

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

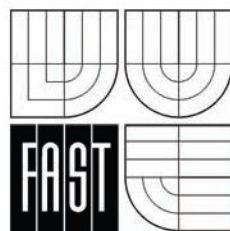
FAKULTA STAVEBNÍ

KAMILA WEIGLOVÁ

MECHANIKA ZEMIN

MODUL BF02-M03

Praktické aplikace mechaniky zemin I



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
5. Napětí v základové půdě	5
5.1. Geostatické napětí σ_{ov} – původní napětí	5
5.2. Napětí v základové půdě od zatížení σ_z	8
5.3. Napětí v základové půdě od přitížení	11
5.3.1. Napětí σ_z od rovnoměrně zatížené obdélníkové plochy	12
5.3.2. Napětí σ_z od trojúhelníkového zatížení	16
5.3.3. Napětí σ_z od rovnoměrně zatížené kruhové plochy	16
6. Mezní stavy základové půdy	20
6.1. Geotechnické kategorie	20
6.2. Charakteristiky základové půdy	21
6.3. Zatížení	21
6.4. Hloubka založení	22
6.5. Kontaktní napětí	22
7. Únosnost základové půdy	25
Příloha 1	33
Příloha 2	34
13. Literatura	35

1. Úvod



1.1. Cíle

Cílem třetího a čtvrtého modulu, který bezprostředně na první modul navazuje, jsou praktické aplikace mechaniky zemin. Problémy mechaniky zemin musíme studovat ve dvou rovinách. Prvotní jsou problémy rovnováhy a stability, ale pro návrh stavební konstrukce jsou většinou rozhodující problémy deformace podloží.

Ve třetím a čtvrtém modulu se naučíme výpočet napětí, které potřebujeme znát pro řešení deformačních úloh, posouzení základové půdy a základů na mezní stavy, návrh sklonu svahů a pomocí úloh zemních tlaků návrh a dimenzování svislých konstrukcí.



1.2. Požadované znalosti

Jak už název mechanika zemin napovídá, může být tento předmět definován jako aplikace stavební mechaniky, pružnosti a pevnosti, ale také geologie a hydrogeologie na inženýrské problémy vztahující se k zeminám. Proto pro pochopení látky předmětu Mechanika zemin je nutné vycházet ze znalosti výše jmenovaných oborů.



1.3. Doba potřebná ke studiu

Doba potřebná k nastudování jednotlivých kapitol bude záviset na znalostech studenta z oborů, které s tímto předmětem bezprostředně souvisí. Předpoklad pro nastudování třetího a čtvrtého modulu předmětu Mechanika zemin je 50 – 60 hodin.



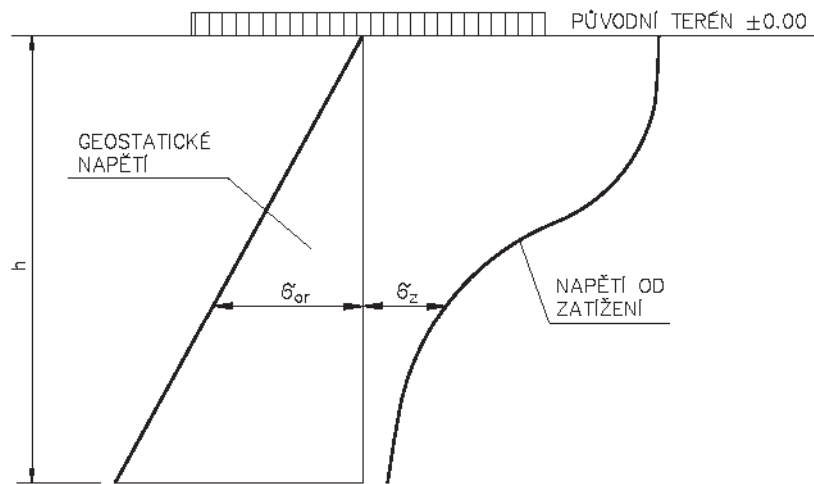
1.4. Klíčová slova

Napětí, geostatické napětí, kontaktní napětí, napětí od přetížení, vodorovné napětí, mezní stavy, únosnost, sedání, stupeň stability, sklon svahů, zemní tlaky, konsolidace, časový faktor.

5. Napětí v základové půdě

Pro řešení především deformačních úloh musíme znát jak původní napjatost, tak napětí v základové půdě od zatížení stavební konstrukcí.

V praktických úlohách nejčastěji počítáme se svislou složkou napětí σ_{or} . Abychom odlišili svislou složku původního napětí od svislé složky napětí od zatížení, budeme geostatické napětí označovat σ_{or} , napětí od zatížení σ_z . Napětí geostatické σ_{or} s hloubkou lineárně vzrůstá, napětí od zatížení σ_z se s hloubkou snižuje.



Obr. 39.

5.1. Geostatické napětí σ_{or} – původní napětí

Svislé napětí od vlastní tíhy zeminy, neb napětí původní je dáno tíhou zeminy v uvažované hloubce h

pro homogenní podloží

$$\sigma_{or_z} = \gamma \cdot h \quad [\text{kPa}]$$

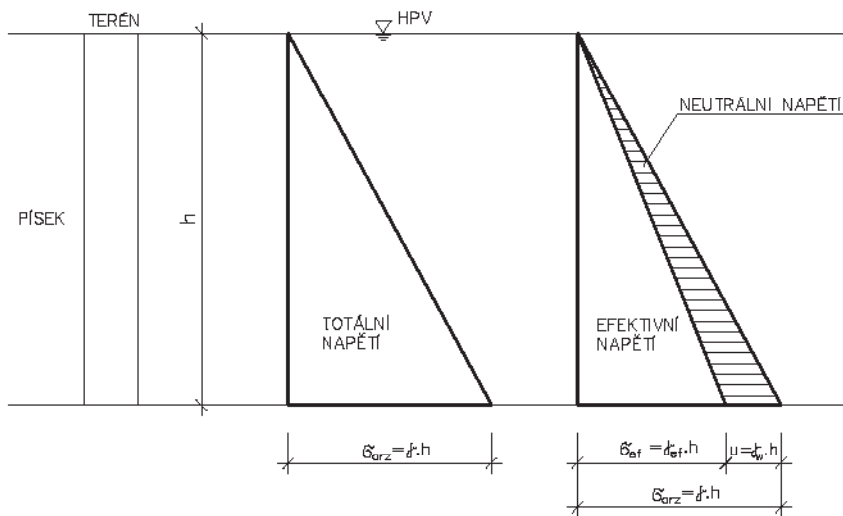
pro vrstevnaté podloží

$$\sigma_{or_z} = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

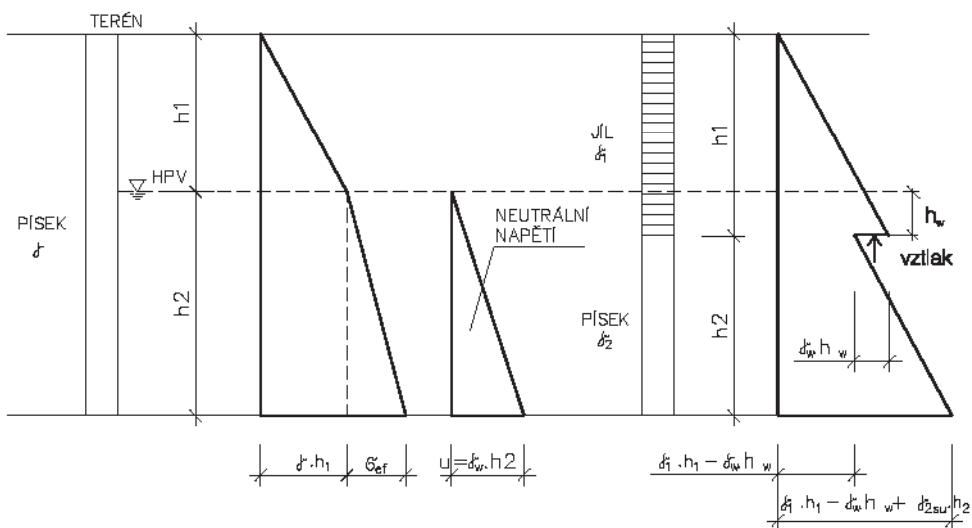
Při výskytu hladiny podzemní vody se u propustných zemin uplatní vztlak, což se zohledňuje snížením objemové tíhy γ na objemovou tíhu pod hladinou vody γ_{sat} .

Při výpočtu potom uvažujeme **totální napětí** σ_{or_z} – celkové napětí, které přenáší jak zrna, tak voda v pórech zeminy

$$\sigma_{or} = \gamma_{sat} \cdot h$$



Obr. 40.



Obr. 41.

neutrální napětí u – napětí přenášené vodou

$$u = \gamma_w \cdot h$$

γ_w – objemová tíha vody (uvažujeme 10 kNm^{-3})

efektivní napětí σ_{ef} – napětí přenášené zrn

$$\sigma_{ef} = \gamma_{sat} \cdot h - \gamma_w \cdot h = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h = \gamma_{su} \cdot h$$

Pozn.: Pod hladinou podzemní vody musíme při výpočtu vycházet z objemové tíhy nasycené zeminy γ_{sat} (viz kap. 3.3.).

Pokud pod propustnou zemínou s podzemní vodou je v podloží nepropustná zemina (jíl), působí na tuto vrstvu tíha nadložní vody, což se projeví jako vodorovný skok v průběhu napětí (obr. 41).

Když je pod nepropustnou vrstvou v další propustné vrstvě tlaková voda, napětí v této vrstvě se sníží o vztlak, tzn. o hodnotu $\gamma_w \cdot h_w$ (obr. 41).

Vodorovné napětí σ_x

Homogenní podloží

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

položíme $\varepsilon_x = 0$ – nedochází k deformaci a za předpokladu $\sigma_y = \sigma_x$ dostaneme

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

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot \frac{\nu}{1-\nu}$$

K_r – je součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_r = \frac{\nu}{1-\nu}$$

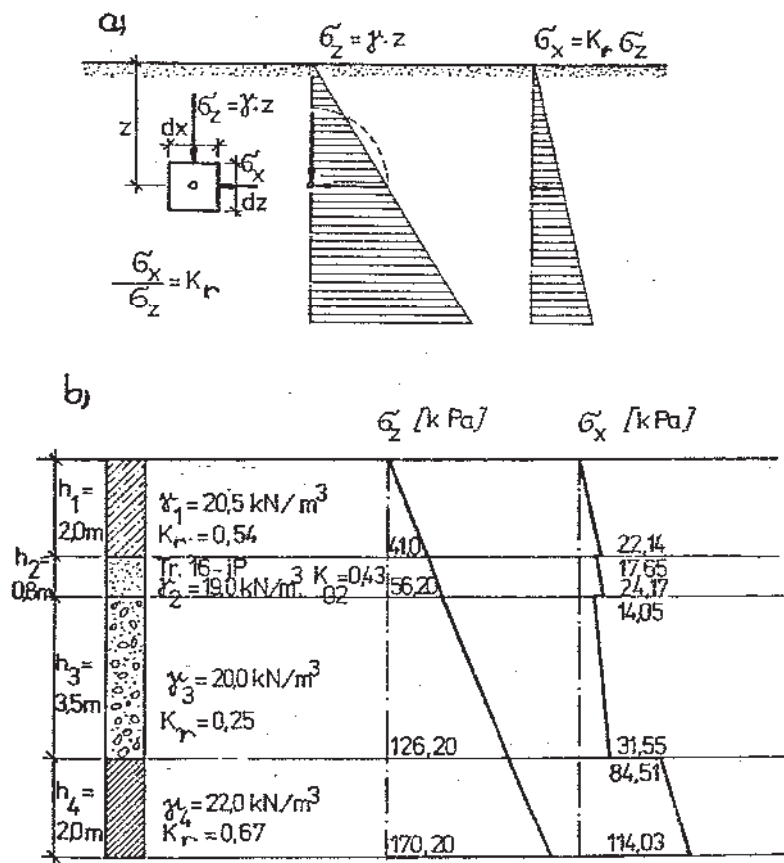
$$\nu = \frac{1}{m}$$

ν – Poissonovo číslo

m – Poissonova konstanta

Vodorovné napětí můžeme vyjádřit jako lineární funkci σ_z

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot K_r$$



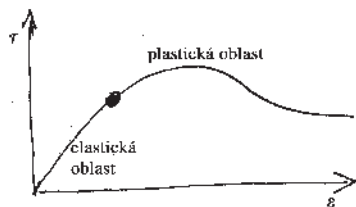
Obr. 41.

Součinitel K_r závisí na vlastnostech prostředí. V kapalinách je $K_r = 1$ (hydrostatický tlak $\sigma_x = \sigma_z$). V zeminách, které mají smykovou pevnost a jsou normálně konsolidované je $K_r < 1$. Pouze u překonsolidovaných zemin může být $K_r > 1$.

	ν	m	K_r
zeminy štěrkovité	0,2–0,25	4,0–5,0	0,25–0,33
zeminy písčité	0,3	3,3	0,43
zeminy soudržné	0,35–0,4	2,8–2,5	0,54–0,67

5.2. Napětí v základové půdě od zatížení

Zatížení působící v základové spáře vyvolává v základové půdě napětí a deformace.



Obr. 42

V pružném stavu se nevytváří smykové plochy, čáry pevnosti se nedotýkají Mohrových kružnic napjatosti pro jednotlivé body. Proto pro řešení napětí v půdě od zatížení nemůžeme používat metod řešení jako pro stavy na mezi pevnosti (Mohrova kružnice se dotýká čáry pevnosti).

Přibližně lineární vztah mezi napětím a deformací v elastické oblasti umožňuje použít pro výpočet napětí v zemině pod zatížením výsledky **matematické teorie pružnosti (nahrazujeme**

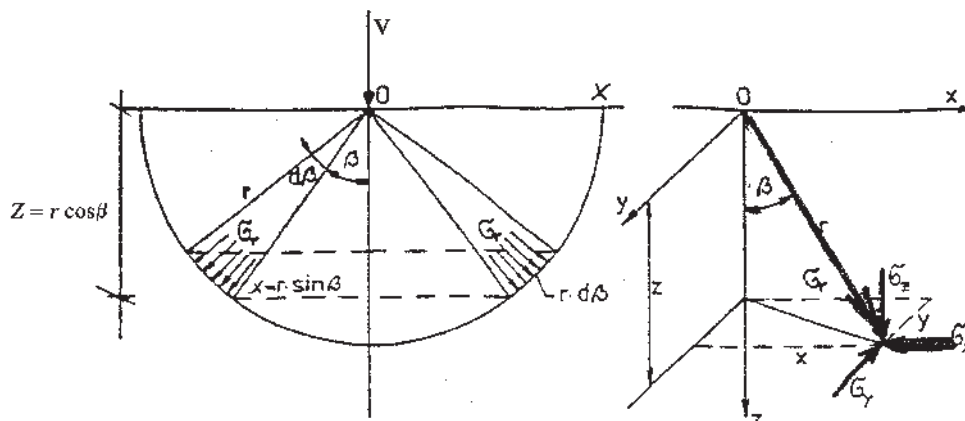
reálnou zeminu matematickým modelem, který může mít různé mechanické vlastnosti).

Při řešení nahrazujeme reálné podloží idealizovaným a zjednodušeným modelem tzv. pružným poloprostorem, který je shora omezen vodorovnou rovinou a vyplněn látkou s idealizovanými vlastnostmi.

Nejjednodušší a pro zkoumané napětí v podloží vyhovující je **lineárně pružný, homogenní, izotropní poloprostor**, který zavedl francouzský vědec Boussinesq (1885).

Teorie vychází z těchto předpokladů:

- látka vyplňující souvisle poloprostor je ideálně pružná, homogenní a izotropní** (v libovolném bodě a v každém směru vlastnosti stejné),
- závislost mezi napětím a deformací je lineární** (platí Hookův zákon),



Obr. 43.

- c) **výsledné deformace** jsou malé a nenaruší spjitost poloprostoru.
 d) **platí zákon superpozice**, tzn. že za současného působení různých namáhání je možné účinky vyšetřovat odděleně a výsledky sčítat, násobit apod.

Z hlediska MZ je potřeba si uvědomit, že zeminy splňují předpoklady teorie jen přibližně, ale pro praktické inženýrské cíle jsou výsledky uspokojivé. **Při určování deformací z této teorie nevycházíme, jiné metody.**

Osamělá síla

Boussinesq (Fröhlich) odvodil vztahy pro svislé napětí, vodorovné napětí a smykové napětí **od zatížení** pružného poloprostoru **osamělou silou** (obr. 43).

Předchozí předpoklady doplnil o další

- napětí se šíří poloprostorem radiálně od působíště síly a má velikost σ_r ,
- radiální napětí sr klesá se čtvercem vzdálenosti od působíště síly V ,
- jeho velikost je přímo úměrná \cos úhlu β , který svírá průvodič vyšetřovaného bodu s vertikálou.

Pro radiální napětí pod osamělou silou platí vztah

$$\sigma_r = A \frac{\cos \beta}{r^2}$$

$$A = \frac{3V}{2\pi}$$

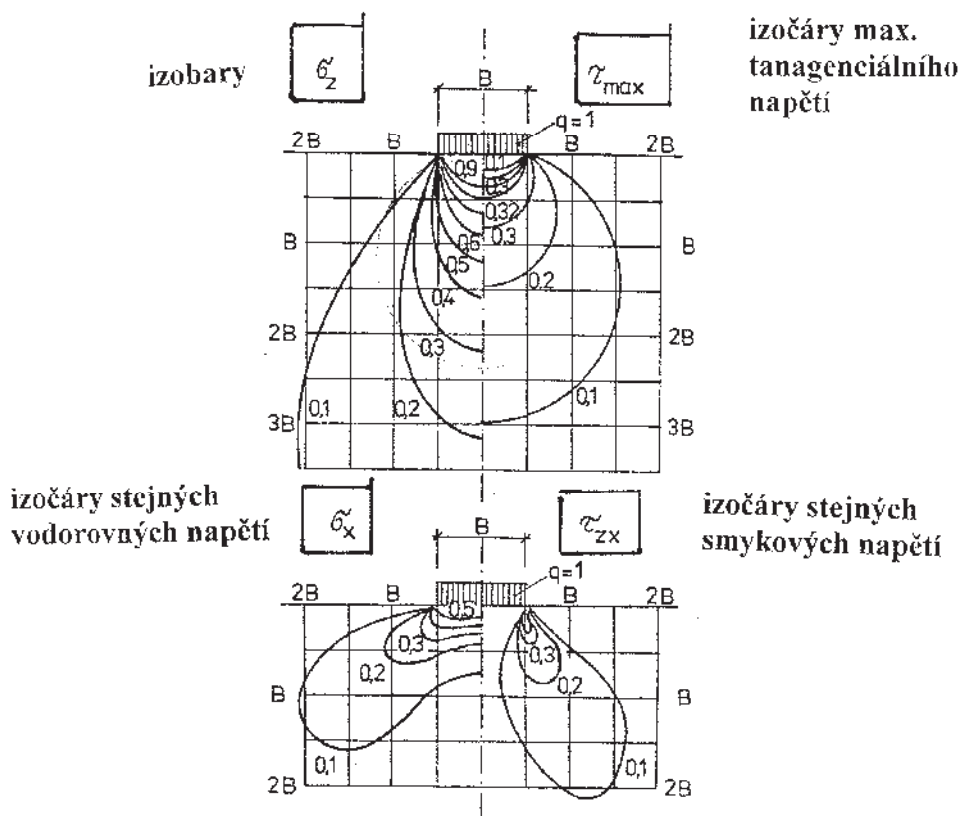
ostatní hledané složky napětí

$$\sigma_z = \frac{3Vz^3}{2\pi r^5}; \sigma_x = \frac{3Vx^2z}{2\pi r^5}; \sigma_y = \frac{3Vy^2z}{2\pi r^5};$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{3Vxz^2}{2\pi r^5}; \tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{3Vxyz}{2\pi r^5};$$

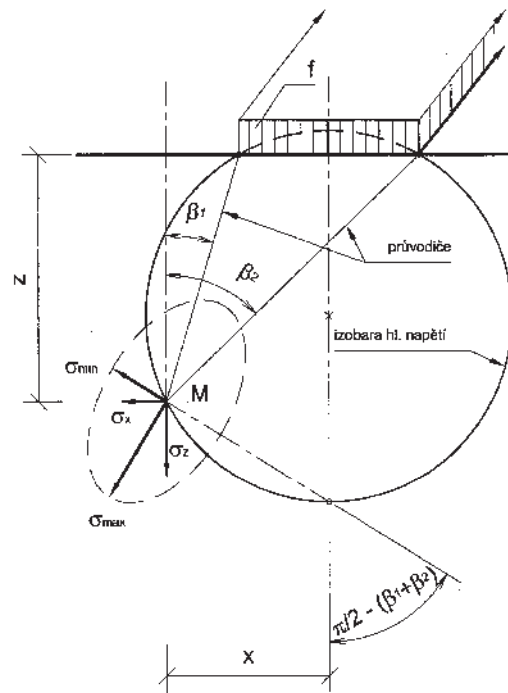
Rozložení jednotlivých napětí v poloprostoru pod zatížením lze znázornit pomocí **izočar napětí**, které spojují místa o stejné velikosti napětí buď normálového nebo tangenciálního.

Izočáry svislých normálových napětí nazýváme **izobary**.

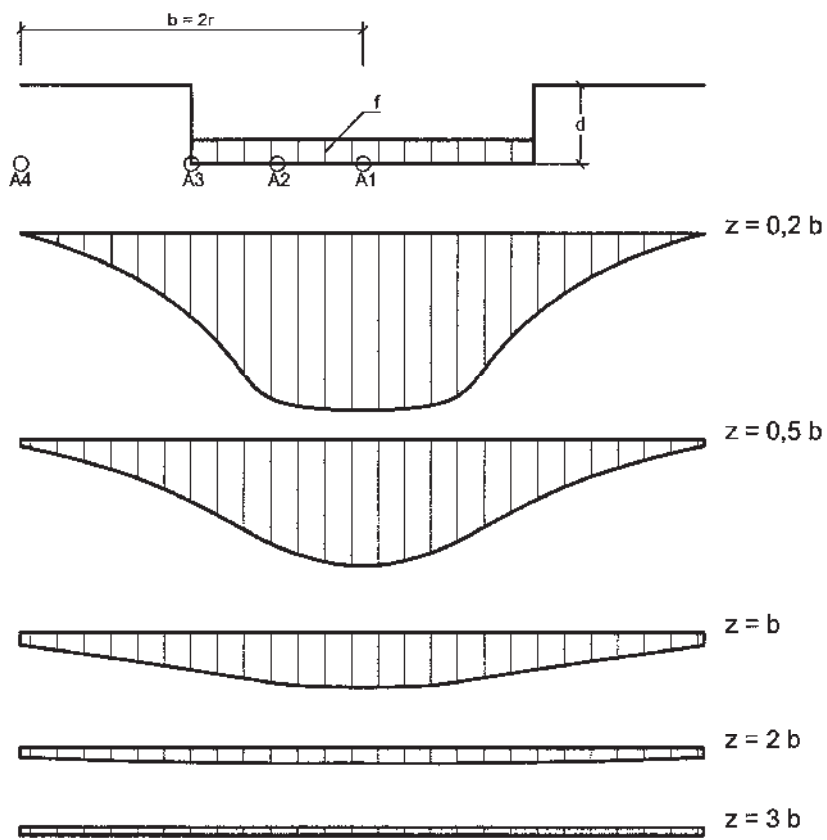


9/36

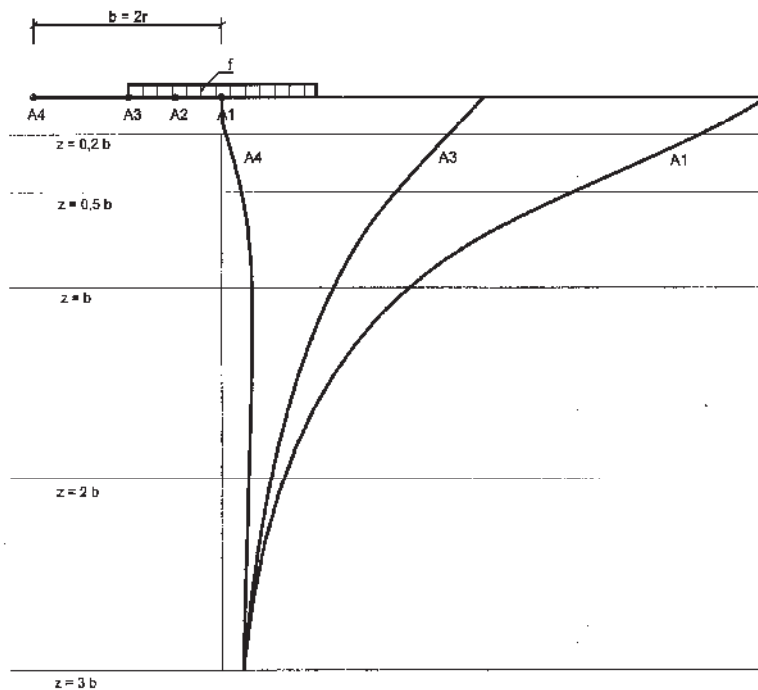
Obr. 44.



Obr. 45. Rovnoměrné svislé zatížení na páse



Obr. 46. Průběh napětí σ_z ve vodorovných rovinách

Obr. 47. Průběh napětí σ_z ve svislých rovinách

5.3. Napětí v základové půdě od přitížení

Pro nejčastěji se vyskytující případy zatížení od obdélníkové a kruhové základové plochy jsou odvozeny rovnice. Jejich zpracování je ale pracné, a proto v praxi nejčastěji užíváme pro výpočet napětí od zatížení grafy a tabulky.

Svislá složka napětí σ_z od přitížení se stanoví z rovnice

$$\sigma_z = \sigma_{ol} \cdot I$$

- σ_{ol} – napětí v základové spáře od přitížení stavbou,
- I – redukční součinitel, který je funkcí hloubky z uvažovaného bodu, šířky b a délky l základu.

Pro běžně uvažované tvary základů a typy zatížení budeme rozlišovat redukční součinitele I_1 až I_5 .

$$\text{ČSN 73 1001 označuje } I = \frac{\sigma_z}{f}.$$

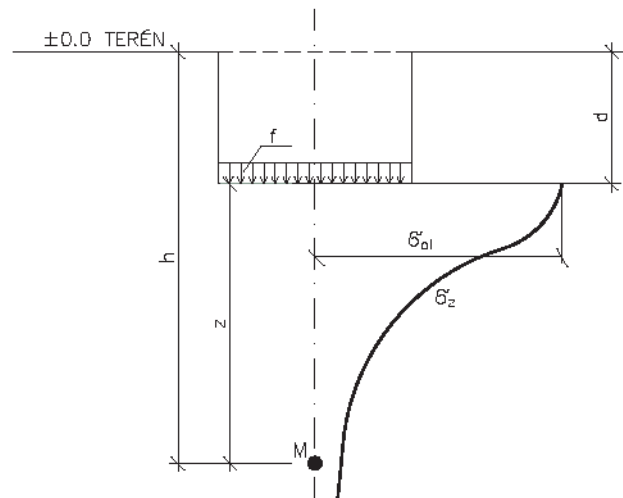
Protože zakládáme vždy v určité hloubce d , nebudeme počítat s napětím od rovnoměrného zatížení f , ale s napětím od přitížení σ_{ol} .

Přítížení v základové spáře σ_{ol} je rozdíl mezi zatížením od stavby f (nebo kontaktním napětím σ) a původním napětím σ_{or} v základové spáře, kterým byla zemina v této úrovni již konsolidována (obr. 48).

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

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

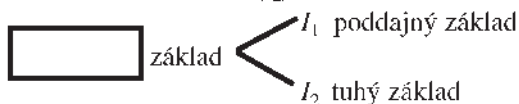
- d – hloubka založení
- f – svislé rovnoměrné zatížení
- z – hloubka uvažovaného bodu od zákl. spáry
- h – hloubka uvažovaného bodu od terénu
- b – šířka základu,
- σ – kontaktní napětí v základové spáře.



Obr. 48.

5.3.1. Napětí σ_z od rovnoměrně zatížené obdélníkové plochy

Pro obdélníkový základ jsou sestaveny grafy pro nalezení napětí pod rohem základu (I_1) a v tzv. charakteristickém bodě (I_2).



Poddajný obdélníkový základ

Svislé napětí σ_z za předpokladu poddajného obdélníkového základu pro rovnoměrně rozložené kontaktní napětí se v hloubce z stanoví z rovnice

$$\sigma_z = \sigma_{oi} \cdot I_1 \quad [\text{kPa}]$$

kde

- σ_{oi} – napětí od přitížení stavbou,
- I_1 – redukční součinitel, který určíme z grafu na obr. 49.

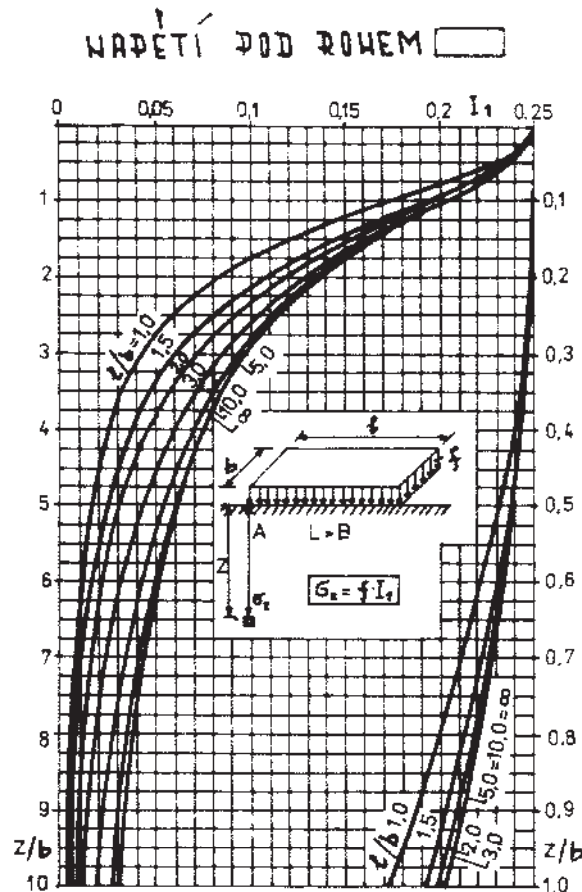
Pro výpočet napětí poddajného základu vycházíme z předpokladu rovnoměrného rozdělení kontaktního napětí. Toto napětí však způsobí nerovnoměrné sednutí základu, tedy jeho průhyb, takže největší napětí bude pod středem základu. Graf je však sestaven pro roh obdélníkového základu. Proto pro výpočet napětí v libovolném bodě pod základem a v libovolném bodě mimo základ využíváme zákona superposice, tzn. že výsledná napětí od jednotlivých zatížení sčítáme, odečítáme apod.

Napětí pod libovolným bodem M základu v určité hloubce z bude součtem napětí pod rohovými body 4 obdélníků (obr. 50).

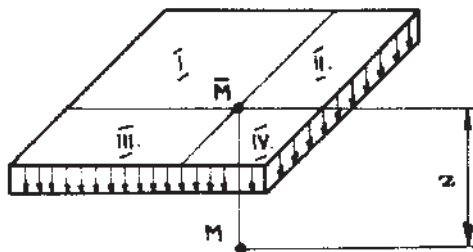
Pro stanovení napětí pod obecným bodem M ležícím mimo půdorys základu doplníme plochu tak, aby bod M byl pod jejím rohem, na plochu $AHME$. Napětí od přidaných ploch odečteme. Plochu IV jsme odečítali dvakrát, proto ji připočteme (obr. 51).

Tuhý obdélníkový základ

Pro určení svislého napětí σ_z pod tuhým obdélníkovým základem použijeme součinitele I_2 , které odečteme z grafu na obr. 52.



Obr. 49.



$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} + \sigma_{z_{II}} + \sigma_{z_{III}} + \sigma_{z_{IV}}$$

Obr. 50.

V porovnání s poddajným základem sedne tuhý základ uprostřed méně, na krajích více, takže i kontaktní napětí pod tuhým základem bude uprostřed menší a na krajích větší. V tzv. charakteristickém bodě A je sednutí pružného i tuhého základu stejné. Pomocí součinitele I_2 určíme napětí pod tímto charakteristickým bodem, který pro obdélníkový základ má souřadnice $0,37 b$ a $0,37 l$ vzhledem ke středu základu.

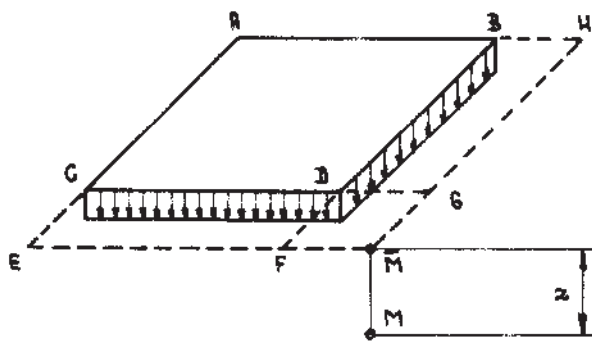
Tuhost systému „základová půda – plošný základ“

pro stanovení napětí v podloží pro výpočty podle II. skupiny mezních stavů se pro obdélníkový základ orientačně určí ze vztahu

$$k = \frac{E}{E_{def}} \cdot \left(\frac{l}{l}\right)^3 \quad \text{nebo} \quad k = \frac{E}{E_{def}} \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^3$$

podle toho, ve kterém směru základu tuhost stanovujeme

- E – je modul pružnosti materiálu základové konstrukce,
- E_{def} – modul přetvárnosti základové půdy,

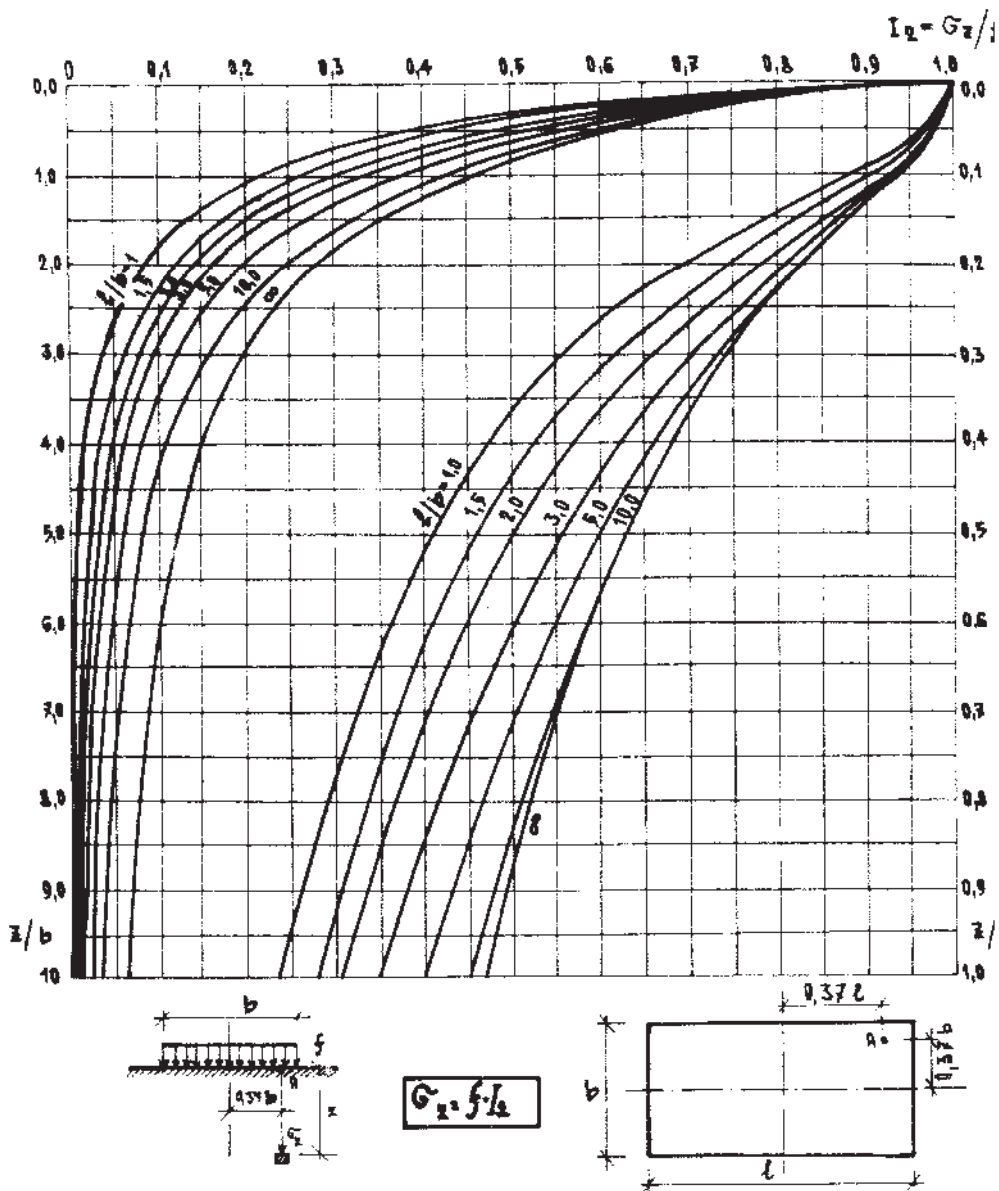


- I. (AHME)
- II. (CGME)
- III. (BHMF)
- IV. (DGMF)

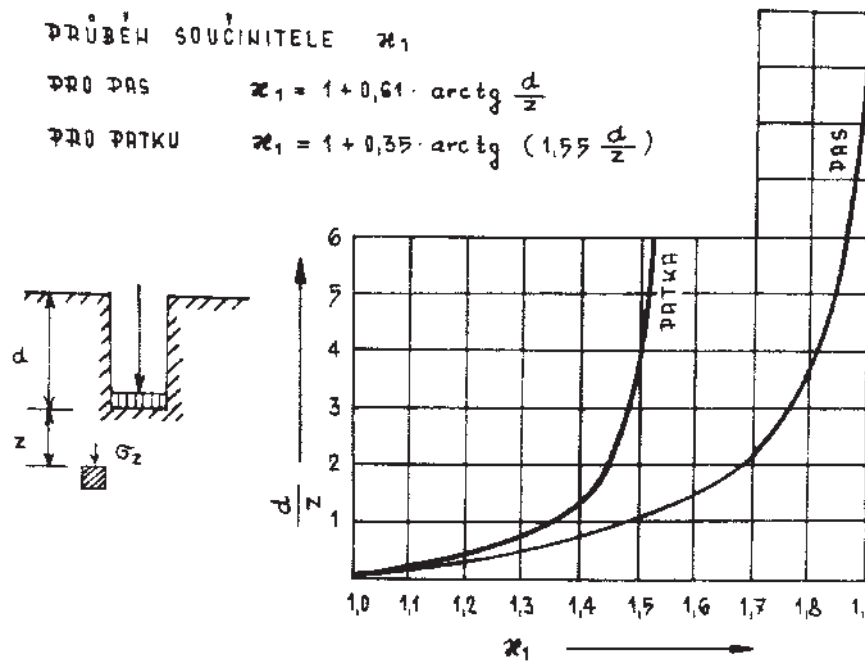
$$\sigma_{z_M} = \sigma_{z_I} - \sigma_{z_{II}} - \sigma_{z_{III}} + \sigma_{z_{IV}}$$

Obr. 51.

NAPĚTÍ POD CHARAKTERISTICKÝM BODEM



Obr. 52.



Obr. 53.

- t – tloušťka základové konstrukce,
- l, b – rozměry konstrukce.

Z rovnice vidíme, že základ stejného rozměru a stejného modulu pružnosti se může chovat jako tuhý, když je na poddajném podloží o nízkém modulu přetvárnosti (hlína, jíl) neb jako pružný, když je na málo poddajném podloží (skála).

Vliv hloubky založení

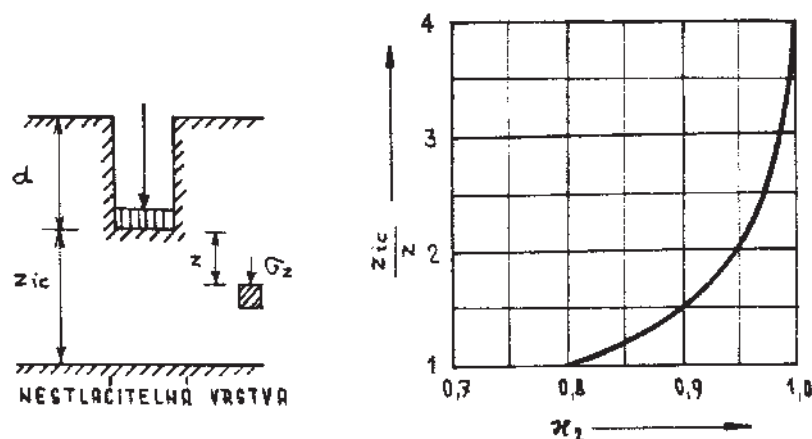
Jelikož vlivem hloubky založení d se napětí s_z v základové půdě snižují, zavádí norma poloempirické Jelínkovo řešení. Počítá s náhradní hloubkou z_{r1}

$$z_{r1} = \alpha_1 \cdot z$$

Při stanovení napětí použijeme místo hloubky z náhradní hloubku z_{r1} . Součinitel α stanovíme v závislosti na hloubce založení pro pás a patku podle obr. 53.

Vliv nestlačitelného podloží

Průběh napětí ve stlačitelné vrstvě nad nestlačitelnou, nacházející se v malé hloubce z pod základem, se rovněž stanoví přibližným řešením podle Jelínka pomocí náhradní hloubky z_{r2} podle vzorce, který uvádí ČSN 73 1001



Obr. 54.

$$z_{r_2} = \kappa_2 \cdot z$$

která se při stanovení napětí σ_z použije místo hloubky z .

Součinitel κ_2 odečteme z grafu na obr. 54 jako funkci poměrné hloubky z_{it}/z , kde z_{it} je hloubka nestlačitelného podloží.

Uplatňují-li se při výpočtu napětí σ_z **oba vlivy**, jak hloubka založení, tak vliv nestlačitelného podloží, počítá se s náhradní hloubkou z_{r_3}

$$z_{r_3} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot z.$$

5.3.2. Napětí σ_z od trojúhelníkového zatížení

Napětí σ_z od trojúhelníkového zatížení působícího na obdélníkové ploše můžeme určit pro nezatíženou hranu pomocí součinitele I_3 (obr. 56) a pod zatíženou hranou pomocí součinitele I_4 (obr. 57). Schemata pro určení svislého napětí od trojúhelníkového zatížení jsou pod uvedenými obrázky.

Svislé napětí v libovolném bodě obdélníkové plochy zatížené trojúhelníkovým zatížením určíme jako součet napětí od ploch zatížených trojúhelníkovým zatížením a zatížením rovnoměrným (obr. 55a). Např. v bodě M určíme napětí jako součet napětí pod rohem rovnoměrného zatížení $BDEF$, pod zatíženým rohem trojúhelníkového zatížení AFE a nezatíženým rohem trojúhelníkového zatížení EDC .

Obdobně postupujeme při lichoběžníkovém zatížení na ploše obdélníku (obr. 55b).

5.3.3. Napětí σ_z od rovnoměrně zatížené kruhové plochy

Pro stanovení napětí σ_z pod kruhovým základem použijeme součinitele I_5 , jehož průběh pro poddajný kruhový základ v bodech pod základem a v bodě vzdáleném o poloměr základu od hrany základu je na obr. 58.

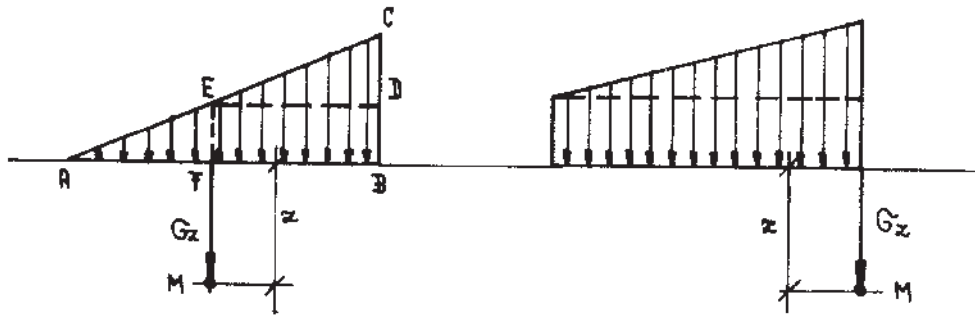
$$\sigma_z = f \cdot I_5$$

- A_1 – střed základu,
- A_2 – $r/2$ od středu,
- A_3 – bod na hraně základu,
- A_4 – vzdálenost r od hrany základu.

Pomocí grafu na dalším obrázku (obr. 59) můžeme určit napětí v kterémkoliv bodě pod základem a v kterémkoliv bodě mimo základ do vzdálenosti poloměru základu r od hrany základu. Na rozdíl od předcházejícího grafu, kde jsme na svislici odečítali hloubku hledaného bodu z k průměru, zde odečteme z/r .

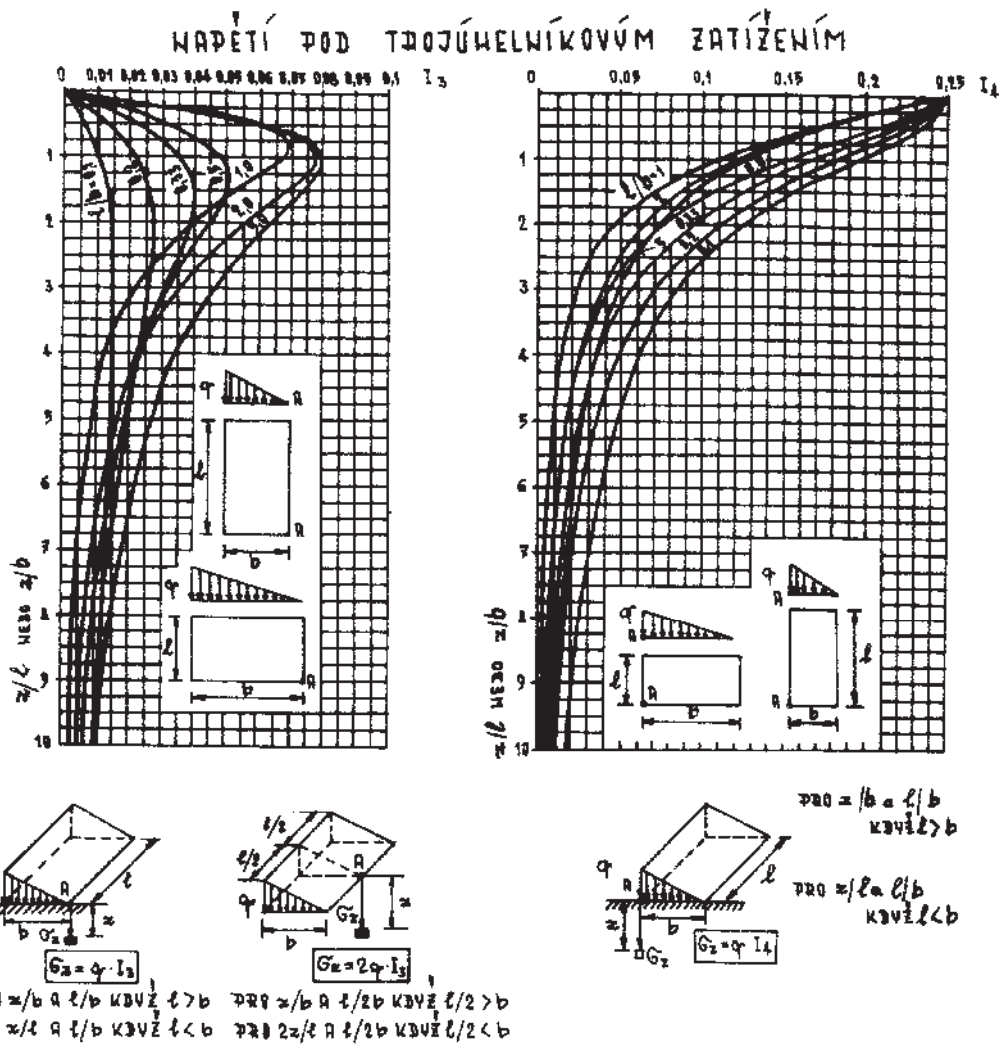
Pokud budeme počítat napětí σ_z pod tuhým kruhovým základem, zjistíme součinitel I_5 pro tzv. charakteristický bod. Pro kruhový základ je charakteristický bod vzdálený od středu základu $0,85 r$.

Součinitel I_5 pro tento charakteristický bod můžeme odečíst buď z grafu na obr. 59, nebo přesněji na obr. 60.



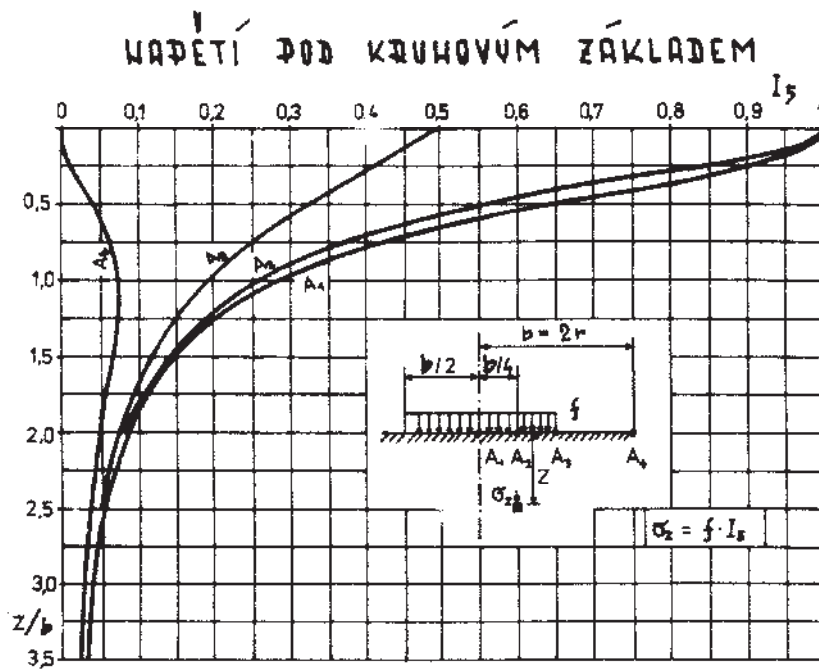
Obr. 55a.

Obr. 55b.

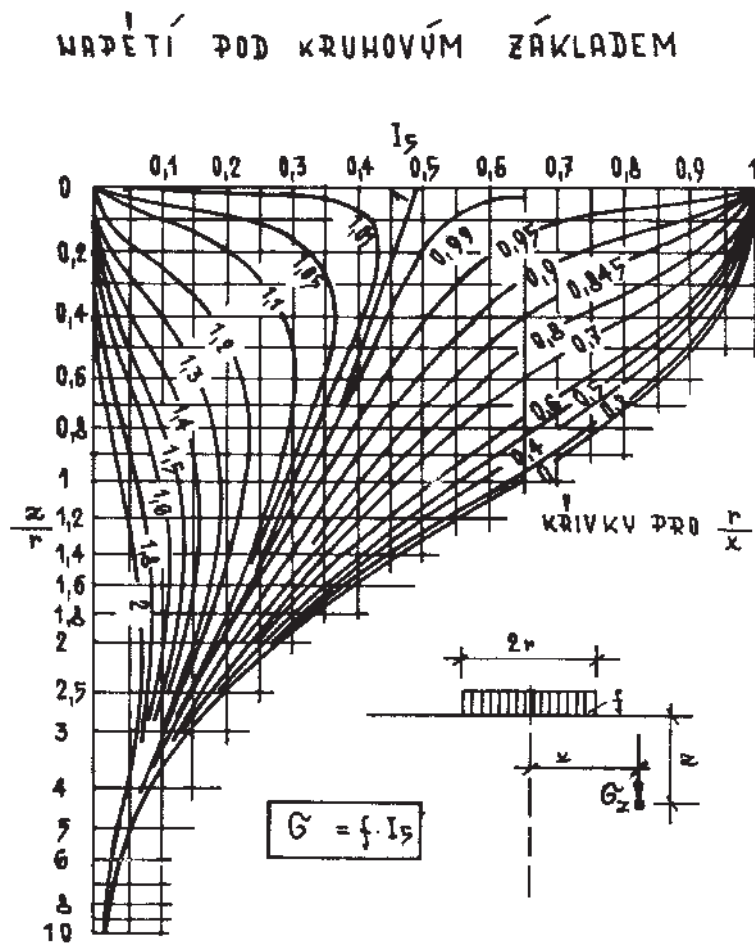


Obr. 56.

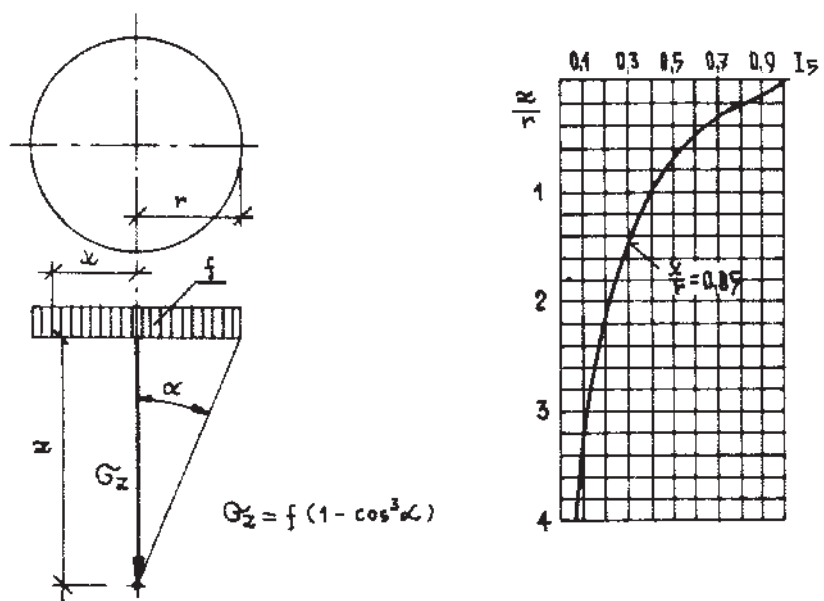
Obr. 57.



Obr. 58.



Obr. 59.



Obr. 60.

6. Mezní stavy základové půdy

Norma ČSN 73 1001 předepisuje pro posuzování základové půdy při návrhu základů metodu mezních stavů.

Mezním stavem nazýváme stav, při kterém dochází k takovým kvalitativním změnám v základové půdě (mezní stav únosnosti) anebo na konstrukci (mezní stav použitelnosti), že stavba přestává vyhovovat kladeným požadavkům. Rozlišujeme dvě skupiny mezních stavů

K mezním stavům I. skupiny (mezní stav únosnosti) patří:

- 1) stav ztráty stability základu.
- 2) stav porušení základové půdy.

Za mezní stav únosnosti se pokládá stav dosažený při namáhání, které v základové půdě vyvolá vznik souvislých smykových ploch, na nichž je pevnost ve smyku právě vyčerpána, anebo dojde k porušení základové půdy přechodem velkých oblastí zákl. půdy do plastického stavu.

Tím dojde ke zhroutení konstrukce, nepřijatelnému zaboření, naklonění a vytlačení zeminy nad původní terén.

Mezní stavy II. skupiny – mezní stav použitelnosti neb **mezní stav přetvoření** – zahrnují mezní stavy, které ztěžují běžné používání konstrukcí nebo základů.

Při navrhování základů podle druhé skupiny mezních stavů se uplatňuje mezní stav přetvoření základové půdy, definovaný podle potřeby hodnotami celkového sednutí, nerovnoměrného sednutí, časového průběhu sednutí apod.

V tomto případě dochází ke ztížení podmínek používání stavebních konstrukcí.

Při návrhu konstrukce musí být tedy:

1. zajištěna dostatečná bezpečnost proti porušení podzákladí mezním zatížením.
2. sedání, obzvláště nerovnoměrné sedání musí být v přípustných mezích.

6.1. Geotechnické kategorie

Podle složitosti základových poměrů se rozlišují:

- a) **jednoduché zákl. poměry** – zákl. půda se v rozsahu stavebního objektu podstatně nemění, jednotlivé vrstvy mají přibližně stálou mocnost a jsou uloženy vodorovně. Podzemní voda neovlivňuje návrh konstrukce;
- b) **složitě zákl. poměry** – zákl. půda se v rozsahu stavebního objektu místo od místa podstatně mění, nebo vrstvy mají proměnlivou mocnost. Při návrhu objektu se uplatňuje podzemní voda. Zákl. půda má nepříznivé vlastnosti.

Podle náročnosti s přihlédnutím ke statickým hlediskům se stavební konstrukce rozlišují na:

- a) **nenáročné konstrukce** – nejsou citlivé na rozdíly v nerovnoměrném sedání. Nízké stavební objekty – do dvou podlaží (rodinné domky, zařízení stavenišť)
- b) **náročné konstrukce** – jsou všechny ostatní konstrukce, především výškové a staticky neurčité stavební objekty.

Podle složitosti základové půdy a náročnosti konstrukce se rozlišují tři **geotechnické kategorie**.

V I. GK posoudíme únosnost pouze pomocí hodnot tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt} (viz tab. 22) a porovnáme s provozním výpočtovým kontaktním napětím v zákl. spáře σ_{ds}

$$\sigma_{ds} \leq R_{dt}.$$

Tab. 22. Geotechnické kategorie

Zatřídění stavby z hlediska zakládání	Základové poměry	Geotechnická kategorie	Pro posouzení na I. MS (R_{di} , R_d)
nenáročná	jednoduché	1. GK	stačí znát tabulkovou výpočtovou únosnost R_{di} $R_{di} \geq \sigma_{db}$
náročná		2. GK	je nutný výpočet únosnosti z rovnice R_d , ale je možné použít směrné normové charakteristiky $R_d \geq \sigma_{de}$
nenáročná	složitě		
náročná			

Pro 2. GK musíme únosnost i sedání už prokázat výpočtem, ale pro výpočet podle rovnic, které jsou uvedeny v následujících kapitolách, můžeme použít směrné normové charakteristiky, které jsou pro jednotlivé zeminy uvedeny v přílohách 1 a 2.

Pro stanovení směrných normových charakteristik musíme mít pro zatřídění zemin k dispozici alespoň základní průkazné hodnoty, t.zn. že musíme znát z laboratoře vlhkost, konzistenční meze, zrnitost, případně ulehlost.

Pro 3. GK musíme pro výpočet únosnosti i sedání použít průkazné hodnoty, které získáme z laboratorních, neb polních zkoušek. Máme-li k dispozici dostatečný soubor výsledků průkazných zkoušek, je vhodné provést statistický rozbor a na jeho základě stanovit výpočtové charakteristiky zemin.

6.2. Charakteristiky základové půdy

Počítáme buď s normovými neb výpočtovými charakteristikami zákl. půdy.

Normové charakteristiky lze získat:

- 1) Z laboratorních neb polních zkoušek (zkoušky v terénu), které se provádějí při průzkumu staveniště.
- 2) Statistickým zpracováním výsledků zkoušek získaných z většího územního celku.

Podle velikosti území se takto získané hodnoty dělí na:

- a) směrné normové charakteristiky základové půdy, které mají celostátní platnost,
- b) místní normové charakteristiky, které se zpracovávají pro určité oblasti soustředěné výstavby. Jsou-li k dispozici místní charakteristiky, mají přednost před charakteristikami směrnými.

Výpočtové charakteristiky základové půdy se stanovují dělením normových charakteristik součiniteli základové půdy.

6.3. Zatížení

I. MS – mezní stav únosnosti

Pro 1. GK se vychází z provozního výpočtového zatížení v základní kombinaci.

Pro 2. a 3. GK vycházíme z extrémního výpočtového zatížení v nejnepříznivější možné základní, popř. i mimořádné kombinaci.

Tab. 23.

GK	I. mezní stav	II. mezní stav
1. GK	provozní výpočtové napětí σ_{ds}	neposuzujeme
2. GK	extrémní výpočtové napětí σ_{de}	provozní výpočtové napětí σ_{ds}
3. GK		

Poznámka: Vycházíme-li z extrémního výpočtového zatížení, je možné u staveb 1. a 2. geotechnické kategorie získat hodnoty provozního výpočtového zatížení dělením součinitelem 1, 2.

II. MS – mezní stav přetvoření

Pro výpočet a posouzení sedání vycházíme z provozního výpočtového zatížení v upravené základní kombinaci sestávající ze zatížení stálých, nahodilých dlouhodobých a trvalých složek krátkodobých zatížení. Pro 1. GK II. mezní stav neposuzujeme.

6.4. Hloubka založení

Z hlediska promrzání se stanoví nejmenší hloubka takto:

- 1) U definitivních staveb založených na zeminách je nutno základovou spáru volit pod zámraznou hloubku, tj. nejméně 0,8 m pod upraveným terénem;
- 2) Pro jemnozrnné zeminy třídy F7 a F8 je nejmenší hloubka založení 1,6 m pod upraveným terénem. Jedná se o zeminy objemově nestálé kde vysycháním (klimatické vlivy, vegetace) může dojít k velkému smrštění nebo naopak při dotaci vody k nadměrnému bobtnání.
- 3) U základů na zeminách chráněných prokazatelně proti promrzání a u základů provizorních konstrukcí může být hloubka základové spáry v hloubce menší, nejméně však 0,4 m.

Hloubku založení určíme s ohledem na stabilitu (únosnost) a sedání konstrukce.

6.5. Kontaktní napětí

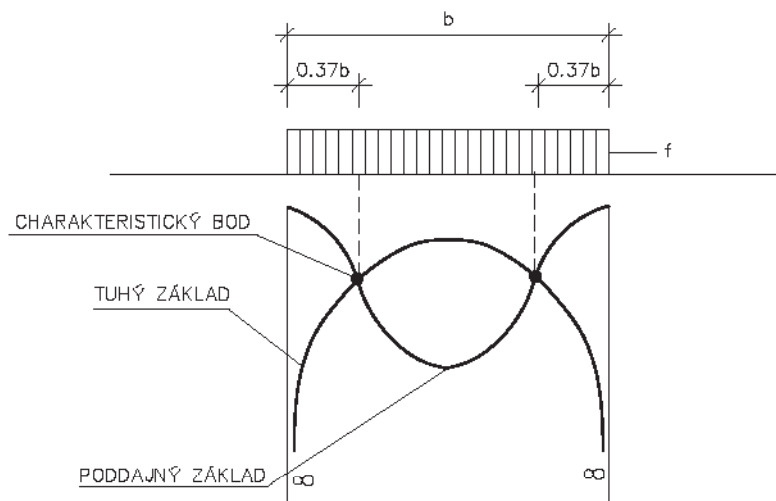
Na rozdělení napětí v podloží má také vliv rozdělení napětí v základové spáře, tzv. kontaktní napětí. Kontaktní napětí tedy představuje rozdělení napětí v základové spáře, které se stanoví z podmínky stejné deformace základu a podloží.

Podstatný vliv na rozdělení a velikost kontaktního napětí má tuhost základu a vlastnosti zeminy v podloží.

Další vlivy jsou tvar a velikost základové konstrukce, velikost a způsob zatížení, hloubka založení a hloubka hladiny podzemní vody.

Při rovnoměrném zatížení základu bude kontaktní napětí tím rovnoměrnější, čím bude základ poddajnější. Praktické kritérium na stanovení tuhosti základu je v kapitole 4.3.1.

Kontaktní napětí σ pod tuhým základem založeným na pružném poloprostoru je dáno rovnicemi Boussinesqua a jiných autorů. Rovnice dávají nekonečně velkou hodnotu napětí pod hranami základu. Tato napětí reálná zemina není schopna přenést, nastanou plastická přetvoření, napětí na hranách poklesne, ale pod středem se zvýší, aby byla zachována rovnováha mezi napětím a zatížením. Obrazec napětí se mění přes sedlovitý na parabolický až zvonkovitý, v závislosti na jmenovaných vlivech.



Obr. 61. Kontaktní napětí v základové spáře

Rozsah smykem porušených (plastických) oblastí nezávisí na rozměrech základu, ale jen na kontaktním napětí. U tuhého základu se tedy skutečný průběh kontaktního napětí bude lišit tím méně, čím větší je zatížená plocha.

Pro praktické výpočty úlohu zjednodušíme a uvažujeme kontaktní napětí rovnoměrně rozdělené, ale pouze na tzv. efektivní ploše základu A_{ef} . Pro centricky zatížený základ efektivní plocha odpovídá původní celkové ploše základu.

LMS

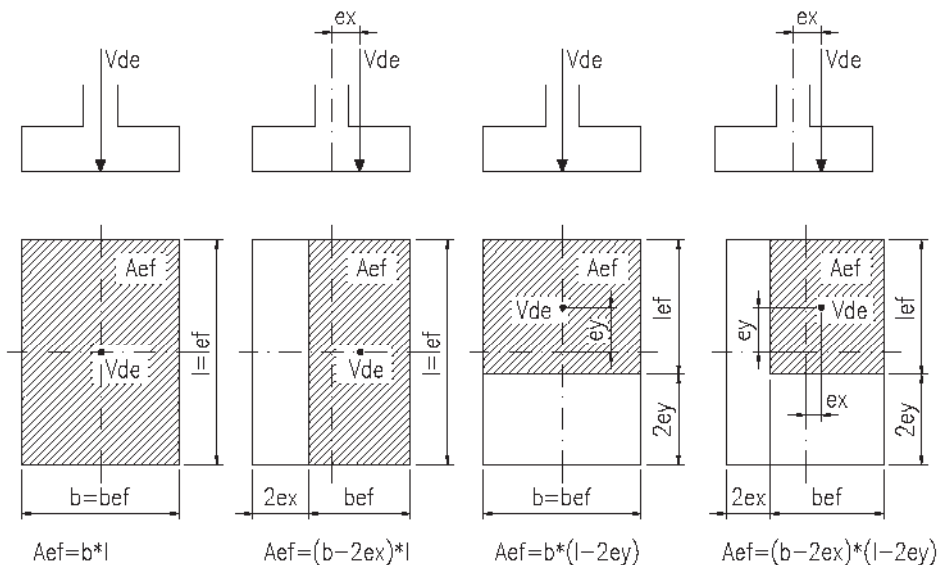
$$\sigma_{de} = \frac{V_{de}}{A_{ef}} \quad \sigma_{de} \leq R_d$$

- σ_{de} – extrémní výpočtové kontaktní napětí,
- V_{de} – extrémní svislá výpočtová síla (včetně tíhy základové konstrukce),

pro 1. GK

$$\sigma_{ds} = \frac{V_{ds}}{A_{ef}} \quad \sigma_{ds} \leq R_{d1}$$

- σ_{ds} – provozní výpočtové kontaktní napětí,
- V_{ds} – provozní svislá výpočtová síla (včetně tíhy základové konstrukce).



Obr. 62.

Excentrické zatížení

Pro mimostředně zatížený základ se efektivní plocha určuje z podmínky, že síla V_{de} neb V_{ds} působí v těžišti plochy A_{ef} . U obdélníkového základu lze určit plochu A_{ef} z šířky b a délky l základu redukovaných o dvojnásobek příslušných složek výstřednosti výslednice e .

$$b_{ef} = b - 2e \quad l_{ef} = l - 2e$$

Obdélníkový základ – excentricita vyvolaná dvěma momenty ve dvou na sebe kolmých směrech. Spočítáme excentricity

$$e_b = \frac{M_{db}}{V_{de}} \quad e_l = \frac{M_{dl}}{V_{de}}$$

efektivní šířka a délka

$$b_{ef} = b - 2e_b \quad l_{ef} = l - 2e_l \quad e < 1/3 b$$

kontaktní extrémní výpočtové napětí

$$\sigma_{de} = \frac{V_{de}}{A_{ef}} = \frac{V_{de}}{b_{ef} \cdot l_{ef}}$$

Musi být splněna podmínka

$$e < 1/3 b$$

$$e < 1/3 l.$$

II. MS – pro sedání musíme určit přitížení v základové spáře σ_{ot}

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

Při výpočtu sedání se předpokládá rovnoměrné rozdělení kontaktního napětí na tlačené ploše základové spáry A (nesmíme uvažovat hranové zatížení)

$$\sigma_{ds} = \frac{V_{ds}}{A}$$

To znamená, že pro případ výstřednosti, při které síla působí uvnitř jádra průřezu základu, uvažujeme celou plochu základu.

Největší přípustná výstřednost

$$e_{max} = \frac{M_{ds max}}{V_{ds max}}$$

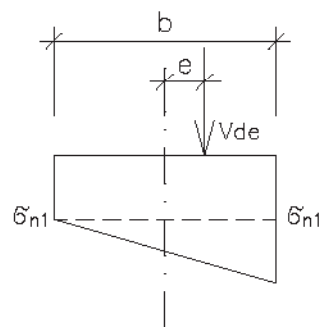
nesmí překročit $1/3$ rozměru základu ve směru působící excentricity.

Excentricita může u tuhého základu vyvolat naklonění. Pro výpočet naklonění stanovíme hranové napětí

$$\sigma_{d_{1,2}} = \frac{V_{ds}}{b \cdot l} \pm \frac{V_{ds} \cdot e}{W}$$

W – průřezový modul půdorysu základové konstrukce.

Průběh napětí pod takto zatíženým základem se stanoví jako součet napětí pod rovnoměrným zatížením (součinitel I_1) a pod zatížením trojúhelníkovým (I_3 a I_4).



Obr. 63.

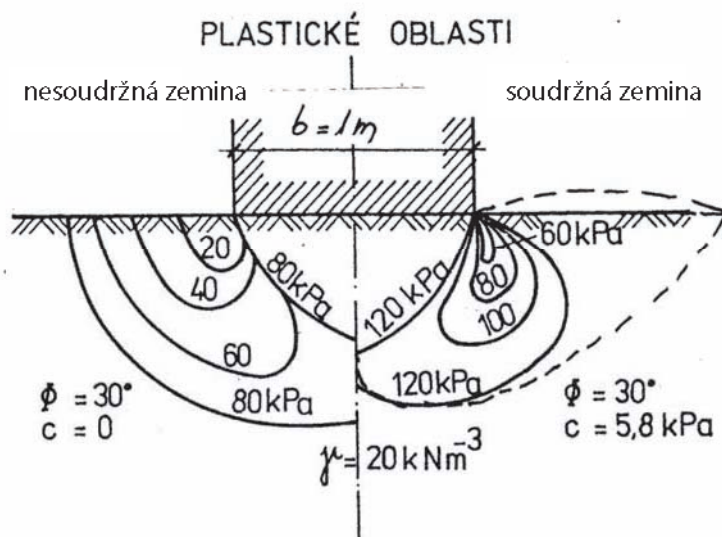
7. Únosnost základové půdy

I. skupina mezních stavů – mezní stav únosnosti

Mezní únosnost je taková hodnota zatížení základové půdy, při jejímž překročení by mělo dojít k překročení pevnosti základové půdy, vytvoření smykových ploch a zaboření základu.

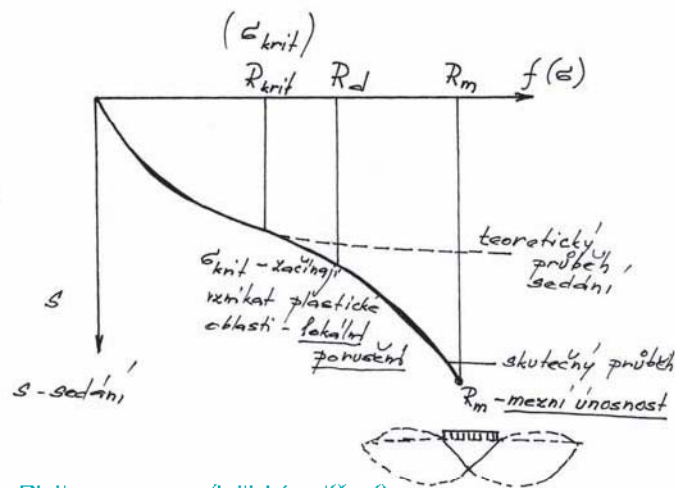
Jak jsme již uvedli úvodem, k mezním stavům únosnosti patří buď ztráta stability základové půdy porušením rovnováhy podél souvislých smykových ploch, neb porušení základové půdy přechodem větších oblastí do plastického stavu (tzn. že u základů velkých půdorysných rozměrů mohou deformace rozsáhlých plastických oblastí způsobit poruchy konstrukce dříve, než se dosáhne mezní únosnosti).

Při postupně se zvětšujícím napětí v základové spáře σ se mění stav napjatosti. V důsledku toho základ sedá a zvyšuje se smykové napětí v zemině. Když toto napětí překročí smykovou pevnost zeminy, začnou se pod základem vytvářet plastické oblasti, které vznikají na hranách základu a rozšiřují se stoupajícím zatížením do stran. Při dalším zvyšování napětí σ se plastické oblasti spojí, pod základem se vytvoří klín zeminy neporušené ve smyku, který vytlačuje zeminu do okolí. Při dosažení mezního zatížení dojde k vytvoření spojitých smykových ploch, po kterých je zemina vytlačována a základ se zaboří neb nakloní. Toto mezní zatížení odpovídá meznímu stavu únosnosti (stability) základových konstrukcí.



klín zeminy neporušené
ve smyku

izočáry stejných smykových
napětí – vznikají pod
hranami základu, kde je
rozdíl hlavních napětí
největší



(σ_{krit}) R_{krit} (kritické zatížení)

R_d výpočtová únosnost

R_m mezní únosnost – propojení plastických oblastí, vznikají smykové plochy (vyčerpána smyková pevnost zemin) – zemina je vytlačena, základ se zaboří nebo nakloní

- **Působí-li zatížený základ na zeminu, mění se v podloží stav napjatosti, roste svislá i vodorovná složka napětí i napětí smykové. Svislá složka napětí způsobuje sedání, vodorovná složka deformaci ve vodorovném směru, není podstatná, pokud smykové napětí nedosáhne pevnosti ve smyku.**

- Z inženýrského hlediska je důležitá otázka, za jakých okolností dojde ke ztrátě stability nějakého základu.
- Úlohu řešíme za předpokladu vzniku mezního stavu rovnováhy v základové půdě.

➤ Principy řešení

1. Metoda vycházející ze začínajícího porušení – kritické zatížení

dnes jen výjimečně odpovídá meznímu stavu trhlin na betonových konstrukcích

$$\sigma_{max} = \sigma_{krit}$$

2. Zemina pod základem se dostala v celém rozsahu do stavu mezní rovnováhy

$$\sigma_{max} = \frac{R_m}{F}$$

Maximální napětí je rovno mezní únosnosti dělené stupněm stability (bezpečnosti) F , pohybuje se v rozmezí 1,8 – 3. Přístup užívaný dříve.

3. Naše norma ČSN 73 1001 vychází z výpočtových únosností R_d (případně R_{dt}) – pomocí výpočtových charakteristik (zavádí součinitele spolehlivosti γ_m). Tím je zajištěno, že mezního zatížení nebude dosaženo s požadovanou pravděpodobností

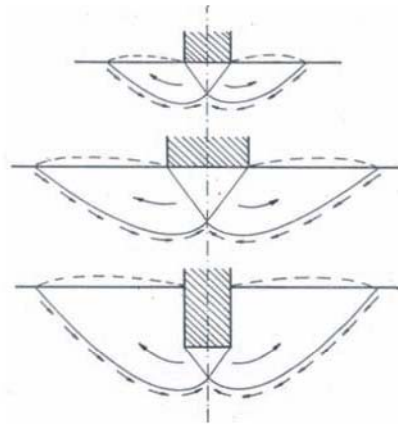
1. geotechnická kategorie

$$\sigma_{de} \leq R_{dt}$$

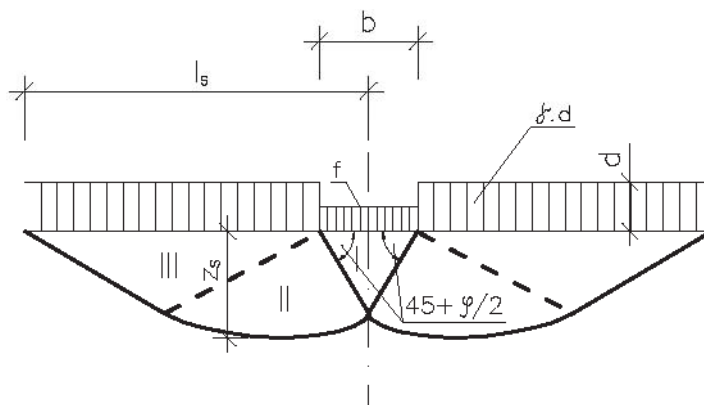
2. a 3. geotechnická kategorie

$$\sigma_{de} \leq R_d$$

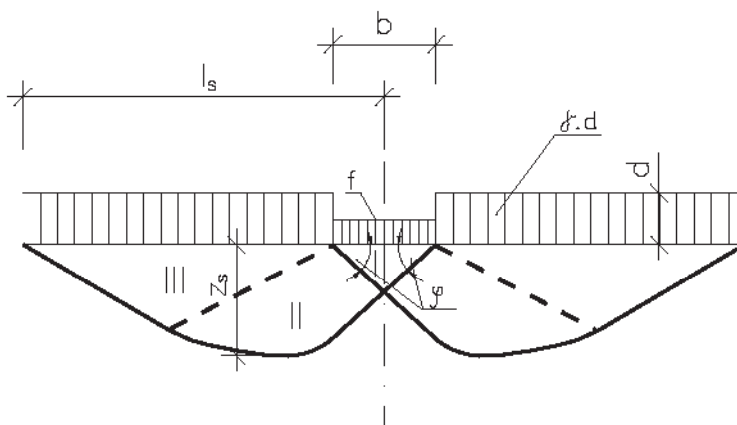
4. Numerické řešení MKP – zavedením nelineárního vztahu napětí a deformace. Spolehlivost závisí na vhodnosti a výstižnosti použitých konstitučních vztahů.



Vliv šířky základu a hloubky založení



Obr. 64. Předpoklad tvaru smykových ploch podle Prandtla



Obr. 65. Předpoklad tvaru smykových ploch podle Terzaghiho

Na obr. 64 je znázorněn předpoklad tvaru smykové plochy při dosažení mezní únosnosti podle Prandtl a na obr. 65 podle Terzaghiho. Prandl uvažuje pod základem vytvoření aktivního klínu pod úhlem $45 + \varphi / 2$, který vytlačuje okolní zeminu do stran. Druhá oblast omezená logaritmickou spirálou je plastická oblast a III. je při zatížení $\gamma \cdot d$ pasivní Rankinova oblast. Terzaghi předpokládá vytvoření aktivního klínu pod úhlem vnitřního tření φ .

Hloubku smykové plochy z_s pod základovou spárou a její **vodorovný dosah l_s** od osy základu můžeme orientačně uvažovat

$$\begin{aligned} z_s &= 2b, & l_s &= 6b && \text{pro třídy S1 a S3 a G1 až G3,} \\ z_s &= b, & l_s &= 2,5b && \text{pro všechny ostatní třídy,} \\ & b && - && \text{šířka základu.} \end{aligned}$$

Výpočtová únosnost R_d pro 2. a 3. GK

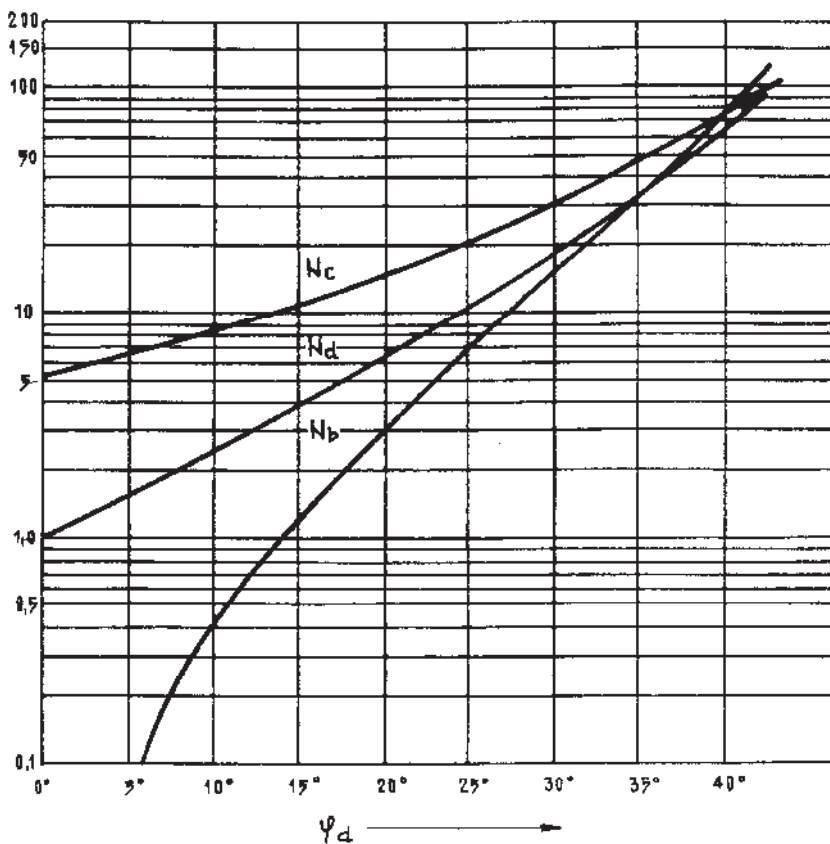
neb mezní výpočtová únosnost je hodnota zatížení základové půdy, která nám zaručuje, že s předepsanou pravděpodobností nebude dosažen mezní stav únosnosti.

Výpočtová únosnost R_d se podle ČSN 73 1001 pro základ s vodorovnou základovou spárou stanoví z obecného vzorce, který vychází ze vzorce Brinch-Hansena

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + g_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d + g_2 \cdot \frac{b}{2} \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \quad [\text{kPa}]$$

kde

- R_d – svislá výpočtová únosnost v kPa,
- γ_1, γ_2 – objemová tíha nad a pod základovou spárou v kNm^{-3} ,
- b – efektivní šířka neb průměr základu v m,
- N_c, N_d, N_b – součinitelé únosnosti závislé na výpočtovém úhlu vnitřního tření,
- d – hloubka založení,



Obr. 66.

- c_d – výpočtová hodnota soudržnosti v kPa,
 s_c, s_d, s_b – součinitelé vyjadřující tvar základu,
 d_c, d_d, d_b – součinitelé vyjadřující vliv hloubky založení,
 i_c, i_d, i_b – součinitelé vyjadřující vliv šikmosti zatížení.

Zjednodušeně můžeme napsat

$$R_d = c_d \cdot N_c \cdot K_c + g_1 \cdot d \cdot N_d \cdot K_d + g_2 \cdot N_b \cdot K_b.$$

Z rovnice vidíme, že první člen vyjadřuje **vliv soudržnosti** c , druhý člen **vliv hloubky založení** d a třetí člen **vliv šířky základu** b .

V rovnici uvažujeme **výpočtové parametry zeminy** c_d, φ_d , které se stanoví vydělením normových hodnot součinitelů základové půdy γ_m .

- Pro normový úhel vnitřního tření $0 < \varphi \leq 12^\circ$ $\gamma_{mj} = 1,5$
 Pro normový úhel vnitřního tření $\varphi > 12^\circ$ $\gamma_{mj} = \varphi / (\varphi - 4)$
 Pro normovou soudržnost $\gamma_{mc} = 2$
 Platí tedy

$$\varphi_d = \frac{\varphi}{\gamma_{mj}}, \quad c_d = \frac{c}{\gamma_{mc}}.$$

Výpočtová hodnota objemové tíhy odpovídá normové, protože součinitel zatížení $\gamma_f = 1$.

Tyto součinitele platí pouze pro výpočty podle 1. MS, působí-li v zákl. směře kontaktní napětí σ_{dc} vyvozené nejnepříznivější možnou zákl. kombinací zatížení. Pro mimořádnou kombinaci zatížení se postupuje individuálně.

Součinitele únosnosti N_c, N_d, N_b určíme buď ze vztahů

$$N_c = (N_d - 1) \cotg \varphi_d \quad \text{pro } \varphi_d > 0$$

$$N_c = 2 + \pi \quad \text{pro } \varphi_d = 0$$

$$N_d = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi_d}$$

$$N_b = 1,5 (N_d - 1) \text{tg} \varphi_d$$

- φ_d – výpočtový úhel vnitřního tření.

nebo z grafu na obr. 66.

Součinitelé tvaru základu s_c, s_d, s_b

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{b}{l}$$

$$s_d = 1 + \frac{b}{l} \sin \varphi_d$$

$$s_b = 1 - 0,3 \frac{b}{l}$$

kde b, l jsou rozměry obdélníkového základu, čtvercový neb kruhový základ $b = l$.

Součinitelé hloubky založení d_c, d_d, d_b

$$d_c = 1 + 0,1 \sqrt{\frac{d}{b}}$$

$$d_d = 1 + 0,1 \sqrt{\frac{d}{b}} \cdot \sin 2\varphi_d$$

$$d_b = 1$$

- b – šířka neb průměr základu.

Součinitelé šikmosti zatížení i_c, i_d, i_b

$$i_c = i_d = i_b = (1 - \text{tg} \delta)^2$$

- δ – úhel odklonu výslednice od svislice, pro $\delta > 30^\circ$ se postupuje individuálně.

S rostoucí šikmostí se podstatně snižuje únosnost základu.

Excentricita zatížení

Při excentrickém zatížení dosazujeme do rovnice pro výpočet únosnosti R_d rozměry efektivní plochy b_{ef} , l_{ef} . Nesmíme zapomenout tyto efektivní rozměry uvažovat při výpočtu součinitelů tvaru základu (s_c , s_d , s_b) a součinitelů hloubky založení (d_c , d_d , d_b). Jak zjistíme efektivní rozměry viz kap. 6.5. Kontaktní napětí.

Hladina podzemní vody

a) Je-li hladina podzemní vody v hloubce větší neb rovné dvěma šířkám základu pod úrovní základové spáry u zemín S1 až S3 a G1 až G3, aneb v hloubce větší neb rovné šířce základu u všech ostatních zemín, nezmenšujeme objemovou tíhu γ_2 v důsledku vztlaku (neuvažuje se vztlak)

– u zemín třídy S1 až S3 a G1 až G3 HPV $\geq 2b$,

– u ostatních zemín HPV $\geq b$.

b) Je-li HPV v úrovni základové spáry, zmenší se objemová tíha zeminy γ_2 o plný vztlak.

c) Je-li HPV v hloubce menší než šířka neb dvě šířky základu, stanoví se objemová tíha γ_2 lineární interpolací mezi hodnotami stanovenými pro případy podle bodu a) a b).

d) Je-li HPV nad úrovní základové spáry, uvažuje se s plným zmenšením objemové tíhy zeminy γ_2 v důsledku vztlaku a se zmenšením objemové tíhy γ_1 jen pod úrovní hladiny podzemní vody

$$\gamma_{2ef} = \gamma_2 - \gamma_w \cdot$$

Pro 2. GK můžeme v rovnici pro R_d uvažovat směrné normové charakteristiky (příloha 1 a 2).

Pro 3. GK se normové charakteristiky určí na základě výsledků zkoušek.

Postup výpočtu výpočtové únosnosti R_d je pro **2. a 3. GK stejný**.

Extrémní zatížení se vypočte z normových hodnot zatížení vynásobením součinitelem zatížení γ_f podle normy ČSN 73 0032. Součinitel γ_f je pro jednotlivé druhy zatížení různý.

Posouzení na I. mezní stav

Pro 2. a 3. GK se výpočtová únosnost R_d porovná s napětím v základové spáře vyvozeným účinky extrémního výpočtového zatížení σ_{ds} .

Je-li $R_d \geq \sigma_{ds}$ základ vyhovuje.

Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} – pro 1. GK

Pomocí hodnot tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt} (odpovídají dříve používané metodě navrhování podle dovolených namáhání), které jsou uvedeny v tab. 24, 25 a 26, posoudíme únosnost základové půdy pro 1. geotechnickou kategorii nebo těchto hodnot využíváme pro předběžný návrh rozměrů základové konstrukce.

Pro první geotechnickou kategorii se porovnávají účinky předpokládaného provozního výpočtového napětí v základové spáře σ_{ds} s hodnotami tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt}

$$\sigma_{ds} \leq R_{dt}.$$

Už víme, že únosnost základu je kromě vlastností základové půdy ovlivňována šířkou základu, hloubkou založení, polohou hladiny podzemní vody vzhledem k základové spáře a případně i polohou málo stlačitelné vrstvy vzhledem k základové spáře.

Základní hloubky založení a šířky základů, pro které R_{dt} platí, jsou uvedeny v tabulkách.

Musíme zohlednit poznámky, které jsou uvedeny pod tab. pro jednotlivé skupiny zemín. To znamená, že základní tabulkovou hodnotu únosnosti musíme zvýšit případně snížit o hodnotu vyjadřující některý z uvedených vlivů.

Vliv šířky základu

Pro jemnozrnné zeminy skupiny F platí tabulkové hodnoty R_{dt} jednotně pro šířku do 3 m, neboť pro nižší úhly vnitřního tření, které přísluší jemnozrnným zemínám, má šířka základu relativně malý vliv na jeho únosnost. U zemín písčitých a šterkovitých lze pro mezilehlé hodnoty šířek základu použít interpolaci. Extrapolace není dovolená.

Tab. 24. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt} [kPa] zemín jemnozrnných při hloubce založení 0,8 až 1,5 m pro šířku základu = 3 m

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} [kPa]			
		Konzistence			
		měkká	tuhá	pevná	tvrdá
F 1	MG	110	200	300	500
F 2	CG	100	175	275	450
F 3	MS	100	175	275	450
F 4	CS	80	150	250	400
F 5	ML; MI	70	150	250	400
F 6	CL; CI	50	100	200	350
F 7	MH; MV; ME	50	100	200	350
F 8	CH; CV; CE	40	80	160	300

Tab. 25. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt} [kPa] zemín písčitých při hloubce založení 1 m

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} [kPa]			
		Šířka základu b [m]			
		0,5	1	3	6
S 1	SW	300	500	800	600
S 2	SP	250	350	600	500
S 3	S-F	225	275	400	325
S 4	SM	175	225	300	250
S 5	SC	125	175	225	175

Poznámka: Pro třídu S1 až S3 platí hodnoty pro zeminy ulehlé. Pro zeminy středně ulehlé se hodnoty násobí součinitelem 0.65. Pro třídy S4 a S5 platí hodnoty pro konzistenci tuhou až pevnou.

Tab. 26. Hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti R_{dt} [kPa] zemín šterkovitých při hloubce založení 1 m

Třída	Symbol	Tabulková výpočtová únosnost R_{dt} [kPa]			
		Šířka základu b [m]			
		0,5	1	3	6
G 1	GW	500	800	1000	800
G 2	GP	400	650	850	650
G 3	G-F	300	450	700	500
G 4	GM	250	300	400	300
G 5	GC	150	200	250	200

Poznámka: Pro třídu G1 a G3 platí hodnoty pro zeminy ulehlé. Pro zeminy středně ulehlé se hodnoty násobí součinitelem 0.65. Pro třídy G4 a G5 platí hodnoty pro konzistenci tuhou až pevnou.

Vliv hloubky základu

Je-li základová spára v hloubce větší než hloubka založení předpokládaná v tab. 24 až 26, je možné u základových půd skupiny S a G zvýšit hodnoty o 2,5 násobek a u základové půdy skupiny F o 1 násobek napětí od tíhy základové půdy ležící mezi skutečnou a předpokládanou základovou spárou. Pro nižší hloubky založení je potřeba únosnost prokázat výpočtem R_d .

Vliv hladiny podzemní vody

Lze-li očekávat, že nejvyšší hladina podzemní vody bude pod základovou spárou v hloubce menší než je šířka základu, tabulková hodnota výpočtové únosnosti se sníží o 30 %.

Vliv méně stlačitelné vrstvy základové půdy

Je-li pod základovou spárou pevnější a méně stlačitelná vrstva základové půdy v hloubce menší než poloviční šířka základu, je možné tabulkové hodnoty výpočtové únosnosti zvýšit o 20 %.

V případech, kdy není možné stanovit tabulkovou výpočtovou únosnost R_d (např. větší šířka základu, menší hloubka založení než udávají tabulky), je nutné stanovit únosnost podle zásad 2. GK, tzn. pomocí rovnice pro R_d s použitím směrných normových charakteristik.

Příloha 1.

Třída	Symbol	Charakteristika	Konzistence						
			měkká	tuhá	pevná		tvrdá		
			—	—	$S_1 > 0,8$	$S_1 < 0,8$	$S_2 > 0,8$	$S_2 < 0,8$	
F 1	MG	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,0;$						
		E_{del} MPa	5 až 10	10 až 20	13 až 21	15 až 30			
		c_v kPa	40	70	70	70 až 80			
		φ_v °	0	0	10	12 až 15			
		c_{st} kPa	4 až 12		8 až 16	16 až 12		16 až 24	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	26 až 32						
F 2	CG	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,5;$						
		E_{del} MPa	4 až 8	7 až 15	10 až 12	18 až 25			
		c_v kPa	30	60	60	60 až 70			
		φ_v °	0	0	10	12 až 15			
		c_{st} kPa	6 až 14		10 až 18	18 až 36		18 až 26	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	24 až 30						
F 3	MS	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,0;$						
		E_{del} MPa	3 až 6	5 až 8	8 až 12	12 až 15			
		c_v kPa	30	60	60	60 až 70			
		φ_v °	0	0	10	12 až 15			
		c_{st} kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40		20 až 28	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	24 až 29						
F 4	CS	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,5;$						
		E_{del} MPa	2,5 až 4	4 až 6	5 až 8	8 až 12			
		c_v kPa	30	50	70	70 až 80			
		φ_v °	0	0	5	8 až 14			
		c_{st} kPa	10 až 18		14 až 22	22 až 44		22 až 30	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	22 až 27						
F 5	ML MI	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 20,0$						
		E_{del} MPa	1,5 až 3	3 až 5	5 až 8	7 až 10	10 až 15	12 až 20	
		c_v kPa	30	60	70	70 až 80		200	80 až 90
		φ_v °	0	0	5	8 až 14		0	15 až 20
		c_{st} kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40		20 až 28	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	19 až 23						
F 6	CL CI	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$						
		E_{del} MPa	1,5 až 3	3 až 6	6 až 8	8 až 12	10 až 15	12 až 20	
		c_v kPa	25	50	80	80 až 90		170	80 až 90
		φ_v °	0	0	0	4 až 12		0	14 až 18
		c_{st} kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40		20 až 28	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	17 až 21						
F 7	MH MV ME	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$						
		E_{del} MPa	1 až 3	3 až 5	5 až 7	7 až 10	10 až 15	12 až 20	
		c_v kPa	25	50	80	80 až 90		170	80 až 90
		φ_v °	0	0	0	4 až 12		0	14 až 18
		c_{st} kPa	4 až 10		8 až 16	14 až 28		16 až 24	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	15 až 19						
F 8	CH CV CE	ν, β, γ kN/m ³	$\nu = 0,42; \beta = 0,37; \gamma = 20,5;$						
		E_{del} MPa	1 až 2	2 až 4	4 až 6	6 až 8	8 až 10	10 až 15	
		c_v kPa	20	40	80	80 až 90		150	80 až 90
		φ_v °	0	0	0	3 až 10		0	12 až 16
		c_{st} kPa	2 až 8		6 až 14	14 až 28		14 až 22	vyšetří se zkouškami
		φ_{st} °	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 směrných 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
					$I_p =$ 0,33 až 0,67	$I_p =$ 0,67 až 1,0	$I_p =$ 0,33 až 0,67	$I_p =$ 0,67 až 1,0		
S 1	SW	0,28	0,78	20	30 až 60	50 až 100	34 až 39	37 až 42	0	I_p w, % g, tvar zrn, angularita
S 2	SP	0,28	0,78	18,5	15 až 35	30 až 50	32 až 35	34 až 37	0	
S 3	S-F	0,30	0,74	17,5	12 až 19	17 až 25	28 až 31	30 až 33	0	
S 4	SM	0,30	0,74	18	5 až 15	4 až 12	28 až 30		0 až 10	podíl jemných částic a kon- zistence zeminy
S 5	SC	0,35	0,62	18,5			26 až 28		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
					$I_p =$ 0,33 až 0,67	$I_p =$ 0,67 až 1,0	$I_p =$ 0,33 až 0,67	$I_p =$ 0,67 až 1,0		
G 1	GW	0,20	0,90	21	250 až 390	360 až 500	36 až 41	39 až 44	0	I_p w, % g, tvar zrn, angularita
G 2	GP	0,20	0,90	20	100 až 190	170 až 250	33 až 38	36 až 41	0	
G 3	G-F	0,25	0,83	19	80 až 90	90 až 100	30 až 35	33 až 38	0	
G 4	GM	0,30	0,74	19	60 až 80		30 až 35		0 až 8	podíl jemných částic a kon- zistence zeminy
G 5	GC	0,30	0,74	19,5	40 až 60		28 až 32		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 zemín – Příklady, VŠDS, 1995
- [4] EICHLER, J.: Mechanika zemín, SNTL, 1978
- [5] EICHLER, J., MACEKOVÁ, V., WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemín a zakládání staveb, SNTL, 1981
- [6] JESENÁK, J.: Mechanika zemín, 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 zemín a skalních hornin
- [12] MENCL, V.: Mechanika zemín, ČAV, 1955
- [13] MYSLIVEC, A., EICHLER, J., JESENÁK, J.: Mechanika zemín, SNTL – ALFA, 1970
- [14] SLIVOVSKÝ, M.: Geomechanika, VŠDS, 1993
- [15] ŠIMEK, J., VANÍČEK, I.: Vybrané statě z mechaniky zemín, SNTL, 1976
- [16] ŠTĚPÁNEK, Z.: Zakládání staveb – výpočty, ČVUT, 1993
- [17] TRESA, F., ŠMIHULA, G.: Mechanika zemín, SVŠT, 1989
- [18] VANÍČEK, I.: Mechanika zemín, ČVUT, 1996
- [19] VANÍČEK, I.: Sběrka příkladů z mechaniky zemín, ČVUT, 1983
- [20] VANÍČEK, I., Kudrnáčová, I.: Mechanika zemín – cvičení, ČVUT, 1992
- [21] WEIGLOVÁ, K.: Mechanika zemín – 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 zemín – Cvičení, CERM Brno, 1998
- [22] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V., MASOPUST, J.: Mechanika zemín a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM Brno, 2003
- [22] WEIGLOVÁ, K., GLISNÍKOVÁ, V.: Příklady – Mechanika zemín a zakládání staveb pro kombinované studium, CERM Brno, 2003

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

- 72 1011 Laboratorní stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemín
- 72 1012 Laboratorní stanovení vlhkosti zemín
- 72 1013 Laboratorní stanovení meze plasticity zemín
- 72 1014 Laboratorní stanovení meze tekutosti zemín
- 72 1015 Laboratorní stanovení zhutnitelnosti zemín
- 72 1018 Laboratorní stanovení relativní ulehlosti nesoudržných zemín
- 72 1019 Laboratorní stanovení smršťování zemín
- 72 1020 Laboratorní stanovení propustnosti zemín
- 72 1022 Laboratorné stanovenie uhličitanov v zeminách
- 72 1025 Laboratorní stanovení pevnosti jemnozrnných zemín v prostém tlaku
- 72 1026 Laboratorní stanovení smykové pevnosti zemín vrtulkovou zkouškou
- 72 1027 Laboratorní stanovení stlačitelnosti zemín v edometru
- 72 1031 Laboratorní metody stanovení smykové pevnosti zemín triaxiálním přístrojem (eqv ST SEV 5574-86)
- 72 1172 Stanovení zrnitosti a určení tvaru zrn kameniva
- 72 1191 Zkoušení míry namrzavosti zemín
- 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
zařídování zemín – Část 1: Pojmenování a popis
- EN ISO 14688-2 (72 1003) – Geotechnický průzkum a zkoušení –
Pojmenování a zařídování zemín – Část 2: Zásady pro
zařídování