

# PENURUNAN PONDASI

Pertemuan ke - 4

# PENURUNAN PONDASI

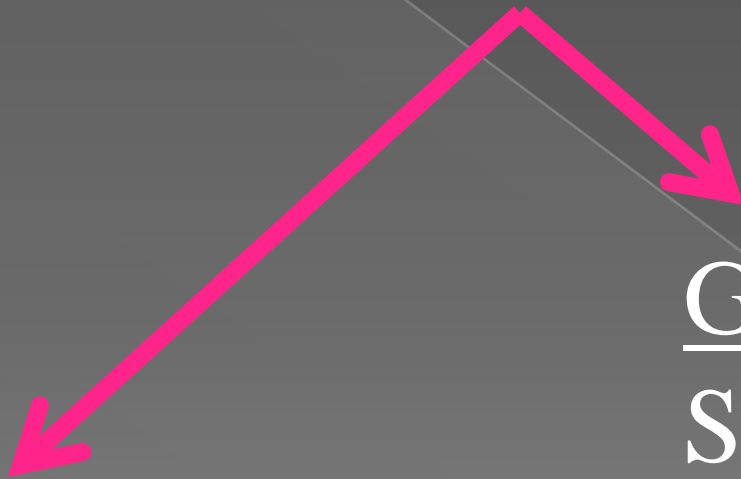
- ◉ Untuk diperhitungkan efeknya dalam perhitungan struktur
- ◉ Sebagai indikasi awal differential settlement
- ◉ Sebagai early warning bagi owner

# PENURUNAN PONDASI

- Biasanya diberi notasi  $S$
- Penurunan yang dimaksud dan dilaporkan adalah penurunan total
- Terdiri atas :
  - > Penurunan seketika ( $S_e$  or  $S_i$ ), immediate/Elastic
  - > Penurunan konsolidasi ( $S_c$ )
  - > Penurunan sekunder ( $S_s$ ) → pada tanah organik
  - > Penurunan tersier (hanya pada tingkat lanjut)

# PENURUNAN PONDASI

$$S_{total} = S_i + S_c + S_s$$



Granular/Sandy

$$S_{total} = S_i$$

Cohesive

$$S_{total} = S_i + S_c + S_s$$

Why?

# Parameter Elastik

**TABLE 5.14 General Range of Modulus of Elasticity of Sand**

Type	$E_s$ (kN / m <sup>2</sup> )
Coarse and medium coarse sand	
Loose	25,000 – 35,000
Medium dense	30,000 – 40,000
Dense	40,000 – 45,000
Fine sand	
Loose	20,000 – 25,000
Medium dense	25,000 – 35,000
Dense	35,000 – 40,000
Sandy silt	
Loose	8,000 – 12,000
Medium dense	10,000 – 12,000
Dense	12,000 – 15,000

**TABLE 5.13 Suggested Values for Poisson's Ratio**

Soil type	Poisson's ratio, $\nu$
Coarse sand	0.15 – 0.20
Medium loose sand	0.20 – 0.25
Fine sand	0.25 – 0.30
Sandy silt and silt	0.30 – 0.35
Saturated clay (undrained)	0.50
Saturated clay--lightly overconsolidated (drained)	0.2 – 0.4

# Parameter Elastik

A number of correlations for the modulus of elasticity of sand with the field standard penetration resistance  $N$  and cone penetration resistance  $q_c$  were made in the past. Schmertmann [8] proposed that

$$E_s \text{ (kN / m}^2\text{)} = 766N \quad (5.49a)$$

$$E_s \text{ (U.S. ton/ft}^2\text{)} = 8N \quad (5.49b)$$

Schmertmann and Hartman [9] made the following recommendations for estimating the  $E_s$  of sand from cone penetration resistance, or

$$E_s = 2.5q_c \text{ (for square and circular foundations)} \quad (5.50)$$

$$E_s = 3.5q_c \text{ (for strip foundation; } L/B \geq 10\text{)} \quad (5.51)$$

In many cases, the modulus of elasticity of *saturated clay* soils (undrained) was correlated with the undrained shear strength,  $c_u$ . D'Appolonia et al. [10] compiled several field test results and concluded that

$$\frac{E_s}{c_u} = 1000 \text{ to } 1500 \left( \begin{array}{l} \text{for lean inorganic clays from} \\ \text{moderate to high plasticity} \end{array} \right) \quad (5.52)$$

# TANAH KOHESIF - Seketika

$$S_e = \mu_1 \mu_2 \frac{qB}{E_s}$$

where  $\mu_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right)$

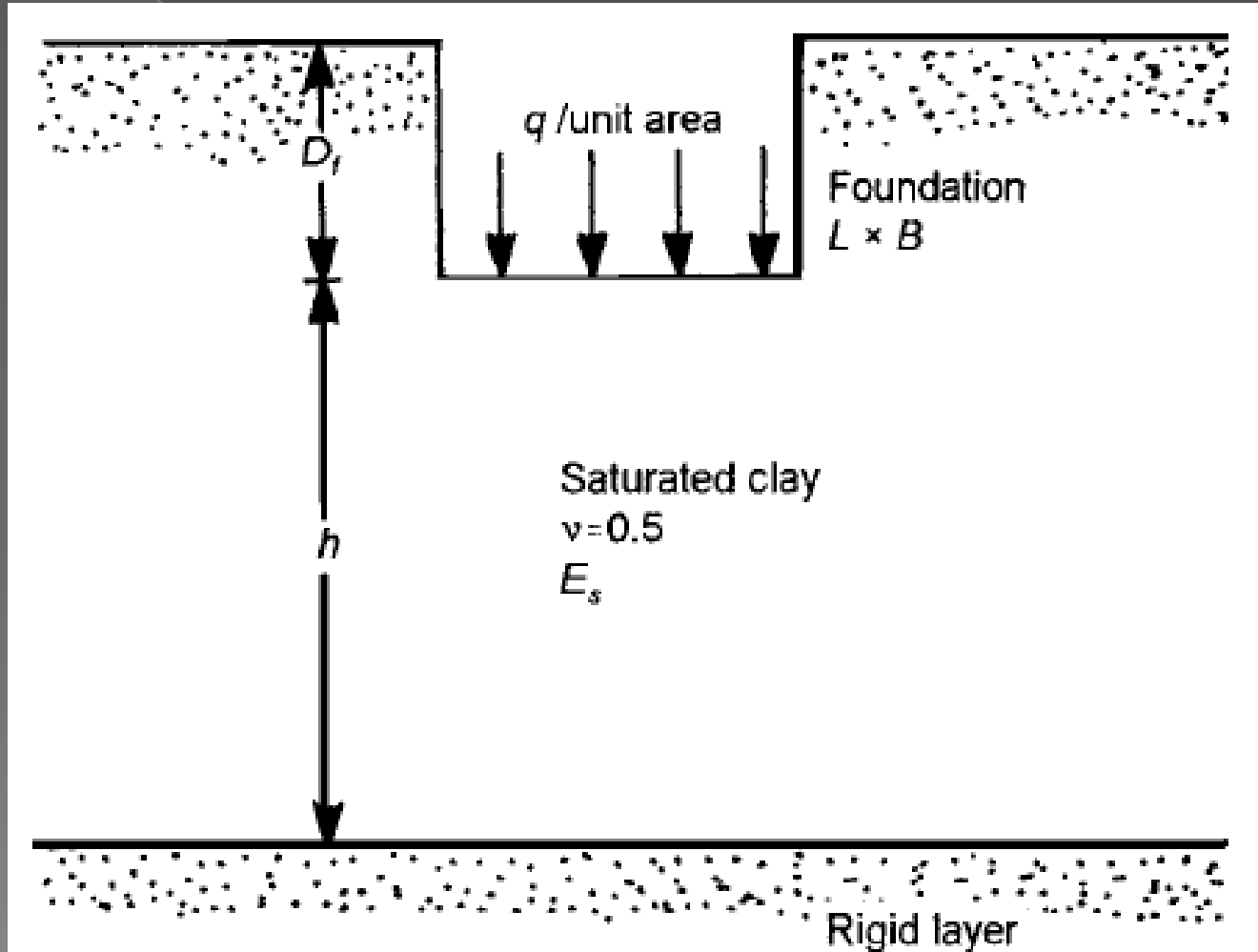
$$\mu_2 = \left(\frac{h}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

$L$  = foundation length

$B$  = foundation width

Christian and Carrier [13] made a critical evaluation of the factors  $\mu_1$  and  $\mu_2$ , and the results were presented in a graphical form. The interpolated values of  $\mu_1$  and  $\mu_2$  from these graphs are given in [Tables 5.15](#) and [5.16](#).

# TANAH KOHESIF - Seketika





# TANAH KOHESIF - Seketika

**TABLE 5.15** Variation of  $\mu_1$  with  $D_f/0$  [Eq. (5.53)]

$D_f/B$	$\mu_1$
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

**TABLE 5.16** Variation of  $\mu_2$  with  $h/B$

$h/B$	Circle	$L/B$				
		1	2	5	10	$\infty$
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

# TANAH KOHESIF - Konsolidasi

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_{av}}{\sigma'_o} \right)$$

(for normally consolidated clay, that is,  $\sigma'_o = \sigma'_c$ )

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_{av}}{\sigma'_o} \right)$$

(for overconsolidated clay and  $\sigma'_o + \Delta \sigma_{av} \geq \sigma'_c$ )

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_{av}}{\sigma'_c} \right)$$

(for overconsolidated clay and  $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta \sigma_{av}$ )

# TANAH KOHESIF - Sekunder

Secondary consolidation follows the primary consolidation process and takes place under essentially constant effective stress as shown in Fig. 5.41. The slope of the void ratio versus log-of-time plot is equal to  $C_\alpha$ , or

$$C_\alpha = \text{secondary compression index} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (5.111)$$

The secondary consolidation settlement,  $S_s$ , can be calculated as

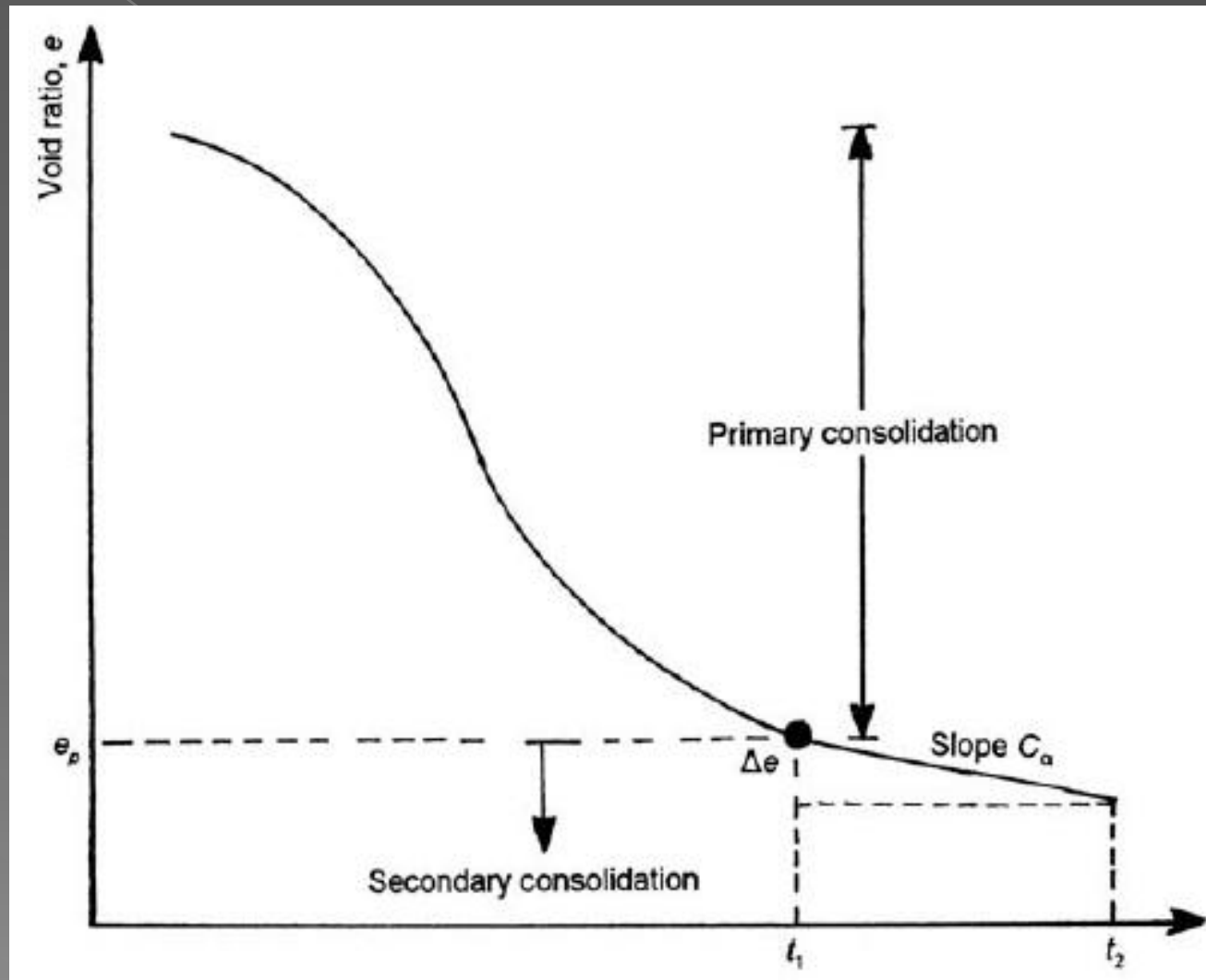
$$S_s = \frac{C_\alpha H_c}{1 + e_p} \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (5.112)$$

where  $e_p$  = void ratio at the end of primary consolidation  
 $t_2, t_1$  = time

The magnitude of the secondary compression index can vary widely, and some general ranges are as follow:

Overconsolidated clays ( $OCR > 2$ to $3$ )	.....	$>0.001$
Organic soils	.....	$0.025$ or more
Normally consolidated clays	.....	$0.004$ – $0.025$

# TANAH KOHESIF - Sekunder



# TANAH NON-KOHESIF

## METODE MEYERHOFF

- Untuk  $B \leq 4 \text{ ft (1.2 m)}$

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{\frac{0.44q'}{\sigma_r}}{\bar{N}_{60} K_d}$$

- Untuk  $B > 4 \text{ ft (1.2 m)}$

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{\frac{0.44q'}{\sigma_r}}{\bar{N}_{60} K_d} \left( \frac{B}{B + B_r} \right)^2$$

# TANAH NON-KOHESIF

- $\delta$  = penurunan
- $B_r$  = lebar acuan (reference width) = 1 ft = 0.3 m = 12 in
- $q'$  = daya dukung beban kerja
- $\sigma_r$  = tegangan acuan (reference stress) = 2000lb/ft<sup>2</sup> = 100kPa
- $N_{60}$  = nilai SPT rata-rata antara dasar pondasi hingga kedalaman 2B dari dasar pondasi. Untuk tanah pasir padat kelanauan dibawah muka air tanah dan  $N_{SPT} > 15$  dapat menggunakan formula sbb:  
$$N_{SPT \text{ corrected}} = 15 + 0.5 ( N_{SPT} - 15 )$$
- $B$  = lebar pondasi
- $K_d$  = faktor kedalaman =  $1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$

# TANAH NON-KOHESIF

## METODE BURLAND DAN BURBRIDGE

Metode ini memberikan hasil yang lebih baik dibandingkan dengan metode Meyerhoff. Langkah-langkah perhitungan untuk memprediksi besarnya penurunan adalah sebagai berikut :

1. Menentukan nilai SPT yang sesuai. Perlu dilakukan koreksi untuk nilai SPT pada tanah berbatu (*gravelly soil*) atau tanah kerikil kepasiran (*sandy gravel*) dimana nilai SPT yang diperoleh dari uji SPT harus dibagi dengan faktor 1.25
2. Menghitung besarnya kedalaman pengaruh tegangan (*depth of influence,  $z_1$* ) dari dasar pondasi. Jika  $N_{SPT}$  konstan atau meningkat berdasarkan kedalaman dapat menggunakan rumus :

# TANAH NON-KOHESIF

$$\frac{z_1}{B_r} = 1.4 \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.75}$$

dimana :      B = lebar pondasi

                  B<sub>r</sub> = lebar acuan (reference width) = 1 ft = 0.3 m = 12 in

Jika nilai SPT (N<sub>SPT</sub>) semakin kecil terhadap kedalaman, maka z<sub>1</sub> = 2B

3. Hitung harga rata-rata N<sub>SPT</sub> di sepanjang kedalaman dari dasar pondasi hingga z<sub>1</sub>.  
Nilai ini disebut sebagai  $\overline{N_{60}}$  .

4. Hitung indeks kompresi, I<sub>c</sub>

- Untuk NC soil

$$I_c = \frac{1.71}{(\overline{N_{60}})^{1.4}}$$

- Untuk OC soil

$$I_c = \frac{0.57}{(\overline{N_{60}})^{1.4}}$$



# TANAH NON-KOHESIF

5. Hitung faktor koreksi kedalaman,  $C_1$

$$C_1 = \frac{H}{z_1} \left( 2 - \frac{H}{z_1} \right) \leq 1$$

dimana :  $H$  = kedalaman dari dasar pondasi hingga tanah yang kompresibel  
Faktor ini perlu diperhatikan jika kondisi lapangan terdiri dari tanah pasir lepas yang dialasi tanah pasir padat dan peralihannya terjadi pada jarak  $< z_1$ .

6. Hitung faktor bentuk,  $C_s$

$$C_s = \left[ \frac{1.25 \frac{L}{B}}{\left(\frac{L}{B}\right) + 0.25} \right]^2$$

dimana :

$B$  = lebar pondasi

$L$  = panjang pondasi

$C_s = 1$  -----> untuk pondasi bujursangkar

$C_s = 1.56$  -----> untuk pondasi menerus

7. Hitung penurunan dengan menggunakan formula sebagai berikut :

# TANAH NON-KOHESIF

Untuk tanah terkonsolidasi normal ( $OCR = 1$ )

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.14 C_s C_1 I_c \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left( \frac{q'}{\sigma_r} \right)$$

Untuk tanah terkonsolidasi berlebihan, dengan  $q' \leq \sigma_c'$  ( $OCR > 1$ )

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.047 C_s C_1 I_c \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left( \frac{q'}{\sigma_r} \right)$$

Untuk tanah terkonsolidasi berlebihan, dengan  $q' > \sigma_c'$  ( $OCR > 1$ )

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.14 C_s C_1 I_c \left( \frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left( \frac{q' - 0.67 \sigma_c'}{\sigma_r} \right)$$

dimana  $\sigma_c'$  = tekanan prakonsolidasi

Penentuan nilai OCR pada tanah pasir sulit dilakukan oleh sebab itu harus hati-hati dalam pemilihan rumus yang akan digunakan.

# TANAH NON-KOHESIF

## METODE SCHMERTMANN

Metode ini yang digunakan dalam program SCHMERT. Berdasarkan hasil penelitian metode ini lebih baik daripada kedua metode yang telah dibahas diatas karena beberapa alasan antara lain :

- Menggunakan data CPT / *Cone Penetration Testing* (= sondir) dimana memberikan data lebih akurat dibandingkan dengan data SPT
- Memungkinkan untuk membagi lapisan-lapisan lebih teliti dengan harga modulus elastisitas yang berbeda-beda.
- Memperhitungkan faktor regangan (*strain influence factors*)

Langkah-langkah perhitungan :

1. Tentukan variasi modulus tanah terhadap kedalaman,  $E$ , dari data CPT. Korelasi antara  $E$  dengan data CPT dapat dilihat pada tabel 5.

# TANAH NON-KOHESIF

Soil Type	E/qc
Young, NC Silica Sand, age < 100 yr	2.5
Aged, NC Silica Sand, age > 3000 yr	3.5
OC Silica Sand	6.0

# TANAH NON-KOHESIF

2. Tentukan kedalaman tanah yang akan ditinjau (hingga kedalaman  $2B$  untuk pondasi segiempat; hingga  $4B$  untuk pondasi menerus, atau hingga lapisan tanah keras, dipilih yang terdangkal). Bagi menjadi beberapa lapisan tanah (5-10 lapis) dan tentukan harga  $E$  masing-masing lapis.
3. Tentukan harga maksimum faktor regangan,  $I_{zp}$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q'}{\sigma_{vp}'}}$$

dimana :

$\sigma_{vp}'$  = tegangan vertikal efektif awal pada kedalaman  $D+B/2$  untuk pondasi bujursangkar atau  $D+B$  untuk pondasi menerus.

# TANAH NON-KOHESIF

2. Tentukan kedalaman tanah yang akan ditinjau (hingga kedalaman  $2B$  untuk pondasi segiempat; hingga  $4B$  untuk pondasi menerus, atau hingga lapisan tanah keras, dipilih yang terdangkal). Bagi menjadi beberapa lapisan tanah (5-10 lapis) dan tentukan harga  $E$  masing-masing lapis.
3. Tentukan harga maksimum faktor regangan,  $I_{zp}$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q'}{\sigma_{vp}'}}$$

dimana :

$\sigma_{vp}'$  = tegangan vertikal efektif awal pada kedalaman  $D+B/2$  untuk pondasi bujursangkar atau  $D+B$  untuk pondasi menerus.

# TANAH NON-KOHESIF

## 4. Menghitung faktor regangan pada titik tengah setiap lapisan

- Pondasi bujursangkar dan lingkaran

$$z_f = 0 - \frac{B}{2} \rightarrow I_s = 0.1 + \left(\frac{z_f}{B}\right) \left(\frac{2I_{sp}}{0.2}\right)$$

$$z_f = \frac{B}{2} - 2B \rightarrow I_s = 0.667I_{sp} \left(2 - \frac{z_f}{B}\right)$$

- Pondasi menerus,  $L/B \geq 10$

$$z_f = 0 - B \rightarrow I_s = 0.2 + \left(\frac{z_f}{B}\right) (I_{sp} - 0.2)$$

$$z_f = B - 4B \rightarrow I_s = 0.333I_{sp} \left(4 - \frac{z_f}{B}\right)$$

- Pondasi segiempat,  $1 < L/B < 10$

$$I_z = I_{zs} + 0.111 (I_{zc} - I_{zs}) \left(\frac{L}{B} - 1\right)$$

dimana :

$z_f$  = kedalaman dari dasar pondasi hingga tengah lapisan

$I_z$  = faktor regangan

$I_{zc}$  =  $I_z$  untuk pondasi menerus

$I_{sp}$  = puncak  $I_z$

$I_{zs}$  =  $I_z$  untuk pondasi bujursangkar

# TANAH NON-KOHESIF

## 5. Menghitung penurunan

$$\delta = C_1 C_2 C_3 q' \sum_{i=1}^n \frac{I_{zi} H_i}{E_i}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma_D'}{q'} \right)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{t}{0.1} \right)$$

$$C_3 = 1.03 - 0.03 \frac{L}{B}$$

dimana :

$C_1$  = faktor kedalaman

$C_2$  = faktor rangkai sekunder

$C_3$  = faktor bentuk

$\sigma_D'$  = tegangan vertikal efektif pada kedalaman D di bawah pondasi

n = jumlah lapisan

$I_{zi}$  =  $I_z$  pada tengah lapisan I

$H_i$  = tebal lapisan ke-i

$E_i$  = modulus lapisan ke-i

t = lamanya waktu terhitung sejak pemberian beban (tahun)

t  $\geq$  0.1 tahun

Metode Schmertmann dikembangkan untuk parameter dari data sondir / CPT, tetapi dalam aplikasinya dapat juga menggunakan jenis pengujian lainnya, misalnya SPT, Dilatometer test (DMT), pressuremeter test (PMT) dengan cara dikonversikan dengan nilai CPT yang sesuai.