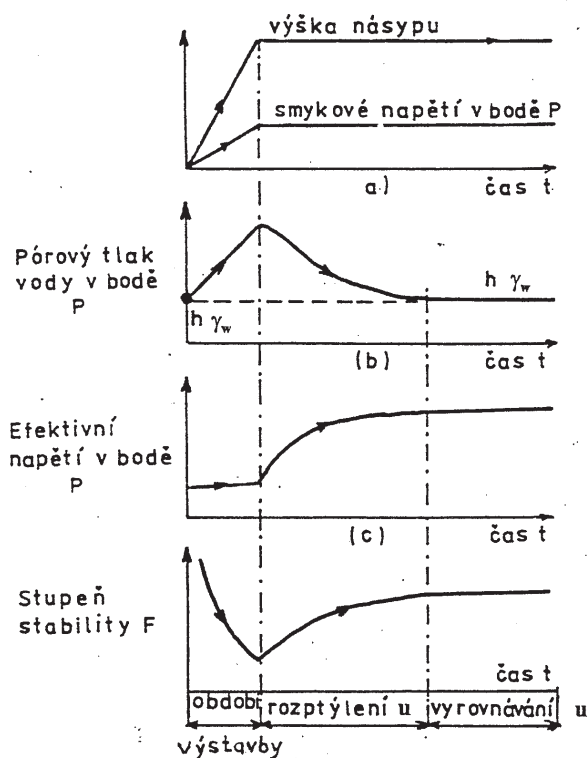
Vytváření pórového tlaku při zatížení zeminy

Veškeré úvahy o stabilitě v nasycených jemnozrnných zeminách závisejí na vlivu času. Je tomu tak proto, že průměrná velikost spojujících pórů je tak malá, že přemístění pórové vody je zpožděno viskózními silami.

Efektivní parametry pevnosti a propustnosti zemin (podle Bishopa a Bjerruma) jsou v tab. 34.



Obr. 95. Pórový tlak vznikající na potenciální smykové ploše při zatížení násypem



Obr. 96. Změny pórového tlaku, efektivního napětí a stupně stability při výstavbě násypu

Písek a normálně konsolidovaný jíl mají podobné parametry smykové pevnosti, ale propustnost jílu je o několik řádů menší, což vysvětluje jeho velkou časovou závislost.

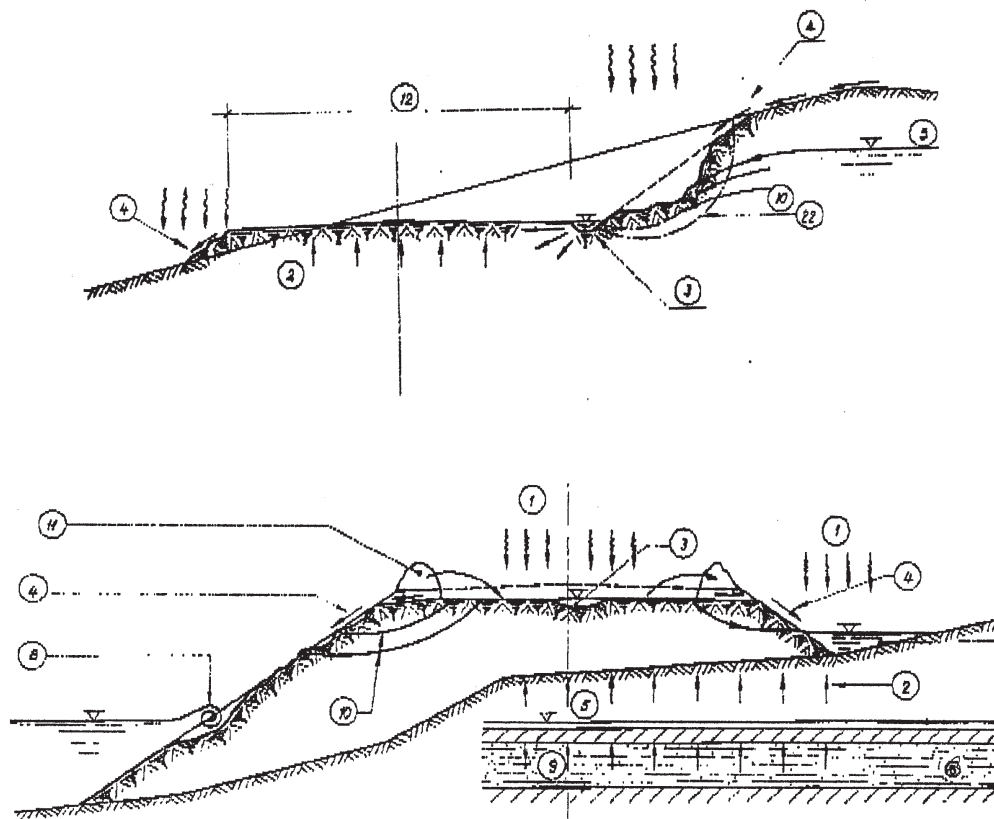
Chování jemnozrnných zemin závislé na čase, vyjadřující závislost změny pórového tlaku na změnách totálních napětí, mohou být uvažovány za podmínek odlehčení a zatížení podle Bishopa a Bjerruma.

Podmínky odlehčení

V jemnozrnné zemině, jako je jíl, viskózní odpor k toku pórové vody zabraňuje struktuře půdy, částečně zbavené vnějšího zatížení, aby se rychle rozpínala a nasávala pórovou vodu z okolní zeminy. Časem se toto sání rozptýlí odvodněním do oblasti sníženého pórového tlaku z okolní oblasti vyššího pórového tlaku neolivněného odlehčením (např. výkopem). Tato migrace pórové vody způsobí zvětšení objemu zeminy v pásmu vlivu, bobtnání a změkčení struktury zeminy a tím snížení smykové pevnosti. Minimální stupeň stability dostaneme při dlouhodobých podmínkách rovnováhy, kdy pórové tlaky již nejsou ovlivněny změnou napjatosti.

Podmínky zatížení

Přírůstek pórového tlaku má za následek snížení smykové pevnosti a tím i stupně stability. Časem se tento pórový tlak rozptýlí do oblastí neolivněné konstrukcí, tj. do oblastí s nižším pórovým tlakem. Postupnou konsolidací se zemina zpevňuje, zvyšuje se pevnost a tím i stabilita. Minimální stupeň bezpečnosti je tedy za podmínek krátkodobých, kdy je pevnost nejnižší.



Obr. 97. Vlivy poškozující stabilitu zemních konstrukcí: 1. srážková voda, 2. kapilární voda, 3. stagnující voda, 4. erodující voda, 5. podzemní voda, 6. propustné nasycené vrstvy zemin, 7. nepropustné vrstvy, 8. příbojové vlny, 9. artézská voda, 10. proudový tlak vody, 11. materiál ukládaný při hraně násypového tělesa, 12. koruna násypu, 22. smykové plochy **26/40**

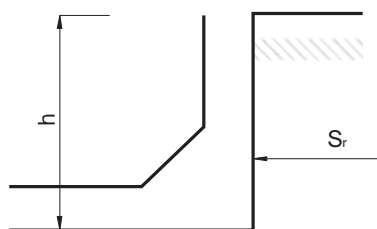
11. Zemní tlaky

Zemním tlakem nazýváme síly, kterými na sebe navzájem působí zemina a stavební konstrukce. Tento tlak zemin na svislou část stavební konstrukce je kromě vlastnosti zemin (parametrů pevnosti) a konstrukčního uspořádání závislý především na velikosti posunu, pootočení nebo přetvoření zatížené části svislé konstrukce.

Podle posunu konstrukce vůči zemině (viz obr. 105) rozlišujeme tři druhy zemních tlaků:

1. Zemní tlak v klidu S_r

je zatížení zemin působící na konstrukci, která je natolik pevná a tuhá, že nedojde k její deformaci, posunu či pootočení (např. tlak zemin na suterénní zdivo)



Obr. 102.

2. Zemní tlak aktivní S_a

Pokud dojde k posunu či pootočení konstrukce vlivem zatížení zeminou (stačí posun 1/1000 výšky konstrukce), nastane přechod z elastického stavu do plastického, postupně se aktivuje smyková pevnost, počáteční velikost zatížení klesá na hodnotu aktivního zemního tlaku.

Zemní tlak aktivní klesne na minimální hodnotu, když se plně mobilizuje smyková pevnost, tzn. když se vytvoří jedna, nebo více smykových ploch, tzn. že klín zemin ohraničený rubem konstrukce, povrchem terénu a smykovou plochou se dostane do stavu mezní rovnováhy.

S_a je tedy menší než S_r (např. opěrné a pažící konstrukce)

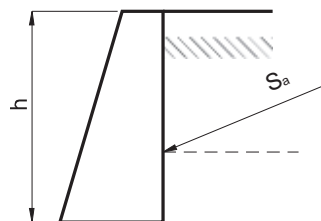
3. Pasivní zemní tlak (odpor) S_p

působí, pokud se konstrukce posunuje proti zemině, konstrukce je zatlačována do zemin větší silou.

Zemní tlak (odpor) vzrůstá. Maximální hodnoty dostaneme za předpokladu plné mobilizace smykové pevnosti na vznikající smykové ploše v zeminím masívu.

Pro plnou aktivizaci smykové pevnosti a tím pro vyvození plné hodnoty pasivního tlaku je potřeba větších posunů než při tlaku aktivním, až 1/10 h (např. kotvení stožárů, opěry mostů, kotvící systémy).

Z obr. 104 je zřejmé, že k vývinu tlaku aktivního stačí podstatně menší deformace (posun) než pro aktivizaci tlaku pasivního.



Obr. 103.

Rankinova teorie zemních tlaků

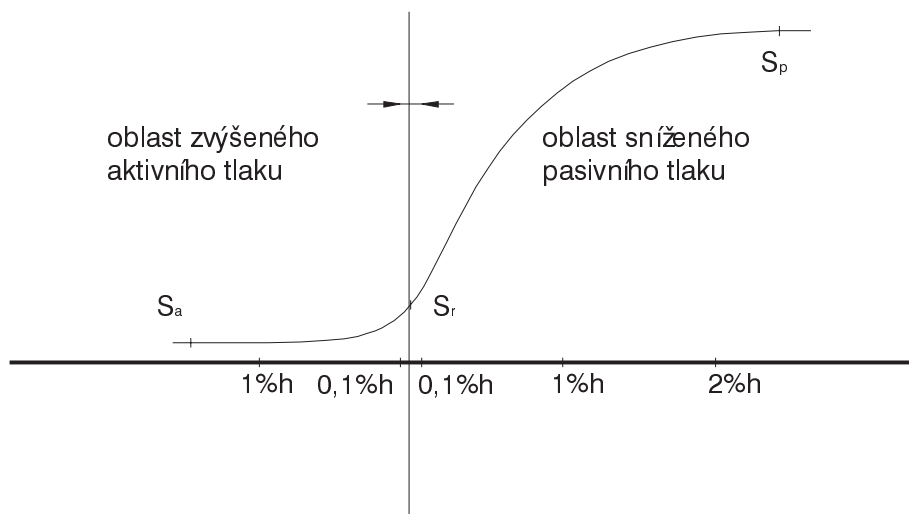
Pro méně náročné konstrukce je pro stanovení velikosti zemního tlaku nejrozšířenější **Rankinova teorie**. Rankin předpokládá, že se poloprostor nachází **ve stavu mezní rovnováhy**. **Smykové plochy jsou rovinné**. Základní řešení je tedy **pro zeminu nesoudržné**. Rankin zanedbává tření mezi konstrukcí a zeminou.

Při řešení velikosti zemních tlaků musíme znát vodorovné napětí σ_x

Aktivní zemní tlak S_a
posun 0,0001 - 0,001
výšky konstrukce

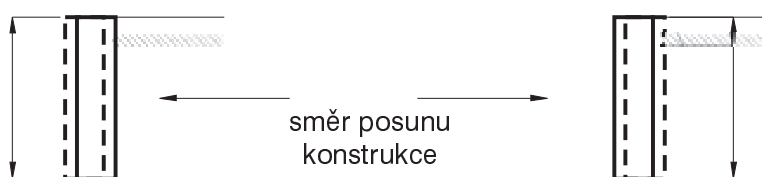
Zemní tlak v klidu S_r

Pasivní zemní tlak S_p
posun 0,001 - 0,01
výšky konstrukce



Aktivní tlak

Pasivní tlak



Obr. 104.

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot K$$

K je součinitelem zemního tlaku

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$$

Rozlišujeme:

K_r – součinitel zemního tlaku v klidu,

K_a – součinitel zemního tlaku aktivního,

K_p – součinitel zemního tlaku pasivního.

Vodorovné napětí σ_x s hloubkou lineárně vzrůstá. Výsledný tlak po výšce pak můžeme obecně vyjádřit

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k$$

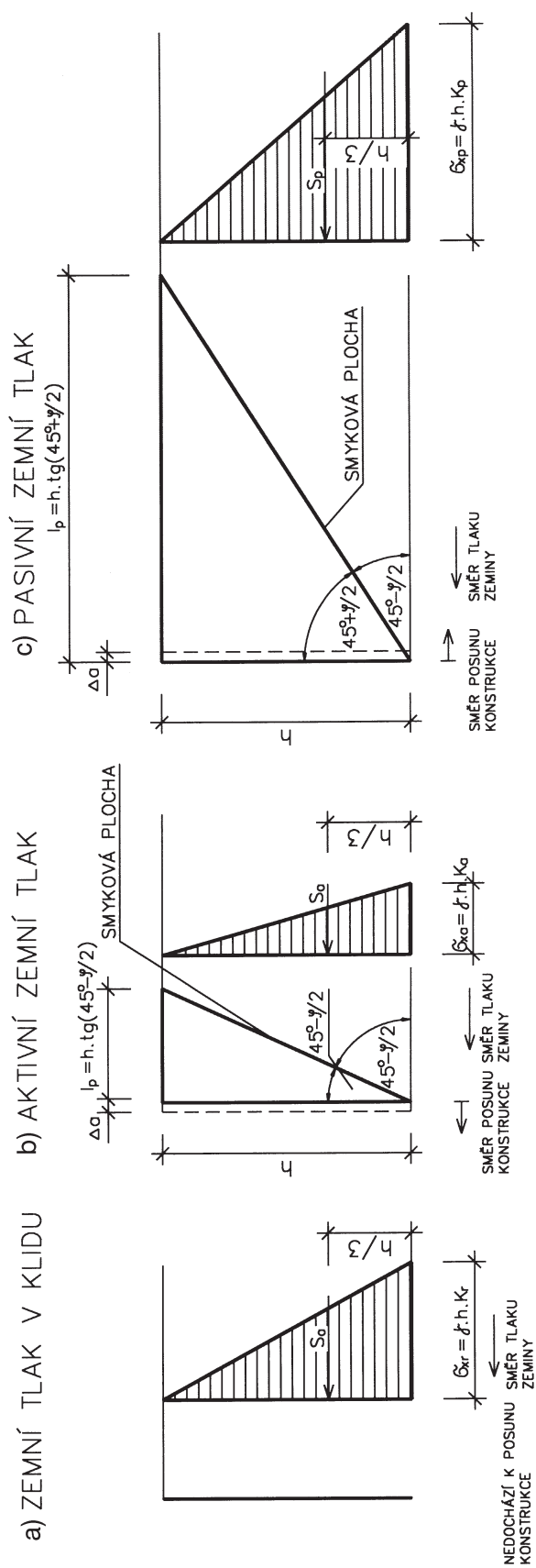
Výsledný zemní tlak bude plocha obrazce, v nejjednodušším případě je to plocha trojúhelníka (obr. 105 a 106).

Mohrovo zobrazení zemních tlaků nesoudržných zemin

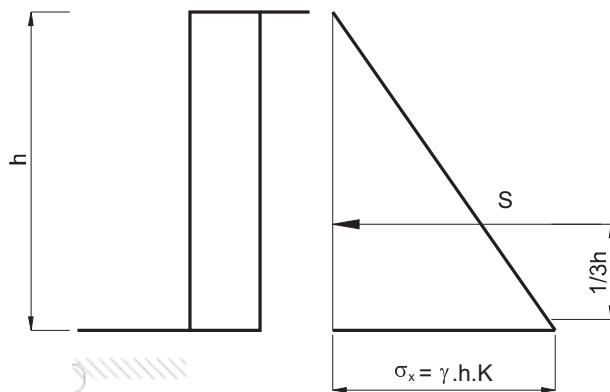
Pro znázornění změn stavu napjatosti využijme Mohrovo zobrazení (viz obr. 107a). Čáru pevnosti vykreslíme pod úhlem vnitřního tření φ_{ef} (jedná se o nesoudržnou zeminu).

Vidíme, že velikost svislého napětí

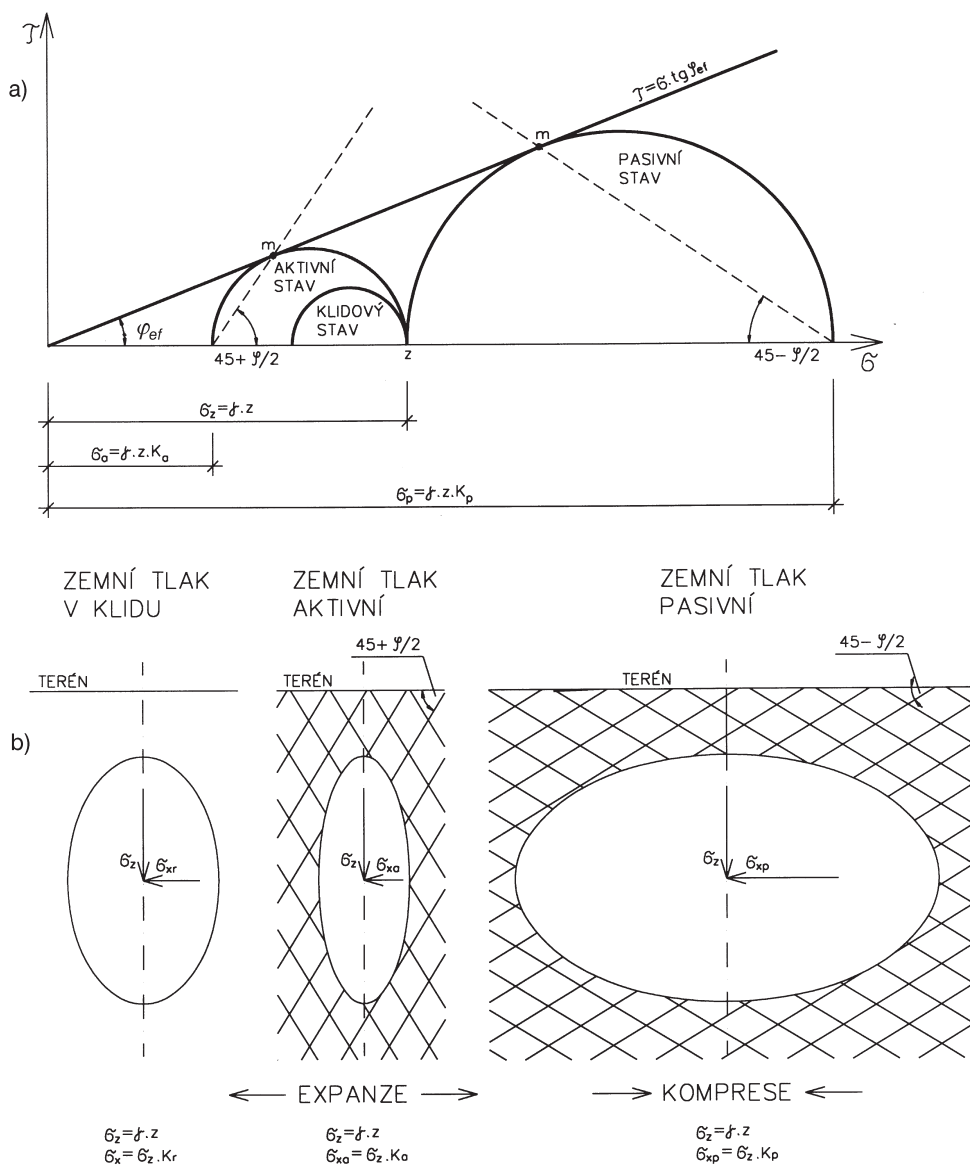
$$\sigma_z = \gamma \cdot z$$



Obr. 105. Vznik zemních tlaků nesoudržných zemin



Obr. 106.



Obr. 107. Mohrovo zobrazení zemních tlaků u nesoudržných zemin

Velikost vodorovného napětí σ_{xa} pro aktivní stav je oproti svislému napětí menší (tak, jak to známe u geostatického napětí)

$$\sigma_{xa} = \gamma \cdot z \cdot K_a \quad \text{součinitel zemního tlaku aktivního } K_a < 1.$$

Složka vodorovného napětí σ_{xp} pro stav pasivní je již podstatně větší než složka napětí svislého

$$\sigma_{xp} = \gamma \cdot z \cdot K_p \quad \text{součinitel zemního tlaku pasivního } K_p > 1$$

Vidíme, že pro napětí σ_z můžeme v souladu s Mohr-Coulombovým kritériem porušení nalézt pouze 2 kružnice, které vystihují mezní stav porušení, a to pro stav aktivní a pasivní.

Pro **stav klidový** (také geostatické napětí) můžeme Mohrovu kružnici vykreslit, ale víme, že nedojde k aktivizaci smykové pevnosti, nevytvoří se smyková plocha, tedy Mohrova kružnice se nemůže dotýkat Coulombovy čáry pevnosti.

Aktivní stav. V důsledku odklonění svislé konstrukce zůstává svislé napětí konstantní, ale dochází k expanzi zeminy ve vodorovném směru (obr. 107b), snižuje se vodorovné napětí až dojde k porušení.

$$\text{Vodorovné napětí } \sigma_{xa} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pasivní stav. Pro případ pasivního zemního tlaku zůstává svislé napětí opět konstantní, ale při tlaku konstrukce směrem do zeminy dochází ve vodorovném směru ke kompresi (obr. 107b). To znamená, že při konstantním svislém napětí σ_z bude vzrůstat vodorovné napětí σ_x až při určitém rozdílu napětí ($\sigma_z - \sigma_x$) dojde k porušení.

$$\text{Vodorovné napětí } \sigma_{xp} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Zemní tlak v klidu S_r

Základní podmínka $\varepsilon_x = 0$.

Součinitel zemního tlaku v klidu K_r

$$K_r = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{pro pružný poloprostor – pro } \mathbf{soudržné\ zeminy}$$

ν – Poissonovo číslo.

$$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} \quad \text{Jákyho rovnice – pro } \mathbf{nesoudržné\ zeminy}$$

Výsledný zemní tlak v klidu na stěnu výšky h pro případ trojúhelníkového rozložení zatížení

$$S_r = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_r$$

Zemní tlak aktivní S_a

Součinitel zemního tlaku aktivního

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Výsledný zemní tlak aktivní na stěnu výšky h pro případ trojúhelníkového rozložení zatížení

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

Pasivní zemní tlak (odpor) S_p

Součinitel zemního tlaku pasivního

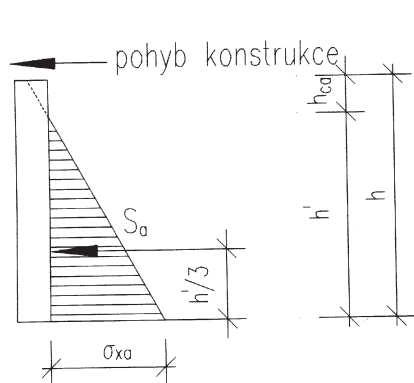
$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Výsledný zemní tlak aktivní na stěnu výšky h pro případ trojúhelníkového rozložení zatížení

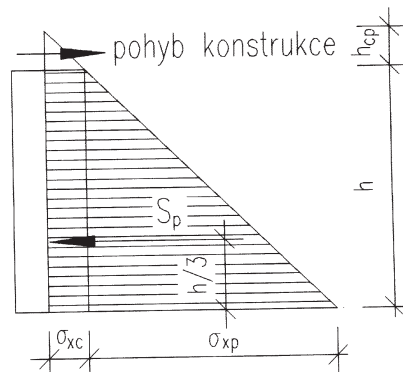
$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p$$

Aktivní a pasivní zemní tlak zemin soudržných

Vlivem soudržnosti vznikající v soudržných zeminách smykové **plochy zakřivené**. Proto pro tyto zeminy je vhodné pro výpočet velikosti zatížení použít jiné metody.



Obr. 108.



Obr. 109.

Pro přibližný výpočet (pro zeminy s větším úhlem vnitřního tření a menší kohezi) velikosti aktivního a pasivního zemního tlaku soudržných zemin můžeme aktivní tlak soudržné zeminy nahradit tlakem nesoudržné zeminy, která však působí pouze na zmenšené výšce ($h - h_{ca}$) v případě tlaku aktivního a na zvětšené výšce pro případ pasivního odporu zeminy (viz obr. 109 a obr. 110).

Aktivní tlak – soudržné zeminy

Velikost vodorovné složky

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$h_{ca} = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K_p}$$

h_{ca} – odpovídá hloubce, kde výsledné vodorovné napětí je nulové.

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h - h_{ca})^2 \cdot K_a$$

Vidíme, že vliv soudržnosti výsledný aktivní tlak zmenšuje.

Pasivní tlak – soudržné zeminy

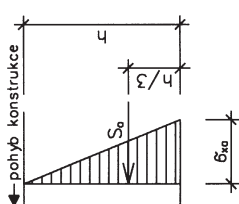
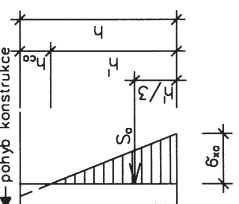
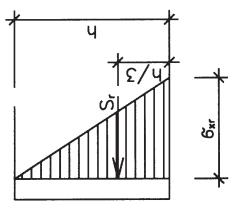
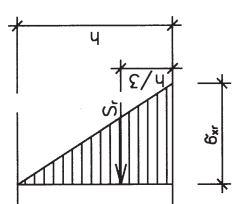
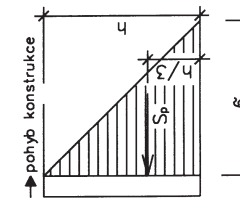
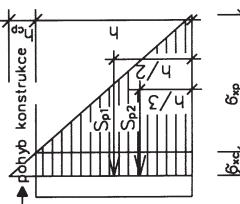
Vliv soudržnosti pasivní odpor zvyšuje

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p + 2c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$h_{cp} = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_p}} = \frac{2c}{\gamma} \cdot \sqrt{K_a}$$

h_{cp} – taková náhradní výška myšleného povrchu nesoudržné zeminy nad terénem, která dává v úrovni skutečného povrchu potřebný odpor

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h + h_{cp})^2 \cdot K_p + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_{cp}^2 \cdot K_p$$

ZEMNÍ TLAK	SYPKÉ ZEMINY	SOUHRŽNÉ ZEMINY
AKTIVNÍ	 $K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ $\gamma_{xa} = \gamma \cdot h \cdot K_a$ $S_o = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ $h_{xa} = 2.5 \sqrt{K_a}$	 $K_r = 1 - \sin \varphi$ $\gamma_{xr} = \gamma \cdot h \cdot K_r$ $S_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - \sin \varphi)$
V KLIDU	 $K_r = 1 - \sin \varphi$ $\gamma_{xr} = \gamma \cdot h \cdot K_r$ $S_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - \sin \varphi)$	 $K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ $\gamma_{xp} = \gamma \cdot h \cdot K_p$ $S_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ $h_{xp} = 2.5 \sqrt{K_p}$
PASIVNÍ	 $K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ $\gamma_{xp} = \gamma \cdot h \cdot K_p$ $S_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$	 $K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ $\gamma_{xc} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$ $\gamma_{xp} = \gamma \cdot h \cdot K_p$ $S_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot (h + h_{cp})^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2 \cdot c \cdot h_{cp} \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$ $h_{cp} = 2.5 \sqrt{K_p}$

Obr. 110.

12. Postup při návrhu plošného základu

1) Geotechnická kategorie

Náročnost konstrukce geotechnická kategorie (GK).

Složitost základových poměrů.

II. GK – pro návrh je možné použití směrných normových charakteristik (použití průkazných hodnot z laboratorních nebo polních zkoušek je však vždy vhodnější! – ekonomičtější návrh základové konstrukce)

I. GK – pro výpočet je nutné vycházet z průkazných hodnot!

2) Určení vstupních údajů – pevnostních a přetvárných parametrů základové půdy

- jedná se o II. GK – je možné použití směrných normových charakteristik,
- pro klasifikaci, zatřídění a pro určení směrných normových charakteristik musíme vyjít z průkazných hodnot fyzikálně-indexových zkoušek (vlhkost w , zrnitost, konzistenční meze w_L, w_P),
- na základě křivky zrnitosti a konzistenčních mezí (z diagramu plasticity) určíme název, symbol a třídu zeminy,
- název zeminy je vždy nutné doplnit o konzistenci zeminy – víme, že pokud se změní konzistence zeminy, je jiná únosnost, rozdílné sedání atd. Konzistenci určíme ze stupně konzistence I_C ,
- určení směrných normových charakteristik objemové tíhy γ , parametrů pevnosti (koheze c a úhlu vnitřního tření φ) a modulu přetvárnosti E_{def} ,
- zvolit, zda pro výpočet použijeme totální parametry pevnosti c_u, φ_u (pro zeminy, které pod stavbou pomalu konsolidují – jemnozrné zeminy), nebo efektivní parametry pevnosti c_{ef}, φ_{ef} (pro zeminy rychle konsolidující – písky),
- určíme výpočtové hodnoty parametrů pevnosti základové půdy φ_d, c_d ,
- pro I. MS (mezní stav) únosnosti vycházíme z extrémního výpočtového zatížení – je zadané,
- pro výpočet sedání II. MS vycházíme z hodnot provozního výpočtového zatížení. Tyto hodnoty můžeme podle čl. 78 ČSN 73 1001 získat dělením extrémního výpočtového zatížení součinitelem 1,2. Toto platí pro zatížení svislé, vodorovné a pro zatížení momentem.

3) Podmínky návrhu a posouzení základu a základové půdy podle I. a II. skupiny mezních stavů

A. Návrh základu podle I. skupiny mezních stavů – mezního stavu únosnosti

- pro návrh základu vycházíme z extrémního výpočtového zatížení v nejnepříznivější základní nebo mimořádné kombinaci,
- při výpočtu účinků od zatížení stavbou se pro I. MS obvykle předpokládá, že kontaktní napětí σ_{de} je v základové spáře rozděleno rovnoměrně na efektivní ploše základu A_{ef} .

Platí tedy

$$\sigma_{de} = \frac{V_{de}}{A_{ef}},$$

- určíme odklon výslednice sil od svislice V_{de} a excentricitu e ,
- návrh rozměrů základu – nejvhodnější je postup pomocí R_d (pro návrh uvažujeme součinitele s, d, i rovné 1)

$$\sigma_{de} = \frac{V_{de} + \tilde{G}}{A_{ef}}$$

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef}$$

$$b_{ef} = \tilde{b} - 2\tilde{e}_b$$

$$l_{ef} = \tilde{l} - 2\tilde{e}_l$$

\tilde{G} – odhad tíhy patky a záhozu (asi 30 % svislé síly V_{de}),

\tilde{b} – přibližná šířka základu,

\tilde{l} – přibližná délka základu,

\tilde{e} – přibližná excentricita.

Pro předběžný návrh $\sigma_{de} \leq R_d$.

- orientační návrh šířky a délky základové patky můžeme provést pomocí tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt} (nezapomenout na opravu tabulkové hodnoty o vliv hloubky založení, hladiny podzemní vody, příp. o vliv nestlačitelného podloží)

$$\sigma_{ds} = \frac{V_{ds} + \tilde{G}}{A_{ef}} \leq R_{dt}$$

- návrh dvoustupňové patky (nakreslit obr. včetně navržené hloubky podloží).

Posouzení návrhu patky

I. MS – mezní stav únosnosti

- výpočet skutečné tíhy patky a zásypu,
- výpočet skutečného kontaktního napětí,
- výpočet únosnosti základové půdy – výpočtová únosnost R_d (pozor – nahradit b , příp. l efektivními rozměry základu b_{ef} , příp. l_{ef} – a to v součinitelích s , d a v rovnici R_d),
- nakreslit obr. efektivní plochy A_{ef} ,
- posouzení základu z hlediska I. skupiny mezních stavů (napsat, zda je možné rozměry základu zmenšit, zvětšit apod.). Poznámka: při správně navrhnutém základu by z ekonomického hlediska neměl být rozdíl mezi σ_{de} a R_d větší než 5 %.

Posouzení vodorovných silových účinků

- pro posouzení výpočtové složky zemního tlaku použijeme podmínky zemního tlaku v klidu S_r ,
- posouzení, zda základ vyhovuje i této podmínce.

B. Návrh základu podle II. skupiny mezních stavů – mezního stavu přetvoření

- určíme tuhost základu – patka je většinou základ tuhý – průměrné sedání (svislé napětí) vypočítáme pod charakteristickým bodem, pomocí vztahu z normy ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy (s uvažováním strukturální pevnost $\sigma_s = m \sigma_{or}$),
- deformační modul určený z normy E_{def} přepočítáme na edometrický modul E_{oed} pomocí součinitele β ,
- pro výpočet sedání vycházíme z hodnot provozního výpočtového zatížení,
- spočítat provozní výpočtové napětí σ_{ds} . Z hodnot provozního výpočtového zatížení vypočítáme excentricitu e a efektivní plochu A_{ef} ,
- spočítat přetížení σ_{ol} ,
- výpočet geostatického napětí σ_{or} ,
- výpočet napětí od přetížení σ_z , výpočet strukturální pevnosti σ_s ,
- redukce hloubky z pomocí součinitele κ_1 ,
- rozdělení podloží od základové spáry na vrstvy, sedání počítat pro střed vrstvy,
- mocnost prvních dvou vrstev by neměla překročit poloviční šířku základu

$$\bar{h}_1 + \bar{h}_2 < \frac{b}{2}$$

- nakreslit výpočtový model sedání (průběh σ_{or} , σ_s , σ_z , hloubku deformační zóny z_z),
- posouzení na II. MS – sednutí z hlediska dosaženého přetížení základové půdy, nerovnoměrné sednutí.

Příloha 1.

Třída	Symbol	Charakteristika	Konzistence					
			měkká	tuhá	pevná	tvrdá		
			—	—	S _v > 0,8	S _v < 0,8	S _v > 0,3	S _v < 0,3
F 1	MG	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,0;$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	5 až 10	10 až 20	12 až 21	15 až 30		
		c_u kPa	40	70	70	70 až 80		
		φ_u °	0	0	10	12 až 15		
		c_{df} kPa	4 až 12		8 až 16	16 až 12		
		φ_{df} °	26 až 32					
F 2	CG	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,5;$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	4 až 8	7 až 15	10 až 12	18 až 25		
		c_u kPa	30	60	60	60 až 70		
		φ_u °	0	0	10	12 až 15		
		c_{df} kPa	6 až 14		10 až 18	18 až 36		
		φ_{df} °	24 až 30					
F 3	MS	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,0;$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	3 až 6	5 až 8	8 až 12	12 až 15		
		c_u kPa	30	60	60	60 až 70		
		φ_u °	0	0	10	12 až 15		
		c_{df} kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40		
		φ_{df} °	24 až 29					
F 4	CS	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,5;$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	2,5 až 4	4 až 6	5 až 8	8 až 12		
		c_u kPa	30	50	70	70 až 80		
		φ_u °	0	0	5	8 až 14		
		c_{df} kPa	10 až 18		14 až 22	22 až 44		
		φ_{df} °	22 až 27					
F 5	ML MI	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 20,0$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	1,5 až 3	3 až 5	5 až 8	7 až 10	10 až 15	12 až 20
		c_u kPa	30	60	70	70 až 80	200	80 až 90
		φ_u °	0	0	5	8 až 14	0	15 až 20
		c_{df} kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40	20 až 28	vyšetří se zkouškami
		φ_{df} °	19 až 23					
F 6	CL CI	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	1,5 až 3	3 až 6	6 až 8	8 až 12	10 až 15	12 až 20
		c_u kPa	25	50	80	80 až 90	170	80 až 90
		φ_u °	0	0	0	4 až 12	0	14 až 18
		c_{df} kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40	20 až 28	vyšetří se zkouškami
		φ_{df} °	17 až 21					
F 7	MH MV ME	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	1 až 3	3 až 5	5 až 7	7 až 10	10 až 15	12 až 20
		c_u kPa	25	50	80	80 až 90	170	80 až 90
		φ_u °	0	0	0	4 až 12	0	14 až 18
		c_{df} kPa	4 až 10		8 až 16	14 až 28	16 až 24	vyšetří se zkouškami
		φ_{df} °	15 až 19					
F 8	CH CV CE	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,42; \beta = 0,37; \gamma = 20,5;$				vyšetří se zkouškami	
		E_{def} MPa	1 až 2	2 až 4	4 až 6	6 až 8	8 až 10	10 až 15
		c_u kPa	20	40	80	80 až 90	150	80 až 90
		φ_u °	0	0	0	3 až 10	0	12 až 16
		c_{df} kPa	2 až 8		6 až 14	14 až 28	14 až 22	vyšetří se zkouškami
		φ_{df} °	13 až 17					

V tabulce značí ν – Poissonovo číslo; převodní součinitel $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$; γ – objemová tíha kN/m³

Poznámka: Při výběru směrých charakteristik v rozsahu jednotlivých tříd se přihlíží k plasticitě a konzistenci.

Příloha 2.

SMĚRNÉ NORMOVÉ CHARAKTERISTIKY PÍŠČITÝCH ZEMIN

Třída	Symbol	ν	β	γ kN.m ⁻³	E_{def} MPa		φ_{ef}		c_{ef} kPa	Číselné ovlivňující stanovení charakteristik v rámci rozpětí třídy
					$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0	$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0		
S 1	SW	0,28	0,78	20	30 až 60	50 až 100	34 až 39	0	0	I_D , w, % g, tvar zrn, angularita
S 2	SP	0,28	0,78	18,5	15 až 35	30 až 50	32 až 35	0	0	
S 3	S-F	0,30	0,74	17,5	12 až 19	17 až 25	28 až 31	0	0	
S 4	SM	0,30	0,74	18	5 až 15	5 až 15	28 až 30	0 až 10	0 až 10	podíl jemných částic a kon- zistence zeminy
S 5	SC	0,35	0,62	18,5	4 až 12	4 až 12	26 až 28	4 až 12	4 až 12	

SMĚRNÉ NORMOVÉ CHARAKTERISTIKY ŠTĚRKOVITÝCH ZEMIN

Třída	Symbol	ν	β	γ kN.m ⁻³	E_{def} MPa		φ_{ef}		c_{ef} kPa	Číselné ovlivňující stanovení charakteristik v rámci rozpětí třídy
					$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0	$I_D =$ 0,33 až 0,67	$I_D =$ 0,67 až 1,0		
G 1	GW	0,20	0,90	21	250 až 390	360 až 500	36 až 41	0	0	I_D , w, % g, tvar zrn, angularita
G 2	GP	0,20	0,90	20	100 až 190	170 až 250	33 až 38	0	0	
G 3	G-F	0,25	0,83	19	80 až 90	90 až 100	30 až 35	0	0	
G 4	GM	0,30	0,74	19	60 až 80	60 až 80	30 až 35	0 až 8	0 až 8	podíl jemných částic a kon- zistence zeminy
G 5	GC	0,30	0,74	19,5	40 až 60	40 až 60	28 až 32	2 až 10	2 až 10	

13. Literatura

- [1] BAŽANT, Z.: Metody zakládání staveb, Academia 1983
- [2] CAPPER, L., CASSIE, F.: The mechanics of engineering soils, E. F. N. SPON Ltd., London, 1976
- [3] DRUSA, M., GRÁF, V., KRATOCHVÍL, M.: Mechanika zemin – Příklady, VŠDS, 1995
- [4] EICHLER, J.: Mechanika zemin, SNTL, 1978
- [5] EICHLER, J., MACEKOVÁ, V., WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemin a zakládání staveb, SNTL, 1981
- [6] JESENÁK, J.: Mechanika zemin, Bratislava, ES – SVŠT, 1985
- [7] HULLA, J. A kol.: Zakladanie stavieb, ALFA, SNTL, 1987
- [8] HULMAN, R., KLEPSATEL, F., BARTÁK, J.: Zakladanie staveb a PS, SVŠT, 1989
- [9] KÉZDI, A.: Talajmechanika I., II., Budapest, 1960
- [10] MENZELOVÁ, O.: Triaxiálne skúšky zemín, VUIS, 1979
- [11] MENCL, V.: Mechanika zemin a skalních hornin
- [12] MENCL, V.: Mechanika zemin, ČAV, 1955
- [13] MYSLIVEC, A., EICHLER, J., JESENÁK, J.: Mechanika zemin, SNTL – ALFA, 1970
- [14] SLIVOVSKÝ, M.: Geomechanika, VŠDS, 1993
- [15] ŠIMEK, J., VANÍČEK, I.: Vybrané statě z mechaniky zemin, SNTL, 1976
- [16] ŠTĚPÁNEK, Z.: Zakládání staveb – výpočty, ČVUT, 1993
- [17] TRESA, F., ŠMIHULA, G.: Mechanika zemin, SVŠT, 1989
- [18] VANÍČEK, I.: Mechanika zemin, ČVUT, 1996
- [19] VANÍČEK, I.: Sbíрка příkladů z mechaniky zemin, ČVUT, 1983
- [20] VANÍČEK, I., Kudrnáčová, I.: Mechanika zemin – cvičení, ČVUT, 1992
- [21] WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemin – návody a příklady do cvičení, VUT Brno, 1983
- [22] POWRIE, W.: Soil Mechanics. Concepts & Applications, Second Edition, SPON Press, London, 2002
- [22] BUDHU, M.: Soil Mechanics & Foundations, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA, 2000
- [22] WOOD, D.J.: Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, 1990
- [22] WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemin – Cvičení, CERM Brno, 1998
- [22] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V., MASOPUST, J.: Mechanika zemin a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM Brno, 2003
- [22] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V.: Příklady – Mechanika zemin a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM Brno, 2003

Normy ČSN: P, ENV 1997-1 (73 1000) – předběžná norma – Navrhování geotechnických konstrukcí.
Část 1: Obecná pravidla
73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy
72 1010 Stanovení objemové hmotnosti zemin. Laboratorní a polní metody

- 72 1011 Laboratorní stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemin
- 72 1012 Laboratorní stanovení vlhkosti zemin
- 72 1013 Laboratorní stanovení meze plasticity zemin
- 72 1014 Laboratorní stanovení meze tekutosti zemin
- 72 1015 Laboratorní stanovení zhutnitelnosti zemin
- 72 1018 Laboratorní stanovení relativní ulehlosti nesoudržných zemin
- 72 1019 Laboratorní stanovení smršťování zemin
- 72 1020 Laboratorní stanovení propustnosti zemin
- 72 1022 Laboratorné stanovenie uhličitanov v zeminách
- 72 1025 Laboratorní stanovení pevnosti jemnozrnných zemin v prostém tlaku
- 72 1026 Laboratorní stanovení smykové pevnosti zemin vrtulkovou zkouškou
- 72 1027 Laboratorní stanovení stlačitelnosti zemin v edometru
- 72 1031 Laboratorní metody stanovení smykové pevnosti zemin triaxiálním přístrojem (eqv ST SEV 5574-86)
- 72 1172 Stanovení zrnitosti a určení tvaru zrn kameniva
- 72 1191 Zkoušení míry namrzavosti zemin
- 73 0020 Názvosloví spolehlivosti stavebních konstrukcí a základových půd
- P, ENV 1997-2 (73 1000) – Navrhování geotechnických konstrukcí.
Část 2: Navrhování na základě laboratorních zkoušek
- P, ENV 1997-3 (73 1000) – Navrhování geotechnických konstrukcí
Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek
- EN ISO 14688-1 (72 1003) – Geotechnický průzkum a zkoušení –
Pojmenování a
zařďování zemin – Část 1: Pojmenování a popis
- EN ISO 14688-2 (72 1003) – Geotechnický průzkum a zkoušení –
Pojmenování a zařďování zemin – Část 2: Zásady pro
zařďování