

PERSYARATAN TEKNIS FONDASI DALAM UNTUK GEDUNG TINGGI

Pintor Tua Simatupang

Pengurus Lembaga Pengembangan Jasa Konstruksi Nasional
simatukm@yahoo.com

Abstrak

Perencanaan fondasi dalam untuk gedung tinggi harus memenuhi syarat-syarat teknis tertentu, terutama Standar Nasional Indonesia yang terkait dengan gedung. Persyaratan teknis pada hakikatnya adalah untuk menjamin fondasi yang diaktualkan pada suatu gedung tinggi benar-benar aman, baik akibat beban gravitasi maupun beban gempa selama periode layan gedung tersebut. Fondasi tiang sebagai jenis fondasi dalam yang paling populer, agar menjadi fondasi yang aman untuk gedung, maka harus dibuktikan bahwa jumlah tiang yang ditetapkan, memadai untuk melawan beban gravitasi gedung maupun bila terjadi gempa.

Kata-KataKunci: *Fondasi Tiang, Beban, Daya Dukung, Penurunan, Faktor Keamanan.*

I. PENDAHULUAN

Secara umum, fondasi dalam (deep foundation) mengacu kepada fondasi dengan kedalaman melebihi dari 4.0 m. Meskipun demikian definisi-definisi lain bisa saja ada. Dalam makalah ini, fondasi dalam yang akan dibicarakan adalah fondasi yang tergolong sebagai fondasi tiang. Fondasi kaisan, juga termasuk dalam kategori fondasi dalam, tapi tidak dibicarakan, karena biasanya untuk bangunan tinggi di Indonesia hampir tidak pernah menggunakan fondasi kaisan. Diaphragm wall, sheet pile juga ada yang menggolongkannya kedalam fondasi dalam, namun tidak dibicarakan dalam panduan ini karena pada konstruksi bangunan gedung, umumnya diaphragm wall tidak dimaksudkan untuk digunakan sebagai fondasi, yang dalam terminologi konvensional dimaksudkan untuk memikul beban bangunan tinggi yang umumnya sangat besar.

Di Indonesia fondasi tiang umumnya digolongkan sebagai tiang pancang (driven pile) dan tiang bor (bored pile). Fondasi tiang pancang adalah fondasi tiang yang disorongkan ke dalam tanah secara paksa, baik dengan cara dipukul, digetar maupun didorong. Dari segi material, fondasi tiang pancang dapat berupa kayu, baja, beton dan campuran (composite). Alat pemancangan sangat berperan dalam berhasil tidaknya menyorongkan tiang hingga ujungnya dapat mencapai strata tanah yang direncanakan. Penentuan alat pemancangan yang cocok dengan kapasitas yang memadai sangat penting agar proses pemancangan dapat berlangsung dengan baik.

Fondasi tiang bor adalah fondasi tiang yang dicor secara langsung di dalam lubang yang telah dibor terlebih dahulu. Pengeboran lubang untuk tempat tiang harus dilakukan dengan mempertimbangan jenis tanah yang akan dibor. Jenis tanah yang mudah runtuh akan menutup lubang kembali setelah pengeboran, sehingga pengecoran tiang tidak bisa dilakukan untuk panjang tiang yang dibutuhkan atau penampang tiang menjadi tidak utuh. Untuk tanah yang mudah runtuh perlu dilengkapi dengan penggunaan cairan atau casing untuk

menjaga keutuhan lubang bor sampai pengecoran tiang selesai.

II. PARAMETER TANAH

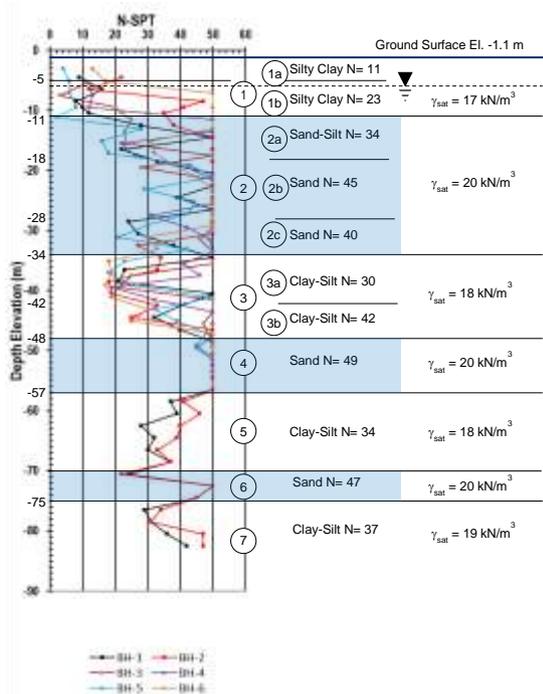
Dalam perencanaan fondasi, sebagaimana umumnya permasalahan geoteknik, tahap yang paling kritical adalah menentukan parameter tanah yang akan digunakan dalam perhitungan-perhitungan, baik perhitungan daya dukung tiang maupun perhitungan deformasi sebagai dasar pengambilan keputusan apakah fondasi tersebut aman atau tidak. Parameter tanah diperoleh dari kegiatan penyelidikan tanah (soil investigation), yang meliputi uji langsung di lapangan seperti N-SPT, Sondir, Vane Shear, Dilatometer, dan Pressuremeter. Pengujian di laboratorium dilakukan setelah pengambilan contoh tanah di lapangan (soil sampling).

2.1 Kuat Geser

Untuk menentukan parameter tanah yang akan digunakan dalam perencanaan fondasi tiang, sangat penting untuk terlebih dahulu menetapkan perlapisan tanah yang tepat berdasarkan hasil penyelidikan tanah. Kemudian parameter tanah ditentukan sesuai dengan lapis-lapis tanah yang mendasari bangunan. Seberapa dalam perlapisan ini ditetapkan bergantung pada berat bangunan atau jumlah lapis bangunan atas. Sebuah contoh perlapisan tanah berdasarkan data-data N-SPT ditunjukkan pada Gambar 1.

Jenis tanah untuk tiap-tiap lapis dapat secara sederhana diklasifikasikan menjadi tanah yang bersifat pasir (sandy soil) dan tanah yang bersifat lempungan (clayey soil). Jenis tanah seperti lanau (silt) dapat dimasukkan ke dalam jenis pasir atau lempungan tergantung pada fraksi terbesar yang menyertai lanau tersebut. Untuk tanah pasir, disamping nilai N-SPT, parameter yang penting untuk ditentukan adalah nilai sudut geser dalam (ϕ). Nilai ini secara umum dapat dikorelasikan dengan nilai N-SPT. Korelasi nilai ϕ dengan N-SPT banyak

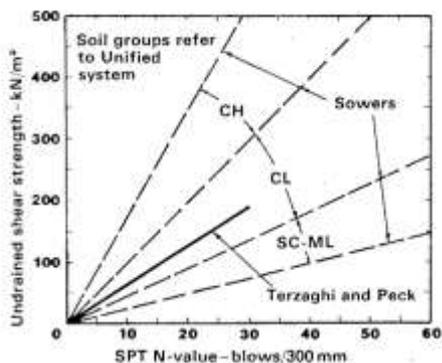
terdapat dalam textbook dengan korelasi yang tidak terlalu banyak variasi. Namun nilai yang diperoleh dari korelasi ini perlu diperiksa dengan membandingkannya terhadap nilai ϕ yang diperoleh dari uji geser langsung (direct shear test).



Gambar 1. Perlapisan tanah

Untuk tanah bersifat lempungan, parameter penting yang perlu ditentukan adalah nilai kuat geser undrained (s_u) atau sering ditentukan sama dengan kohesi undrained (c_u). Nilai ini juga sudah sangat umum dikorelasikan dengan nilai N-SPT. Namun nilai korelasi ini sangat bervariasi, seperti ditunjukkan pada Gambar 2. Nilai tengah diberikan oleh Terzaghi dan Peck (1967) dengan korelasi berikut,

$$s_u = 6.7 N \text{ (kPa)}$$

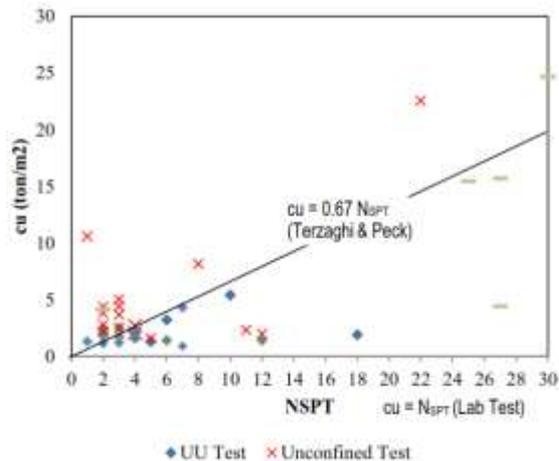


Gambar 2. Hubungan kuat geser undrained dengan nilai N-SPT (Terzaghi dan Peck, 1967)

Nilai terendah juga diusulkan oleh Terzaghi et al. (1996) sebesar,

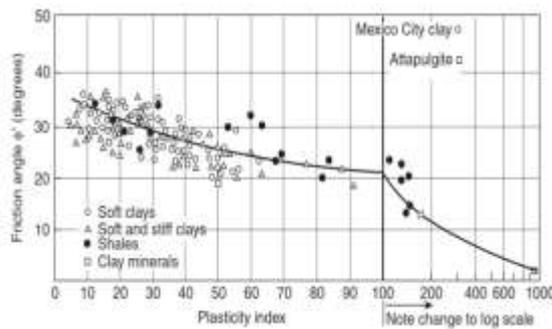
$$s_u = 4.4 N \text{ (kPa)} \quad (1)$$

Oleh karena variasi yang sangat besar, korelasi antara kuat geser undrained dengan N-SPT perlu dianalisis berdasarkan data pengujian tanah setempat, seperti dengan data hasil Uji Triaxial UU maupun Unconfined Compressive Strength (UCS). Pada titik-titik yang bersesuaian nilai N-SPT dan kuat geser diplot dalam sebuah grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 3.



Gambar 3. Hubungan kuat geser undrained dengan N-SPT di sebuah lokasi sekitar daerah Cempaka Putih Jakarta

Untuk tanah yang bersifat lempungan, sudut geser dalam efektif (ϕ') dapat diperoleh dari Uji Triaxial CU. Sudut geser dalam efektif dapat juga diperoleh lewat korelasi empiris dengan Indeks Plastisitas (PI), seperti ditunjukkan pada Gambar 4.



Gambar 4. Hubungan kuat geser efektif lempung dengan PI (Wesley, 2010)

2.2 Parameter Kompresibilitas

Parameter kompresibilitas tanah meliputi modulus elastisitas, angka poisson, indeks kompresi dan angka pori. Modulus elastisitas dan angka poisson tanah pada lokasi pembangunan fondasi akan dibutuhkan dalam memperkirakan besarnya penurunan elastis dan kapasitas dukung lateral tiang. Indeks kompresi dan angka pori akan dibutuhkan dalam memperkirakan besarnya penurunan konsolidasi tanah. Penurunan total yang merupakan jumlah dari penurunan elastis dan konsolidasi pada lapisan lempungan akan sangat menentukan desain fondasi tiang

Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas undrained (E_u) untuk tanah kohesif dapat ditentukan dari hasil uji Triaksial UU, seperti ditunjukkan pada Gambar 5. Pada analisa tertentu, sering juga digunakan modulus elastisitas 50% ($E_{u(50)}$), yaitu modulus elastisitas pada 50 % dari tegangan puncak. Sering juga nilai E_u diperoleh dari korelasi dengan kohesi undrained c_u untuk tanah kelepungan dan korelasi dengan nilai N-SPT untuk tanah pasir.

Untuk tanah pasir:

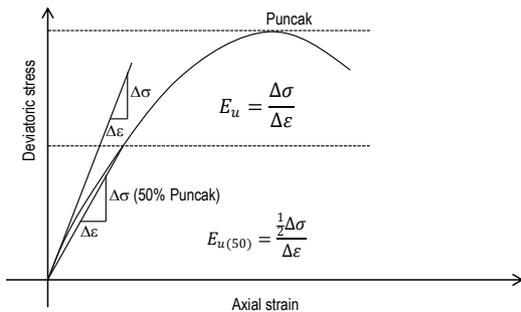
$$E'(kPa) = (800 - 1200)N - SPT \quad (2)$$

(Peck, et al., 1974)

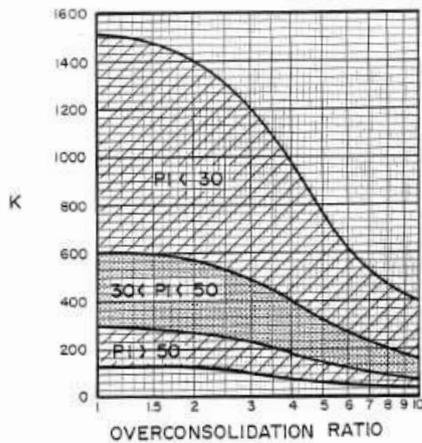
Untuk tanah lempungan :

$$E_u(kPa) = K \cdot c_u \quad (3)$$

dimana nilai K dapat diperoleh dari chart pada Gambar 6. Nilai K disini dapat ditentukan lebih tepat mengacu pada nilai PI dan OCR.



Gambar 5. Modulus elastisitas undrained dari uji Triaksial



Gambar 6. Modulus elastisitas undrained berdasarkan kuat geser undrained (Duncan dan Buchignani, 1976)

Modulus Subgrade Reaction

Kapasitas lateral tiang diperlukan untuk memastikan kelompok tiang mampu melawan beban kegempaan. Untuk menentukan kapasitas lateral tiang digunakan parameter elastis seperti modulus subgrade reaction (k) dan strain pada 50 % (e_{50}). Modulus subgrade reaction horizontal (k_h) merupakan perbandingan tekanan secara horizontal

pada tiang dan defleksi yang ditimbulkannya. Besaran subgrade reaction ini pertama kali diberikan oleh Terzaghi (1955). Banyak literatur memberikan besaran yang dapat digunakan secara praktis, seperti pendekatan yang ditunjukkan dalam program LPILE. Pembahasan besaran modulus ini berdasarkan pemodelan tiang juga ditunjukkan oleh Guo (2013).

III. DAYA DUKUNG VERTIKAL

Daya dukung (bearing capacity) tiang melawan beban vertikal berupa beban gravitasi, terbesarnya disumbangkan oleh berat sendiri gedung. Baru kemudian disumbangkan juga oleh beban hidup dan beban gempa. Pada umumnya semua pembebanan ini dipikul oleh kelompok tiang, sangat jarang sekali dipikul oleh tiang tunggal. Namun dalam praktek, pendekatan perilaku kelompok tiang berdasarkan perilaku tiang tunggal masih cukup populer, meskipun pendekatan kelompok tiang (Pile Group) juga dilakukan, seperti Program Pile Group oleh perusahaan Ensoft.

3.1 Tiang Tunggal

Daya dukung tiang tunggal dalam memikul beban struktur akan dipikul oleh gesekan selimut dan tahanan ujungnya, seperti ditunjukkan pada Gambar 7. Daya dukung batas dinyatakan sebagai,

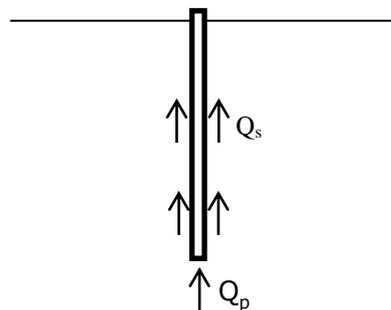
$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (4)$$

Dimana,

Q_u = daya dukung batas

Q_p = daya dukung ujung tiang

Q_s = daya dukung gesekan selimut



Gambar 7. Kontribusi dukungan tiang

Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung yang disumbangkan oleh gesekan selimut untuk tanah pasir adalah sebagai berikut.

$$Q_s = q_s \cdot L_i \cdot p \quad (5)$$

dimana :

q_s = tahanan gesekan selimut pada lapisan pasir

L_i = tebal lapisan pasir

p = keliling tiang

Tahanan gesekan selimut q_s , dengan mengacu pada rekomendasi API (2000) adalah sebagai berikut.

$$q_s = K\sigma \tan \delta \quad (6)$$

K adalah tekanan tanah lateral

K = 0.8 (untuk tiang pipa ujung terbuka)

K = 1.0 (untuk full displacement)

σ adalah tegangan efektif overburden

δ = gesekan tiang dengan tanah yang nilainya dapat diambil dari Tabel 1.

σ adalah tegangan efektif overburden

Tabel 1. Parameter untuk tanah pasiran (API, 2000)

Class	Soil Description	Soil Phi Friction Angle, ϕ (Degrees)	Insertion Shear Resistance Values kpa/psi (MPa)	α_u	Insertion Unit Point Resistance Values kpa/psi (MPa)
Very Loose	Sand	15	1.0 (0.14)	9	45 (1.4)
Loose	Sand (SP) ^{**}				
Medium	Silt				
Loose	Sand	24	1.4 (0.20)	12	60 (1.8)
Medium	Sand (SP) ^{**}				
Dense	Silt				
Medium	Sand	29	1.7 (0.24)	20	80 (2.4)
Dense	Sand (SP) ^{**}				
Very Dense	Sand	36	2.0 (0.29)	30	100 (3.0)
Very Dense	Sand (SP) ^{**}				
Dense	Clayed	40	2.3 (0.33)	36	120 (3.6)
Very Dense	Sand				

^{**}The parameters listed in this table are intended as guidelines only. Where detailed information such as soil structure, strength test or high loading samples, result rate, or pile-driving performance is available, other values may be justified.

^{**}Soil ID includes those soils with significant fractions of both sand and silt. Strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.

Jika didasarkan pada nilai N-SPT, tahanan gesekan kulit yang diusulkan Meyerhof (1976) adalah sebagai berikut.

$$q_s = 0.1 N \text{ (t/m}^2\text{)} \text{ untuk displacement kecil} \quad (7)$$

$$q_s = 0.2 N \text{ (t/m}^2\text{)} \text{ untuk displacement besar} \quad (8)$$

Displacement kecil atau besar merupakan usaha pemancangan tiang. Displacement besar dapat diartikan sebagai pemancangan dengan menggunakan hammer. Kalau displacement kecil dapat diartikan bahwa usaha pemancangan kecil seperti pemancangan dengan menggunakan metode push-in atau jacking.

Untuk daya dukung gesekan kulit pada tanah kohesif dinyatakan sebagai berikut.

$$q_s = \alpha c_u \quad (9)$$

dimana,

α = faktor tak berdimensi yang disebut juga faktor adhesi.

c_u = kuat geser undrained

Nilai α direkomendasikan dalam API (2000) sebagai berikut.

$$\alpha = 0.5 \Psi^{-0.5} \text{ untuk } \Psi \leq 1.0 \quad (10)$$

$$\alpha = 0.5 \Psi^{-0.25} \text{ untuk } \Psi > 1.0 \quad (11)$$

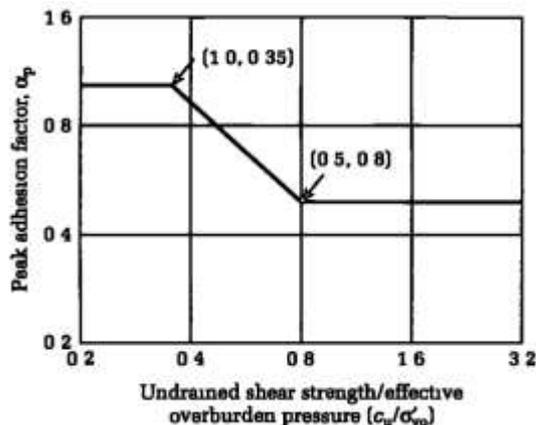
dengan nilai batas $\alpha \leq 1.0$.

Dimana,

$$\Psi = c_u / \sigma \quad (12)$$

c_u adalah kuat geser undrained dan σ adalah tegangan efektif overburden pada kedalaman yang ditinjau.

Nilai α dapat juga diperoleh dari Tomlinson (2001) seperti diberikan pada Gambar 8.



Gambar 8. Faktor adhesi tiang pancang

Daya dukung ujung tiang pancang untuk tanah pasiran ditentukan dengan rumus berikut.

$$Q_p = q_p A_s \quad (13)$$

dimana, Q_p adalah daya dukung ujung

q_p = tahanan ujung tiang

A_s = luas penampang di ujung tiang

Tahanan ujung tiang pancang direkomendasikan oleh API (2000) berikut.

$$q_p = \sigma N_q \quad (14)$$

dimana,

σ = tegangan efektif overburden

N_q = faktor daya dukung yang nilainya dapat diambil dari Tabel 1.

Jika menggunakan data N-SPT, daya dukung ujung tiang pancang untuk tanah pasiran dapat ditentukan berdasarkan usulan Meyerhof (1976) berikut.

$$q_p = 40 N \text{ (t/m}^2\text{)} < 1600 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (15)$$

Daya dukung ujung tiang pancang untuk tanah kohesif diperoleh dari formula berikut.

$$q_p = 9 c_u \quad (16)$$

Angka 9 dalam persamaan ini sebenarnya adalah nilai maksimum, bisa jadi pengali ini lebih kecil untuk kondisi tertentu.

Daya Dukung Tiang Bor

Untuk tiang bor tahanan gesekan selimut untuk tanah pasiran diusulkan oleh Reese dan Wright (1977) sebagai berikut.

$$q_s = 0.32 N \text{ (t/m}^2\text{)} \text{ untuk } N_{SPT} < 53 \quad (17)$$

$$q_s = \frac{N-53}{450} + 1.6 \text{ (t/ft}^2\text{)} \text{ untuk } 53 < N_{SPT} \leq 100 \quad (18)$$

Catatan: $1 \text{ t/ft}^2 = 10.764 \text{ t/m}^2$

Jika digunakan usulan Meyerhof (1976) untuk tiang pancang dengan kondisi displacement kecil yang kira-kira setara dengan kondisi pengeboran, maka nilai q_s sebenarnya dalam rentang berikut.

$$q_s = (0.1 - 0.32)N \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (19)$$

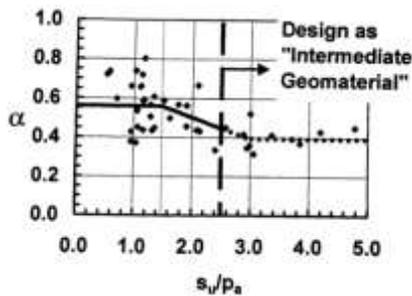
Jika diambil rata-ratanya, maka

$$q_s = 0.2 N \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (20)$$

Tahanan gesekan kulit tiang bor untuk tanah kohesif adalah sebagai berikut.

$$q_s = \alpha c_u \quad (21)$$

Dimana nilai α diusulkan oleh Reese dan O'Neill (1988) sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 9.

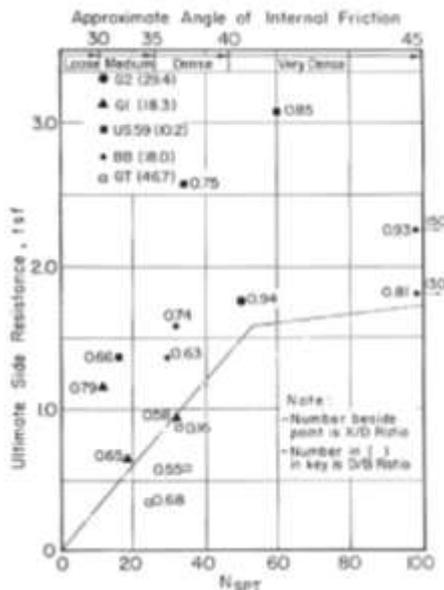


Gambar 9. Faktor adhesi tiang bor (Reese dan O'Neill, 1988)

Tahanan gesekan kulit tiang bor pada tanah kohesif perlu dibatasi sebagaimana dinyatakan oleh Tomlinson (2001),

$$q_s = \alpha c_u \leq q_{s(izin)} = 1.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (22)$$

Tahanan gesekan kulit pada tiang bor harus dijaga tidak melebihi nilai batas sebagaimana diusulkan oleh Reese dan Wright (1977) dalam Gambar 10.



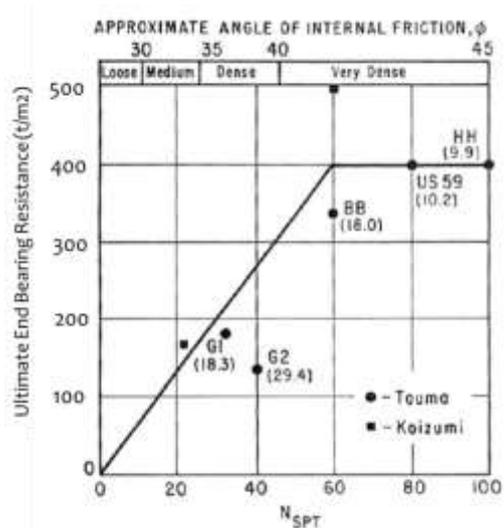
Gambar 11 Nilai batas gesekan kulit tiang bor (Reese dan Wright, 1977)

Tahanan ujung tiang bor pada tanah kohesif dapat dianggap sama seperti untuk tiang pancang sebagaimana dinyatakan dalam Pers. (16). Jika digunakan nilai N-SPT untuk mendekati besaran tegangan geser undrained (c_u), maka sering juga nilai tahanan ujung tiang (q_p) dinyatakan dalam formula berikut,

$$q_p = (6 - 7) N \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (23)$$

dimana $q_{p(batas)} \leq 400 \text{ t/m}^2$

Tahanan ujung tiang bor harus dijaga tidak melebihi batas seperti diusulkan oleh Reese dan Wright (1977) dalam Gambar 12.



Gambar 12 Nilai batas tahanan ujung tiang bor (Reese dan Wright, 1977)

Daya Dukung Izin Tiang Tunggal

Daya dukung izin tiang tunggal ditentukan dengan mengacu kepada persyaratan teknis untuk faktor keamanan (FS) yang dimuat dalam SNI No. 8460:2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik.

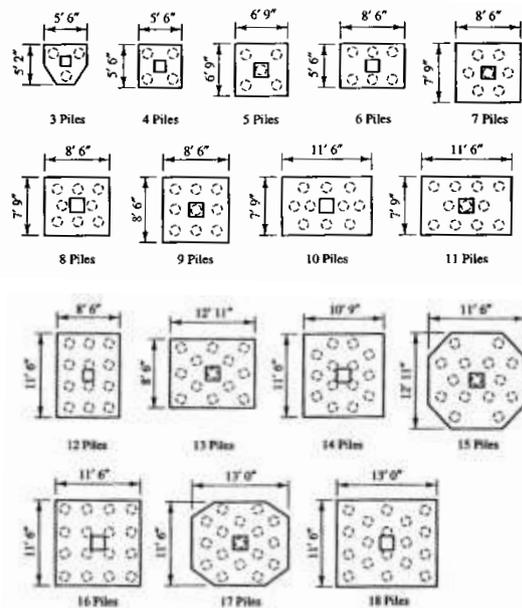
$$Q_{izin} = \frac{Q_u}{FS(2.5)} \quad (24)$$

Q_{izin} sering juga disebut sebagai beban rencana (design load) yang akan digunakan untuk tiang tunggal. Faktor keamanan (FS) sebesar 2.5 yang dinyatakan dalam SNI 8460 (2017) merupakan persyaratan minimum yang harus diambil. Beban rencana ini akan digunakan dalam memperhitungkan kecukupan jumlah tiang pada analisis kelompok tiang dan juga menjadi dasar dalam menentukan beban untuk uji tiang (pile load test).

3.2 Kelompok Tiang

Sebagaimana telah dibahas terdahulu, pada umumnya tiang bekerja sebagai kelompok tiang. Oleh karena itu konfigurasi kelompok tiang sangat penting untuk menjamin bahwa tiang bisa bekerja

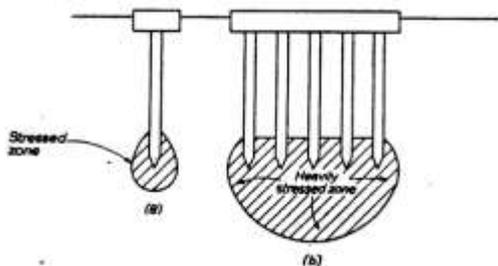
secara kompak sehingga bisa diharapkan kinerjanya menjadi maksimal. Gambar 13 menunjukkan contoh konfigurasi tiang yang populer. Konfigurasi kelompok tiang sebaiknya dirancang agar jarak tiang sama antar tiang.



Gambar 13 Konfigurasi kelompok tiang

Kelompok tiang dimaksudkan untuk memberikan keuntungan berikut: a) tiang tunggal umumnya tidak memadai b) bila timbul deviasi pada saat instalasi tiang c) timbulnya eksentrisitas akan memberi tambahan momen d) jika satu tiang gagal, maka tiang lain akan membantu (prinsip redundancy) e) pemadatan ke arah lateral pada saat pemancangan tiang (terutama sandy soil).

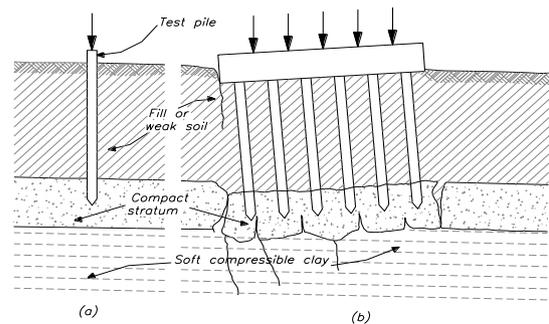
Terkait timbulnya zona tegangan di ujung tiang, maka perilaku tiang tunggal sungguh berbeda dengan kelompok tiang, sebagaimana diilustrasikan dalam Gambar 14.



Gambar 14 Perbandingan zona tegangan (Tomlinson dan Woodward, 2015)

Jika tiang tunggal hanya memberi zona tegangan kecil, maka kelompok tiang memberi zona tegangan yang lebih besar dan berat. Ini memberi implikasi bahwa daya dukung kelompok tiang menjadi lebih kecil dari tiang tunggal. Ini memberi makna bahwa daya dukung kelompok tiang bukanlah jumlah tiang dikali daya dukung tiang tunggal. Demikian juga halnya apabila dikaitkan dengan penurunan (settlement) kelompok tiang. Penurunan pada kelompok tiang menjadi jauh lebih besar dari

penurunan tiang tunggal. Prilaku tiang tunggal dan kelompok tiang digambarkan oleh Tomlinson (2001) pada Gambar 15.



Gambar 15 Prilaku tiang tunggal dan kelompok tiang terhadap suatu lensa (Tomlinson dan Woodward, 2015)

Efisiensi Kelompok Tiang

Sebagaimana dibahas sebelumnya bahwa daya dukung kelompok tiang berpotensi menjadi lebih kecil dari jumlah daya dukung tiang tunggal, maka dikembangkanlah definisi efisiensi kelompok tiang yang dinyatakan sebagai,

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (25)$$

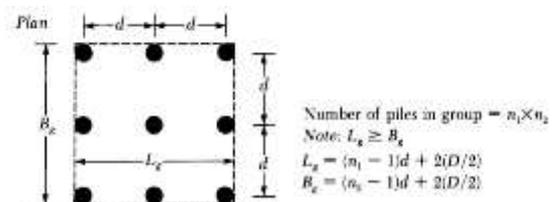
dimana,

$Q_{g(u)}$ adalah daya dukung batas kelompok tiang

Q_u adalah daya dukung batas tiang tunggal

Efisiensi kelompok tiang bergantung pada jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan tiang dan jarak. Efisiensi juga dipengaruhi oleh modulus transfer beban, prosedur instalasi tiang (pancang atau bor), urutan instalasi, jangka waktu setelah pemancangan dan interaksi kepala tiang (pile cap) dan tanah.

Dengan mengacu pada Gambar 16, sebagai contoh untuk menghitung nilai efisiensi η . Beberapa nilai efisiensi yang tersedia adalah sebagai berikut.



Gambar 16 Contoh layout kelompok tiang

Converse-Labarre

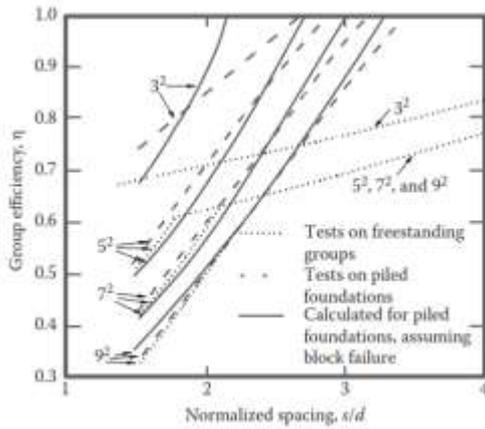
$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta \quad (26)$$

dimana θ (derajat) = $\tan^{-1}(D/d)$

Los Angeles Group Action

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)] \quad (27)$$

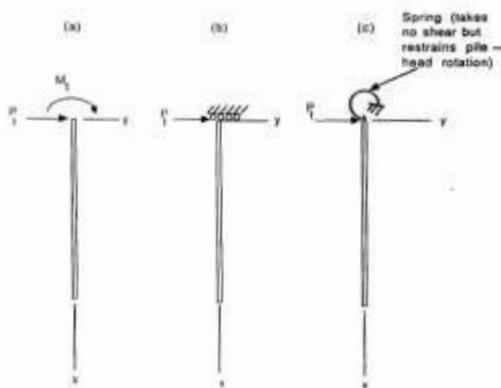
Efisiensi kelompok tiang akan semakin kecil bila jumlah tiang semakin banyak, sebagaimana dilansir oleh Poulos dan Davis (1980) dalam Gambar 17. Dengan jumlah tiang menghampiri 80 tiang terlihat efisiensi bisa turun hingga mencapai $\eta = 0.4$.



Gambar 17 Efisiensi kelompok tiang (Poulos dan Davis, 1980)

IV. DAYA DUKUNG LATERAL

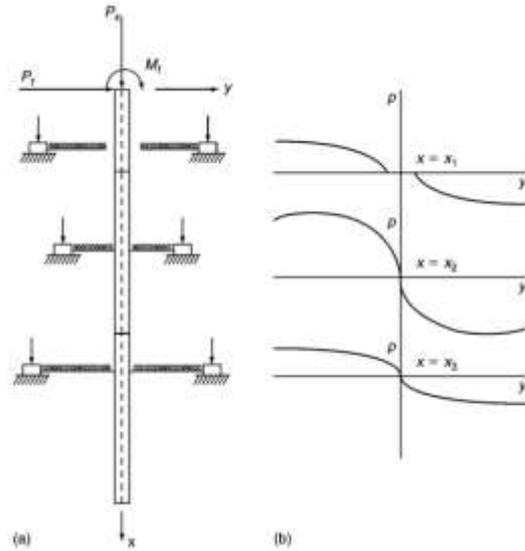
Daya dukung lateral kelompok tiang sangat penting diketahui agar dapat memastikan bahwa fondasi aman terhadap pembebanan gempa. Pemodelan tiang tunggal saat menderita beban horizontal atau lateral dapat dipertimbangkan seperti terlihat dalam Gambar 18. Ujung tiang bebas (free head) ditunjukkan pada gambar (a), ujung tiang terjepit (fixed head) dan ujung tiang menimbulkan momen (pure moment). Dalam kondisi yang ideal, ujung tiang yang bekerja sebagai fondasi gedung merupakan bentuk ujung tiang terjepit, karena tiang dikumpulkan dalam satu kelompok oleh kepala tiang (pile cap). Dalam analisis pembebanan horizontal, kondisi ujung tiang dipertimbangkan umumnya adalah kondisi ujung bebas dan ujung terjepit.



Gambar 18 Pemodelan tiang menerima beban horizontal

Untuk menentukan daya dukung lateral tiang, metode yang populer digunakan untuk adalah metode Brom dan metode p-y. Untuk gedung-gedung tinggi di Jakarta, metode Brom dianggap kurang memadai, jadi harus menggunakan metode p-y.

Metode p-y merupakan pemodelan dengan test, dengan menghasilkan suatu kurva yang menghubungkan antara defleksi tiang dengan reaksi tanah pada kedalaman tertentu di bawah permukaan tanah. Sehingga kurva p-y menggambarkan rekasi tanah total terhadap gerak tiang. Dinyatakan dalam bentuk hubungan reaksi tanah, p dan defleksi tiang, y . Pemodelan tiang dalam kurva p-y ditunjukkan dalam Gambar 19.



Gambar 19 Model tiang dibebani lateral dalam kurva p-y (Reese dan Van Impe, 2011)

V. KESIMPULAN

Makalah ini menguraikan secara ringkas perencanaan fondasi tiang untuk gedung tinggi. Hal-hal penting dan persyaratan-persyaratan tertentu harus bisa dipenuhi. Terutama jika perencanaan gedung tinggi dilakukan di daerah yang rawan gempa, maka persyaratan teknis yang mengacu SNI 1726 (2019) dan SNI 8460 (2017) harus diberlakukan secara cermat.

DAFTAR PUSTAKA

A. Buku

- [1] American Petroleum Institute, 2000, *Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design*, API, USA.
- [2] Canadian Geotechnical Society, 2006, *Foundation Engineering Manual*, 4th Edition, Canada.
- [3] Duncan, J.M., and Buchignani, A.L., 1976, *An Engineering Manual for Settlement Studies*, Department of Civil Engineering, University of California-Berkeley, California, USA.
- [4] Guo, W.D., 2013, *Theory and Practice of Pile Foundations*, First Edition, CRC Press., Boca Raton, Florida, USA.

- [5] Peck, Ralph B., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H., 1974, *Foundation Engineering*, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- [6]oulos, H.G. and Davis, E.H., 1980, *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.
- [7] Reese, L.C. and Wright, S.J., 1977, *Drilled Shaft Manual-Vol. 1: Construction Procedures and Design for Axial Loading*, FHWA Publication No. FHWA-IP-77-21, First Edition, U.S Department of Transportation, Washington D.C., USA.
- [8] Reese, L.C. and O'Neill, M.W., 1999, *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA Publication No. FHWA-IF-99-025, Second Edition, U.S Department of Transportation, Washington D.C., USA.
- [9] Reese, L.C. and Van Impe, W., 2011, *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*, CRC Press, Second Edition, Florida, USA.
- [10] Terzaghi, K., and Peck, Ralph B., 1967, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.
- [11] Terzaghi, K., Peck, Ralph B., and Mesri, G., 1996, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.
- [12] Tomlinson, M.J., 2001, *Foundation Design and Constructions*, Pearson Education Limited, Seventh Edition, England.
- [13] Tomlinson, M. and Woodward, J., 2015, *Pile Design and Construction Practice*, CRC Press, Sixth Edition, Florida, USA.
- [14] Vesic, A.S., 1977, *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board Washington, D.C., USA.
- [15] Wesley, W.D., 2010, *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*, First Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA.

B. Artikel Jurnal

- [1] Terzaghi, K., 1955, *Evaluation of Coefficients of subgrade reaction*, *Geotechnique*, Vol. 5, No. 4, 41-50.
- [2] Meyerhof, G.G., 1976, *Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations*, *JGED, ASCE*, Vol. 102, No. GT 3, 196-228.