



# Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zakládání staveb – Zemní tlaky na opěrné konstrukce

doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta



MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,  
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY



OP Vzdělávání  
pro konkurenceschopnost

INVESTICE DO ROZVOJE VZDĚLÁVÁNÍ

Inovace studijního oboru Geotechnika CZ.1.07/2.2.00/28.0009.  
Tento projekt je spolufinancován Evropským sociálním fondem a státním rozpočtem ČR.

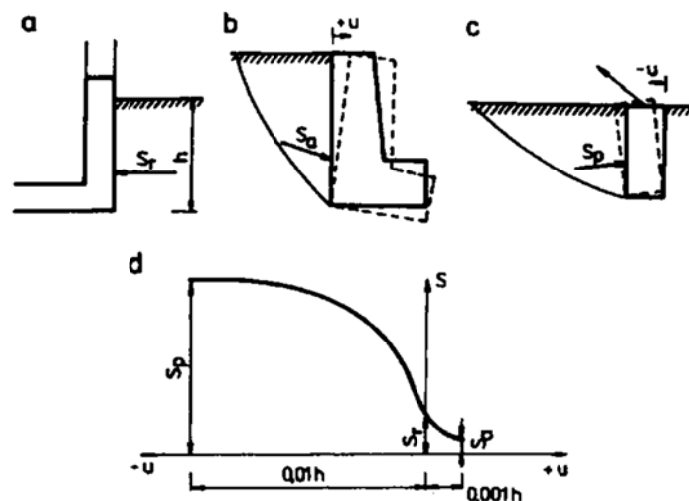
## ZEMNÍ TLAKY

### Zatížení – zemní tlaky (všeobecně)

- (1) Zemní tlak se počítá podle ČSN EN 1997-1 a její přílohy C, nebo podle ustanovení v této kapitole.
- (2) Velikost a rozdělení zemního tlaku na stavební konstrukce se stanoví:
  - početně nebo graficky na základě vyšetření mezní rovnováhy,
  - numerickým modelováním,
  - experimentálně.
- (3) Početně nebo graficky na základě vyšetření mezní rovnováhy se stanoví zemní tlaky s využitím klasických postupů (Coulomb, Rankine, Caquot-Kérisel a jiné). Tyto postupy umožňují stanovit mezní hodnoty zemních tlaků na základě znalosti smykových parametrů zeminy a předpokládaného způsobu a velikosti přetvoření stavební konstrukce.
- (4) Numerickým modelováním se stanoví zemní tlaky zejména s využitím metody konečných prvků nebo hraničních prvků popř. metody „závislých tlaků“.
- (5) Experimentálně se stanoví zemní tlaky s využitím buď výsledků laboratorních měření na modelech z ekvivalentních materiálů konstruovaných na základě teorie fyzikální podobnosti nebo výsledků přímých měření na konstrukcích „in situ“.

### Druhy

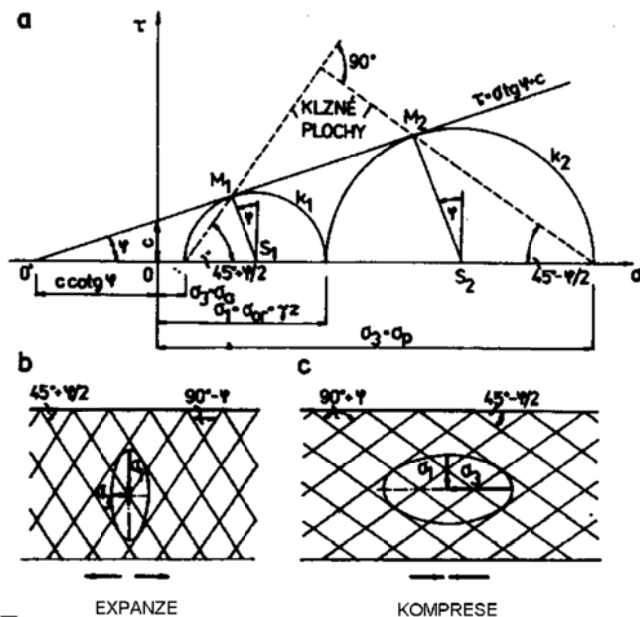
- tlak v klidu  $S_r$
- aktivní zemní tlak  $S_a$
- pasivní odpor  $S_p$



Obr. 1. Druhy zemních tlaků

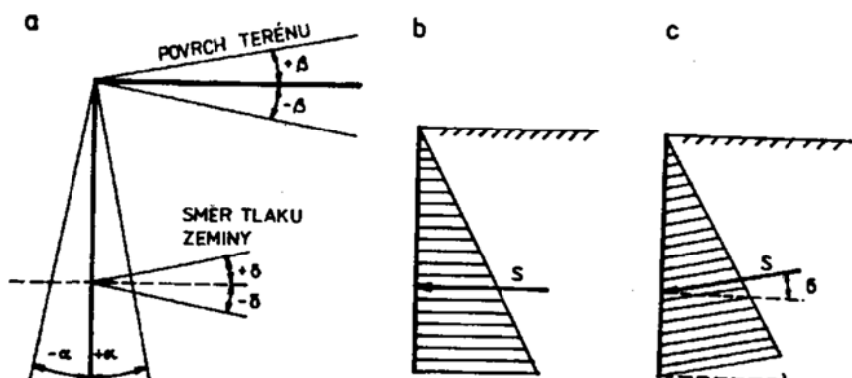
- a) tlak zeminy v klidu, b) aktivní zemní tlak, c) pasivní zemní odpor, d) závislost velikosti zemního tlaku od deformace stěny

Princip určování: teorie mezní rovnováhy, rovinná úloha, předpoklad rovinných kluzných ploch



Obr. 2. Rankinův stav mezní rovnováhy v soudržné zemině  
 a) Mohrovo zobrazení, b) aktivní tlak, c) pasivní odpor

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



Obr. 3. Označení při výpočtu zemních tlaků  
 a) orientace úhlů, b) působení zemního tlaku, c) působení zemního tlaku při  $\delta \neq 0$

### Zemní tlak v klidu, aktivní zemní tlak a pasivní zemní tlak

- (1) Velikost zemního tlaku na konstrukci závisí na vlastnostech zemině, na druhu konstrukce a jejím uložení v zemině.
- (2) Zemní tlak může nabývat jakýchkoli hodnot mezi aktivním a pasivním zemním tlakem v závislosti na velikosti přetvoření a přemístění konstrukce nebo její části (obr. 4).

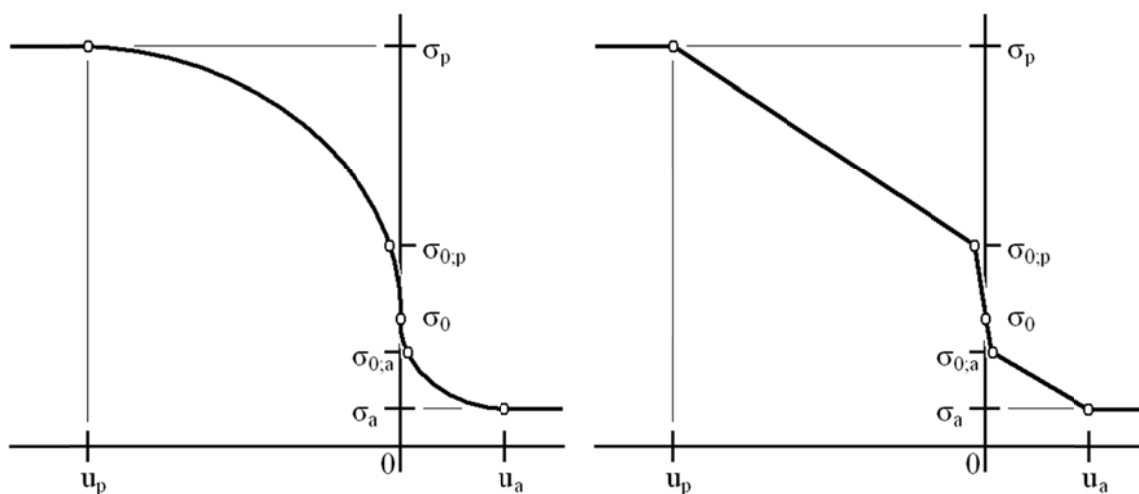
- při velmi malých (prakticky zanedbatelných) přemístěních je zemina převážně v pružném stavu a zemní tlak v klidu nabývá hodnot z intervalu  $(\sigma_{0,a}; \sigma_{0,p})$ , uvnitř kterého leží počáteční (výchozí) tlak v klidu (překonsolidované) zemině v přirozeném uložení, ale také např. boční tlak odpovídající hydrostatickému stavu napjatosti, při kterém jsou konsolidovány vzorky v trojosém smykovém přístroji.
- při větším ústupu konstrukce před tlakem zemině nabývají postupně na významu plastické (nevratné) složky přetvoření a zemní tlak nabývá hodnot zvýšeného aktivního tlaku až nakonec mezní (nejmenší) hodnoty aktivního zemního tlaku  $\sigma_{0,a}$ .

- při větším zatlačení konstrukce do zeminy nabývají postupně na významu plastické (nevratné) složky přetvoření a zemní tlak nabývá hodnot sníženého pasivního tlaku až nakonec mezní (největší) hodnoty pasivního zemního tlaku  $\sigma_{0;p}$ .

(3) Při stanovení zemního tlaku na konstrukci je třeba posoudit jeho možnou změnu s časem.

(4) Zemní tlak zemin nesoudržných nebo soudržných propustných, nasycených vodou, se při vyšetření na základě mezní rovnováhy vypočte jako součet tlaků zeminy o objemové tíze zeminy pod vodou  $\gamma_{su}$ , ovlivněné případně proudovým tlakem, a tlaku vody v pórech. Při stanovení zemního tlaku se vychází z efektivních parametrů smykové pevnosti zeminy.

(5) Je-li zamezeno proudění vody pod konstrukcí, působí na konstrukci vedle tlaku zeminy hydrostatický tlak vody.



Obr. 4. Průběh hodnot zemního tlaku v závislosti na přemístění konstrukce a jeho zjednodušené polygonální schéma (vpravo)

(6) Je-li umožněno proudění vody pod konstrukcí, působí na konstrukci vedle tlaku zeminy ovlivněné proudovým tlakem hydrostatický tlak vody, který se rovná hydrostatickému tlaku vody v klidu zmenšenému o ztráty tlaku při proudění. Rozdělení hydrostatického přetlaku vody se stanoví z proudové sítě nebo se přibližně uvažuje podle obrázku 13.

(7) Při výpočtu zemního tlaku v oblasti sestupného proudění se zavede objemová tíha zeminy hodnotou  $\gamma = \gamma_{su} + \Delta\gamma$  a v oblasti vzestupného proudění  $\gamma = \gamma_{su} - \Delta\gamma$ . Změna  $\Delta\gamma$  objemové tíhy zeminy  $\gamma_{su}$  se může určit pro přibližné řešení ve stejnorodé zemině ze vzorce:

$$\Delta\gamma = \gamma_w \frac{h_w}{d_d + 2d_u},$$

kde je  $h_w$  rozdíl hladin před a za konstrukcí,  $d_d$  ( $d_u$ ) délka průsakové dráhy vody podél konstrukce v sestupném (vzestupném) proudění.

(8) Zemní tlak nasycené soudržné plastické nekonsolidované zeminy se vypočte s použitím totálních parametrů smykové pevnosti zeminy a s použitím objemové tíhy nasycené zeminy  $\gamma_{sat}$ . V tomto případě se samostatný tlak vody na konstrukci neuvažuje.

## AKTIVNÍ ZEMNÍ TLAK

Aktivní zemní tlak je nejnižší hodnota bočního tlaku zeminy na konstrukci, která před tlakem zeminy ustupuje. Aktivní tlak působí při dosažení vrcholových parametrů smykové pevnosti zeminy na smykové ploše pohybujícího se zemního tělesa. S růstem deformace může u zemin s dilatantním chováním docházet k poklesu parametrů smykové pevnosti z vrcholových hodnot k reziduálním a v důsledku toho k zvyšování velikosti (aktivního) bočního tlaku. Po zastavení pohybu „aktivního“ klínu zeminy může s časem narůstat boční tlak v důsledku reologických procesů v zemině. Použití aktivního tlaku bez jeho redukce příslušnými dílčími součiniteli spolehlivosti dle ČSN EN 1997-1 se proto nedoporučuje.

### a) v nesoudržných zeminách

součinitel aktivního zemního tlaku: 
$$K_a = f(\varphi, \alpha, \beta, \delta)$$

pokud  $\alpha = \beta = 0$  a tření = 0 pak: 
$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

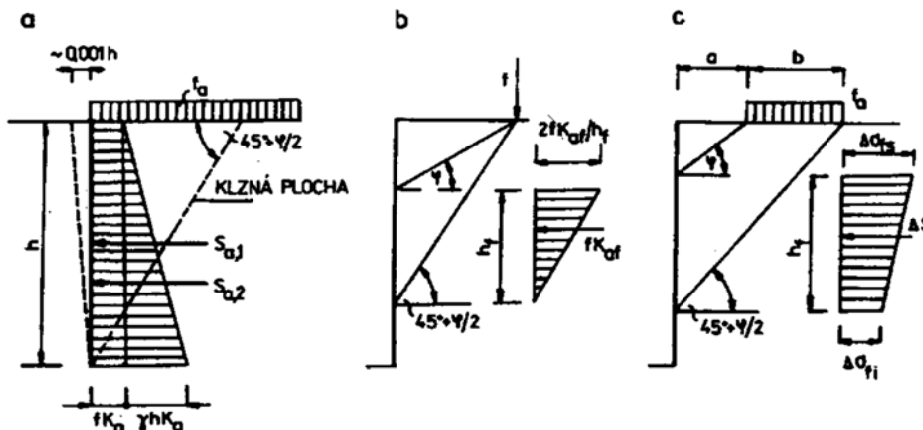
tření:  $\delta = \frac{2}{3}\varphi$  - bez suspenze

$\delta = \frac{1}{2}\varphi \approx \frac{1}{3}\varphi$  - se suspenzí

$\delta = \frac{1}{3}\varphi \approx 0$  - štetovnice a asfaltové povrchy

Při stanovení velikosti třecího úhlu  $\delta$  musí být vzaty v úvahu:

- kvalita úpravy rubu konstrukce –  $\operatorname{tg}\delta$  nesmí překročit součinitel tření rubu konstrukce,
- principy mechaniky zemin – velikost úhlu tření na obecné rovině je dána jejím odklonem od smykové plochy (hlavní roviny). Předpoklad  $\delta = \varphi$  by např. znamenal, že smyková plocha svírá s rubem konstrukce úhel  $90^\circ - \varphi$ , tj. v případě svislého rubu konstrukce stabilní sklon  $\varphi$  od vodorovné,
- nezbytnost splnění součtové podmínky rovnováhy ve svislém směru – zejména v případě kotvených pažicích konstrukcí, zatížených již svislými složkami kotevnicích sil a s relativně malou velikostí horizontální i vertikální složky pasivního odporu, může být mezní hodnota tření na „aktivním“ rubu konstrukce výrazně omezena.



Obr. 5. Vliv přetížení povrchu na velikost horizontální složky aktivního tlaku  
 a) rovnoměrné zatížení povrchu, b) přímkové zatížení, c) rovnoměrné pásové zatížení

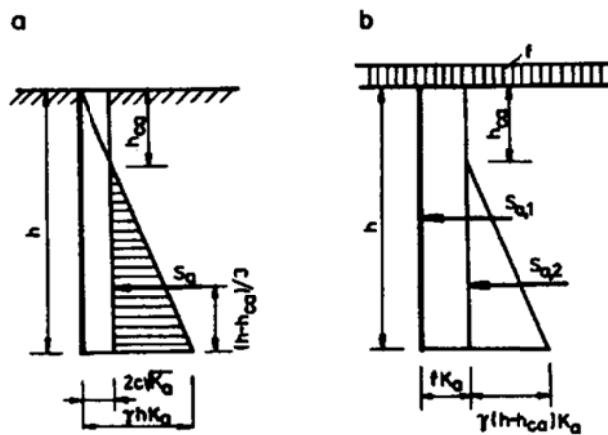
vliv vozidel - obr.5. a)  
 přímkové zatížení - obr.5. b) - min 0,6 m od rubu  
 rovnoměrné pásové zatížení - obr.5. c)

### b) v soudržných zeminách

případy zemin působících na konstrukci:

- částečně sycená -  $\varphi_{ef}, c_{ef}$ , rovinná kluzná plocha
- nasycená -  $\varphi_u, c_u$ , zakřivená plocha
- po skončení konsolidace -  $\varphi_u, c_u$ ,
- překonsolidovaná -  $\varphi_r, c_r$ ,

Přibližné řešení: rovinná plocha se sklonem  $45 + \frac{\varphi}{2}$



Obr. 6. Aktivní tlak v soudržné zemině  
 a) znázornění udržovací výšky, b) vliv přitížení povrchu

vodorovné napětí  $\sigma_a$

udržovací výška (ve které nepůsobí napětí)  $h_{ca} = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K_p}$

Vliv rovnoměrného zatížení obr. 6. b)  $S_{a1}, S_{a2}$

## PASIVNÍ ZEMNÍ ODPOR

Pasivní zemní tlak je nejvyšší hodnota bočního tlaku zeminy na konstrukci, která je tlačena proti zemině. Pasivní tlak působí při dosažení vrcholových parametrů smykové pevnosti zeminy na smykové ploše pohybujícího se zemního tělesa. S růstem deformace může v zeminách s dilatantním chováním docházet k poklesu parametrů smykové pevnosti z vrcholových hodnot k reziduálním a v důsledku toho k snižování velikosti (pasivního) bočního tlaku. Po zastavení pohybu „pasivního“ klínu zeminy může s časem klesat boční tlak v důsledku reologických procesů v zemině. Přemístění konstrukce nutná k mobilizaci plného pasivního tlaku jsou při tom relativně velká. Použití pasivního tlaku bez jeho redukce příslušnými dílčími součiniteli spolehlivosti dle ČSN EN 1997-1 se proto nedoporučuje.

Při stanovení pasivního zemního tlaku se převážně vychází ze zakřivených smykových ploch. Řeší se podle ČSN EN 1997-1, příloha C.

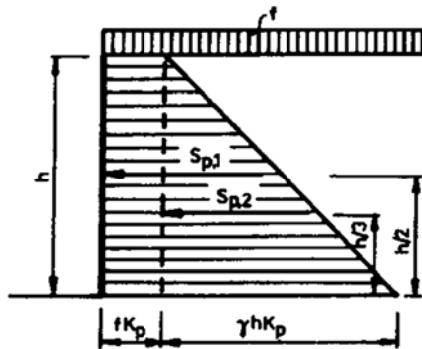
Předpoklad rovinných smykových ploch lze použít u nesoudržných zemin, pokud tření mezi zeminou a rubem konstrukce lze zanedbat, tj. při hladkých rubových plochách a pro přibližné výpočty.

**a) v nesoudržných zeminách**

součinitel pasivního odporu: 
$$K_p = f(\varphi, \alpha, \beta, \delta) = \frac{1}{K_a}$$

pokud  $\alpha = \beta = 0$  a tření = 0 pak: 
$$K_p = \text{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

tření  $\delta$  - stejné jako u aktivního tlaku, ale záporné znaménko

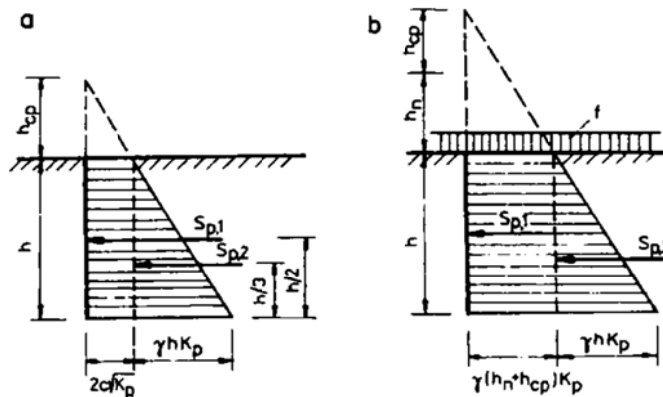


Obr. 7. Stanovení pasivního odporu zeminy za předpokladu rovinných kluzných ploch a rovnoměrného zatížení

- rovnoměrné zatížení: a) horizontální složka  $S_{p1}$   
 b) pasivní odpor samotné zeminy  $S_{p2}$

**b) v soudržných zeminách**

Rankin  $\sigma_p$



Obr. 8. Pasivní odpory v soudržné zemině  
 a) nezatížený povrch území, b) vliv přitížení povrchu

na povrchu působí odpor  $2c\sqrt{K_p}$

náhradní výška (účinek myšlené vrstvy)  $h_{cp} = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K_a}$

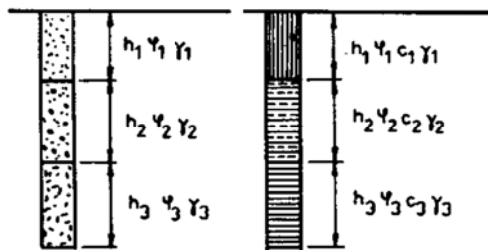
výsledný horizontální odpor  $S_p =$  součet ploch obrazců

Vliv rovnoměrného zatížení obr.8. b)  $S_p = S_{p1} + S_{p2}$ , zatížení nahradíme vrstvou  $h_n$  a vypočteme  $h_{cp}$

## VLIV VRSTEVNATOSTI PROSTŘEDÍ

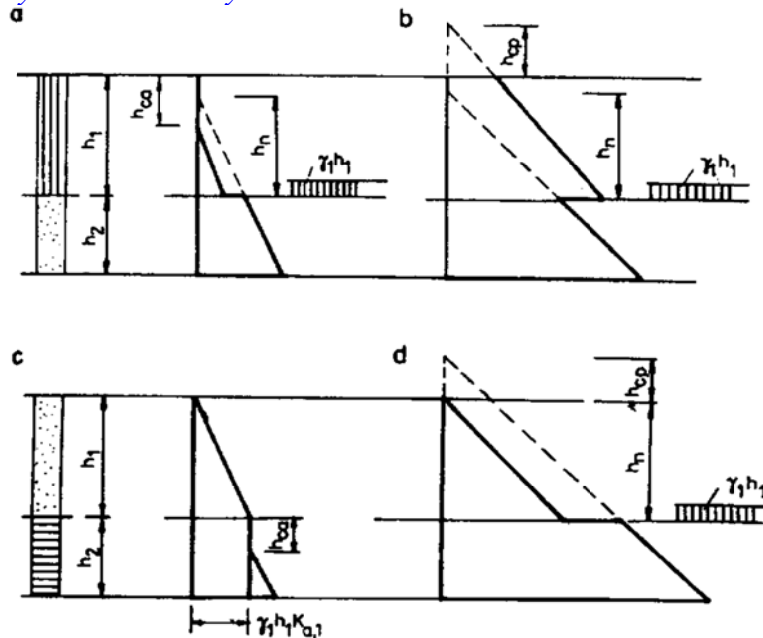
a) *bud' soudržné nebo nesoudržné zeminy*

$$\varphi, c, \gamma \quad \varphi = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} \quad c = \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i} \quad \gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}$$



Obr. 9. Zjednodušení vrstevnatého prostředí na izotropní

b) *střídání soudržných a nesoudržných zemín*



Obr. 10. Přibližné řešení zemních tlaků ve vrstevnatých zemích

Dvě situace: obr.10. a) b) soudržná v nadloží nesoudržné

Tlak -  $h_{ca}; h_1 - h_{ca}$ ; náhrada  $\gamma_1 h_1$  za  $h_n$

Odpor -  $h_{cp}; h_1 + h_{cp}$ ; náhrada  $\gamma_1 h_1$  za  $h_n$



obr.10. c) d) nesoudržná v nadloží soudržné  
 Tlak působí od povrchu a udržovací výšku  $h_{ca}$  odečítáme

## ZEMNÍ TLAK V KLIDU

Zemní tlak v klidu  $\sigma_0$  působící na svislý rub konstrukce v hloubce  $z$  pod povrchem vodorovného terénu se vypočte ze vzorce:

$$\sigma_0 = \sigma_z K_0 \sqrt{OCR},$$

kde  $OCR$  je poměr překonsolidačního napětí, kterým byla zemina konsolidována v minulosti, k současnému svislému napětí v hloubce  $z$  a součinitel zemního tlaku v klidu normálně konsolidované zeminy  $K_0$  se vypočte ze vzorce:

- obecně pro všechny druhy zemin:  $K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$ ,
- pro nesoudržné zeminy:  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$  (Jáky).
- Vzorec s použitím  $OCR$  vyjadřuje velikost počátečního (výchozího) tlaku v klidu před započítáním stavebních prací. Tuto hodnotu je však obtížné stanovit, zejména kvůli součiniteli  $OCR$ . Všechna případná měření, ať již na laboratorních vzorcích nebo „in situ“, jsou prováděna v zemině víceméně narušené odběrem vzorků, vrtáním nebo zatlačováním měřicích sond. Tato počáteční napjatost v klidu bude navíc narušena při výstavbě opětných konstrukcí (ražení štětovnic, hloubení výkopů, vrtání pilot, pažení jílovými suspenzemi, tlak čerstvého betonu a podobně). Znalost tohoto počátečního tlaku v klidu má význam především v numerických metodách řešení (metody konečných nebo hraničních prvků a „závislých tlaků“). V analytických metodách, kterými se tato norma zabývá, jde především o stanovení mezních hodnot tlaku v klidu, kdy zemina opouští oblast převažujícího elastického přetváření a pružno-plastické deformace začínají být prakticky významné.

(3) Mezní hodnoty zemního tlaku v klidu budou dále nazývány „aktivní zemní tlak v klidu“ (nejnižší hodnota) a „pasivní zemní tlak v klidu“ (nejvyšší hodnota) jako analogie mezních hodnot zemních tlaků – aktivního a pasivního.

(4) Zatímco mezní hodnoty aktivního a pasivního zemního tlaku jsou hodnoty extrémní a uplatňují se především v mezním stavu únosnosti, proto musí být zabezpečeny dílčími součiniteli spolehlivosti dle požadavků ČSN EN 1997-1, v případě zemních tlaků v klidu není tento problém jednoznačně řešitelný.

(5) Za správné a bezpečné stanovení charakteristik zemin pro výpočty tlaků v klidu zodpovídá navrhovatel konstrukce, který musí zvážit význam posouzení mezního stavu použitelnosti pro řešené konstrukce:

- Je-li posouzení mezního stavu použitelnosti méně významné, konstrukce ovlivněné deformacemi zadržované zeminy nejsou na sedání příliš citlivé, je možno počítat zemní tlaky v klidu z charakteristických hodnot. Tím se vypočtené deformace přiblíží pravděpodobným průměrným a v případě zhoršených vlastností skutečných zemin dojde pouze k větším deformacím, než byly vypočtené, což však na deformace necitlivým konstrukcím příliš neuškodí.
- V případě konstrukcí citlivých na rozdíly sedání v dosahu deformací zadržované zeminy (kanalizace, vodovod, plynovod, boční podchycování budov...), kdy může být mezní stav použitelnosti rozhodující, je třeba zajistit spolehlivost dosažení

požadovaných mezních deformací konstrukce i v případě (lokálního) zhoršení parametrů skutečných zemin na staveništi proti hodnotám typickým (charakteristickým), a to nejen parametrů smykové pevnosti, ale i deformačních.

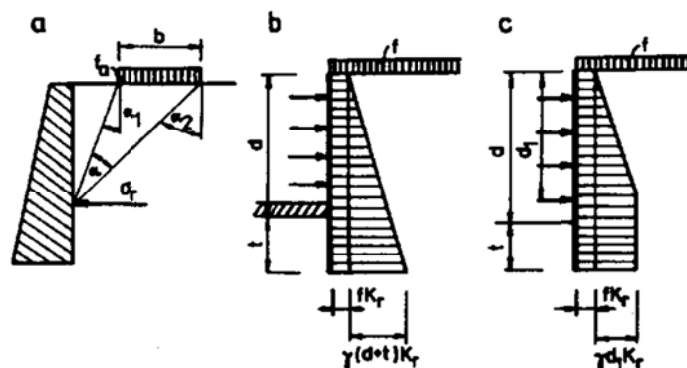
Tato problematika nabývá na významu zejména v souvislosti s charakteristickými hodnotami parametrů zemin dle ČSN EN 1997-1, které nejsou pro běžné případy exaktně definovány (obežřetný odhad). Pouze při statistickém zpracování podkladů se píše o pětiprocentním kvantilu horších výsledků než charakteristické hodnoty. To by v Gaussově normálním rozdělení pravděpodobnosti znamenalo rozdíl cca 1,645 směrodatné odchylky od mediánu. V geotechnické praxi se však prosazuje chápání charakteristické hodnoty definované rozdílem cca 0,5 směrodatné odchylky od mediánu (i menším), tj. pravděpodobnost výskytu horších výsledků než charakteristické cca 31 % (i více). To je proti 5 % značné zhoršení spolehlivosti.

$$\sigma_x = \sigma_{or} \cdot K_r$$

odvození - Hookův zákon:  $\varepsilon_x; \sigma_x; K_r$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_z + \sigma_y)] = 0$$

výslednice tlaku zeminy (působí v dolní třetině výšky):  $S_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_r$



Obr. 11. Tlak zeminy v klidu

a) přetížení pásovým zatížením, b) nepoddajné rozepření v úrovni dna, c) poddajné vetknutí pod dnem

pásové obr.10. a):  $\Delta\sigma_r = \frac{f_a}{\pi} (2\alpha - \sin 2\alpha_2 + \sin 2\alpha_1)$

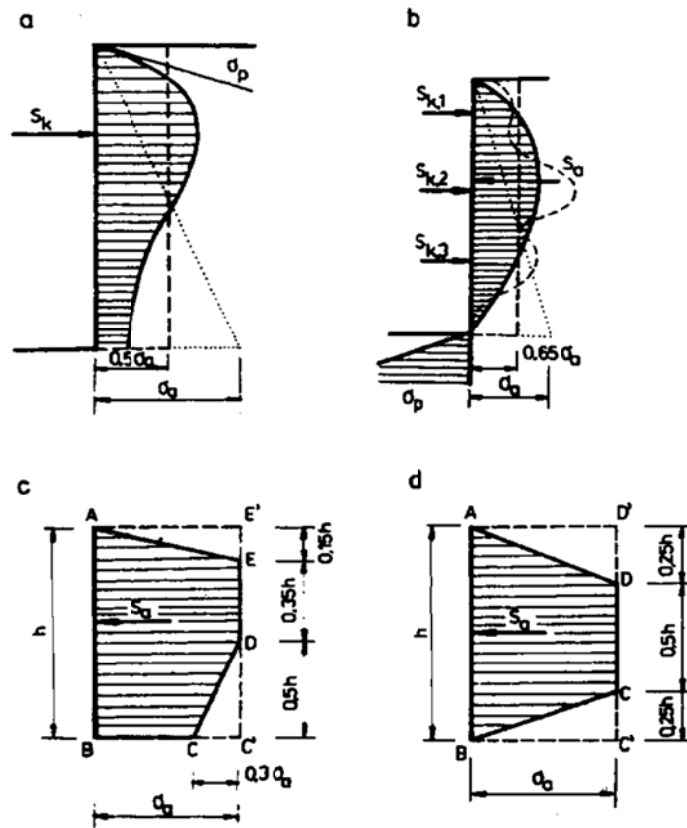
rovnoměrné obr.10. b): konstantní přírůstek  $f \cdot K_r$ , a aktivní tlak lineárně stoupá

## TLAK ZEMINY NA PAŽENÍ

velikost a rozdělení ovlivňuje:

- vlastnosti zemin
- výška konstrukce resp. hloubka jámy
- tuhost konstrukce
- stavební postupy a rychlost

Účinky rozeptření konstrukce obr.12. a), b)



Obr. 12. Tlak zeminy na pažení

a) jednoduše rozeptřená konstrukce, b) vícenásobně rozeptřená konstrukce, c) zatěžovací obrazec pro nesoudržné zeminy, d) zatěžovací obrazec pro soudržné zeminy

#### obr.11. c) Nesoudržné

největší složka  $\sigma_a = 0,6 \cdot \gamma \cdot h \cdot K_a$

výsledná síla  $S_a = \text{plocha ABCDE}$

tření  $\delta \leq \frac{1}{3} \varphi$  přidáme AEE'

u kyprých ( $I_D \leq 0,33$ ) přidáme CC'D

#### obr.11. d) Soudržné

největší složka  $\sigma_a = \gamma \cdot h - 2c \cdot \text{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$

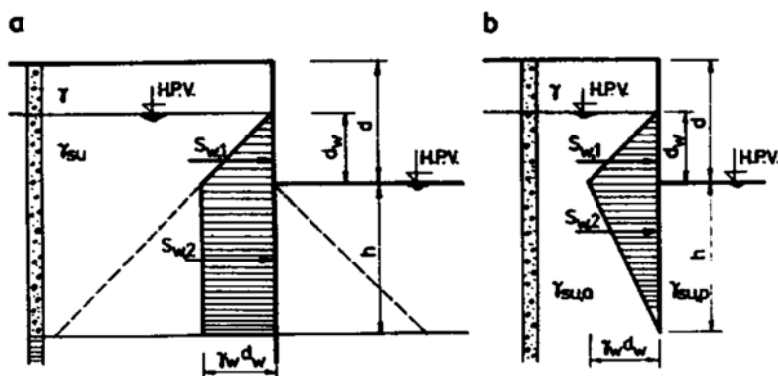
výsledná síla  $S_a = \text{plocha ABCD}$

pokud  $I_c \leq 0,75$  přidáme BCC'

## ÚČINEK VODY NA ZATÍŽENÍ

- změna vlastností (při změnách hladiny)
- hydrostatický tlak na stěny
- proudový tlak (odlišení směru proudění)

■ změna objemové hmotnosti



Obr. 13. Účinek podzemní vody na konstrukci  
 a) stěna vázaná do nepropustného podloží, b) obtékání dolního konce stěny

obr.12. a): lichoběžník

$$S_{w1} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot d_w^2$$

$$S_{w2} = \gamma_w \cdot d_w \cdot h$$

obr.12. b): proudí voda

$$S_{w1} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot d_w^2$$

$$S_{w2} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot d_w \cdot h$$

proudový tlak: rubová strana - sestupně (na straně aktivního tlaku)

$$\gamma_{su,a} = \gamma_{su} + i \cdot \gamma_w \quad i = \frac{d_w}{d_w + 2h}$$

lícová strana - vzestupně (na straně pasivního odporu):

$$\gamma_{su,a} = \gamma_{su} - i \cdot \gamma_w$$

Podmínka stability:  $i_{krit} = \frac{\gamma_{su}}{\gamma_w} \cong 1$ , pro bezpečnost  $i = 1 \Rightarrow h \geq 0,5d_w$