



Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zakládání staveb – Sedání základů

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.

SEDÁNÍ ZÁKLADŮ

II. sk mezních stavů

Příčiny sedání: přetížení objektu

dynamické účinky strojů

změny HPV

pokles terénu poddolováním

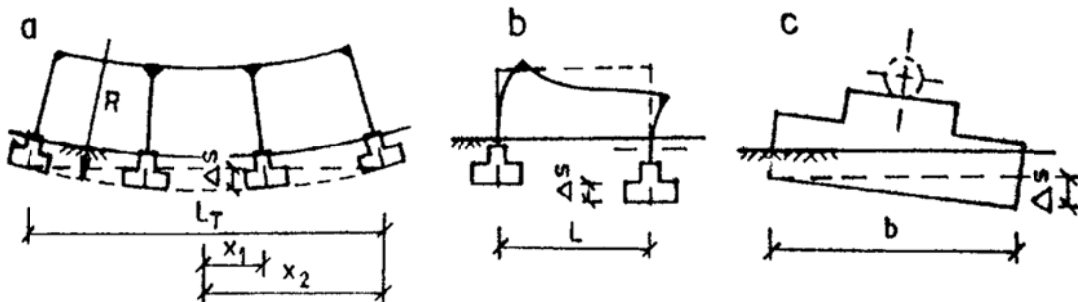
Rovnoměrné

není zdrojem vynucených přetvoření a napětí

Nerovnoměrné

Průhyb

Naklonění



Obr. 1. Nerovnoměrné složky sedání: a)relativní průhyb $\Delta s / L_T$; b)relativní pokles (úhlové přetvoření) $\Delta s / L$; c) naklonění $\Delta s / b$

Převod

$$E_{def} = \beta \cdot E_{oed}$$

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

Sednutí → podle dosaženého stupně konsolidace:

konečné — plná konsolidace od daného přetížení

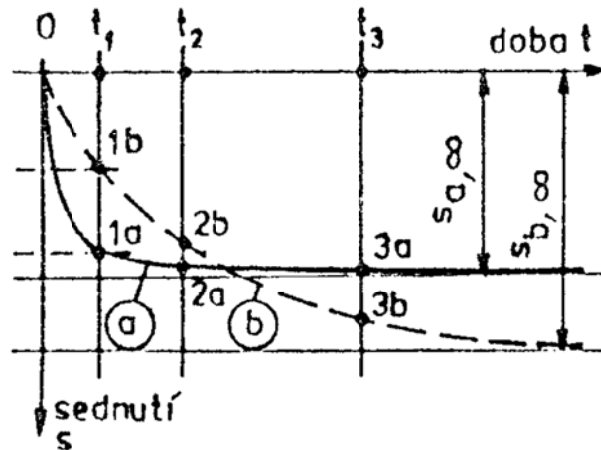
částečné — částečná konsolidace od daného přetížení

→ podle dosaženého přetížení základ. půdy:

celkové

dílčí

Rychle konsolidující zeminy $c_v > 10^{-6} m^2 sec^{-1}$ rozhodující část sednutí projeví během výstavby



Obr. 2. Časový vývoj sedání

Vstupní veličiny pro návrh plošných základů zahrnují pro mezní stav použitelnosti – deformace (sedání):

- geologický model podloží, geotechnický model podloží s odvozenými parametry geotechnických vlastností základové půdy, především deformačních parametrů podloží
- zatížení, které základová konstrukce bude přenášet – pro mezní stav použitelnosti jde především o stálé zatížení (G) v souladu s ČSN EN 1990 resp. 1991 (dříve provozní zatížení)
- podklady pro posouzení tuhosti základové konstrukce a to ať již z pohledu výpočtu přitížení v podloží pod základem, tak pro následné posuzování mezního stavu STR vlastní základové konstrukce (v souladu s ČSN EN 1992 resp. 1994)

Základní podmínka návrhu plošných základů z pohledu mezního stavu použitelnosti-sedání (SLS)

(1) Základní podmínkou při ověřování mezních stavů použitelnosti základové půdy nebo konstrukční části prvku nebo spoje, se musí vyžadovat (dle čl. 2:4:8.(1) ČSN EN 1997-1), aby

$$E_d \leq C_d$$

Kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení

C_d mezní návrhová hodnota účinku zatížení

když v základní formě pod hodnotou účinku zatížení se myslí výpočtové deformace, v první řadě absolutní či nerovnoměrné sedání základů a mezní hodnotou účinku zatížení se myslí přípustná hodnota této deformace.

(2) Základní podmínka tak přechází na tvar:

$$s \leq s_{lim} \quad \text{resp.} \quad \Delta s / L \leq |\Delta s / L|_{lim}$$

když L je hodnota vzdálenosti pro niž se rozdíl deformace určuje, pro tuhé plošné základy je to jejich rozměr, pro dva základy propojené v horní části rámovou konstrukcí je to jejich osová vzdálenost. U poddajného základu, tenčí základové desky, půjde o průhyb.

(3) Pro orientační posouzení tuhosti systému k lze využít vztahu:

$$k = E/E_{\text{def}} \left(t/l \right)^3$$

kde

E – je modul pružnosti materiálu základové konstrukce;

E_{def} – je modul deformace základové půdy do hloubky deformační zóny – jeho vážený průměr při proměnném podloží

t – je tloušťka základové konstrukce;

l – je rozměr základové konstrukce ve směru, ve kterém se určuje tuhost

Pro $k < 1$ je základ považován za poddajný, pro $k > 1$ se základová konstrukce považuje za tuhou.

Při řešení závažnějších případů se doporučuje řešit napětí i společná přetvoření stavby a podloží metodami interakce. K tomu většinou slouží numerické výpočetní modely.

(4) Při posuzování obou základních mezních stavů – porušení a použitelnosti pro plošné základy je obecně mezní stav porušení typický pro základy o menší ploše, naopak pro základy s větší plochou je rozhodující mezní stav použitelnosti – deformace základů.

(5) Výpočet deformace elementu základové půdy vychází ze 2 základních předpokladů:

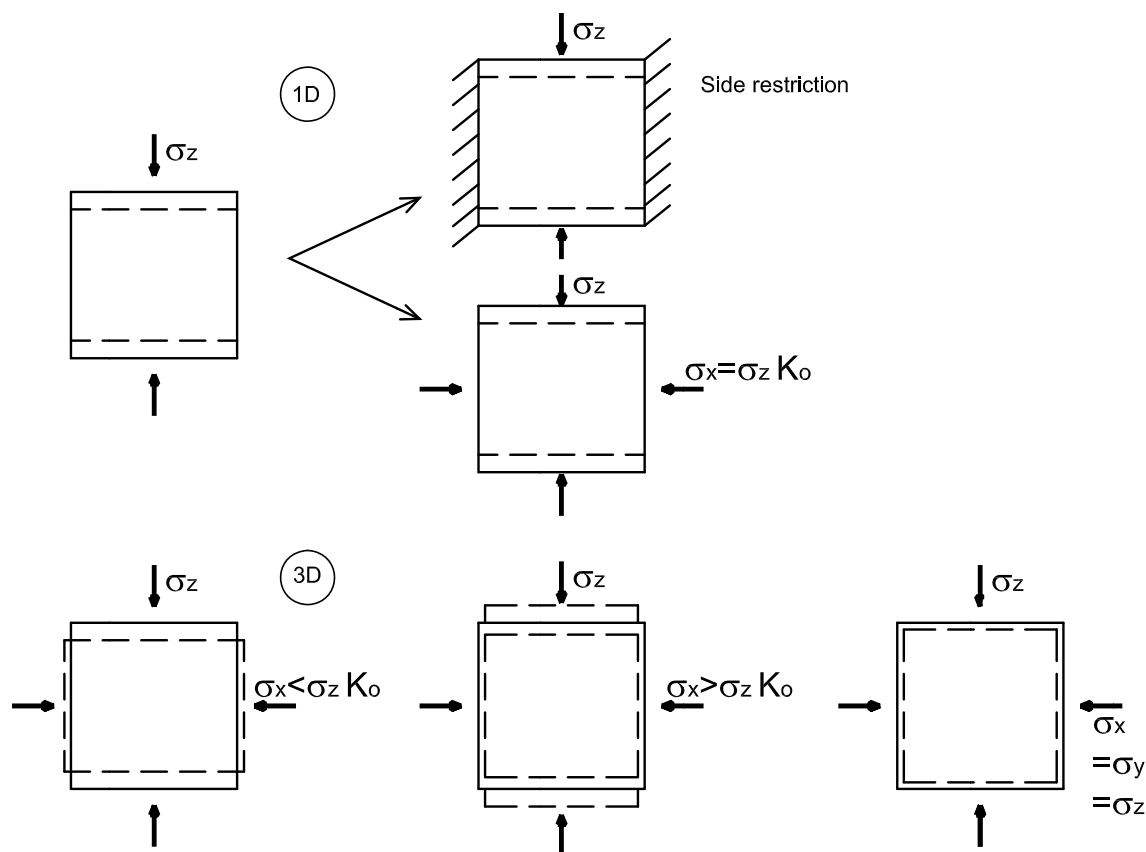
- stanovení počátečního stavu napjatosti a následně stanovení změny napjatosti v tomto elementu, když změna napjatosti vyvolá sledovanou změnu deformace;
- stanovení deformačních charakteristik zeminy platných pro tento element a to i se zřetelem k první fázi, pro jaký rozsah napjatosti tato deformační charakteristika byla stanovena.

Pro první předpoklad lze využít základních učebnic mechaniky zemin, např. Vaníček (1982), Vaníček, I a Vaníček, M (2008), resp. byly obsaženy i v ČSN 731001 (1988-2010).

Z pohledu druhého předpokladu je třeba odlišit, zda se element bude deformovat:

- obecně, jak svisle, tak i vodorovně – obecně deformace za 3 D podmínek
- pouze svisle – za 1 D podmínek, když element je bočně omezen a nebo vodorovné přitížení odpovídá tlaku v klidu.

Toto odlišení je významné pro ocenění okamžitého (počátečního) sedání zemin nasycených. Schéma uvádí obr. 3.



Obr. 3. Standardní případy deformace elementu zeminy

(6) Přípustné hodnoty pohybu základů – hodnoty absolutních a nerovnoměrných sedání může specifikovat projektant celé stavby, horní konstrukce, pro níž jsou základy navrhovány. ČSN EN 1997-1 zde uvádí: „pokud chybí specifické mezní hodnoty deformací podporované konstrukce, mohou se použít hodnoty deformací konstrukce a pohybu základu uvedené v Příloze H“.

Orientační hodnoty v souladu s doporučeními ČSN 731001 (1988-2010) jsou pro celkové sedání řádově 60 mm a nerovnoměrné řádově 0,0015 až 0,003 (viz tab.1).

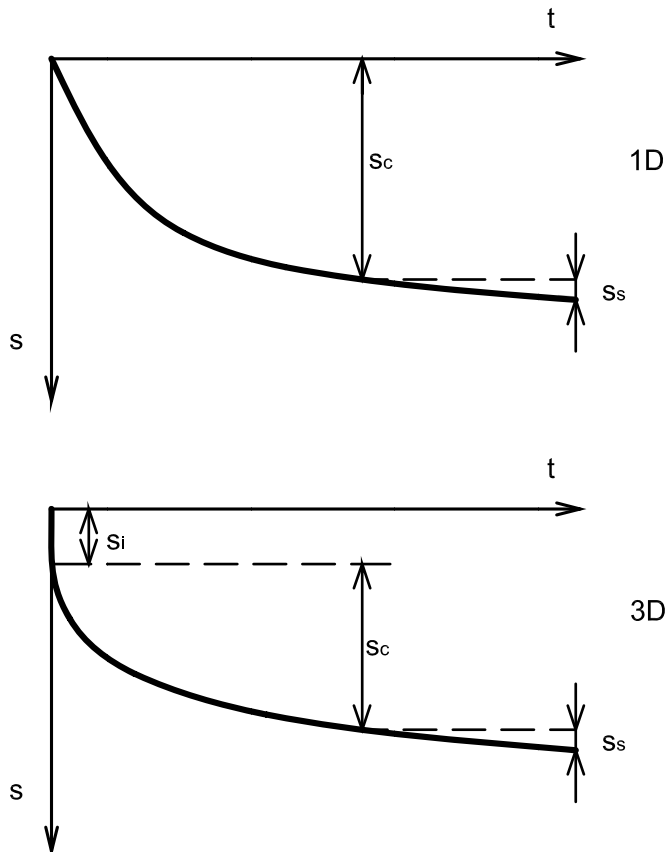
Tab.1. Orientační limitní hodnoty absolutního i nerovnoměrného sedání.

Druh stavby	Konečné celkové průměrné sednutí	Nerovnoměrné sednutí	
	$s_{m,lim}$	Druh	Hodnota
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. <u>Konstrukce staticky určité</u>	100	$\Delta s/L$	0,005
2.1 železobetonové staticky neurčité	60	$\Delta s/L$	0,002
2.2 ocelové staticky neurčité	80	$\Delta s/L$	0,003
3. <u>Vícepodlažní skeletové budovy</u>	60	$\Delta s/L$	0,0015
3.1 železobetonové skelety s výplňovým zdivem			
3.2 ocelové skelety s výplňovým zdivem	70	$\Delta s/L$	0,0025
4. <u>Vícepodlažní budovy s nosnými stěnami</u>	80	$\Delta s/L_T$	0,0015
4.1 zděné z cihel a bloků se ztužujícími věnci			
4.2 z velkorozměrových panelů a monolitického betonu	60	$\Delta s/L$	0,0015
5. <u>Tuhé železobetonové konstrukce</u>	200	$\Delta s/b$	0,003
5.1 Komíny do výšky 100 m	200	$\Delta s/b$	0,005
5.2 Komíny vyšší než 100 m	100	$\Delta s/b$	0,002
6. <u>Jeřábové dráhy</u>	50	$\Delta s/L$	0,0015

(7) V souladu s článkem 6.6.2 v ČSN EN 1997-1:

- výpočet sedání musí zahrnovat jak okamžité, tak konsolidační sedání;
- pro částečné nebo plně nasycené zeminy se mají uvažovat následující tři složky sedání:
 - s_0 (též s_i) - okamžité (počáteční) sedání; pro plně nasycenou zeminu v důsledku smykové deformace za stálého objemu a pro částečně nasycenou zeminu v důsledku jak smykové deformace, tak snížení objemu;
 - s_1 (též s_c) – konsolidační sedání;
 - s_2 (též s_s) – sedání vyvolané creepem, (sekundární sedání).
- mají se použít běžně uznávané metody pro vyhodnocení sedání
- sedání v čase pro nasycené zeminy a pro 1D a 3D podmínky uvádí obr. 4.



Obr. 4. Sedání v čase pro nasycené zeminy pro 1D a 3D podmínky.

Výpočtové kontaktní napětí v základové spáře pro SLS

(1) Pro výpočet sedání se vychází z rovnoměrného kontaktního napětí v základové spáře, stanoveného jako poměr svislého zatížení a jeho plochy.

$$\sigma_d = V_d / A$$

Hodnota svislého zatížení není v ČSN EN 1997-1 jednoznačně definována, ale z dikce je zřejmé, že musí obsahovat zatížení stálé (charakteristickou hodnotu svislého stálého zatížení G_k) a případně část zatížení proměnného, které působí dlouhodoběji. Proto výběr relevantních návrhových situací a s tím spojené zatížení je nutným prvním krokem. ČSN 731001 (1988-2010) byla v tomto směru jednoznačnější, neb definovala, že pro výpočet sedání se vychází z provozního výpočtového zatížení v upravené základní kombinaci sestávající ze zatížení stálých, nahodilých dlouhodobých a trvalých složek krátkodobých zatížení.

(1) Pro deformaci podloží – sedání – je třeba vycházet z přitížení v základové spáře σ_{ol} :

$$\sigma_{ol} = \sigma_d - \sigma_{or}$$

kde σ_{or} – je původní svislé napětí v úrovni základové spáry, nejčastěji $\sigma_{or} = \gamma \cdot D$

kde D je hloubka založení.

(3) Pro poddajný základ je možné počítat přitížení v podloží od hodnoty σ_{ol} pod vybraným bodem – nejčastěji rohem a středem základu a tak počítat jeho prohnutí.

(4) Pro tuhý základ se počítá s průměrným sedáním a vychází se z přitížení v podloží pod charakteristickým bodem základu (kde je teoretické sedání poddajného i tuhého základu stejné).

(5) Při významném excentrickém zatížení tuhého základu je vhodné stanovit naklonění základu

Výpočet počátečního sedání

(1) Výpočet počátečního sedání je třeba rozdělit na případy zemin nasycených a částečně nasycených.

(2) Pro nasycené zeminy je počáteční deformace elementu možná pouze za 3D podmínek, když změna objemu elementu je nulová. V tomto případě lze využít metod deformace pružného poloprostoru a nebo metod drah napětí.

(3) Zeminy částečně nasycené obsahují v pórech i stlačitelný vzduch. Přetváření může probíhat jak za 1D tak i 3D podmínek. Velikost počátečního sedání se odvodí z výsledků laboratorních zkoušek, když velikost silně závisí na stupni nasycení a propustnosti (i pro vzduch).

(4) Metody výpočtu počátečního sedání pružného poloprostoru vcházejí ze základního vztahu:

$$S_i = \sigma_{oi} \cdot B/E_u \cdot I_u$$

Kde

B - je šířka či poloměr základu

E_u – modul deformace stanovený za neodvodněných podmínek

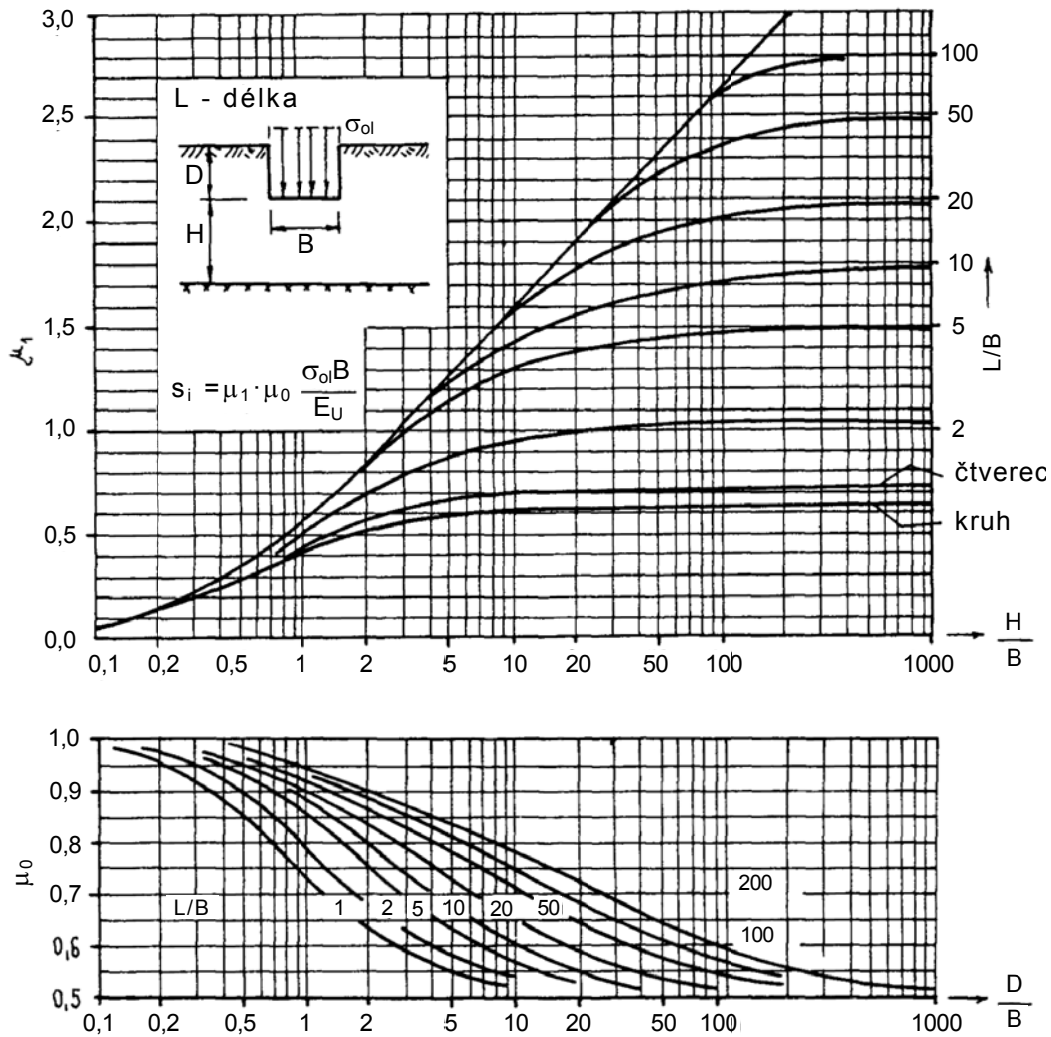
I_u - příčinkový faktor, který závisí na Poissonově čísle (pro neodvodněné podmínky odpovídá 0,5), na tvaru základu, hloubce založení a nestlačitelnému podloží v reálné hloubce pod základovou sparou.

Pozn. ČSN EN 1997-1 uvádí v Příloze F (informativní) též obecný vztah platný jak pro odvodněné tak neodvodněné podmínky, avšak s trochu odlišným značením a bez specifikace příčinkového faktoru.

(5) Pro výpočet příčinkového faktoru lze použít metody Janbu, Bjerrum, Kjaernsli (1956), viz též Vaníček (1982), když:

$$I_u = \mu_0 \cdot \mu_1$$

Když μ_0 a μ_1 lze odečíst z grafů na obr. 5.



Obr. 5. Hodnoty μ_0 a μ_1 pro výpočet počátečního sedání nasycených zemín

(6) Princip výpočtu sedání za využití principu drah napětí vychází z následujících kroků – Lambe a Whitman (1969), též Vaníček (1982):

- ve středu vrstviček podzákladí se určí původní napjatost;
- z těchto míst se odeberou vzorky zemín a v triaxiálním přístroji se rekonsolidují na stav původní napjatosti
- výpočtem (většinou za užití aparátu teorie pružnosti) se spočte pro jednotlivé středy vrstviček přírůstek svislého i vodorovného napětí,
- stejným způsobem se zatěžuje vzorek v triaxiálu a měří se poměrné svislé deformace,
- změřené svislé poměrné deformace se přisoudí jednotlivým vrstvičkám a tak se stanoví její svislá deformace a sumaci potom deformace celého podzákladí.

Pozn. Popsaný postup je shodný jak pro počáteční tak celkové sedání; pro výpočet počátečního sedání se přírůstky napětí aplikují za neodvodněných podmínek, pro celkové sedání za odvodněných podmínek.

Výpočet celkového (konsolidačního) sedání

(1) Výpočet celkového (konsolidačního) sedání vychází ze 3 základních skupin metod:

- z teorie pružného poloprostoru

- za uvažování jednoosé stlačitelnosti elementů v podloží
- metoda drah napětí za uvažování trojosé stlačitelnosti elementů podloží

(2) Teorie pružného poloprostoru vychází za základní Schleicherovy rovnice pro sedání pružného homogenního isotropního poloprostoru:

$$S_c = 1/E_{\text{def}} \cdot \sigma_{\text{ol}} \cdot B \cdot \alpha (1 - \nu^2) \quad (4.33)$$

Kde

E_{def} je modul deformace zjištěný za odvozených podmínek v triaxiálním přístroji (nebo pomocí zatěžovací zkoušky deskou in situ)

α – tvarový a tuhostní koeficient

ν – Poissonovo číslo stanovené za odvozených podmínek

Pozn. ČSN 731001 (1967-1988) využívala výše uvedenou rovnici v mírně upravené verzi, rozšířené o opravné součinitele m a m_1 ale sama upozorňovala, že vzorec dává zpravidla větší hodnoty sedání než je sedání skutečné a proto ve verzi z roku 1988 již nebyla využita.

(3) Ze sumačních metod vycházejících z 1D deformace elementu podzákladí ČSN 731001 upřednostňovala metodu uvažující vliv strukturální pevnosti – Havlíček (1976) . S ohledem na dosavadní zkušenosti je tato metody upřednostňována před ostatními sumačními metodami, které se strukturální pevností neuvažují.

Za uvažování strukturální pevnosti je potom deformace elementu zeminy o výšce z_i :

$$\Delta z_i = (\Delta \sigma'_z - m_i \times \sigma'_{\text{or},i}) \times z_i / E_{\text{oed},i}$$

kde $\sigma'_{\text{or},i}$ je původní svislé efektivní napětí ve středu elementu i ;

$\Delta \sigma'_z$ je efektivní přitížení ve středu tohoto elementu (ve středu vrstvy o mocnosti z_i);

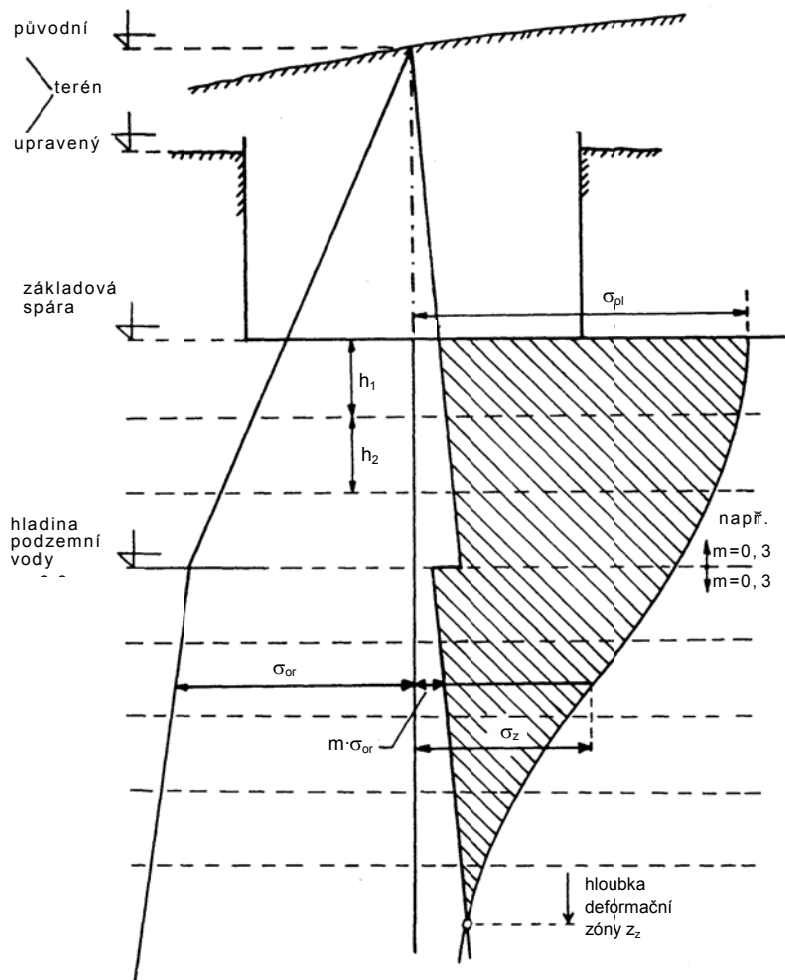
$E_{\text{oed},i}$ je edometrický modul deformace platný pro tuto vrstvu o rozsah napětí

M_i – opravný součinitel přitížení, který se pro i -tou vrstvu stanoví v závislosti na druhu základové půdy podle Tab. 4.1.

Potom celkové sedání s :

$$s = \sum \Delta z_i = \sum (\Delta \sigma'_z - m_i \times \sigma'_{\text{or},i}) \times z_i / E_{\text{oed},i}$$

Výpočtový model sednutí pro řešení za uvažování strukturální pevnosti, zobrazuje obr. 4.6.



Obr. 6. Výpočtový model sedání pro 1D deformaci s uvažováním strukturální pevnosti zemín.

METODY VÝPOČTU SEDÁNÍ

1. modul deformace E_{def} - $s = \frac{\sigma_{ol} \cdot b \cdot \alpha \cdot (1 - \nu^2) \cdot m_r}{E_{def}}$ (homogenní podmínky)

využití opravného součinitele působení základové půdy m_r

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

2. součinitel stlačitelnosti C - $s = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C} \ln \frac{\sigma_{z,i} + \sigma_{or,i}}{\sigma_{or,i}}$ (homogenní podmínky)

$C = \frac{h}{\Delta h} \ln \frac{\sigma_{ef} + \Delta \sigma_{ef}}{\sigma_{ef}}$

3. teorie pružnosti (ENV příloha D2) - $s = \frac{\sigma_{ol} \cdot b \cdot f}{E_m}$

$$s = \frac{\sigma_{ol} \cdot b \cdot \alpha}{E_m} (1 - \nu^2) \quad (\text{úprava pro homogenní podloží})$$

$$s = \frac{\pi \sigma_{ol} \cdot d}{4 E_m} (1 - \nu^2) \quad (\text{úprava pro tuhý kruhový základ})$$

$$s = \frac{\sigma_{ol} \cdot b}{E_m} (1 - \nu^2) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad (\text{pro jednu omezenou stlačitelnou vrstvu})$$

4. modul oedometrický E_{oed}

V_{ds} - výpočtové provozní zatížení

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

σ_{ol} - kontaktní napětí $\sigma_{ol} = \sigma_{ds} - \sigma_{or}$

σ_z - svislé napětí

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i \quad - \text{konečné sednutí odpovídající 100\% konsolidaci}$$

m – souč. strukturního oslabení; $m \cdot \sigma_{or} = \sigma_s$ - strukturní pevnost zeminy

Tab. 2. Hodnoty opravného součinitele přitížení m

Druh základové půdy	m
Silně stlačitelné jemnozrné zeminy třídy F1 až F8 - s modulem přetvoření $E < 4$ MPa - nepřekonsolidované - konzistence měkké nebo tuhé <u>Všechny tři znaky musí být splněny</u> Násypy a jiné sypaniny, základové půdy dodatečně zatížené a dosud nezkonsolidované. Horniny tříd R1, R2; Zdravé druhohorní a třetihorní sedimenty tříd R4, R5.	0,1
Jemnozrné zeminy tříd F1 až F8, jimž nenáleží součinitel $m = 0,1$ ani $0,4$ ani $0,5$ Písky a štěrky tříd S1, S2, G1, G2 pod hladinou podzemní vody Horniny třídy R3	0,2
Písky a štěrky tříd S1, S2, G1, G2 nad hladinou podzemní vody Písky a štěrky hlinité, jílovité či s příměsí jemnozrné zeminy, tříd S3, S4, G3, G4, G5 Horniny tříd R4, R5 - kromě zdravých druhohorních a třetihorních sedimentů	0,3
Horniny tříd R6 (eluvia)	0,4
Spraše a sprašové hlíny nad hladinou podzemní vody, lze-li vyloučit jejich nasycení vodou	0,5

Přetváření skeletu zeminy 2 fáze:

a) $\sigma_{or} < \sigma_z < \sigma_s$

b) $\sigma_z = \sigma_s$

Posouzení 2MS.

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

Časový průběh sedání $s_t = f(t)$

$$s_t = s \cdot U$$

konečné sednutí

stupeň konsolidace

Konsolidace: nasycený, homogenní, zatížený σ

počátek: $u = \sigma; \sigma_{ef} = 0$

průběh: $u \rightarrow 0; \sigma_{ef}$ vzrůstá

konec: $t = \infty; u = 0; \sigma_{ef} = \sigma$ a stlačení $\Delta h = \frac{\sigma \cdot h}{E_{oed}}$

Přetvoření způsobují pouze $\sigma_{ef} \Rightarrow U$

Výpočet sedání v obecném čase t

(1) V obecné rovině platí, že celkové sedání sestává ze tří složek:

$$s = s_i + s_c + s_s$$

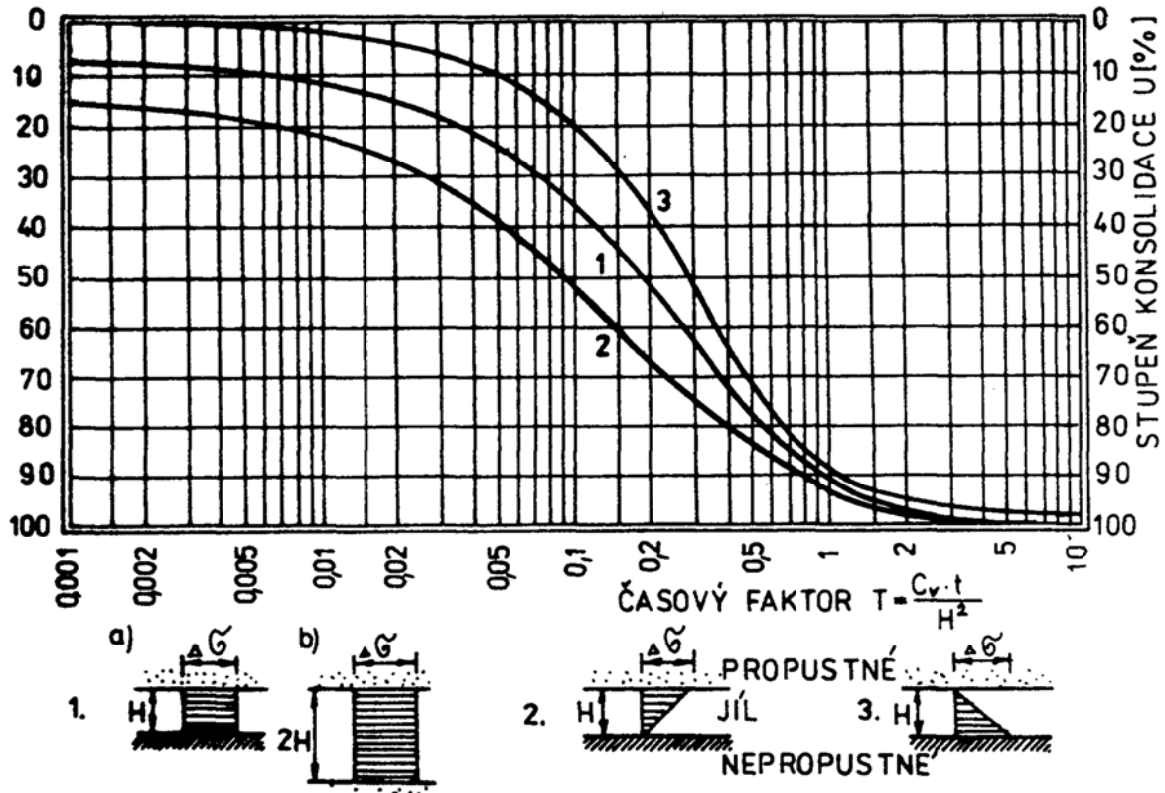
(2) Poslední složce s_s sekundárnímu či creepovému sedání je třeba věnovat pozornost především organickým zeminám a měkkým jílům, ve kterých sedání v důsledku creepu může pokračovat velmi dlouho. V těchto případech se vychází z laboratorních zkoušek dlouhodobé stlačitelnosti. V ostatních případech je možno tuto složku sedání zanedbat.

(3) Výpočet sedání s_t v čase t pro nasycené zeminy za předpokladu 1 D deformace:

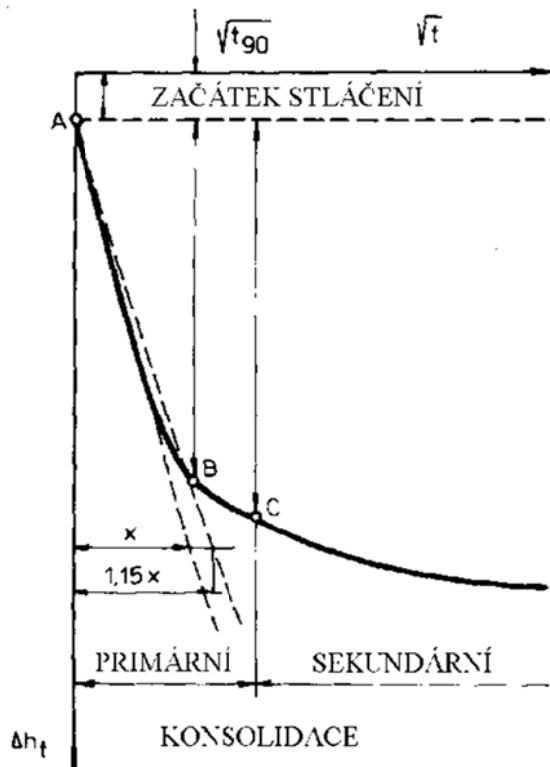
$$s_t = s_c \times U$$

kde U je stupeň konsolidace za 1D podmínek (Terzaghiho teorie jednoosé konsolidace)

Časový faktor (Terzaghi): T



Obr. 7. Vztah mezi stupněm konsolidace U a časovým faktorem T Řešení Taylorovo:



Obr. 8. Primární a sekundární konsolidace při oedometrické zkoušce stlačitelnosti

$$K(t - t_i) \cdot \sigma(t_i) \cdot \Delta t_i$$

rovnice dědičného creepu při růstu napětí $\sigma(t_i)$ - $\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_i} + \int_0^t K(t - t_i) \cdot \sigma(t_i) \cdot dt_i$

rovnice dědičného creepu při konstantním napětí - $\varepsilon(t) = \sigma \left[\frac{1}{E_i} + \int_0^t K(t) dt \right]$