

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Umum

Pondasi merupakan bagian dari sistem struktur bawah yang menyalurkan beban yang dipikul dari struktur atas ke tanah atau batuan dibawahnya. Beban yang dipikul oleh pondasi pada umumnya dapat berupa gedung, jembatan, dan bangunan-bangunan lainnya. Pada bab ini akan dibahas teori-teori yang diperlukan dalam suatu perencanaan pondasi dalam / pondasi tiang.

2.2 Penentuan Parameter Tanah

Penentuan parameter merupakan tahapan yang paling penting dalam perencanaan pondasi. Kesalahan dalam menentukan parameter tanah dalam perencanaan pondasi dapat berakibat buruk pada kestabilan bangunan. Oleh karena itu, parameter tanah yang digunakan diusahakan memiliki tingkat ketelitian yang optimum. Untuk memperoleh nilai – nilai parameter tanah yang dibutuhkan tersebut dapat dilakukan dengan pengujian langsung di lapangan ataupun pengujian di laboratorium.

Untuk menentukan nilai parameter tanah yang akan digunakan untuk desain seperti : kohesi (c), undrained shear strength (C_u), berat volume $\gamma_{saturation}$ ataupun γ_{dry} dan besar sudut geser (ϕ), maka penentuan parameter tanah dilakukan dengan mencari korelasi antara hasil uji lapangan dengan parameter – parameter tersebut.

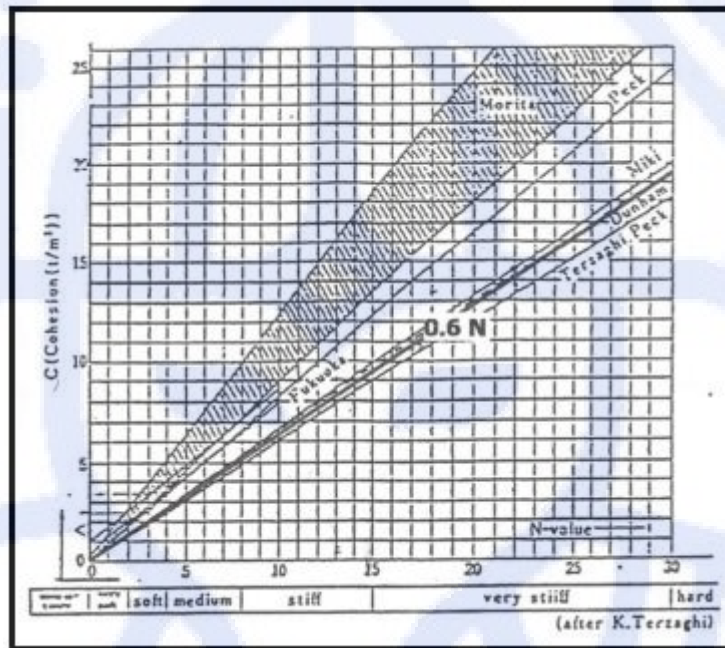
Penentuan parameter tanah berdasarkan korelasi nilai N-SPT antara lain :

a) Korelasi N-SPT terhadap nilai C_u

Kuat geser pada tanah lempung untuk kondisi undrained (C_u) dapat diperoleh dengan cara mengkorelasikan nilai N-SPT berdasarkan data dengan menggunakan formula yang *Terzaghi*:

$$C_u = \frac{2}{3} NSPT \left(\frac{t}{m^2} \right) \quad (2.1)$$

Berdasarkan pada grafik *Terzaghi* berikut.



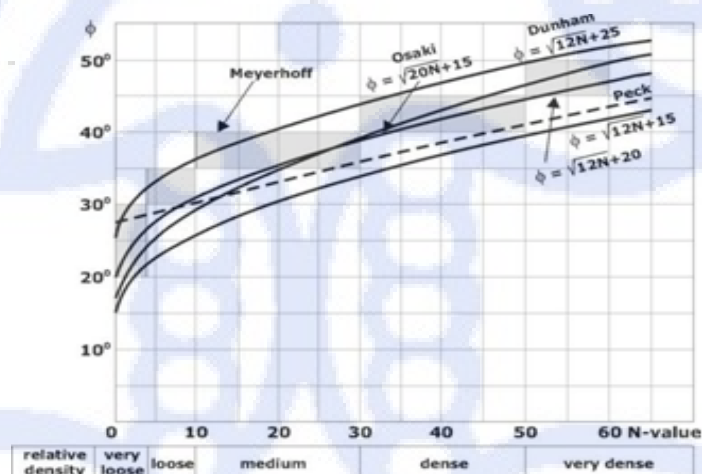
Gambar 2. 1 Hubungan antara kohesi dan nilai N-SPT untuk tanah kohesif (Terzaghi, 1943)

b) Korelasi N-SPT terhadap nilai sudut geser (ϕ)

Tanah pasir merupakan tanah yang tidak berkohesi ($C = 0$). Kuat gesernya hanya ditentukan oleh parameter sudut geser dalam (*angle of internal friction*). Nilai ϕ diperoleh dari grafik hubungan antara N-SPT dengan ϕ yang berdasarkan formula Terzaghi:

$$\phi = \sqrt{12N} + 20^\circ \quad (2.2)$$

Berikut grafik yang menunjukkan hubungan N-SPT dengan sudut geser:



Gambar 2. 2 Hubungan antara sudut geser dan nilai N-SPT untuk tanah non kohesif (Terzaghi, 1943)

c) Korelasi N-SPT untuk menentukan berat volume tanah (γ)

1. Tanah pasir (non – kohesif)

Tabel 2. 1 Korelasi N-SPT dengan γ untuk pasir (Meyerhoff, 1956)

Compacness	Relative Density (%)	N SPT (blows per ft)	Angle of Internal Friction (deg)	Unit Weight	
				moist (psf)	Submerged (psf)
Very Loose	0 - 15	0 - 4	< 28	<100	<60
Loose	16 - 35	5 - 10	28 - 30	95 - 125	55 - 65
Medium	36 - 65	11 - 30	31 - 36	110 - 130	60 - 70
Dense	66 - 85	31 - 50	37 - 41	110 - 140	65 - 85
Very Dense	86 - 100	> 51	> 41	>130	>75

2. Tanah lempung (kohesif)

Tabel 2. 2 Korelasi N-SPT dengan γ untuk lempung (Meyerhoff, 1956)

Consistency	q_u (psf)	N SPT (blows per ft)	Saturated Unit Weight
Very Soft	0 - 500	0 - 2	<100
Soft	500 - 1000	3 - 4	100 - 120
Medium	1000 - 2000	5 - 8	110 - 125
Stif	2000 - 4000	9 - 16	115 - 130
Very Stiff	4000 - 8000	16 - 32	120 - 140
Har	> 8000	> 32	>130

$$1 \text{ psf} = 0,157087 \text{ kN/m}^3$$

2.3 Pondasi Dalam / Pondasi Tiang

2.3.1 Pendahuluan

Pondasi dalam / pondasi tiang merupakan elemen struktural yang dapat dibuat dari beton, baja, atau kayu. Berikut ini adalah kondisi yang memerlukan penggunaan pondasi tiang (vesic, 1997):

1. Ketika satu atau lebih lapisan atas tanah memiliki kompresibilitas yang tinggi dan terlalu lemah untuk mendukung beban yang dikirimkan oleh struktur atas, pondasi dalam / pondasi tiang berguna untuk menyalurkan beban ke bedrock atau lapisan tanah yang lebih dalam namun lebih kuat, atau jika lapisan tanah yang kuat atau bedrock tidak ditemukan pada kedalaman yang masih dapat ditolerir, maka pondasi dalam / pondasi tiang berfungsi untuk menyalurkan beban ke tanah secara perlahan.

2. Ketika dikenai gaya horizontal, pondasi dalam / pondasi tiang menahan dengan lendutan pada saat yang sama masih menyokong beban vertikal yang dikirimkan oleh struktur atas.

3. Pada banyak kasus, tanah yang ekspansif dan memiliki kemungkinan keruntuhan mungkin ditemukan pada lokasi berdirinya bangunan. Tanah itu mungkin meluas sampai kedalaman yang cukup dalam dibawah permukaan tanah. Tanah yang ekspansif mengembang dan menyusut ketika kandungan air di dalamnya berkurang dan bertambah. Jika untuk kasus ini digunakan pondasi dangkal, maka struktur akan mengalami kerusakan yang cukup besar. Akan tetapi, pondasi tiang / pondasi dalam bisa dijadikan alternatif ketika pondasi dalam tersebut memanjang melewati wilayah aktif dimana proses kembang susut tanah terjadi.

4. Pondasi dari suatu struktur seperti menara transmisi, basement yang terletak dibawah muka air tanah, dan struktur-struktur yang lain pada umumnya mengalami gaya uplift. Untuk menahan gaya uplift, pondasi dalam/ pondasi tiang dapat digunakan sebagai alternatif.

5. Pondasi dalam / pondasi tiang juga biasa digunakan sebagai pondasi dari pangkal jembatan dan dermaga. Hal ini dilakukan untuk menghindari kehilangan bearing capacity yang mungkin dialami oleh pondasi dangkal yang dikarenakan oleh erosi.

Proses desain pondasi membutuhkan informasi mengenai beban struktur atas yang akan ditransfer ke bawah, peraturan yang digunakan, perilaku tanah yang terbebani terhadap tegangan yang dihasilkan, dan properti tanah di lapangan (Das, 2007).

Sebagian besar pondasi tiang saat ini terbuat dari kayu, beton, dan baja. Setiap material memiliki kelebihan dan kekurangan masing-masing dan material-material tersebut dapat menjadi bahan yang terbaik jika digunakan untuk kondisi lapangan yang sesuai. Pertimbangan harus dilakukan dalam pemilihan jenis pondasi dalam. Hal-hal yang mungkin dapat dijadikan pertimbangan sebagai berikut:

- **Beban yang dipikul**

Beberapa pondasi tiang, seperti kayu, sangat cocok untuk memikul beban yang besarnya kecil sampai sedang. Pondasi tiang jenis lain seperti baja merupakan jenis pondasi yang sangat efektif dan efisien untuk memikul beban berat.

- **Diameter yang diperlukan**

Beberapa pondasi tiang hanya tersedia untuk suatu ukuran diameter tertentu.

- **Panjang yang diperlukan**

Regulasi pengiriman di jalan raya dan tinggi praktis dari pemancang pondasi tiang membatasi panjang dari segmen pondasi tiang yang ukurannya sekitar 18 meter. Oleh karena itu, pondasi tiang harus terdiri dari beberapa segmen yang disambung bersama ketika proses pemancangan. Beberapa jenis pondasi tiang termasuk mudah untuk disambung, namun ada beberapa jenis yang tidak mudah.

- **Ketersediaan dari suatu jenis pondasi tiang pada suatu daerah tertentu**
Beberapa jenis pondasi tiang dapat memiliki jumlah yang berlimpah pada lokasi geografis tertentu, sedangkan pondasi tiang jenis lain memiliki jumlah yang sedikit atau langka. Hal ini dapat mempengaruhi biaya pada setiap jenis pondasi tiang secara signifikan

- **Daya tahan dari suatu jenis pondasi tiang pada suatu lingkungan tertentu**
Kondisi lingkungan tertentu dapat merusak atau menurunkan mutu kondisi suatu jenis pondasi tiang.

- **Pertimbangan kondisi yang dialami ketika pemancangan**

Beberapa jenis pondasi tiang dapat mentolerir pemancangan yang keras, sedangkan beberapa jenis yang lain sangat memungkinkan untuk mengalami kerusakan.

Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam desain pondasi tiang adalah sebagai berikut :

- a. Daya dukung pondasi tiang harus lebih besar dari pada beban yang bekerja baik statik maupun dinamik.
- b. Penurunan yang terjadi akibat pembebanan titik tidak melebihi dari penurunan yang diizinkan.

Pondasi tiang ditanam dalam tanah untuk menyalurkan beban dari atas melewati tanah lunak dan air ke dalam pendukung tanah keras yang terletak cukup dalam. Penyaluran beban oleh tiang diakomodasi oleh gesekan selimut tiang dengan tanah pada sisi tiang (tahanan selimut atau *skin friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*).

Besar kapasitas tahanan ujung dan tahanan samping bergantung pada :

a. Kondisi lapisan tanah dasar pendukung tempat pondasi bertumpu termasuk parameter tiap lapisan tanahnya. Parameter tanah yang ditinjau adalah :

i. Index Properties :

- Berat Volume
- Kadar Air
- Derajat Kejenuhan

ii. Engineering Properties :

- Sudut geser dalam, ϕ
- Kohesi, C
- Koefisien Konsolidasi: C_c

b. Geometri pondasi

c. Beban Pondasi

d. Faktor jenis dan lokasi bangunan

Penyelidikan tanah dilakukan untuk mendapatkan parameter-parameter tanah tersebut. Penyelidikan parameter tanah dilakukan di laboratorium dan di lapangan. Penyelidikan tanah lapangan yang biasa dilakukan adalah sebagai berikut :

- a. CPT (Cone Penetration Test)
- b. SPT (Standard Penetration Test)

Sedangkan penyelidikan tanah laboratorium yang biasanya dilakukan adalah:

- a. Oedometer Test (konsolidasi)
- b. Tes Triaksial.

2.3.2 Daya Dukung Aksial Tekan Tiang Tunggal berdasarkan N-SPT

Daya dukung aksial tekan tiang tunggal terdiri dari dukungan oleh gesekan sepanjang tiang dengan tanah dan daya dukung ujung tiang pada tanah sehingga kapasitas ultimit pondasi tiang :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_e \quad (2.3)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (2.4)$$

Dengan,

Q_{ult} : kapaistas ultimit tiang terhadap beban aksial

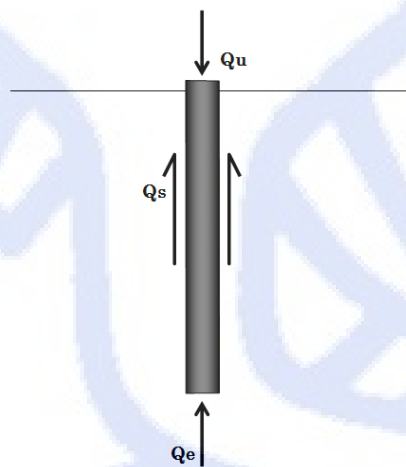
Q_e : kapisitas ultimit tahanan ujung (*end bearing*)

Q_s : kapistis geser selimut (*skin friction*)

Q_{all} : Daya dukung izin

FS : faktor keamanan

Menurut penelitian, nilai FS berkisar 2 – 4.



Gambar 2. 3 Ilustrasi Daya Dukung Ultimit Pondasi Dalam

2.3.2.1 Kapasitas Daya Dukung Ujung Tiang, Q_e

Kapasitas daya dukung ultimit dari suatu pondasi tiang dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut:

$$Q_e = A_p q_e = A_p (c' N_c + q' N_q) \quad (2.5)$$

Dimana :

A_p = Luas dari ujung pondasi tiang

c' = Kohesi dari tanah yang mendukung ujung pondasi tiang

q_e = Satuan tahanan ujung tiang

q' = Tegangan efektif vertikal pada kedalaman pondasi tiang

N_c, N_q = Faktor-faktor daya dukung pondasi

1. Tahanan ujung *Bored Pile* pada tanah kohesif

Kapasitas daya dukung untuk tanah kohesif ($\Phi = 0$) dapat dihitung

dengan menggunakan metode *Meyerhoff*. Persamaannya adalah sebagai berikut:

$$Q_p = N_c \cdot c_u \cdot A_p = 9 \cdot c_u \cdot A_p \quad (2.6)$$

Dimana :

c_u = kohesi undrained dari tanah dibawah ujung pondasi tiang

A_p = luas ujung tiang

Q_p = Kapasitas daya dukung pondasi tiang ultimit

Atau :

$$q_e = c N_c + q N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma \quad (2.7)$$

Mengingat nilai $0,3 \gamma B N_\gamma$ sangat kecil dan tanah kohesif bersifat undrained ($\Phi = 0$), nilai $N_c = 9$ dengan catatan minimal kedalaman tiang $5D$, sehingga :

$$q_e = 9 S_u \quad (2.8)$$

$$Q_e = q_e A \quad (2.9)$$

q_e : unit tahanan ujung (*end bearing*) (kN/m^2)

Q_e : tahanan ujung (kN)

S_u : *undrained shear strength* (kN/m^2)

A : luas ujung tiang

2. Tahanan Ujung *Bored Pile* pada Tanah non-kohesif menurut *Reese and Wright (1977)*

$$q_s = 70 N_{SPT} ; q_s : \text{unit tahanan ujung } (\text{kN/m}^2)$$

Menurut *Meyerhoff* untuk pondasi tiang pada tanah pasir dengan $c' = 0$, maka persamaan daya dukung ujung tiang adalah sebagai berikut:

$$Q_p = A_p q_p \quad (2.10)$$

Dimana :

Q_p = Tahanan ujung (*end bearing capacity*)

q_p = *Unit Bearing capacity*

A_p = Luas permukaan ujung tiang

Secara umum, Nilai q_p dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut:

$$q_p = q' N_q \quad (2.11)$$

q' = Effective Overburden Pressure

N_q = Faktor tahanan ujung (*Bearing capacity factor*)

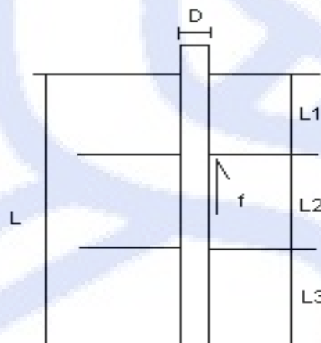
Berdasarkan hasil dari observasi lapangan, Meyerhoff (1976) menyatakan bahwa tahanan ujung ultimit Q_p pada tanah berbutir homogen ($L = L_b$) dapat ditentukan dari SPT yang persamaannya adalah sebagai berikut:

$$Q_p = 0.4 P_a (N_1)_{60} (L/D) \cdot A_p \leq 4 P_a (N_1)_{60} \quad (2.12)$$

$(N_1)_{60}$ = nilai SPT di dekat ujung pondasi tiang yang telah dikoreksi (sekitar 10D diatas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang) P_a = tekanan atmosfer (100 kN/m^2).

2.3.2.2 Kapasitas Daya Dukung Selimut Tiang, Q_s

Secara umum, tahanan geser selimut diilustrasikan oleh gambar 2.4.



Gambar 2. 4 Ilustrasi Tahanan Geser Selimut Pondasi Dalam

1. Tahanan Geser Selimut *Bored Pile* untuk Tanah Kohesif menurut Reese and O'Neil (1988):

$$q_s = \alpha S_u p \quad (2.13)$$

$$S_u = \frac{20}{3} N_{SPT} \quad (2.14)$$

$$Q_s = q_s L_i \quad (2.15)$$

dengan:

q_s : Unit tahanan selimut (kN/m)

Q_s : tahanan selimut (kN)

α : faktor adhesi tanah sesuai S_u

S_u : Undrained shear strength (kN/m²)

p : Keliling tiang (m)

L_i : kedalaman tiang sampai lapisan tanah i (m)

Nilai faktor adhesi α ditentukan sesuai **Tabel 2.3**

Tabel 2. 3 Faktor Adhesi untuk Tanah Kohesif

Undrained Shear Strength (S_u)	Nilai α
< 2 tsf	0,55
2 – 3tsf	0,49
3 – 4 tsf	0,42
4 – 5 tsf	0,38
5 – 6 tsf	0,35
6 – 7 tsf	0,33
7 – 8 tsf	0,32
8 – 9 tsf	0,31
<9 tsf	Dianggap batuan

(1 tsf = 95,76 kN/m²)

Reese and O'Neil (1988)

2. Tahanan Geser Selimut (*Skin Friction*) pada tanah non-kohesif menurut *Reese and Wright (1977)*

$$q_s = 0,32 N_{SPT} \quad \text{for } N < 53 \quad (2.16)$$

$$q_s = \left(\frac{N-53}{450} + 1.6 \right) * 108,8 \quad \text{for } 53 < N < 100 \quad (2.17)$$

Dengan :

q_s : unit tahanan ujung (kN/m)

Adapun rangkuman perhitungan daya dukung aksial pondasi tiang dapat dirangkum ke dalam tabel sebagai berikut.

Tabel 2. 4 Rangkuman Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

	Lempung		Pasir	
	Tiang Pancang	Tiang Bor	Tiang Pancang	Tiang Bor
	Berdasarkan c $\tau = \alpha c$ – α (API, 1986); Gbr. 3.15 – α (revised API meth, 1987) $\alpha = 0.5(\psi)^{-0.5}$, untuk $y \leq 1.0$ $\alpha = 0.5(\psi)^{-0.25}$, untuk $y > 1.0$ – α (Tomlinson, 1977); Gbr 3.16	Berdasarkan c $\tau = \alpha c$ – α (Kulhawy, 1984); Gbr. 3.17 – $\alpha = 0.55$ (Reese & Wright, 1988) – α (Reese & O'Neil, 1988); Gbr 3.18	<u>Dasar N-SPT</u> $\tau = 0.1N$ (t/m ²); (displacement kecil) $\tau = 0.2N$ (t/m ²); (displacement besar) <u>Dasar API RP2A 1987</u> $\tau = K\sigma' \tan \delta$ $K = 0.8$ (open ended piles) $K = 1.0$ (full displacement piles) $\delta \rightarrow$ Tbl. 3.5	<u>Dasar N-SPT</u> $\tau = (0.1-0.32)N$ (t/m ²) $\tau_{rata-rata} = 0.2N$ (t/m ²) (Rata-rata antara Meyerhof-1976 dan Reese & Wright-1977)
	$q_p = 9c$		<u>Dasar N-SPT (Meyerhoff)</u> $q_p = 40N$ (t/m ²) < 1600 (t/m ²) $N = (N_1 + N_2)/2$ <u>Dasar ϕ (API, 1986)</u> $q_p = \sigma' N_q$ $N_q \rightarrow$ Tbl. 3.2	<u>Dasar N-SPT (Reese & Wright, 1977)</u> $q_p = 7N$ (t/m ²) < 400 (t/m ²) $N = (N_1 + N_2)/2$ <u>Dasar N-SPT NAVDOC</u> $q_p = 13N$ (t/m ²) (atau 1/3 tiang pancang) $N = (N_1 + N_2)/2$

$$P_{ult} = 2\pi r \sum \Delta L \tau + \pi r^2 q_p$$

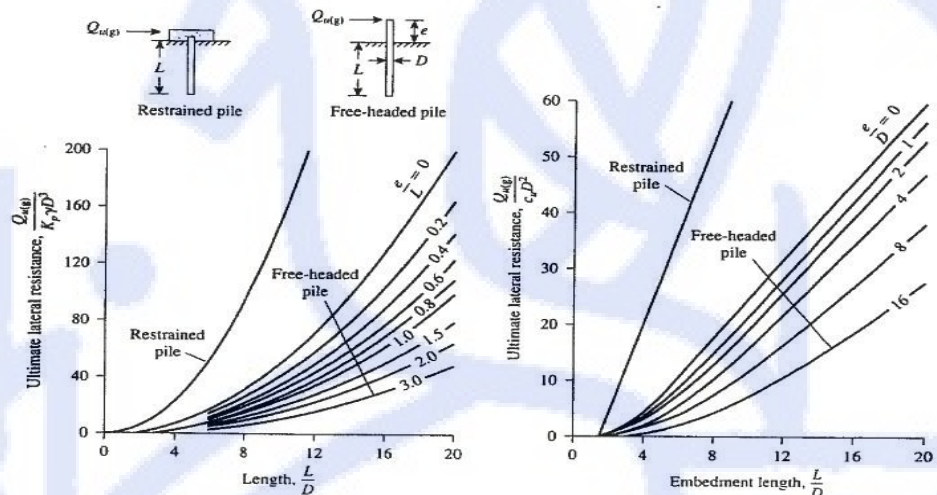
Persamaan di atas didasarkan pada penggunaan faktor adhesi pada tanah lempung dan nilai N-SPT pada tanah pasir.

2.3.3 Kapasitas Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang

Selain menerima beban aksial, suatu pondasi tiang juga akan menerima beban lateral. Contoh beban lateral yang membebani suatu pondasi tiang salah satunya adalah beban gempa. Tahanan lateral dari suatu pondasi tiang dapat dihitung dengan metode sebagai berikut:

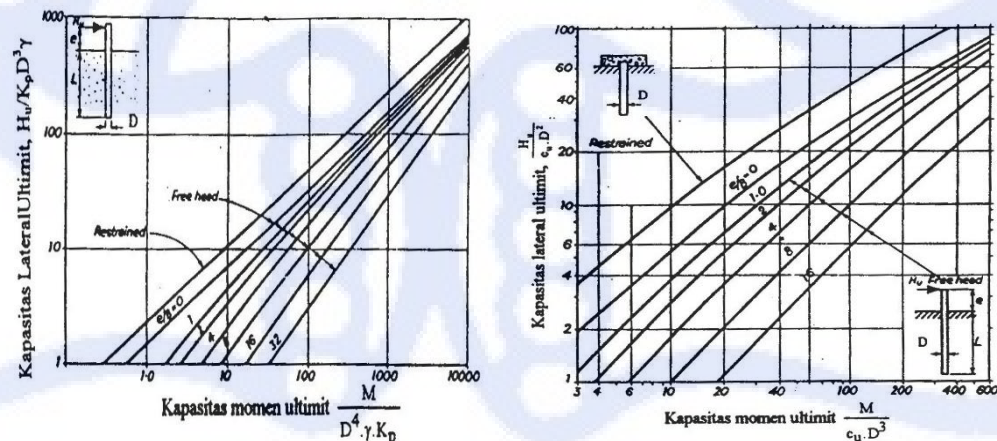
- Metode Broms

Untuk pondasi yang dibebani secara lateral, Broms (1965) mengembangkan sebuah solusi yang berdasarkan *shear failure* dari tanah yang mana merupakan kasus untuk pondasi tiang pendek dan *bending* dari pondasi tiang yang aplikatif untuk pondasi tiang panjang. Solusi untuk menghitung kapasitas daya dukung lateral, Q_u , untuk pondasi tiang pendek pada tanah kohesif dan non kohesif ditunjukkan pada kurva dibawah.



Gambar 2. 5 Solusi Broom untuk tahanan lateral pada pondasi pendek pada pasir (kiri) dan pada tanah lempung (kanan)

Sedangkan solusi untuk kasus pondasi panjang ditunjukkan sebagai berikut:



Gambar 2. 6 Solusi Broom untuk tahanan lateral pada pondasi panjang pada pasir (kiri) dan pada tanah lempung (kanan)

Dengan

D =Diameter pondasi tiang

C_u =*undrained cohesion*

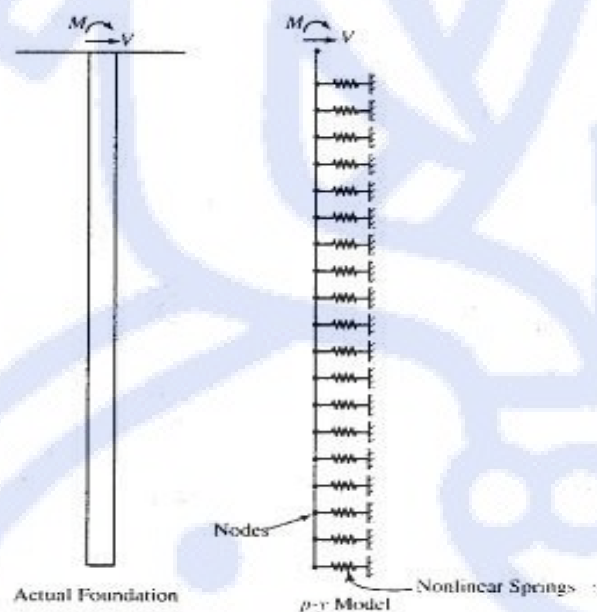
M_y = *yeild moment* = $S.F_y$

F_y = tegangan leleh untuk material pondasi tiang

S = *section modulus* untuk *section* pondasi tiang

- Metode Kurva p - y

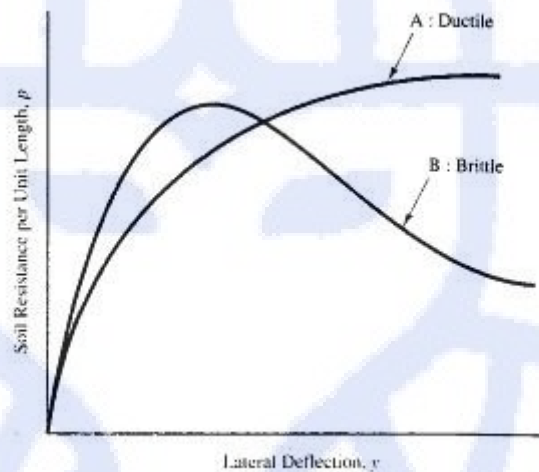
Model metode p - y dari suatu pondasi menggunakan analisis perbedaan hingga dua dimensi. Pondasi dimodelkan menjadi n interval dengan sebuah *node* pada akhir dari setiap interval dan tanah dimodelkan sebagai rangkaian pegas nonlinier pada setiap *node*. Model tersebut ditunjukkan oleh gambar dibawah



Gambar 2. 7 Model analitis yang digunakan pada metode p - y

Kekakuan lentur dari tiap interval didefinisikan dengan EI yang tepat dan properti beban-deformasi dari setiap pegas didefinisikan dengan sebuah kurva p - y . Dengan informasi yang didapat diatas, software kemudian akan menghitung momen, geser, defleksi lateral pada setiap interval.

Inti dari metode p - y adalah definisi dari hubungan antara beban lateral dan defleksi diantara pondasi dan tanah. Berikut ini adalah sebuah contoh dari kurva p - y



Gambar 2. 8 Contoh kurva p - y

Kurva p - y untuk suatu titik tertentu dari suatu pondasi bergantung pada beberapa faktor, yang antara lain:

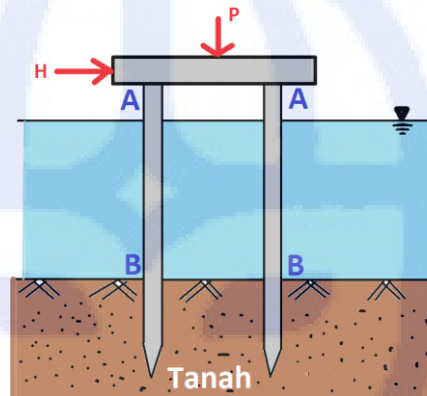
- Tipe Tanah
- Tipe Pembebanan
- Diameter dan bentuk potongan dari pondasi
- Koefisien friksi diantara pondasi dan tanah
- Kedalaman dibawah permukaan tanah
- Metode konstruksi pondasi
- Efek interaksi tanah

Untuk perhitungan kapasitas lateral metode kurva p - y dilakukan dengan menggunakan software *L-Pile*.

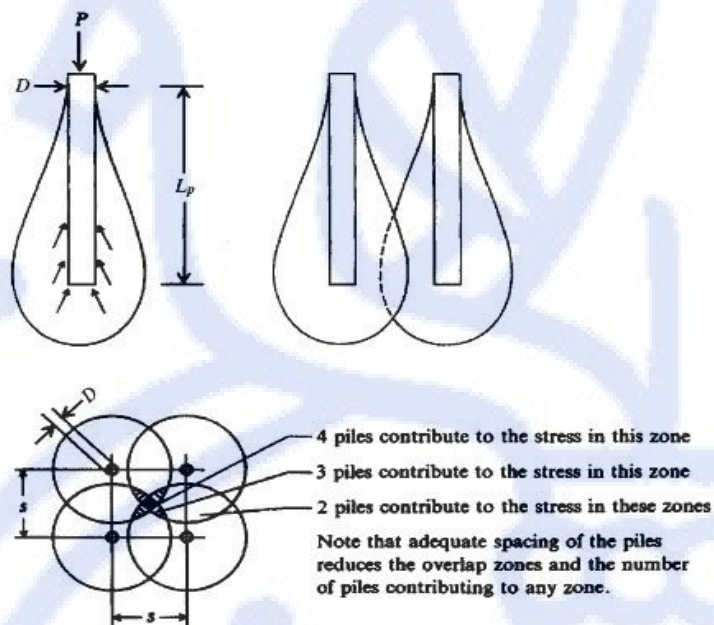
2.3.4 Pondasi Grup Tiang

Selanjutnya perencanaan pondasi tiang didesain dalam grup untuk menyalurkan beban struktural ke tanah. Sebuah *Pile Cap* dikonstruksi diatas pondasi grup. *Pile cap* dapat dipasang menyentuh permukaan tanah atau diatas permukaan tanah seperti pada konstruksi *offshore*. Ketika suatu pondasi tiang ditempatkan cukup dekat satu sama lain, diberlakukan suatu asumsi yaitu tegangan yang

disalurkan oleh pondasi tiang ke tanah akan mengalami *overlap*. Hal itu dapat dijelaskan oleh gambar berikut:



Gambar 2. 9 Grup Tiang



Gambar 2. 10 Overlapping tegangan pada kelompok pondasi tiang

Intensitas dari tegangan *superimposed* akan bergantung dari beban pondasi tiang dan *spacing*, dan jika intensitas tegangan tersebut cukup besar, maka tanah akan mengalami keruntuhan atau akan terjadi penurunan yang berlebihan. Intensitas tegangan akibat area tegangan yang mengalami *overlapping* akan berkurang dengan bertambahnya jarak antar pondasi tiang (*spacing, s*).

2.2.4.1 Kapasitas Daya Dukung Grup Tiang

Bergantung pada jarak antar tiang pada grup, suatu pondasi tiang dapat dianalisis dengan salah satu dari dua cara, yaitu:

1. Sebagai blok dengan dimensi
2. Sebagai pondasi tiang individu

Jika pondasi tiang bertindak sebagai blok, maka kapasitas friksi dapat dihitung dengan persamaan:

$$Q_{g(u)} = f_{av} p_g L \quad (2.18)$$

Dengan

f_{av} = unit tahanan friksi rata-rata

p_g = keliling dari blok tiang grup = $2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$

L = kedalaman dari pondasi tiang

Mirip dengan persamaan diatas, untuk tiang yang dianggap sebagai individu, persamaannya adalah sebagai berikut:

$$Q_u = f_{av} p L \quad (2.19)$$

Dimana

f_{av} = unit tahanan friksi rata-rata

p_g = keliling dari tiap tiang

L = kedalaman dari pondasi tiang

Maka efisiensi tiang dapat digambarkan oleh persamaan dibawah ini:

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av}[2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D]L}{n_1 n_2 p L f_{av}} \\ &= \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2} \end{aligned} \quad (2.20)$$

Oleh karena itu,

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2} \right] \sum Q_u \quad (2.21)$$

Jika pada persamaan diatas didapat bahwa jarak antar tengah pondasi tiang d cukup besar, dalam hal ini $\eta > 1$, maka tiang akan berperilaku sebagai pondasi tiang individu. Namun jika dalam praktiknya $\eta < 1$, maka

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u \quad (2.22)$$

Dan jika $\eta \geq 1$, maka

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u \quad (2.23)$$

Terdapat beberapa persamaan untuk menghitung efisiensi pondasi grup dari *friction piles*. Persamaan-persamaan tersebut disajikan pada tabel dibawah ini:

Tabel 2. 5 Persamaan dari efisiensi grup pada *friction piles*

Name	Equation
Converse-Labarre equation	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$ where $\theta(\text{deg}) = \tan^{-1}(D/d)$
Los Angeles Group Action equation	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$
Seiler-Keeney equation (Seiler and Keeney, 1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ where d is in ft

Skin friction overlapping pada tiang di tanah lempung atau pasir lepas yang terjadi di sekitar tiang akan mempengaruhi daya dukung. Hal ini memperkecil daya dukung grup tiang dibandingkan dengan daya dukung masing-masing tiang sehingga grup tiang memiliki efisiensinya tersendiri.

Perancangan grup tiang harus memperhatikan jarak antar tiang (*spacing*) dalam satu *pile cap*. Pengaturan *spacing* yang benar akan mempengaruhi intensitas *overlapping* tegangan disekitar tiang dan meningkatkan efisiensi.

2.3.5 Penurunan Pondasi Tiang

2.3.5.1 Penurunan Pondasi Tiang pada Pasir

- Metode Vesic

Vesic telah mengajukan sebuah persamaan untuk menentukan penurunan dari satu buah pondasi tiang. Persamaan untuk penurunan total dari satu pondasi tiang dapat ditunjukkan oleh persamaan sebagai berikut

Dengan

$$S = S_p + S_f \quad (2.24)$$

S = Penurunan Total

S_p = penurunan dari ujung pondasi

S_f = penurunan yang disebabkan deformasi dari selimut pondasi

Persamaan untuk S_p adalah:

$$S_p = \frac{C_w Q_p}{(1 + D_r^2) q_{pu}} \quad (2.25)$$

Sedangkan persamaan untuk S_f adalah

$$S_f = (Q_p + \alpha Q_f) \frac{L}{AE} \quad (2.26)$$

Dengan

Q_p = beban ujung

d = diameter ujung pondasi tiang

q_{pu} = *ultimate point resistance per unit area*

D_r = kepadatan relatif dari pasir

C_w = koefisien penurunan

= 0,04 untuk *driven piles*

= 0,05 untuk *jacked piles*

Q_f = beban friksi

L = panjang pondasi tiang

A = Luas area pondasi tiang

E = modulus deformasi dari selimut pondasi tiang

α = koefisien yang bergantung pada distribusi *skin friction*

sepanjang selimut yang bisa diambil nilainya sebesar 0,6.

Hubungan antara penurunan dari pondasi tiang satuan dan grup

dapat ditunjukkan oleh persamaan dibawah ini.

$$F_g = \frac{S_g}{S} \quad (2.27)$$

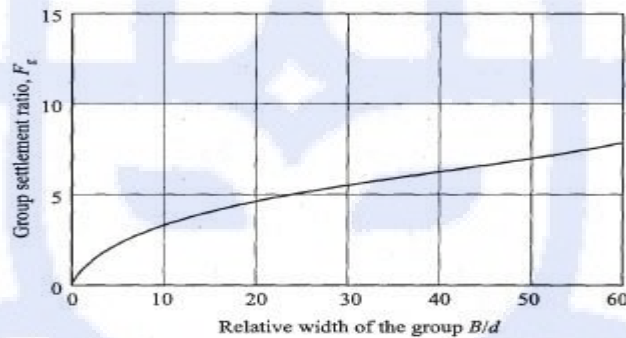
Dengan

F_g = faktor penurunan grup

S_g = penurunan dari grup pondasi tiang

S = penurunan dari satu pondasi tiang

Faktor penurunan grup, dapat ditentukan dengan menggunakan kurva dibawah ini.



Gambar 2. 11 Kurva hubungan rasio penurunan dengan luas relatif dari pondasi grup tiang

- Metode Vesic (Simple Method)

Hubungan paling praktis untuk penurunan dari pondasi tiang grup diberikan oleh vesic yang persamaannya adalah sebagai berikut:

$$s_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} s_e \quad (2.28)$$

Dengan

$S_{g(e)}$ = penurunan elastis dari grup pondasi tiang

B_g = lebar dari bagian pondasi tiang grup

D = Lebar atau diameter dari setiap pondasi tiang di dalam grup

S_{cl} = Penurunan elastik dari setiap pondasi tiang

- Metode Meyerhoff

Untuk pondasi tiang grup di tanah dan kerikil, meyerhoff menyarankan suatu hubungan empirik dalam hal penurunan elastik yang persamaannya adalah:

$$S_{g(e)}(\text{mm}) = \frac{0.96q\sqrt{B_g I}}{N_{60}} \quad (2.29)$$

Dengan

$$q = Q_g / (L_g B_g) \text{ (in kN/m}^2\text{)} \quad (2.30)$$

L_g = panjang dari bagian pondasi grup (m)

B_g = lebar dari bagian pondasi grup (m)

N_{60} = NSPT rata rata (Sedalam B_g dibawah ujung pondasi tiang)

I = *Influence Factor* = $1 - L/8B_g \geq 0,5$

L = panjang dari penanaman pondasi tiang (m)

Penurunan pondasi grup dapat ditentukan melalui hubungan dengan *cone penetration resistance* yang ditunjukkan oleh persamaan berikut:

$$S_{g(e)} = \frac{q B_g I}{2 q_c} \quad (2.31)$$

Dengan

q_c = *cone penetration resistance* rata-rata.

2.3.5.2 Penurunan Pondasi Tiang pada Lempung

- Penurunan Segera

Penurunan segera adalah penurunan yang terjadi dikarenakan oleh deformasi elastik pada tanah tanpa perubahan pada kandungan air. Salah satu perhitungan penurunan segera adalah dengan menggunakan metode menurut Janbu, Bjerrum dan Kjaemsli (1956). Persamaannya adalah sebagai berikut:

$$S_i = \mu_i \mu (q.B/E) \quad (2.32)$$

Dengan

S_i = Penurunan Segera

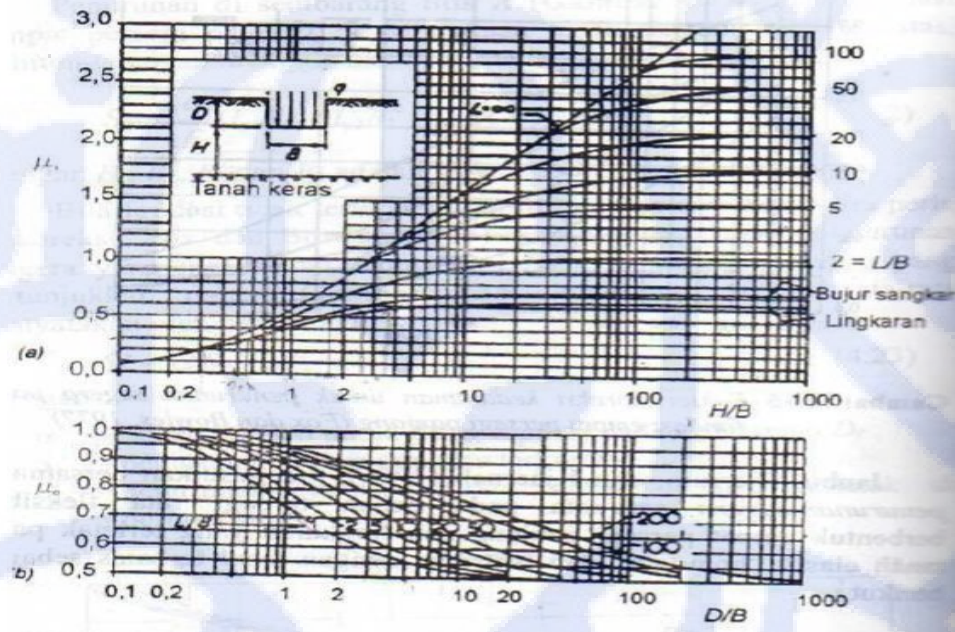
μ_i = Faktor koreksi untuk lapisan dengan tebal terbatas H

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

q = Tekanan netto pondasi (P/A)

B = Lebar tiang pancang grup

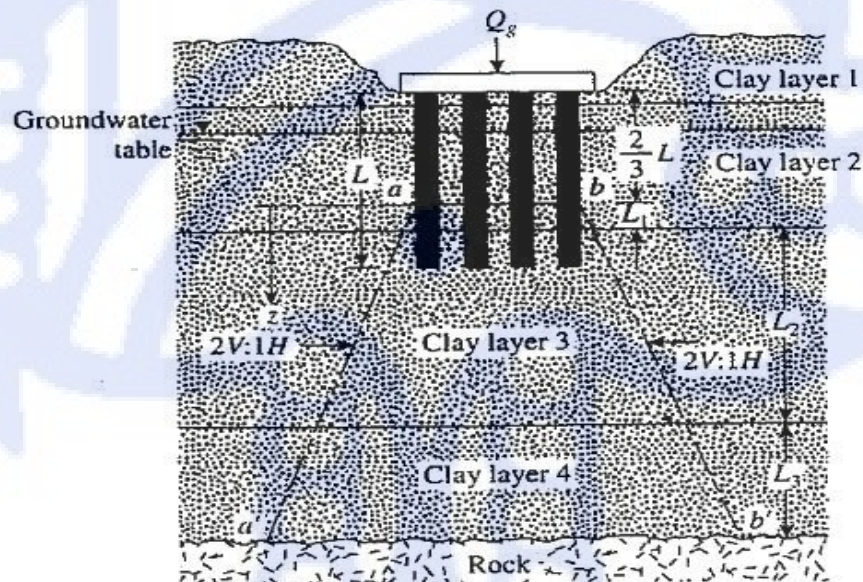
E = Modulus Elastisitas



Gambar 2. 12 Kurva faktor koreksi (Janbu, Bjerrum, Kjaemli)

- Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi dari pondasi tiang grup pada tanah lempung dapat diperkirakan dengan menggunakan *stress distribution method*. Gambaran dari distribusi tegangan pada tanah ditunjukkan oleh gambar dibawah ini:



Gambar 2. 13 Distribusi tegangan dan penurunan konsolidasi pada tanah

Perhitungan dapat dilakukan dengan menggunakan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Untuk langkah ini dan selanjutnya, kedalaman dari penanaman tiang adalah L dan Pondasi tiang grup dikenai beban total sebesar Q_g . Jika *pile cap* ada dibawah permukaan tanah yang sesungguhnya, maka nilai dari Q_g adalah beban total dari struktur atas dikurangi dengan berat efektif dari tanah diatas pondasi tiang grup yang telah dipindahkan oleh proses penggalian.
2. Asumsikan bahwa beban Q_g disalurkan ke tanah dengan permulaan pada kedalaman $2L/3$ dari ujung atas pondasi tiang. Beban Q_g menyebar melalui dua garis vertikal ke satu garis horizontal dari kedalaman ini. Garis aa' dan bb' adalah dua garis 2:1.
3. Hitung pertambahan dari tegangan efektif yang disebabkan oleh Q_g pada setiap bagian tengah lapisan tanah. Persamaannya adalah sebagai berikut:

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (2.23)$$

Dengan

$\Delta\sigma'_i$ = pertambahan dari tegangan efektif pada tengah lapisan i

L_g, B_g = panjang dan lebar dari grup pondasi tiang rencana

Z_i = jarak dari $z = 0$ menuju tengah dari lapisan lempung i

4. Hitung penurunan konsolidasi dari setiap lapisan yang disebabkan oleh pertambahan tegangan, persamaannya adalah:

$$\Delta s_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] H_i \quad (2.34)$$

Dengan

$\Delta s_{c(i)}$ = penurunan konsolidasi dari lapisan i

$\Delta e_{(i)}$ = perubahan *void ratio* lapis i

$e_{o(i)}$ = *initial void ratio* dari lapisan i (sebelum konstruksi)

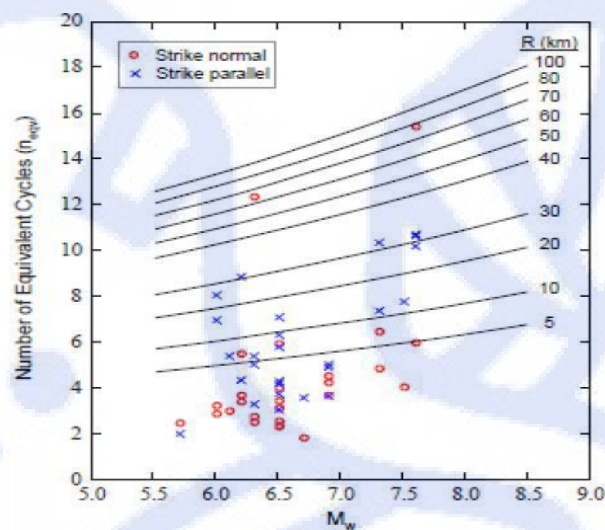
H_i = Ketebalan lapisan i

5. Penurunan konsolidasi total dari pondasi tiang grup adalah:

$$\Delta s_{c(g)} = \sum \Delta s_{c(i)} \quad (2.35)$$

2.4 Pembebanan Siklik

Beban gempa yang terjadi pada pondasi akan menghasilkan pembebanan dinamik yang terjadi secara periodik atau berulang. Dalam perhitungan analisis kelompok tiang dibutuhkan jumlah pembebanan siklik (*cyclic loading*) yang dialami oleh pondasi tiang. Perhitungan jumlah pembebanan siklik dalam tugas akhir ini berdasarkan pada teori oleh Lee dan Green (2008). Relasi predictive oleh Lee dan Green (2008) menunjukkan grafik hubungan antara jumlah pembebanan siklik (n_{eqv}) terhadap besar magnitude gempa, M_w dan variasinya terhadap jarak sumber gempa, R di bawah ini.



Gambar 2. 14 Hubungan Antara Jumlah Pembebanan Siklik, N_{eqv} vs Magnitude Gempa, M_w dan Variasinya Terhadap Jarak Sumber Gempa, R

Berdasarkan grafik di atas, dibutuhkan besarnya Momen Magnitude, M_w dari suatu sumber gempa yang terdekat dengan lokasi bangunan. Sedangkan perhitungan jarak sumber gempa, R dihitung menggunakan Fungsi Atenuasi Fukushima (1992) sebagai berikut.

$$\log a = 0.42M_w - \log_{10}(R + 0.025 \cdot 10^{0.42M_w}) - 0.0033R + 1.22 \quad (2.36)$$

Dimana:

a : percepatan puncak batuan dasar di wilayah gempa lokasi bangunan (g)

M_w : besar magnitude sumber gempa

R : jarak sumber gempa (km)