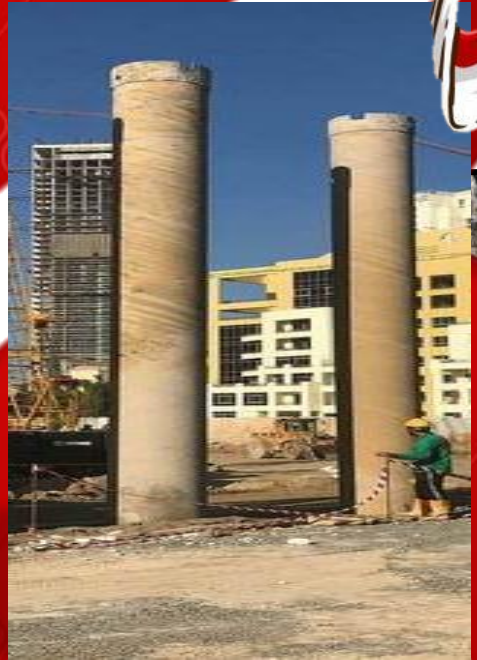


BERBAGAI MACAM PONDASI



Nusa Setiani Triastuti

Nusa Setiani Triastuti

BERBAGAI MACAM PONDASI

Editor : Lydia Darmiyanti

Mitra Ilmu
2022

Pelanggaran Pasal 72

Undang-Undang Nomor 19 Tahun 2002 Tentang Hak Cipta

1. *Barang siapa dengan sengaja dan tanpa hak melakukan perbuatan sebagaimana dimaksud dalam pasal 2 ayat (1) atau pasal 49 ayat (1) dan ayat 2 dipidana dengan pidana penjara masing-masing paling singkat 1 (satu) bulan dan / atau denda paling sedikit Rp. 1.000.000.00 (satu juta), atau pidana penjara paling lama 7 (tujuh) Tahun dan/atau denda paling banyak Rp. 5.000.000.000;00 (lima milyar rupiah).*
2. *Barang siapa dengan sengaja menyiarkan, memamerkan, mengedarkan atau menjual kepada umum suatu ciptaan atau barang hasil pelanggaran Hak Cipta terkait bagaimana dimaksud pada ayat (1) pidana dengan pidana penjara paling lama 5 (lima) tahun dan/atau denda paling banyak Rp. 500.000.000.00; (lima ratus juta rupiah).*

Judul Buku : BERBAGAI MACAM PONDASI
ISBN : 978-623-8022-99-1
Penulis : Nusa Setiani Triastuti
Editor : Lydia Darmiyanti
Penata Isi : Devira Humaira Riani. S
Editor Ahli : Syarif Wong
Cetakan : Pertama Oktober 2022
Ukuran Buku : 15 x 23 cm
Desain Sampul : Devira Humaira Riani

Diterbitkan Oleh **Mitra Ilmu**

Anggota IKAPI Nomor: 041/SSL/2022

Kantor Divisi Publikasi dan Penelitian

Jl. Kesatuan 3 No. 11 Kelurahan Maccini Parang

Kecamatan Makassar Kota Makassar

Hak cipta dilindungi oleh undang-undang.

Dilarang memperbanyak karya tulis ini dalam bentuk dan cara apapun tanpa ijin penerbit.

KATA PENGANTAR

Pondasi menerima seluruh beban bangunan gedung infrastruktur dan utilitas lainnya setelah itu di salurkan ke tanah. Berbagai macam pondasi disesuaikan berbagai jenis tanah. Insinyur harus mampu menganalisis hasil penyelidikan tanah , memilih pondasi yang sesuai dengan hasil analisis penyelidikan tanah. Pemilihan jenis pondasi berdasarkan penyelidikan tanah, ketinggian air tanah air permukaan, contour tanah. lingkungan alam, lingkungan masyarakat dan sosial

Pondasi harus adalah struktur yang menopang seluruh beban diatasnys. Beban vertiksl, beban horizontal beban statik dan dinamis baik beban permanen maupun beban sewaktu- waktu atau sementara agar terwujudnya gedung dan infrastruktur sebagai fasilitas berkarya, bersosialisasi, berbagai aktivitas kehidupan didunia untuk bekal di alam baka.

Pondasi di bagi dua kelompok besar yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dengan Rekayasa (Engineering) dapat mendukung beban berat dan berbagai variasi beban. . Analisis yang tepat tentang mekanika dan pemahaman pelaksanaan pondaaai akan mampu mewujudkan pondasi yang memiliki kekuatan , kekakuan dan kestabilan .Selain itu membuat Insinyur (engineer)

inovatif, kreatif& tantangan membuat struktur pondasi dan pengikat atau penyatunya supaya memenuhi standar engineering

Buku ini untuk praktisi agar mampu menganalisis dan memberi solusi pada berbagai pondasi dengan jenis tanah agar pondasi tersebut kuat dan umur pakai panjang

Kekuatan tinggi dengan rekayasa praktisi Teknik Sipil agar bangunan gedung, infrastruktur atau bangunan utilitas lain berdiri kokoh pada pondasi yang menyatu dengan struktur bawah, struktur atas, stabil dan kuat dengan pelaksanaan praktis, mudah, tidak merusak lingkungan menggunakan material setempat (kearifan lokal) . Bangunan gedung , infrastruktur, utilitas lain sangat ditentukan oleh stabilitas kekuatan pondasi dan struktur bawah sehingga bangunan tersebut tidak mengalami retak, miring bahkan bisa roboh..Diharapkan umur pakai bangunan lama

Sebagai penulis dengan senang hati bila ada pihak lain atau insinyur bangunan, praktisi gedung, infrastruktur dan utilitas lain melengkapi kekurangan buku ini. Penulis berharap semua insinyur mampu menganalisis dan memberi solusi pada berbagai jenis pondasi dan struktur bawah secara menyeluruh menyatu dengan struktur atas

Terima kasih kepada semua pihak baik keluarga, kerabat dan handai taulan yang berpartisipasi terwujudnya buku stabilitas dan Perkuatan tanah untuk bangunan

Penulis

Nusa Setiani Triastuti

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	vi
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
BAB II	3
TINJAUAN PUSTAKA	3
2.1 Macam-macam Jenis-jenis Pondasi	3
2.2 Pondasi Dangkal	4
2.3 Pondasi Dalam	13
2.3.1 Pondasi Tiang Pancang (<i>pile foundation</i>) ..	13
2.3.2 Kapasitas Kuat Dukung <i>Bored Pile</i> dari Hasil Sondir	63
2.3.7 Tahanan gesek	77
2.3.4 Kapasitas Kuat Dukung <i>Bored Pile</i> Dari Hasil <i>Standard Penetration Test</i> (N-SPT)	78
2.3.5 Tahanan gesek ultimit	81
2.3.6 Kuat dukung selimut	85
2.3.7 ANALISIS BORE PILE	89
1. Menghitung Kapasitas Kuat Dukung <i>Bored Pile</i> dari Data Sondir	91
2. Menghitung Kapasitas Kuat Dukung <i>Bored Pile</i> dari Data <i>N-SPT</i> (<i>Ulfa Jusi,2015</i>, Jurnal Teknik Sipil Siklus, Vol. 1, No. 2)	99
BAB III	111
LOADING TEST	111

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Pondasi telapak	6
Gambar 2. 2 Pondasi Rakit	9
Gambar 2. 3 Pondasi memanjang	12
Gambar 2. 4 Pondasi Tiang.....	21
Gambar 2. 6 Pondasi sumuran.....	29
Gambar 2. 7 Pondasi Pancang	34
Gambar 2. 8 9 Buah Tiang Pancang	41
Gambar 2. 9 Kelompok Tiang.....	43
Gambar 2. 10 Contoh susunan tiang.....	46
Gambar 2. 11 Baris kelompok tiang	48
Gambar 2. 12 Kelompok tiang pada tanah lempung	51
Gambar 2. 13 Grafik faktor koreksi	56
Gambar 2. 14 Perhitungan Konsolidasi Sekunder ..	58
Gambar 2. 15 Beban vertikal sentris	60
Gambar 2. 16 Beban vertikal dan momen	61
Gambar 2. 17 Variasi N_q^* dengan L/D	88

Gambar 2. 18 Variasi K dengan L/D (Coyle dan Castello, 1981).....	89
Gambar 2. 19 CPT – Test titik sondir S-3	91
Gambar 2. 20 . Cara menghitung tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Nottingham dan Schmertmann (1975), diameter tiang 80 cm.....	92
Gambar 2. 21 Grafik perbandingan kuat dukung tiang bored pile antara perhitungan Schmertmann & Nottingham dengan Meyerhoff	98
Gambar 2. 22 Grafik perbandingan kuat dukung tiang bored pile antara perhitungan borepile.....	107
Gambar 2. 23 Grafik perbandingan daya dukung pondasi bored metode Meyerhoff dengan data berbeda (sondir dan N-SPT).....	108
Gambar 2. 24 pengeboran membuat bore pile	109
Gambar 3. 1 Loading Test Tarik	112

DAFTAR TABEL

Table 1 Faktor empirik F_b	71
Table 2 Faktor ω (deRuiter dan Beringen, 1979)....	74
Table 3 Nilai-nilai K/K_0 untuk tiang bor	82
Table 4 Nilai-nilai δ/ϕ' untuk tiang bor.....	82
Table 5 Pemilihan parameter tahanan sisi	86
Table 6 Perhitungan kuat dukung bored pile dengan metode Schertmann dan.....	94
Table 7 . Nilai σ_r rata-rata terhadap kedalaman pada tanah berpasir ($d = 80$ cm)	100
Table 8 Perhitungan nilai tahanan gesek ΔQ_s ($d = 80$ cm).....	100
Table 9 Perhitungan kuat dukung bored pile dengan metode O'Neil dan Reese dari beberapa diameter tiang.....	102
Table 10 Perhitungan kuat dukung bored pile dengan metode Meyerhoff dari beberapa diameter tiang..	105
Table 11 Perbandingan perhitungan nilai kuat dukung bored pile (Q_u) dari ketiga metode O'Neil & Reese, Meyerhoff dan Coyle & Castello	106
Table 12 . Perbandingan perhitungan nilai kuat dukung bored pile (Q_u) dengan metode Meyerhoff berdasarkan data sondir dan N-SPT	108

BAB I

PENDAHULUAN

Pondasi dan kelengkapan struktur bawah lainnya yaitu tie beam, pile cap sangat menentukan kekuatan struktur bangunan gedung dan infra struktur di atasnya maupun utilitas Pondasi yang dipilih berdasarkan analisis yang tepat pada jenis tanah tertentu di area tersebut sangat menentukan kekuatan struktur di atasnya, dengan ketentuan hubungan/ kait satu elemen dengan dengan lainnya terikat kuat, dengan sambungan *overlap* yang cukup memenuhi syarat stuktur bawah. Diharapkan semua struktur bawah gedung maupun infrastruktur memenuhi syarat kekuatan, kekakuan dan ke stabilan dan tidak menimbulkan kerusakan lingkungan sosial dan lingkungan alam. Bila terpaksa mengubah lingkungan seminimal mungkin rusak. Dalam mendesain pondasi dan struktur bawah harus memperhatikan penggunaan material yang sesuai SNI, desain struktur, lingkungan dan struktur tanah mengacu SNI.

Pondasi dikelompokkan secara besar yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi bangunan memiliki peran yang sangat penting menentukan saat hendak membangun, proses membangun. Bentuk dan jenis pondasi disesuaikan dengan beban vertikal. Beban horizontal, beban statik dan beban dinamis bangunan dan kondisi tanah. Contour tanah, air tanah, air permukaan yang ada di sekitar bangunan. Sedangkan kedalaman pondasi ditentukan berdasarkan kemampuan daya dukung tanah lebih besar dari beban yang diterima pondasi. pada pondasi dangkal harus terletak pada tanah padat harus bisa menopang pondasi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Macam-macam Jenis-jenis Pondasi

Pondasi adalah menyalurkan beban di atasnya pengaruh beban vertikal, horizontal, beban static, beban dinamik ke tanah berbagai jenis sebagai pijakan.

Terdapat klasifikasi pondasi yaitu pondasi dalam dan pondasi dangkal. Pondasi dalam dipilih ada beberapa alasan yaitu tanah keras dalam lebih dari 6 m walaupun bebannya tidak berat atau beban bangunannya berat dan tanah kerasnya dalam. Kadang tanah lapisan keras kurang dari 12 m tapi bangunan berat biasanya bila kurang dari 12 m, lapisan keras berupa lensa tipis kurang dari 4m. Hal tersebut dianggap lensa, harus ditembus sampai lapisan tanah keras lebih dari 4m.

Pondasi dangkal menerima beban ringan, bahkan beban ringan harus diperhatikan penurunan (settlement) Penurunan pondasi diizinkan dengan

ketentuan penurunannya Bersama, tidak terjadi perbedaan penurunan (*differential settlement*).

Pondasi bagian bangunan terendah , sangat menentukan bangunan tersebut dapat menerima berbagai beban atau gaya, baik gaya dinemis maupun statis . Pijakan bangunan dibagi 2 (dua) kelompok pondasi yaitu:

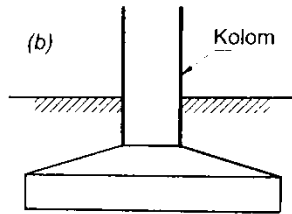
2.2 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal berbagai jenis harus mampu meneruskan beban ke tanah sebagai pijakan .. Kategori pondasi dangkal semua material pondasi yaitu beton bertulang, buis beton dengan daur ulang beton (*recycle concrete*) dan banyak lagi material pondasi dangkal. Pondasi dangkal anra lain setempat (*spread footing*) dan pondasi menerus beton bertulang, pondasi plat penuh (*mat foundation*) biasanya sekaligus sebagai bangunan bawah (*basement*), pondasi sumuran buis beton kedalaman 80 cm, 100cm dan biasanya maximum 160 cm. Meskipun pondasi dangkal sangat umum dipakai namun harus disesuaikan dengan jenis

tanah. Bila tanah berair perlu pondasi yang berfungsi sebagai drain misalkan pondasi kolom pasir pada tanah lunak lempung berairan tetapi di atasnya perlu pondasi tapak beton bertulang, cerucuk dolken (cemara), sumuran buis beton di isi *recycle* beton atau beton bertulang. Pondasi sumuran untuk mengatasi tanah mudah mengembang (*ekspansif soil*), tanah bukan dengan cari digali tetapi dipasang buis beton pada posisinya kemudian tanah diambil dan buis beton di turunkan. Bila pondasi menahan beban lateral harus di satukan dengan dinding penahan tanah yang diberi sirip (*counterfort*)

a. Pondasi Beton Tapak

Pondasi Beton Tapak (*Spread footing*), mendukung kolom pada tapak pondasi (Gambar 2.1) Tetapi sebaiknya selalu di kait dengan tie beam unuk menyatukan pondasi satu dengan lainnya. Perlu diperhitungkan tekanan tanah dari bawah, terutama bila air tanah rendah dan air permukaannya banyak.



Gambar 2. 1 Pondasi telapak

b. Pondasi Lajur Plat Beton

Pondasi lajur plat beton biasanya kolom berdekatan dan daya dukung tanah relative rendah. Sebaiknya diberi tie beam tinggi sehingga kekauannya besar dan penurunan pondasi bersama jangan lupa diperhitungkan tekanan tanah keatas terutama bia air tanah rendah dan air permukaannya banyak. Lebar pondasi plat beton lajur berukuran tergantung beban yang di terima, , bila terjadi perbedaan penurunan maka akan terjadi retak atau miring atau roboh.

c. Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran , *casing* biasa menggunakan buis beton diisi dengan beton recycle biasa disebut beton cyclob. Buis beton yang biasanya digunakan diameter 60-80 cm dan digunakan 1 atau 2 buis beton pada satu titik sehingga kedalamannya 1-2 meter. Bagian dalam buis beton diisi puing atau bongkahan beton kemudian di cor beton. Sebelum cor m diisi tulangan sebagai ankur pengikat ke *tie beam* (sloop). Pondasi sumuran sangat cocok untuk tanah yang mudah geser bila berubah misalkan di lobangi sehingga cocok untuk tanah ekspansif dengan membuat seperti sumur yaitu buis beton di letakkan di tempat lokasi pondasi, bagian dalamnya di ambil tanahnya dan buis beton di turunkan setelah posisi , kedalaman dan lubang sesuai yang di rencanakan di beri

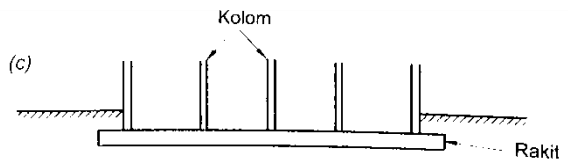
tulangan dan beton , dapat dicampur dengan puing atau bongkaran beton sedikit.

d. Pondasi Bor Mini

Pondasi mini bor untuk lokasi lingkungan sempit dan beban relatif tidak berat. Kedalaman pondasi tidak boleh dalam karena kelangsingan harus menjadi perhatian. Pondasi mini bor untuk beban ringan pada tanah lunak dan ligkungannya padat sehingga tidak mengganggu kebisingan dan getarannya relaif kecil karena tanah lunak. Pondasi mini bor biasanya digunakan untuk bangunan bertingkat dua atau tiga seperti ruko. Pondasi 2 hingga 5 meter, kedalamannya. Demikian juga bila menggunakan pondasi segitiga hanya untuk kedalaman relative pendek dan untuk beban ringan.

Pondasi dangkal struktur beton, menurut bentuk pondasinya dibagi 4 macam:

1. Pondasi Tapak (*individual footing*)
2. Pondasi menerus (*continunous footing*)
3. Pondasi plat (*mat footing/raft footing*)
4. Pondasi gabungan (*combined footing*)



Gambar 2. 2 Pondasi Rakit

Pondasi rakit cocok untuk Gedung / bangunan basement, sehingga tanah galian basement dengan volume tertentu dan berat tanah yang di angkat lebih berat dari total

beban untuk bangunan fungsional (beban hidup, beban mati, beban instalasi, beban akibat gaya horizontal) lebih kecil dari berat tanah yang di angkat. Pondasi rakit sangat perlu di perhatikan kekakuan struktur terhadap gaya yang akan terjadi baik gaya horizontal maupun vertical. Sehingga tidak akan miring atau roboh. Ketebalan plat beton dan selimut beton harus cukup kuat dan kedap air (*water tied*) sehingga basement dan Gedung tidak menampung air liar (kebocoran, sehingga perlu di buat sumpit dan disiapkan pompa *submersible*) yang dapat menambah beban semua pondasi dangkal karena bukan untuk menerima baban berat, biasanya untuk gedung sebagai bangunan rendah.

Pondasi dangkal biasanya memiliki kedalaman 0,8 – 2 meter. Pondasi dangkal digunakan untuk bangunan relatif ringan. Pondasi dangkal terdiri 5 jenis.

e. Pondasi Batu Kali

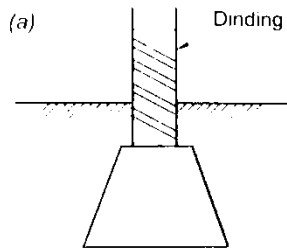
Indonesia khususnya di P Jawa ,

banyak digunakan pondasi batu kali untuk pondasi rumah 1 lantai dan biasanya bangunan sederhana , juga untuk bangunan ringan lain misalkan pagar, juga dinding penyekat bangunan lantai rendah. Jenis pondasi digunakan karena batu kali keberadaannya material batu kali banyak sungai-sungai sehingga distribusi tidak jauh dan bahan alam, material relatif murah. Biasana dibentuk / disusun batu kali berbentuk biasanya dasar 80-120cm dan bagian atasnya 20-60cm, tinggi sekitar 60-100 cm. Pondasi batu kali kuat menahan gaya tekan, itupun dengan syarat adukan matang dan spasi padat merata,

a. Pondasi Menerus

Pondasi menerus atau pondasi memanjang (*continuous foundation*) adalah pondasi yang untuk mendukung

beban yang kolom berdekatan , beban menerus misalkan dinding , sehingga praktis menerus menerima beban di atasnya .



Gambar 2. 3 Pondasi memanjang

f. Pondasi Bata Rollag

Pondasi bata rollag bisanya digunakan untuk bangunan ringan atau misalkan teras, atau beban ringan lain. Bila dilihat bangunan peninggalan zaman Belanda, terbanyak pondasi bangunan dengan batu bata. Batu bata ukuran besar sekitar 40 x20 tebal 12,5 cm atau ukuran besar lainnya dan tidak

mudah pecah. Kekuatannya hanya pada gaya tekan yang tidak besar

2.3 Pondasi Dalam

Pondasi dalam untuk beban berat atau tanah keras dalam. Tanah keras sebagai pijakan bangunan, sehingga pondasi dalam. Itu yang biasanya di desain *Engineer* Padahal pijakan pondasi dalam bisa di letakan pada tanah lunak, yang perlu diperhatikan tie beam dan poer (*pile cap*) harus besar (tinggi) sehingga kekakuannya besar dan pondasi bisa Bersama-sama turun, sehingga tidak merusak bangunan, adapun jenis pondasi dalam antara lain:

2.3.1 Pondasi Tiang Pancang (*pile foundation*)

a. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi Tiang (*Pile Foundation*) alternatif pondasi untuk mendukung

beban sedang sampai berat. Pondasi tiang sering digunakan sebagai pondasi dengan tanah keras yang dalam, walau kadang untuk kedalaman tanah keras maksimum 6 m, Hal tersebut biasanya digunakan tiang pancang. Tetapi bila beban besar biasa digunakan bukan tiang pancang mini walaupun tanah keras hanya 6m. Tiang pancang terbanyak digunakan untuk tanah kerasnya dalam atau sangat dalam misalkan 60m dan bebannya berat. Biasanya pancang yang digunakan untuk tanah sangat dalam dimensi besar, dengan memperhatikan factor tekuk. Bila pondasi tiang sangat dalam yang perlu diperhatikan sambungan pancangnya. Pondasi tiang keterbatasan pada dimensi, bila tanah keras sangat dalam biasanya digunakan tiang bor (*bore pile*) diameter bisa mencapai 1,5m. Tiang pancang pengerjaan lebih

praktis dari tiang bor, sehingga banyak digunakan pada area anah lunak berair atau air tanahnya dangkal misalkan daerah pantai. Bila bangunan terletak di tanah timbunan sehingga pondasi terletak pada tanah timbunan relative tinggi . Perlu diperhatikan penurunan tiang dan peil bangunan Prinsipnya pondasi dalam digunakan untuk menahan beban besar . Pondasi tiang pancang dapat menguntungkan bila daya dukung dari ujung tiang (*end bearing*) dan tahanan gesek dindingnya (*friction*) dengan ketentuan kondisi tanahnya negative tahanan gesek . Pondasi tiang akan jauh lebih besar daya dukungnya dibanding dengan hanya *end bearing* saja, Pondasi dalam bore pile dan pancang bila di rancang daya dukung dari gaya gesekan (*friction*) bila hanya mengandalkan gaya gesekan diperhatikan ketebalan pile cap dan tie

bem agar kekakuannya besar, sehingga turun bersama bangunan di atasnya. Bahkan untuk bangunan tinggi (*high rise*) pile cape menyatu plat beton bertulang tebal seperti (*raft foundation*) Tiang pancang dibagi menjadi 4 sesuai bahan yang digunakan :

1. Tiang Pancang Kayu

Pemakaian kayu sebagai tiang pancang , awal pondasi dalam digunakan pada bangunan tua. Beberapa pondasi bangunan cagar budaya menggunakan tiang pancang kayu. Tiang pancang kayu tahan lama dan tidak mudah lapuk apabila tiang kayu dalam keadaan selalu terendam penuh dibawah muka air tanah misalkan rawa atau daerah penghasil kayu yang besar antara lain Kalimantan. Tetapi yang perlu diingat penggunaan kayu yang

kelas kuat 1 dan kelas awet 1 misalkan kayu besi. Supaya bangunan umur pakai Panjang karena pondasi tiang kuat , tahan lama

Tidak semua kayu dapat digunakan untuk tiang pancang, tetapi kayu dengan kuat kelas I dan Kelas awet tinggi untuk ekonomisnya bukan kayu yang bernilai tinggi misalkan kayu jati, kayu kamper samarinda . Hal ini perlu di identifikasi kayunya misalkan kayu damar, kayu besi, kayu pohon cemara yang sering dikatakan kayu dolken. Beberapa bangunan cagar budaya sampai dengan 3 lantai, kadang dignakan glondongan kayu sebagai dudukan plat lantai bangunan dan beban bangunan. Pengalaman

penulis bangunan tersebut pada tanah lunak dan air tanah tinggi

2. Tiang Pancang Beton

Tiang beton terdiri dari tiang beton pratekan (*prestress*) dan tiang pancang (beton bertulang). Tiang pancang dari beton bertulang dan pratekan digunakan di proyek sebagai tiang pra cetak. Diicetak di tempat lain sebagai tempat kerja (*work shop*) kemudian setelah cukup kuat (keras) lalu diangkat dan di pancangkan. Tiang beton bertulang precast bahkan banyak tiang beton precast *prestress*. Dengan beton bertulang dan *prestress* Karena tegangan Tarik beton sendiri adalah besar, sehingga *prestress* (pratekan)

tiang pancang atau tiang pancang non *prestress* harus diberi penulangan cukup kuat untuk menahan geser dan momen lentur yang terjadi saat pengangkatan dan pemancangan. Bila lokasi proyek luas, alangkah praktisnya bila tiang beton dicetak dan di cor lokasi proyek sehingga memudahkan transportasi dan pengangkatan

3. Tiang pancang baja

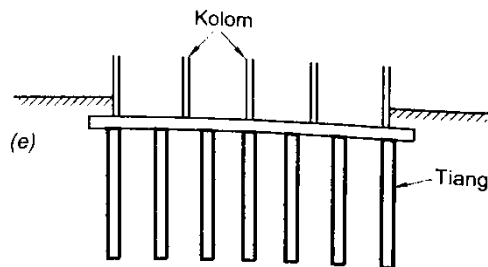
Tiang pancang baja yang banyak penampang berbentuk propil H. kekuatannya dari tiang baja besar sehingga dalam transport dan pengangkatan pemancangan tidak menimbulkan bahaya patah dibandingkan tiang beton *precast*. Pemakaian tiang

pancang ini akan sangat di butuhkan bila memerlukan tiang pancang yang panjang. Pemancangan tidak bisa atau sulit pada tanah berbatu karena ujung tidak dibuat lancip (akan terjadi perlemahan). Pancang baja kelemahan mudah karat (korosi), perlu di proteksi dengan proteksi katodik. Untuk mencegah karat. Proses katodik adalah Logam besi yang dihubungkan dengan magnesium (Mg), logam seng/zinc (Zn). Proses katodik, pancang baja akan sulit mengalami oksidasi. Struktur baja, umumnya digunakan cara ini untuk baja berada pada area salinitas tinggi seperti air laut dan memiliki kelembaban tinggi atau pipa baja yang dimasukkan dalam tanah. Tapi perlu pengecekan

berkala dan rutin untuk merawat struktur baja yang menggunakan metode ini.

4. *Composite Pile*

Composite pile adalah tiang pancang dari dua bahan berbeda yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan 1 tiang. *Composite pile* ini dapat terbuat beton dan atau beton dan kayu. Penggunaan pondasi baja harus dilindungi katodik agar tidak mudah karat atau menggunakan baja mutu tinggi yang tidak mudah karat



Gambar 2. 4 Pondasi Tiang

Composite casing baja bulat dan beton bertulang, sering terbanyak digunakan struktur bawah area air misalkan dermaga atau struktur air lain.

Pondasi harus berfungsi meneruskan semua beban di atasnya dengan baik sehingga beban statis, beban dinamis dapat diterima pondasi dan meneruskannya ke tanah sebagai pijakan

Pondasi tiang pancang diterima dengan dua cara yaitu:

a. Ujung tiang

Beban yang diterima tiang pancang dengan (*end bearing*). tahanan ujung Beban melalui di terima dilanjutkan ke tahanan ujung lanjut ke pijakan lapisan tanah keras. sehingga beban diterima oleh lapisan tanah keras. Beban pondasi tiang yang disalurkan ke tanah keras , penurunan tanah sangat kecil atau hampir mendekati nol, sehingga menguntungkan dan menghemat pile cap dan tie beam tidak perlu sangat besar untuk penurunan bersama.

b. Kombinasi (*ujung tiang dan gesekan tiang*)

Dobel beban diterima oleh pondasi pancang menguntungkan pondasi tersebut, karena daya dukung besar dan pegangan pondasi tiang kuat terhadap tanah. Biasanya pemancangan tiang padatanah lempung mencapai daya dukung gesekan tiang sampai tiang mencapai tanah keras (*ujung tiang*). Analisis daya dukung ultimit berdasarkan perlekatan tanah (*friction*). Dan tahanan ujung (*end bearing*)

2.3.1.1 Faktor-Faktor Yang Mempengaruhi Desain Pondasi

Mendesain atau merencanakan struktur pondasi di pengaruhi kekuatannya oleh:

a. **Tanah**

Tanah adalah pijakan semua bangunan Gedung, infrastruktur dan utilitas, sangat berperan besar pada dudukan semua bangunan . Proses terjadi tanah yaitu endapan atau pelapukan

b. **Dukung Tanah**

Kapasitas daya dukung tanah ada yang tinggi pada tanah keras, tapi juga ada yang rendah daya dukungnya pada tanah lunak

2.3.1.2 Tiang Pancang Kelompok (pile group)

Menggunakan tiang pancang tunggal (single pile), biasanya disebabkan beban satu kolom besar, seain itu kalo satu kolom, satu tiang pancang , kemungkinan resiko tiang tersebut

runtuh (berakibat pada struktur atas runtuh) . Hal ini biasanya dihindari oleh *engineer*. Kelompok tiang disatukan dengan poer atau pile cap, sehingga bekerja bersama

Gaya yang bekerja pada tiang dsatukan pile cap yang besar minimal yang memenuhi kekakuan agar bekerja bersama memenuhi daya dukung penurunan bersama.

1. Daya Dukung Tiang Kelompok

Menghitung daya dukung kelompok pondasi harus meninjau efisiensi tiang berdasarkan jumlah tiang dalam satu kelompok dan jarak antar tiang, sehingga bukan hanya jumlah tiang dikali daya dukung satu tiang (*single pile*) , nilai besaran efisiensi pondasi tiang variatif.

2. Kelompok Tiang Daya Dukung Tahanan Ujung (*point bearing piles*)

Metode Bagemann

tanah kohesif, umumnya, tahanan konus ($c q$) dihubungkan dengan kohesi

tak terdrainase (undrained cohesion) (c_u), yaitu Bagemann, 1965 dalam (Hardiyatmo, 2011) : $u = N_k q_c c_u =$ (kg/cm²) (4) Nilai N_k berkisar diantara 10-30,

Tahanan ujung tiang diambil pada nilai q_c rata-rata yang dihitung dari 8d diatas dasar tiang sampai 4d dibawah dasar tiang. Tahanan gesek persatuan luas (f_s) dari tiang pancang, secara aman, dapat diambil sama dengan tahanan gesek sisi konus (q_f) Bagemann, , yaitu : $f_s = q_f$ (kN/m²) (5) Kapasitas ultimit tiang pancang, dinyatakan dengan dalam persamaan : $Q_u = A_b f_b + A_s f_s$

Kelompok tiang pancang bila diperhitng daya dukung ujung tiang dan Tiang-tiang dipancang sampai mencapai tanah keras analisis daya dukung tiang berdasarkan tahanan ujung (*end bearing*).

$$Q_{pg} = n \times Q_s$$

dimana

Q_{pg} = daya dukung tiang kelompok
(*pile group*)

n = banyaknya tiang pancang

Q_s = daya dukung tiang yang berdiri
sendiri (*single pile*)

3. **Kelompok Tiang Daya Dukung Lekatan Tanah (*friction piles*)**

Pondasi tiang ini tidak dipancang sampai mencapai tanah keras karena lapisan tanah keras tersebut tidak mungkin atau sangat sulit dicapai dan dilakukan pelaksanaannya.

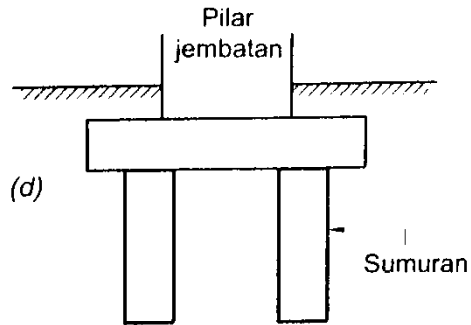
Pondasi dalam untuk menerima gaya vertical dan horizontal yang berat. Walaupun demikian pemilihan pondasi yang tepat dapat tercapai kekuatan, kestabilan dan kekakuan sehingga mampu menerima beban vertical horizontal static dan dinamik/ Suatu Gedung

bertingkat tinggi/banyak pemilihan desain pondasi bisa berbeda tergantung dari banyak factor, selain beban, struktur tanah, contour tanah, lingkungan alam peta gempa, peta tsunami dan lingkungan sosial

Tanah keras terletak jauh dari permukaan jauh dari permukaan tanah, sedangkan beban diatasnya masih bisa di terima sampai kedalaman daya lekat saja, seperti:

b. Pondasi caisson

Pondasi caisson (*pier foundation/caisson*) merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi dalam . Peck et al. (1953) membedakan pondasi dangkal dari nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B $D_f / B \leq 1.$) sedangkan . untuk pondasi sumuran dengan pondasi sumuran $D_f / B > 4$



Gambar 2. 5 Pondasi sumuran

Pondasi caisson pada umumnya terbuat dari beton pracetak atau beton bertulang . Di Indonesia pondasi caisson banyak digunakan pada pondasi jembatan dari beton bertulang bentuk silinder diameter 400 cm, 350 cm, 300 cm, dan 250cm. Pekerjaan ini biasanya termasuk dinding caisson pracetak terdiri unit-unit beton pracetak atau dicor di tempat . Kelebihan beton cor di tempat dapat dibuat padat sehingga tidak ada rembesan, tetapi sulit mencapai padat dan lama pelaksanaannya, sedangkan beton pracetak relative cepat pelaksanaannya, tetapi perlu perhatian dengan solusi agar tidak rembes . Dasar dibawahnya digali sedikit demi sedikit sehingga casing turun karena gaya vertikal berat caisson beton merupakan gesekan (friction) antara beton dengan tanah, sehingga caisson turun.

Pematokan yang tepat sangat penting pada caisson karena ruang untuk penempatan caisson sangat besar. Pematokan sangat berperan penting ketepatan posisi yang di rencanakan, dapat menyebabkan caisson itu berada di luar daerah kepala jembatan atau pilar diturunkan dengan kemiringan yang terjadi pada caisson. Perlu memperbesar kepala jembatan atau pilar tambahan pekerjaan sehingga meneruskan beban vertikal dari bangunan atas ke bangunan bawah secara eksentris.

Garis tengah memanjang jembatan dan garis tengah melintang dari caisson harus ditentukan dan dioffset sejauh jarak tertentu untuk memastikan bahwa titik - titik referensi tersebut tidak terganggu pada saat pembangunan caisson.

II.2.A.3. Struktur bangunannya, ada 6 fungsi pondasi, diantaranya :

1. Menahan Beban Konstruksi dengan Baik.
2. Bekerja Menahan gaya vertical. Gaya horizontal, gaya dinamis, gaya statis
3. Memadatkan Tanah Pondasi

4. Pondasi untuk menahan bangunan gedung atau infrastruktur.
5. Pondasi untuk menahan massa tanah atau menopang galian (*retaining wall*).
6. Pondasi untuk menahan bangunan cerobong asap, menara , *pier* jembatan.dan bangunan utilitas lainnya
7. Untuk menahan gaya horizontal paling tepat bila menggunakan pondasi paving yang dipasang miring atau retaining wall dg sirip (*countefort*)

Kendala pasang tiang pancang miring adalah perusahaan yang memiliki alat pancang miring terbatas, bila pelaksanaan memerlukan alat pancang miring lebih dari satu atau banyak proyek membutuhkan alat pancang miring, menjadi kendala

Persyaratan Pondasi

Pembuatan pondasi harus memenuhi syarat, diantaranya :

1. Harus memenuhi syarat standart untuk perlindungan lingkungan pondasi dan pelaksanaannya
2. Sistem pondasi haruslah aman terhadap penurunan (*settlement*).
3. Kedalaman pondasi haruslah memadai dalam daya dukung tanahnya.
4. Pondasi haruslah ekonomis didalam pelaksanaan dan pemasangannya.
5. Sistem pondasi haruslah aman terhadap geser dan guling.
6. Sistem pondasi haruslah aman terhadap korosi yang disebabkan oleh bahan yang dikandung dalam tanah.

Pondasi Tiang digunakan untuk memikul berat beban yang berat dan memperhatikan lingkungannya saat pelaksanaan

Ada beberapa kelebihan dalam penggunaan pondasi tiang pancang adalah:

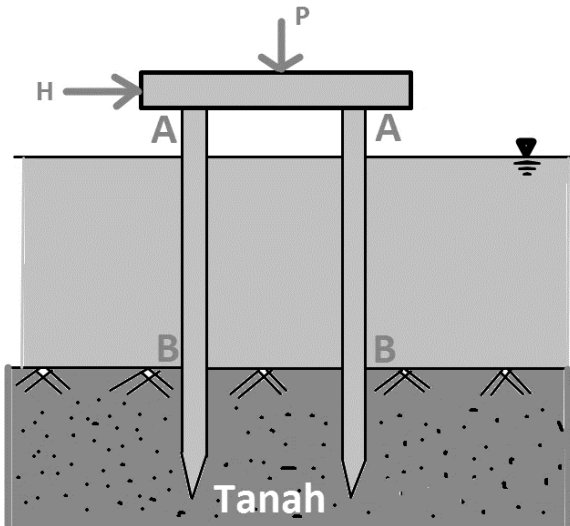
1. Terjamin kekuatannya

2. Meminimalisir galian
3. Tiang pancang bisa sebagai pancang hanya *friction* karena tanah tidak diubah sehingga tanah tidak terganggu (*undisturbed*)
4. Tahan lama
5. Lebih tahan korosi

Beberapa kekurangan yang akan ditemui ketika memilih pondasi tiang pancang adalah:

1. Bobot sangat berat
2. Di setting posisi titik pancang harus presisi supaya tepat menerima beban pada titik beratnya
3. Proses produksi harus cermat , saat umur beton belum cukup untuk di geser dan diangkat, jangan dipindahkan
4. Umur tiang pancang dapat digunakan bila sudah mencapai umur 28 hari.

II.2.A. 4. Perhitungan Pondasi Pancang



Gambar 2. 6 Pondasi Pancang

Fungsi utama pondasi suatu bangunan Gedung, infrastruktur dan utilitas menerima beban di atasnya, disalurkan ke tanah. Sebagai pijakan. Struktur bawah merupakan kesatuan, poer (pile cap), tie beam dan tentunya pondasi

Contoh perhitungan / perencanaan pondasi tiang

Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang

1. Daya Dukung berdasarkan Kekuatan bahan

$P = (A_s \cdot \tau) \cdot 3 + (A_p \cdot T_{bk})$ dimana ; P adalah daya dukung ijin tiang pancang i (kg)

T_{bk} = Tegangan ijin beton (kg/cm²)

τ = Tegangan ijin tulangan (kg/cm²)

A_p = Luas penampang tiang pancang (cm²)

A_s = Luas tulangan tiang pancang (cm²)

2. Berdasarkan data sondir (CPT/ Cone Penetration Test). Daya dukung tiang pancang

$P = (JHL \cdot K_a) / 5 + (q_c \cdot A_p) / 3$

Menunjukkan ; P = Daya dukung ijin tiang pancang (kg)

q_c = Nilai konus (kg/cm²)

JHL = Jumlah hambatan lekat

SF = Safety factor ; 3 dan 5

K_a = Keliling penampang tiang (cm)

A_p = Luas penampang tiang pancang (cm²)

3. Berdasarkan Data SPT/ Standart Penetration Test ,daya dukung tiang pancang

- $Q_u = (40 \cdot N_b \cdot A_p)$

Penunjukkan; Q_u = Daya dukung batas pondasi tiang pancang

A_p = luas penampang dasar tiang pancang (m^2)

N_2 = nilai SPT pada kedalaman 8D pada ujung tiang ke atas

N_1 = Nilai SPT pada kedalaman 3D pada ujung tiang ke bawah

$N_b = (N_1 + N_2) / 2$;

N_b = nilai N-SPT rata-rata pada elevasi dasar tiang pancang

Daya Dukung Tiang Pancang (SPT)

- $Q_{si} = q_s \cdot A_{si}$; dimana ;

Q_{si} = Tahanan limit gesek kulit

A_{si} = keliling penampang tiang * tebal lapisan

$q_s = 0.2N$ — untuk tanah pasir

$0.5N$ — untuk tanah lempung

- $P = (Q_u + Q_{si}) / 3$

Dari ke tiga hasil perhitungan di atas , daya dukung ijin tiang pancang yang dipergunakan adalah nilai daya dukung terkecil.

CONTOH PERHITUNGAN

- Data Sondir pada kedalaman 12m ($q_c=250\text{kg/cm}^2$ dan $JHL=1200\text{ kg/cm}$)
- Beban Normal maksimum $N=814.07\text{ ton}$;
 $M=90.671\text{Ton}$
- Dimensi tiang pancang yang akan dipasang $40\times 40\text{ cm}$
- kuat tekan beton rencana $f_c'=35\text{Mpa}$; $f_y=400\text{Mpa}$

Berdasarkan data Sondir (CPT/Cone Penetration Test)

Daya dukung ijin satu tiang pancang

$$\begin{aligned}
 P &= (JHL * K_a) / 5 + (q_c * A_p) / 3 \\
 &= (1200 * 40 * 4) / 5 + (250 * 40 * 40) / 3 \\
 &= 38,400 + 133,333 \\
 &= 171733.33\text{ kg} \\
 &= \mathbf{171,7\text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Sondir/CPT daya dukung satu tiang pancang adalah 171.7ton

Berdasarkan data SPT/Standart Penetration Test ,daya dukung satu tiang pancang

$$P = (Q_{si} + Q_u) / 3$$

Data SPT

Jenis tanah N ; Kedalaman (m)

Lempung 4 0.0 s/d 2.0

Lempung 10 2.0 s/d 4.0
 Lempung 13 4.0 s/d 6.0
 Lempung 36 6.0 s/d 8.0
 Lempung 40 8.8 (8D) $\longrightarrow (8 \cdot 0.4) = 3.2 \text{ m}$; —
 $\longrightarrow 12\text{m} - 3.2\text{m} = 8.8 \text{ m}$
 Lempung 44 10
 Pasir 50 10.0 s/d 12.0 \longrightarrow kedalaman tiang
 pancang rencana 12m
 Pasir 52 13.2 (3D) $\longrightarrow (3 \cdot 0.4) = 1.2$; —
 $\longrightarrow 12\text{m} + 1.2\text{m} = 13.2 \text{ m}$

$$\mathbf{Q_u = (40 \cdot N_b \cdot A_p)} ; \longrightarrow N_b = (N_1 + N_2)/2$$

$$N_{b1} = (40 + 50)/2 ; \longrightarrow N_{b1} = 45$$

$$N_{b2} = (50 + 52)/2 ; \longrightarrow N_{b2} = 51$$

$$N_b = (45 + 51)/2 ; \longrightarrow N_b = 48$$

$$\mathbf{Q_u = (40 \cdot 48 \cdot A_p)} ; \longrightarrow A_p = 0.4 \cdot 0.4 ; \longrightarrow A_p = 0.16$$

$$= (40 \cdot 48 \cdot 0.16)$$

$$= \mathbf{307.2 \text{ ton}}$$

Berdasarkan data SPT. Daya dukung kulit / *Friction* tiang pancang

$$\mathbf{Q_{si} = q_s \cdot A_{si}}$$

Jenis tanah **lempung** pada lapisan tanah hingga kedalam 1- 10 m dan lapisan tanah **pasir** . kedalaman 10- 12 m adalah

qs —> untuk pasir 0.2N

qs —> untuk lempung 0.5N

jenis tanah lempung. kedalaman 0-10

qs1 = 0.5N*Asi ; (ket ; 0.5N karena jenis tanah lempung

Asi = keliling penampang tiang pancang*tebal

Asi = (0.4*4)*10; -> Asi = 16 m²

qs1 = 0.5*48*16 ; -> **qs1=384ton**

kedalaman 12 m —> jenis tanah pasir

qs2 = 0.2N*Asi ; (ket 0.2N karena jenis tanah adalah pasir)

Asi = 0.4*4*2

Asi = 3.2 m²

qs2 = 0.2*48*3.2

= **30.72ton**

Qsi = qs1+qs2 ; Qsi = 384+30.72

Qsi = 414.72ton

Daya dukung satu tiang pancang berdasarkan SPT

Pu = (Qu +Qsi)/3 ;

Pu = (414.72+307.2+)/3

$$P_u = 240.64 \text{ ton}$$

Daya dukung satu tiang pancang , nilai terkecil dari metode SPT dan CPT akan dipergunakan pada perencanaan selanjutnya.

Daya dukung satu tiang pancang

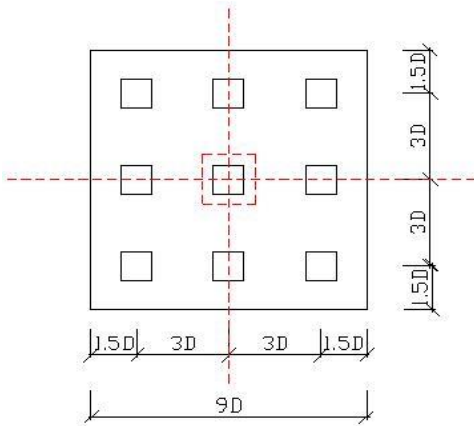
- berdasarkan SPT = 240.67 ton
- berdasarkan CPT = 171.7 ton

Berdasarkan CPT, nilai daya dukung satu tiang pancang yang akan dipergunakan selanjutnya adalah.

Engineer perencanaan menganalisis kebutuhan jumlah pancang, akan dipergunakan dalam satu *kolom-pilecap/poer Beton* .

Momen $M=90.671$ ton m., beban axial Maksimum $N=814.07$ ton, Daya dukung ijin satu tiang pancang $P=171$ ton sehingga perlu 5 tiang, momen harus di urai menjadi gaya axial dan di jumlahkan keseluruhan akibat gaya axial kolom dan gaya axial akibat momen. Efisiensi tiang pancang dalam satu grup harus diperhitungkan , kadang perlu jumlah tiang pancang di tambah dari yang semula 5 tiang pancang.

Sebagai contoh kolom tersebut dipasang 9 buah tiang pancang. Satu tiang pancang ukuran 40/40cm.



Gambar 2. 7 9 Buah Tiang Pancang

Daya dukung efisiensi tiang pancang akibat .

$$P_u = N + T_x + T_y \quad \longrightarrow \quad T_x = \frac{M \cdot e_x}{(x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2)}$$

$$T_y = \frac{M \cdot e_y}{(y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2)}$$

Dimensi tiang pancang 40/40cm

$$T_x = \frac{90.671 \cdot 1.2}{(3 \cdot 1.2^2 + 3 \cdot 0^2 + 3 \cdot 1.2^2)} \quad \longrightarrow \quad T_x = 108.81 \text{ tm} / 8.64$$

$$T_x = 12.594 \text{ ton}$$

$$T_y = 90.671 \cdot 1.2 / (3 \cdot 1.2^2 + 3 \cdot 0 + 3 \cdot 1.2^2) \longrightarrow T_y = 108.81 / 8.64$$

$$T_y = 12.594 \text{ ton}$$

$$P_u = 814.07 + 12.594 + 12.594 \longrightarrow P_u = 839.258$$

$\leq 9 \cdot 171 = 1539 \text{ ton (aman)}$

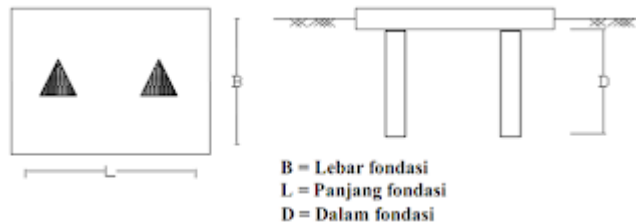
Untuk beban aksial/normal pada kolom di atas menggunakan 9 tiang pancang pada satu grup pilecap

Perencanaan sistem konstruksi tiang pancang diharapkan memperhatikan jarak-jarak antar tiang pancang (S), hal ini berarti tegangan tiang saling menutupi (*overlap*), berakibat berkurangnya daya dukung tiang kelompok terutama berlaku tanah dengan karakteristik kurang baik (lumpur).

II.2.A.5 a. Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok

Pondasi tiang yang terbanyak sebagai kelompok. Berkelompok kumpulan pondasi tiang dipasang secara berdekatan 2,5-7 kali diameter / ukuran tiang disatukan bagian atasnya dengan poer (pile cap). Menganalisis kapasitas daya dukung tiang kelompok, ada beberapa diperhatikan, yaitu jarak tiang, jumlah pondasi tiang

dalam satu kelompok, , susunan tiang dan efisiensi kelompok tiang. Kelompok pondasi tiang dapat dilihat pada Gambar berikut ini .



Gambar 2. 8 Kelompok Tiang

a. Jumlah Tiang (n)

Jumlah tiang yang akan dipasang didasarkan beban yang bekerja pada struktur atas dan kapasitas dukung ijin tiang, rumus yang digunakan sebagai berikut ini.

$$n = P/Q_a$$

Dengan :

Q_a = Kapasitas dukung ijin tiang tunggal

P = Beban yang berkerja

II.2.A.5 b. Jarak Tiang (S)

Kapasitas kelompok dukung tiang sangat dipengaruhi jarak antar pondasi tiang perhitungan dari tiang tersebut. Jarak antar tiang adalah sesuai jenis tanah yang ditentukan peraturan – peraturan pada Standar Nasional Indonesia tentang pondasi atau sesuai jenis tanah pada referensi dari buku resmi atau jurnal hasil penelitian terbaru. Jarak tiang (S) makin rapat, dimensi panjang dan lebar poer (pile cap) tidak esar tetapi perlu diperhatikan tebal pile cap agar geser pons bisa di terima pile cap. Bila pondasi menerima momen jarak tiang perlu diperbesar memperbesar tahanan momen, dimensi Panjang lebar relatif besar..

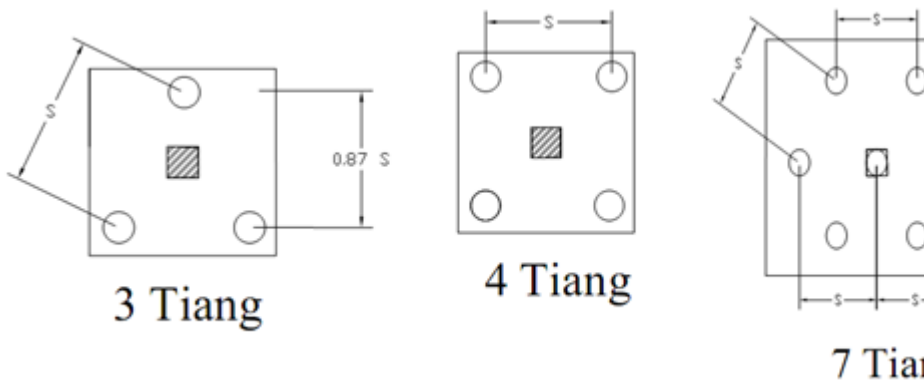
Jarak tiang diperhatikan

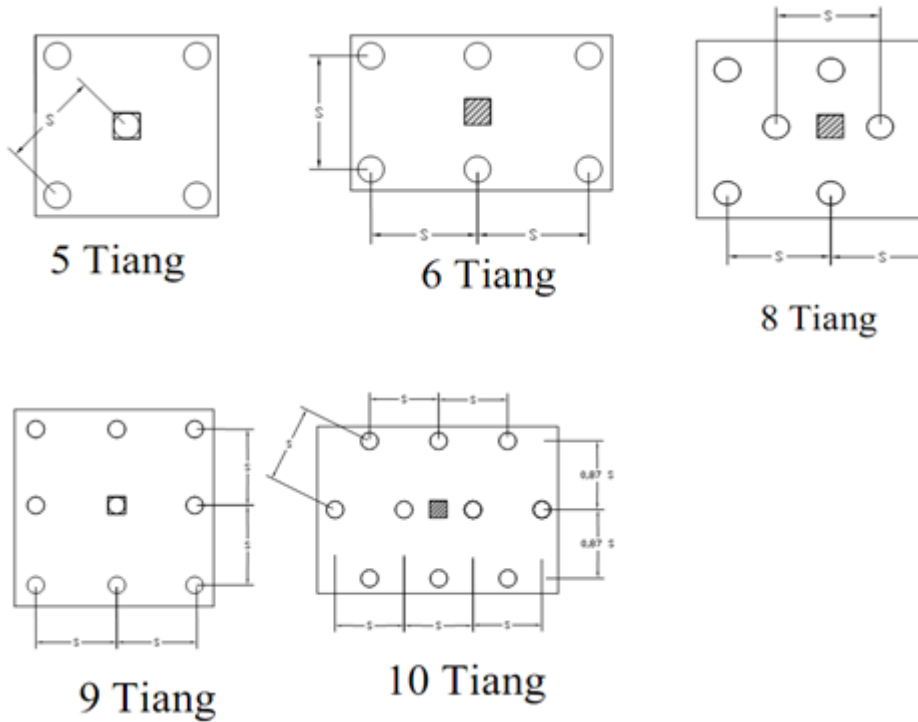
1. Bila mencapai tanah keras , jarak akan lebih Panjang misalnya jarak tiang minimum \geq diameter tiang ditambah 30 cm atau panjang diagonal tiang ditambah 30 cm
- 2, Bila mengandalkan selimut lekatan ujung (*skin friction*) tiang tidak mencapai tanah jarak tiang minimum \geq 2 kali diameter tiang atau 2 kali diagonal tampang tiang.

II.2.A.5 c. Susunan Tiang

Susunan tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah pile cap, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah pile cap akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak (K. Basah Suryolelono, 1994).

Gambar dibawah ini adalah contoh susunan tiang (Hary Christady Harditatmo, 2003)





Gambar 2. 9 Contoh susunan tiang

(Sumber : Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo)

II.2.A.5 d. Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut Coduto (1983), beberapa faktor pada efisiensi tiang , yaitu :

1. Jarak tiang, susunan, jumlah, diameter dan panjang.
2. Beban di transfer dengan cara tahanan tahanan ujung tiang, gesekan selimut tiang).
3. Jenis tanah.
4. Interaksi antara pelat penutup tiang (pile cap) dengan tanah
5. Arah beban yang bekerja
6. Prosedur pelaksanaan tiang
7. Urutan pemasangan tiang
8. Waktu setelah pemasangan

Menghitung efisiensi kelompok tiang persamaan sebagai berikut :

1. Conversi – Labarre

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Dengan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

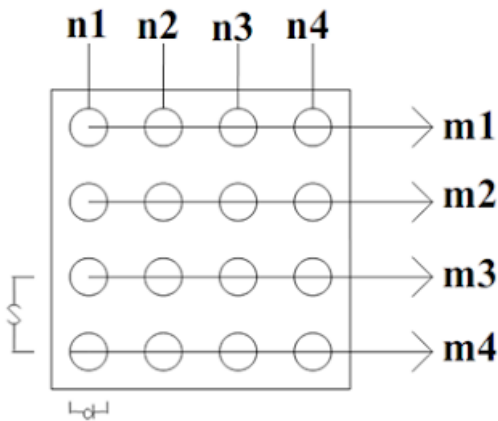
n = Jumlah tiang dalam satu baris

$\theta = \text{arc tg } d/s$, dalam derajat

$m =$ Jumlah baris tiang

$s =$ Jarak pusat ke pusat tiang 36

$d =$ Diameter tiang



Gambar 2. 10 Baris kelompok tiang

2. Los Angeles Group – Action Formula

$$E_{LA} = 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m} \left[m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n - 1)} \right]$$

Dengan :

$m =$ Jumlah baris tiang (gambar 3.12)

$n =$ Jumlah tiang dalam satu baris

s = Jarak titik berat ke titik berat tiang

d = Diameter tiang

II.2.A.5 e. Kapasitas Tiang Dukung Kelompok Pada Tanah Pasir

Tahanan gesek maupun tahanan ujung dengan $s \geq 3d$ pada pondasi tiang, kapasitas kelompok dukung tiang sama besarnya dengan kapasitas dukung jumlah tiang tunggal ($E_g = 1$). Dengan memakai rumus berikut :

$$Q_g = n \cdot Q_a$$

Sedangkan pada pondasi tiang pancang, tahanan gesek dengan $s < 3d$ maka faktor efisiensi ikut menentukan.

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g$$

Dengan :

Q_g = Beban kelompok tiang maksimum

n = Jumlah kelompok tiang

Q_a = Kapasitas ijin dukung tiang

E_g = Efisiensi tiang kelompok

II.2.A.5 f. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Pada Tanah Lempung

Pada tanah lempung kapasitas dukung tiang kelompok dihitung menggunakan rumus berikut, (Sumber : Braja M Das).

1. Jumlah total kapasitas tiang kelompok

$$\begin{aligned}\sum Q_u &= (Q_p + Q_s) \cdot m \cdot n \\ &= (9 \cdot A_p \cdot C_u + \sum p \cdot \Delta L \cdot \alpha \cdot C_u) m \cdot n\end{aligned}$$

2. Kapasitas berdasarkan blok (L_g , B_g , LD)

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot N_c' \cdot C_u + \sum 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L$$

Dengan :

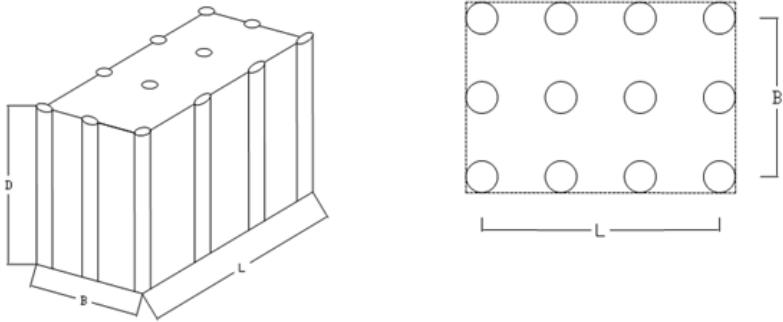
B_g = Lebar blok (Gambar 3.12)

L_g = Panjang blok (Gambar 3.12)

ΔL = Panjang segment tiang 38

LD = Tinggi blok (Gambar 3.12)

Dari kedua rumus, nilai terkecil yang dipakai. Dalam tanah lempung kelompok tiang yang bekerja sebagai blok dapat dilihat pada gambar 3.12 berikut :



Gambar 2. 11 Kelompok tiang pada tanah lempung
 (Sumber : Teknik Pondasi 2, Hary Christady Hardiyatmo)

II.2.A.5 g Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

1. Tanah Pasir

Beberapa metode penelitian untuk menghitung penurunan pondasi dapat digunakan kelompok tiang antara lain, yaitu :

- a. Metode Vesic (1977)

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d}}$$

Dengan :

S_g = Penurunan pondasi kelompok tiang

S = Penurunan pondasi tiang tunggal

d = Diameter tiang tunggal

B_g = Lebar kelompok tiang

b. Metode Meyerhoff (1976)

1. Berdasarkan N – SPT

$$S_g = 2q \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{N}}$$

Dengan :

$$I = \left(1 - \frac{L}{8B_g}\right) \geq 0,5$$

q = Tekanan pada dasar pondasi

B_g = Lebar kelompok tiang

N = Harga rata – rata N – SPT pada kedalaman $\pm B_g$ dibawah ujung pondasi tiang

2. Berdasarkan CPT

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2q_c}$$

Dengan :

$$I = \left(1 - \frac{L}{8B_g}\right) \geq 0,5$$

B_g = Lebar kelompok tiang 44

q_c = Nilai konus pada rata – rata kedalaman B_g

q = Tekanan dasar pondasi

2. Tanah Lempung

pada tanah lempung dibagi menjadi tiga komponen , penurunan pondasi , yaitu : penurunan segera (immediate settlement), penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Ketiga komponen tersebut adalah

jumlah penurunan total dari dan dinyatakan dalam rumus berikut :

$$S = S_i + S_c + S_s$$

Dengan :

S = Penurunan total

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder

S_c = Penurunan konsolidasi primer

S_i = Penurunan segera

a. Penurunan segera

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum dan Kjaemli (1956) dirumuskan demikian :

$$S_i = \mu_i \cdot \mu_o \frac{qB}{E}$$

Dengan :

S_i = Penurunan segera

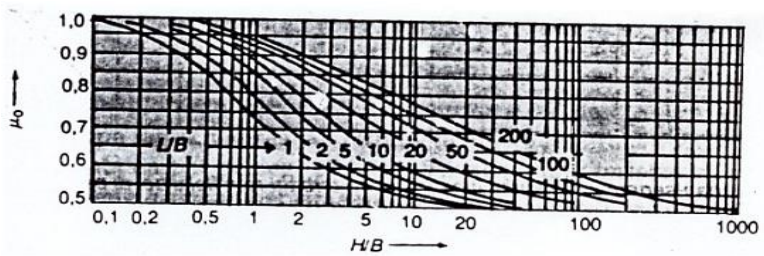
q = Tekanan netto pondasi (P/A)

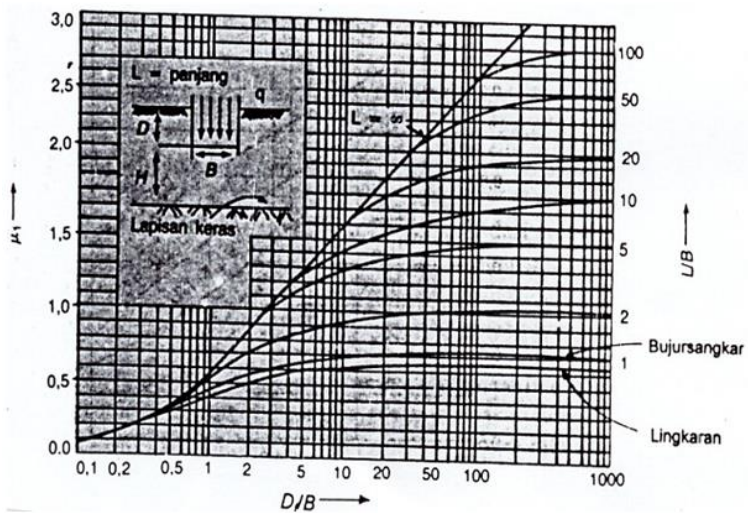
B = Lebar kelompok tiang pancang

E = Modulus elastis

μ_i = Faktor koreksi lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_o = Faktor koreksi kedalaman pondasi D_f





Gambar 2. 12 Grafik faktor koreksi
(Janbu, Bjerrum dan Kjaemli (1956))

b. Penurunan Konsolidasi Primer

Penurunan konsolidasi primer terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti pengurangan kelebihan tekanan air pori. Rumus menghitung penurunan konsolidasi primer yaitu yaitu:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H = \frac{e_1 - e_o}{1 + e_o} H$$

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1}$$

Dengan :

Δe = Perubahan angka pori

e_o = Angka pori awal

e_1 = Angka pori saat berakhirnya konsolidasi

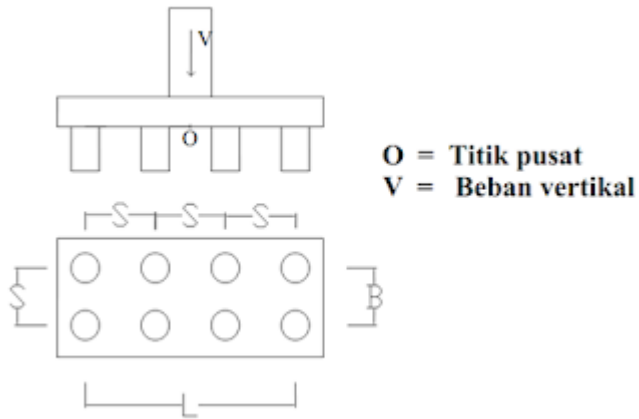
H = Tebal lapisan tanah yang ditinjau.

c. Penurunan Konsolidasi Sekunder

Penurunan konsolidasi sekunder tergantung dari waktu, berlangsung setelah konsolidasi primer selesai yang tegangan efektif akibat bebannya telah konstan. Besar penurunannya merupakan fungsi waktu (t) dan kemiringan kurva indeks pemampatan sekunder (C_α). Rumus kemiringan C_α adalah sebagai berikut :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

Penurunan konsolidasi sekunder dihitung dengan rumus sebagai berikut :



Gambar 2. 13 Perhitungan Konsolidasi

Sekunder

Dengan :

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder

t_1 = Waktu setelah konsolidasi primer berhenti

$t_2 = t_1 + \Delta t$

H = Tebal benda uji awal atau tebal lapisan lempung

ep = Angka pori saat akhir konsolidasi primer

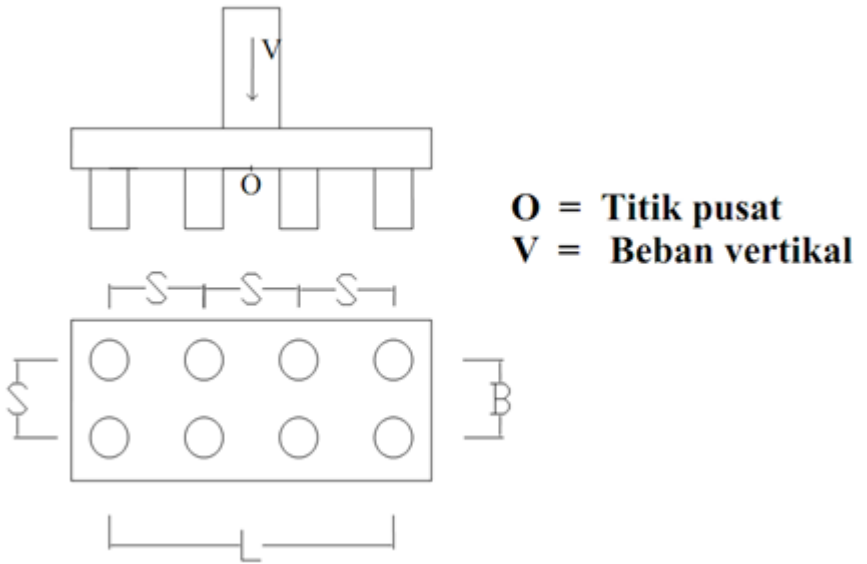
1. Pembebanan Pondasi Tiang Pancang Kelompok

3.1 Beban Vertikal Sentris

Beban bekerja melalui pusat berat kelompok tiang (O_c) ini merupakan beban (V) per satuan panjang yang , sehingga beban (V) diteruskan ke tanah dasar pondasi melalui pile cap dan tiang pancang secara merata. Bila jumlah tiang pondasi tersebut (n) maka setiap tiang akan menerima beban sebesar :

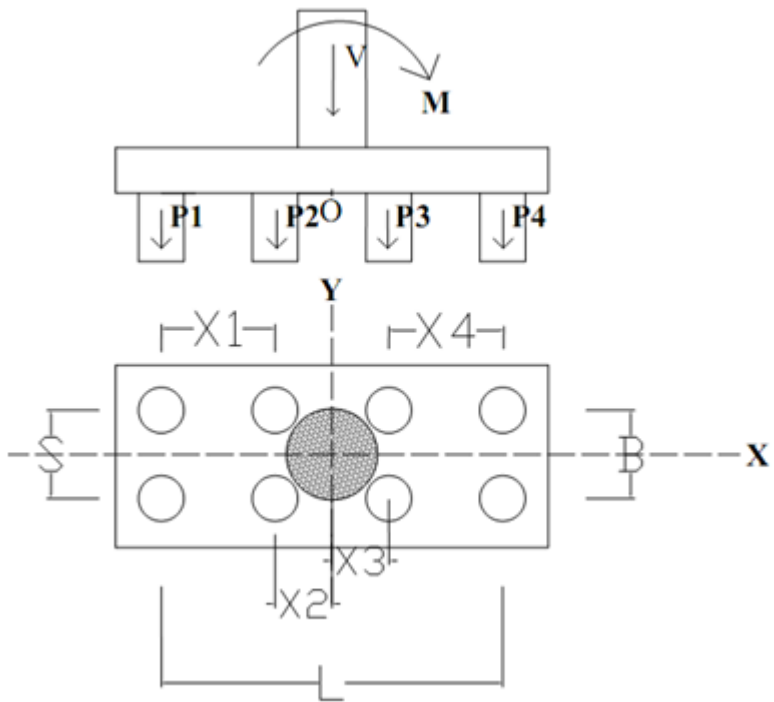
$$P = \frac{V}{n}$$

dapat dilihat pada Gambar berikut :



Gambar 2. 14 Beban vertikal sentris

3.2 Beban Vertikal dan Momen



Gambar 2. 15 Beban vertikal dan momen

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) disalurkan ke pile cap dan kelompok tiang pondasi berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna (pelat pondasi cukup tebal), sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap deformasi. Maka rumus yang dipakai adalah :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

Dengan :

M_x, M_y = Momen masing – masing di sumbu X dan Y

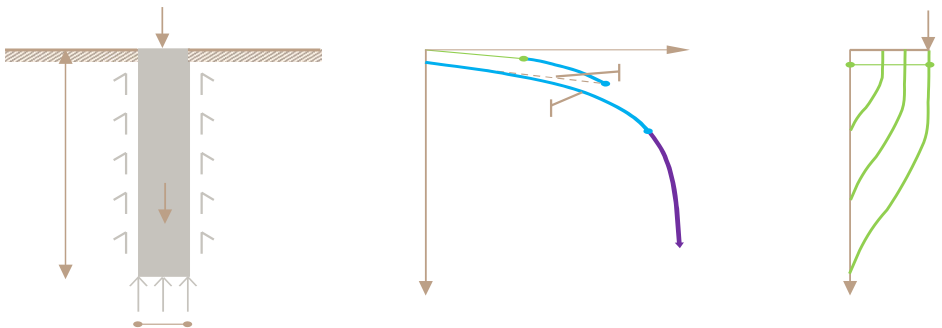
x, y = Jarak dari sumbu x dan y ke tiang

$\sum x^2, \sum y^2$ = Momen inercia dari kelompok tiang

V = Jumlah beban vertikal

n = Jumlah tiang kelompok

P = Reaksi tiang atau beban axial tiang



$$Q_{\text{all}} = [Q_{\text{selimut}} + Q_{\text{ujung}}] / FK$$

II.2.B. Bore Pile

Menurut (Frick, 2001) memplot struktur bawah, data karakteristik tanah di mana struktur berada dan beban struktur yang bekerja pada struktur bawah yang direncanakan. Struktur tanah sebagai cangkang bumi dengan cuaca dan curah hujan dan kondisi kekuatan tanah di bawah pondasi tergantung pada lapisan, sulit untuk merancang pondasi semakin struktur tanah heterogen

Menurut (Suyono, 1984) Jenis struktur bawah, pemilihan harus mempertimbangkan sebagai berikut

1. Kondisi tanah pondasi berkaitan dengan pemilihan jenis pondasi yang sesuai termasuk daya dukung tanah, jenis tanah, lapisan tanah keras kedalamannya
2. Keterbatasan struktur atas karena kondisi struktur atas sangat mempengaruhi jenis pondasi yang dipilih termasuk kondisi beban (arah beban, beban berat, distribusi beban) dan sifat dinamis bangunan di atasnya (kekakuan, statis atau dinamis)

3. Keterbatasan lingkungan sekitar. Termasuk kondisi lokasi proyek, dimana harus diingat bahwa pekerjaan pondasi tidak boleh merusak atau membahayakan bangunan lingkungan yang ada
4. Waktu dan biaya pekerjaan proyek pembangunan akan memperhitungkan berkaitan erat dengan tercapainya kondisi ekonomi dalam pembangunan.

Kelemahan pondasi tiang bor

1. Cuaca yang buruk mempersulit pengeboran dan pengecoran, diberi terpal atau memasang tenda sebagai penutup lokasi bor dan cor, jangan lupa diberi tanggul agar air tidak masuk. diatasi dengan menunda pengeboran dan pengecoran hingga kondisi cuaca memungkinkan
2. Jika tanahnya pasir atau kerikil, pengeboran dapat mengakibatkan gangguan densitas digunakan bentonit untuk mencegah longsor
3. Beton sulit di cor jika terkena air tanah karena kualitas beton tidak dapat menggunakan ujung

pipa tremie berjarak dari dasar lubang pondasi 25-50 cm

4. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat menyebabkan gangguan tanah, sehingga mengurangi daya dukung tanah terhadap tiang, kemudian air yang mengalir langsung dihisap dan dibuang kembali ke kolam air
5. Tiang bor akan bergeser jika casing untuk pencegahan tidak dipasang
6. Ukuran tiang bor disesuaikan dengan beban yang dibutuhkan
7. Meskipun penetrasi ke tanah penyangga pondasi terpenuhi, terkadang tiang penyangga kurang sempurna karena adanya endapan lumpur pada dasarnya, maka dipasang pipa PVC untuk grouting pada tulangan bore pile pada dasarnya.

Keunggulan pondasi bor

1. Lingkungan terlindung getaran besar yang dapat meretakkan dinding atau lainnya di sekitar proyek.
2. Dimensi dapat sampai 1,5m

3. Jika daya dukung bisa lebih besar sehingga ujung bawah tiang dapat dibuat lebih besar guna meningkatkan daya dukung.
4. Kolom diletakkan pada pusat di tiang bor
5. Kedalaman tiang bor tergantung struktur tanah sehingga bisa variasi
6. Tanah yang di bor dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium
7. Tiang bor dapat dipasang menembus batuan, sedangkan pondasi tiang pancang akan sulit menembus lapisan batuan baik dengan alat jack maupun hammer
8. Resiko tanah naik seperti saat pancang hampir tidak ada.

Pekerjaan bore pile diperlukan alat bor pile yang memadai agar diameter dan kedalaman yang diinginkan dapat tercapai tenaga kerja yang terampil seorang operator yang dibantu oleh dua atau tiga personel di lapangan proyek yang berat agar dapat bekerja dengan lancar diperlukan agar pekerjaan dapat maksimal.

hal-hal yang harus diperhatikan dalam melaksanakan pekerjaan bore pile

1. Kecepatan pengeboran dipengaruhi jenis tanah. Jika jenis tanah pada lokasi tanah basah akan sangat mudah longsor . Sedikit kesalahan bisa mengakibatkan terjadinya tergelincir pada lubang yang telah dibuat
2. Jika muka air tanah sangat dangkal lubang-lubang yang dibuat akan sering mengalami muka air yang tinggi Ketinggian air tanah menentukan tekanan pada bor dan dinding lubang yang akan mengakibatkan sumur-sumur mudah longsor dan mata bor sulit ditekan karena tekanan air ke arah atas
3. Lubang tidak boleh tergenang, berpengaruh faktor air semen pada pondasi bore pile. Penempatan mesin bor juga sangat sulit di posisi genangan air.
4. Bentuk tiang bor baja fabrikasi bulat mengikuti bentuk lubang bor untuk mendapatkan daya dukung pondasi yang di perlukan

Bangunan cagar budaya tidak terjadi miring atau retak, karena lubang pengamatan air tanah yang jatuh relatif sangat kecil dan getaran dihindari dengan membuat parit. Hal ini menunjukkan, pengawasan dan antisipasi terhadap proses implementasi sangat baik dan benar. Selain itu, hasil uji tekan aksial lebih besar dari 1400 ton 200% dari beban rencana diameter 1200mm dan 1000mm, beban rencana tarik aksial tiang bor 200% dan laju perpindahan 12,05mm <25mm dianalisis. Hasilnya memenuhi syarat dibandingkan dan diperiksa dengan beban yang akan dilubangi Menurut hasil desain. Menunjukkan hasil diameter tiang bor 1000mm dan 1200mm terpasang dengan baik. Disarankan kepada tim pelaksana posisi kolom dan dinding geser harus sentris agar tidak terjadi momen akibat eksentrisitas, agar struktur atas dipusatkan dengan bore pile sesuai dengan gaya yang terjadi pada desain

Pondasi pekerjaan yang sangat penting yang memikul dan menahan suatu beban yang bekerja di atasnya. Analisis kuat dukung tiang *bored pile* dari standar penetrasi test (SPT) dan hasil sondir kemudian

membandingkan hasil kuat dukung tiang bored pile. Metode perhitungan kuat dukung untuk data SPT menggunakan metode O'Neil dan Reese, metode data sondir menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham serta metode Meyerhoff,

Berdasarkan data sondir diperoleh hasil perhitungan dari metode Nottingham dan Schmertmann titik sondir S-3 $Q_u = 2026,44$ kN, dengan metode Meyerhoff diperoleh $Q_u = 2276,20$ kN. hasil perhitungan dari metode O'Neil dan Reese $Q_u = 476,21$ kN berdasarkan data SPT

Metode Coyle dan Castello $Q_u = 734,37$ kN dan Meyerhoff $Q_u = 1948,87$ kN Analisis kapasitas kuat dukung *bored pile* dari data sondir, metode O'Neil dan Reese untuk data N-SPT dengan *safety factor* yang relatif kecil. metode Schertmann dan Nottingham lebih optimis,

2.3.2 Kapasitas Kuat Dukung *Bored Pile* dari Hasil Sondir

Berperanan dari geoteknik antara perbedaan tes dilapangan, *cone penetration test* (CPT) ,sondir sangat dipertimbangkan. *Cone penetration test* (CPT) atau sondir ini memperkirakan kekuatan dan karakteristik dari tanah dan dapat mengklasifikasi lapisan tanah .

Merencanakan daya dukung *bearing capacity*) *bored pile* sebelum pembangunan , guna menentukan kapasitas daya dukung ultimit dari pondasi tiang Didalam perencanaan pondasi tiang, data tanah sangat diperlukan

Menggunakan : a. Metode Aoki dan De Alencar berdasarkan data hasil pengujian sondir untuk menghitung kuat dukung *bored pile*

Kuat dukung ultimit pondasi *bored pile* dinyatakan dengan rumus :

$$Q_u = (q_b \times A_b) \quad (1)$$

Keterangan :

Q_{ult} =
Kapasitas daya
dukung *bored pile*
(kN)

q_b = Tahanan
ujung sondir
(kN/m²)

A_b = Luas
penampang tiang
(m²)

Aoki dan Alencar mengusulkan untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari data sondir. Kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) diperoleh sebagai berikut:

$$q_b = \frac{Q_{ca}(\text{base})}{A_p} \quad (2)$$

$Q_{ca}(\text{base})$ = Perlawanan konus rata-rata 1,5D di atas ujung tiang, 1
ujung tiang

F_b = Faktor empirik yang tergantung pada tipe tanah

Table 1 Faktor empirik F_b

Tipe Tiang Pancang	F_b
<i>Bored pile</i>	3,5
Baja	1,75
Beton Pratekan	1,75

(Sumber : Titi & Farsakh, 1999)

Perlawanan geser tanah yang terjadi pada pondasi *bored pile* dianggap sangat kecil sehingga dianggap tidak ada Perhitungan kapasitas pondasi *bored pile* dengan sondir tidak diperhitungkan kuat dukung

selimut *bored pile*. . Membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman tertentu, mendapat kapasitas ijin tiang, maka diperlukan .

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan $d < 2 \text{ m}$:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (3)$$

Untuk dasar tiang tanpa pembesaran di bagian bawah :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \quad (4)$$

b. Metode Schmertmann dan Nottingham

Kuat dukung ultimit neto (Q_u), dihitung dengan persamaan :

$$Q_u = A_s f_s + A_b f_b$$

atau

$$Q_u = A_s K_f q_f + A_b \omega q_{ca}$$

Keterangan :

$$A_b = \text{Luas penampang tiang (cm}^2\text{)}$$

$$A_s = \text{Luas selimut tiang (cm}^2\text{)}$$

$$f_b = \text{Tahanan ujung satuan (kg/cm}^2\text{)}$$

- f_s = Tahanan gesek satuan (kg/cm^2)
- q_{ca} = Tahanan konus rata-rata (kg/cm^2)
- q_f = Tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)
- K_f = Koefisien tak berdimensi

1.3.7 Tahanan Ujung Tiang Per Satuan Luas

Dalam metode Nottingham dan Schmertmann (1975) tahanan tiang per satuan luas, diperoleh dari nilai rata-rata q_c disepanjang $8d$ dasar tiang sampai $0,7d$ atau $4d$ di bawah tiang. Langkah-langkah penentuan q_{ca} adalah sebagai berikut :

- a. Perhatikan diagram tahanan kerucut (q_c) per kedalaman pilihlah kedalaman dianggap mendekati kapasitas ultimitas tiang yang dipakai.
- b. Perhatikan tahanan konus rata-rata (q_c) diambil pada jarak $8d$ kedalaman ujung tiang dan $4d$ di bawahnya pada kedalaman yang ditinjau,
- c. Tentukan q_{c1} dengan menghitung nilai rata-rata tahanan kerucut di sepanjang garis patah-patah pada zona $8d$ di atas dasar. Lintasan garis patah-patah menunjukkan pengambilan tahanan mewakili nilai-nilai q_c dan diprediksi aman.

- d. Telusuri lintasan garis patah-patah sedalam $4d$ di bawah
Tentukan q_{c2} dengan menghitung q_c rata-rata di sepanjang
tersebut.
- e. Hitung $q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2})$
- f. Tentukan ω guna memperhatikan pengaruh kadar kerikil atau
dengan menggunakan nilai-nilai dalam tabel 2,
- g. Menghitung tahanan ujung satuan dengan persamaan :

$$f_b = 5/N_k \times q_{ca} \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15.000 kN/m}^2) \quad f_c = 5C_u$$

Keterangan : f_b = Tahanan ujung satuan (kg/cm^2). $8d$ di atas dasar
tiang (kg/cm^2)

ω = Koefisien korelasi yang bergantung pada OCR (tabel 2) $q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2})$ (kg/cm^2) $q_{c1} = q_c$ rata-rata pada zona $0,7d$ atau $4d$ di bawah dasar
(kg/cm^2) $q_{c2} = q_c$ rata-rata pada zona

Table 2 Faktor ω (deRuiter dan Beringen, 1979)

Kondisi Tanah	Faktor ω
Pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1)	1
Pasir mengandung banyak kerikil kasar; Pasir dengan OCR = 2 sampai 4	0,67

Kerikil halus; pasir dengan OCR = 6 sampai 0,5
10

(Sumber : Bowles, 1996)

2). Satuan tahanan gesek

$$f_s = K_f q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (8)$$

Keterangan :

f_s = Satuan tahanan gesek (kg/cm²), nilainya dibatasi sampai
(120 kPa)

q_f = Tahanan gesek sisi konus (*sleeve friction*) (kg/cm²)

K_f = Koefisien tak berdimensi

Di dalam kedalaman 8d pertama dari permukaan tanah Tiang dalam pasir, K_f bergantung pada rasio L/d (L = kedalaman, dan d = diameter tiang)., K_f diinterpolasi dari nol di permukaan tanah sampai 2,5 di kedalaman 8d. Lebih bawah dari kedalaman ini, nilai K_f berkurang dari 2,5 sampai 0,891 pada kedalaman 20d, atau, dianggap saja secara keseluruhan $K_f = 0,9$.

Metode lain, tiang dalam tanah pasir (tidak berlaku untuk lempung), gesek satuan dapat ditentukan dari tahanan konus q_c :

$$f_s = K_c q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (9)$$

Keterangan :

Tahanan gesek satuan (kg/cm²), nilainya dibatasi sampai 1,2 kg/cm²

$$f_s = (120 \text{ kPa})$$

K_c = Koefisien tak berdimensi yang nilainya bergantung pa

q_c = Tahanan konus (kg/cm²)

Tiang baja ujung bawah terbuka,

$$K_c = 0,8 \%$$

Tiang pipa ujung bawah tertutup,

$$K_c = 1,8 \%$$

Tiang beton,

$$K_c = 1,2 \%$$

c. Metode Meyerhoff

1). Tahanan ujung

$$f_b = A_b \times q_{ca} \quad (10)$$

Keterangan :

f_b = Satuan tahanan ujung, untuk tiang bor diambil 70% atau 50%-nya $q_{ca} = q_c$ rata-rata (kN/m^2) pada zona $1d$ di bawah ujung tiang dan $4d$ di

atasnya

$$A_1 = [(d + 0,5) / 2d]^n ;$$

koefisien modifikasi

pengaruh skala, jika $d >$

$$0,5 \text{ m } \omega_1 = 1$$

$$\omega_1 = L/10d ; \text{ koefisien modifikasi untuk penetrasi tiang dalam lapisan pasir padat saat } L < 10d, \text{ Jika } L > 10d, \omega_2 = 1$$

D =Diameter tiang (m)

L = Kedalaman penetrasi tiang di dalam lapisan pasir padat (m) n = Nilai eksponensial [(1 untuk pasir longgar ($q_c < 5 \text{ Mpa}$), (2 untuk pasir kepadatan sedang ($5 \text{ Mpa} < q_c < 12 \text{ Mpa}$), (3 untuk pasir padat ($q_c > 12 \text{ Mpa}$)]

1.3.7 Tahanan gesek

Untuk tiang pancang, tahanan gesek satuan diambil salah satu dari :

$$f_s = K_f q_f \text{ dengan } K_f = 1 \quad (11) \text{ atau, bila tidak}$$

dilakukan pengukuran tahanan gesek sisi konus :

$$f_s = K_c q_c \text{ dengan } K_c = 0,005 \quad (12)$$

Keterang

an : $f_s =$

T_a

hanan

gesek

satuan

(kg/cm^2)

K_f = Koefisien modifikasi tahanan gesek sisi konus

K_c = Koefisien modifikasi tahanan konus

Pondasi bor, Meyerhoff menyarankan faktor reduksi yang digunakan 70% dan 50% dengan menghitung tahanan gesek tiang menggunakan persamaan (11) dan (12).

2.3.4 Kapasitas Kuat Dukung *Bored Pile* Dari Hasil *Standard Penetration Test* (N-SPT)

Metode O'Neil dan Reese (1989)

1). Tahanan ujung ultimit

$$Q_b = A_b f_b$$

(13)

O'Neil dan Reese (1989) dari merekomendasikan tahanan ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada pasir :

$$F_b = 0,60 \sigma_r N_{60} \leq 4500 \text{ kPa}$$

(14)

Keterangan :

A_b = Luas dasar tiang bor (m²)

f_b = Tahanan ujung neto per satuan luas (kPa)

N_{60} = Nilai N -SPT rata-rata antara ujung bawah tiang bor dan bawahnya, tidak perlu dikoreksi terhadap *overburden*

d_b = Diameter ujung bawah tiang bor (m)

f_r = Tegangan referensi = 100 kPa

Jika tiang bor dasarnya berdiameter lebih dari 120 cm, maka besarnya f_b dapat mengakibatkan penurunan lebih besar dari 25 mm (1 inci). Untuk memenuhi syarat penurunan ijin, O'Neil dan Reese (1989) menyarankan f_b direduksi menjadi f_{br} dengan :

$$f_{br} = 4,17(d_r/d_b)f_b \leq 1200 \text{ mm} \quad (15)$$

Keterangan

gan : d_r

=

Lebar

r

referensi

= 300

mm

d_b = Lebar ujung bawah tiang bor

Nilai tahanan ujung satuan yang dipakai dalam perancangan adalah f_{br} . Sebagai alternatif, O'Neil dan Reese (1989) menyarankan untuk melakukan analisis penurunan, kemudian merubah perancangan tiang sedemikian hingga penurunannya masih dalam batas-batas toleransi. Jika penurunan toleransi dibolehkan lebih besar atau lebih kecil dari 25 mm, dan diameter tiang dimana penurunan berlebihan menjadi masalah, maka cara-cara penyesuaian dalam analisis hitungan f_b perlu dilakukan.

2.3.5 Tahanan gesek ultimit

$$f_s = \beta \cdot \sigma_r' \quad (16)$$

$$\beta = K \tan \beta \cdot \delta \quad (17)$$

Keterangan :

f_s =
Tahanan
gesek satuan
(kN/m²)

σ_r' = Tekanan *overbuden* di tengah-tengah
lapisan tanah (kN/m²)

δ = Sudut gesek antara tanah dan tiang
(derajat)

Metode ini disebut juga dengan metode β . Nilai K/K_o ditunjukkan dalam tabel 3 dan rasio δ/φ' ditunjukkan dalam tabel 4. Koefisien β juga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang disarankan oleh O'Neil dan Reese (1989):

dengan $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{z/d_r}$$

Keterangan :

d_r = Lebar referensi = 300 mm

z = Kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)

Table 3 Nilai-nilai K/K_0 untuk tiang bor

Metode Pelaksanaan	K/K_0
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil, pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung di bawah air	0,83

(Sumber : Kulhawy, 1991)

Table 4 Nilai-nilai δ/ϕ' untuk tiang bor

Metode Pelaksanaan	δ/ϕ'
Lubang terbuka atau dengan pipa selubung sementara	1
Metode dengan cairan (<i>slurry method</i>) – minimum <i>slurry cake</i>	1
Metode dengan cairan (<i>slurry method</i>) – maksimal <i>slurry cake</i>	0,8
Pipa selubung permanen	0,7

(Sumber : Kulhawy, 1991)

Bila lebar referensi $d_r = 300$ mm disubstitusikan ke persamaan (18)

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z}$$

dengan $0,25 \leq \beta \leq 1,2$ (20)

Jika $N_{60} \leq 15$, maka β dalam persamaan (19) dikalikan dengan $N_{60}/15$ atau

$$\beta = N_{60} / 15 (1,5 - 0,245 \sqrt{z})$$

(21)

untuk $N_{60} \leq 15$

(22)

Beberapa nilai β untuk tanah non-kohefif yang disarankan oleh Reese dkk (2006) :

N_{60} adalah N -SPT yang tidak dikoreksi terhadap *overburden* dan hanya dikoreksi oleh prosedur (alat) di lapangan.

(1). Untuk pasir:

$$\beta = 0,25, \text{ jika } z > 26,14 \text{ m}$$

(2). Untuk pasir yang banyak mengandung kerikil:

$$\beta = 2 - 0,15(z)^{0,75} \quad \text{dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,8$$

(3). Untuk pasir berkerikil atau kerikil:

$$\beta = 0,25, \text{ jika } z > 26,5 \text{ m}$$

Untuk pasir dan pasir berkerikil, fungsi β mencapai batasnya pada kedalaman $z = 1,5$ m dan 26 m, karena itu pembuatan batas-batas lapisan tanah harus dalam zonazona diantaranya. Selain itu, batas lapisan juga harus dibuat pada permukaan air tanah. Batas tambahan harus pada setiap interval 6 m, dan batas dari lapisan pasir berakhir. Analisis didasarkan pada macam tanahnya (lempung atau pasir).

b. Metode Meyerhoff (1976)

1). Kuat dukung ujung

$$Q_b = A_b q_b \quad (23)$$

Keterangan :

$$A_b =$$

Luas

penampang *bored*

$$pile \text{ (m}^2) \quad q_b =$$

Tahanan

ujung per satuan

luas (kN/m²)

$$Q_b = \text{Kuat dukung ujung tiang (kN)}$$

2). Tahanan ujung

$$q_b = \frac{1}{2} f_r' N_q^* + 50 N_q^* \tan \phi$$

(24)

Keterangan :

2

- q_b = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m)
 f_r' = Tegangan efektif (*overburden*) (kN/m²)
 N_q^* = Faktor kuat dukung
 ϕ = Sudut geser dalam tanah

2.3.6 Kuat dukung selimut

$$Q_s = \sum A_s q_s$$

Dengan

$$A_s = \theta_i L_i \quad (25)$$

Keterangan :

2

- A_s = Luas selimut tiang (m)
 q_s = Nilai tahanan sisi tiang sepanjang L_i dengan tanah set
 tahanan sisi persatuan luas sisi tiang (kN/m²)
 θ_i = Keliling tiang pada selang L_i (m)
 L_i = Panjang bagian tiang dengan keliling θ_i (m)

II.2.B.4). Tahanan sisi tiang

$$q_s = K \sigma_r' \tan \delta \quad (26)$$

Keterangan :

K = Koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang di

σ_v' = Tegangan efektif (*overburden*) (kN/m²)

δ = Sudut geser antara tiang dengan tanah dengan nilai $\frac{1}{2}$

ϕ = Sudut geser dalam tanah

Table 5 Pemilihan parameter tahanan sisi

Keterangan			Batas bawah	Batas atas
Jenis Konstruksi				
Tiang bor (<i>bored pile</i>)			$K = 1 - \sin \phi$	
Low displacement piles	driven		$K = 1 - \sin \phi$	$K = 1.4 (1 - \sin \phi)$
Low displacement piles, Meyehroff (1976)	driven		$q_s = N_{spt} \left(\frac{kN}{M^2} \right)$	
High displacement piles	driven		$K = 1 - \sin \phi$	$K = 1.8 (1 - \sin \phi)$
Low displacement piles, Bhusan (1982)	driven		$K = 0.5 + 0.008 Dr$ Dr = Kerapatan relatif (%)	
Low displacement piles, Meyehroff (1976)	driven			$Q_r = 2N_{spt} \left(\frac{kN}{M^2} \right)$

Metode Coyle dan Castello (1981)

1). Kuat dukung ujung

$$Q_b = A_b \cdot \sigma'_v \cdot N_q^*$$

Keterangan :

A_b = Luas penampang *bored pile* (m^2)

σ'_v = Tegangan vertikal efektif pada ujung tiang (kN/m^2)

N_q^* = Faktor kuat dukung

F_{av} = Tahanan gesek rata-rata untuk keseluruhan tiang (kN/m)

K = Koefisien tekanan tanah lateral

σ'_v = Tekanan *overburden* efektif rata-rata (kN/m^2)

δ = Sudut gesek antara tiang dan tanah

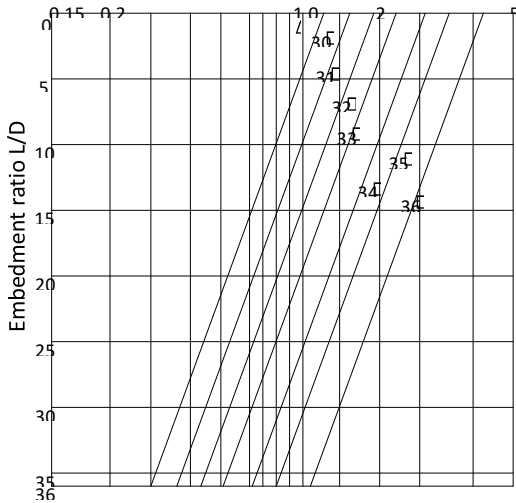
Berdasarkan studi ini, perhitungan untuk nilai faktor kuat dukung (N_q^*)

dikorelasikan dengan nisbah panjang tiang L/D .

Gambar 1 memperlihatkan nilai-

nilai N_q^* berbagai nisbah panjang tiang dan sudut gesek tanah. Di sini N_q akan

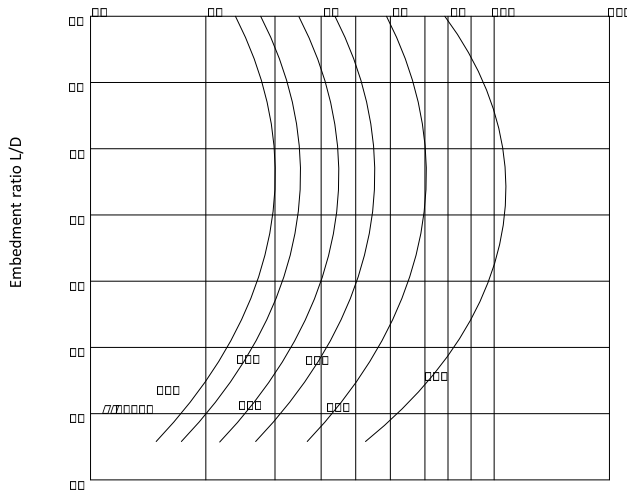
dengan L/D hingga mencapai suatu nilai maksimum tertentu dan akan menurun



Gambar 2. 16 Variasi Nq^* dengan L/D

(Sumber : Bowles, 1996)

Dengan cara yang sama, nilai-nilai deduksi K untuk berbagai nilai Φ dan nisbah L/D diberikan pada gambar 2. Di sini dapat terlihat bahwa untuk setiap nilai Φ , K berkurang secara linier dengan nisbah L/D .



Gambar 2. 17 Variasi K dengan L/D (Coyle dan Castello, 1981)

(Sumber : Bowles, 1996)

2.3.7 ANALISIS BORE PILE

1. Data Perencanaan Teknis *Bored Pile*

Data teknis *bored pile* yang akan diuji didalam perhitungan :

- a. Diameter *Bored pile* : 80 cm
- b. Panjang *Bored pile* : 20 m
- c. Mutu Beton : K-350
- d. Jumlah titik : Titik Sondir S3

Perencanaan pondasi *bored pile* pada proyek pembangunan gedung dan perbengkelan 7 lantai dari pelaksana penyelidikan tanah (sondir dan standar penetrasi test).

a. Cara Analisis

Dalam perencanaan pondasi *bored pile* ada beberapa langkah yang akan dilakukan, diantaranya :

1. Menghitung kapasitas kuat dukung *bored pile*.
2. Membandingkan hasil perhitungan kuat dukung pondasi *bored pile* dari beberapa metode diantaranya :

a. Dari data sondir dengan metode Meyerhoff dan metode Schmertmann dan Nottingham.

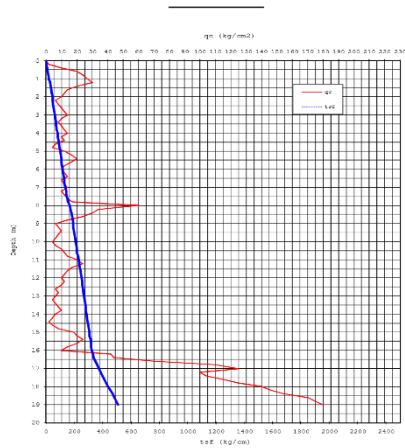
b. Dari data *standard penetration test* dengan metode O'Neil dan Reese, metode Mayerhoff dan metode Coyle dan Castello.

c. Lokasi Titik Sondir

Sondir yang dilaksanakan pada proyek pembangunan gedung dan perbengkelan 7 (tujuh) lantai terdiri dari 5 (lima) titik.

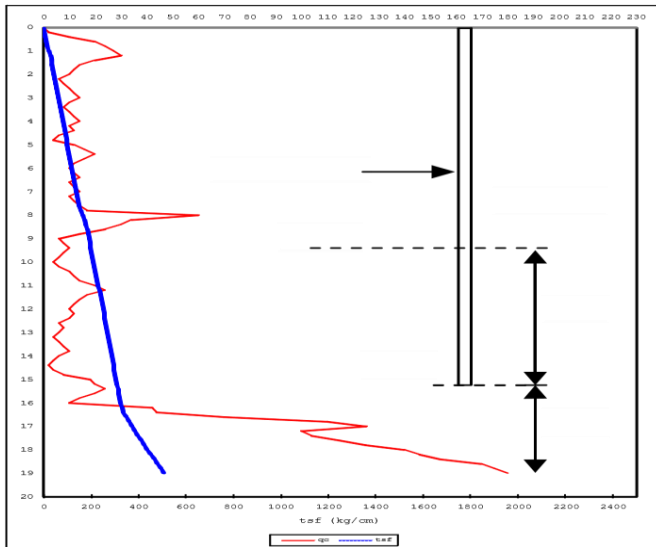
Pembahasan

1. Menghitung Kapasitas Kuat Dukung *Bored Pile* dari Data Sondir CPT-Test



Gambar 2. 18 CPT – Test titik sondir S-3

2. Diameter tiang *bored pile* 80 cm



Gambar 2. 19 . Cara menghitung tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Nottingham dan Schmertmann (1975), diameter tiang 80 cm

atau $Q_u = A_s \cdot K_f \cdot q_f + A_b \cdot \omega \cdot q_{ca}$

Tahanan ujung persatuan luas (f_b)

$$Q_u = A_s \cdot f_s + A_b \cdot f_b \text{ atau}$$

$$Q_u = A_b \cdot \omega \cdot q_{ca} + A_s \cdot K_f \cdot q_f$$

$$q_{c1} = 12,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c2} = 119,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2})$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{2} (12,97 + 119,69) \text{ kg/cm}^2 \\
&= 66,33 \text{ kg/cm}^2 \\
&= 6633 \text{ KN/m}^2
\end{aligned}$$

$$f_b = \omega \cdot q_{ca} \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} 15000 \text{ KN/m}^2 \text{)}$$

Asumsi pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1), nilai faktor $\omega = 1$

$$\begin{aligned}
f_b &= 1 \times 66,33 \text{ kg/cm}^2 = 66,33 \text{ kg/cm}^2 = 6633 \\
\text{KN/m}^2 &\leq 15000 \text{ KN/m}^2
\end{aligned}$$

b). Tahanan ujung

$$\begin{aligned}
Q_b &= A_b \cdot f_b \\
&= \frac{1}{4} \pi (80)^2 \times 66,33 \text{ kg/cm}^2 \\
&= 5024 \text{ cm}^2 \times 66,33 \text{ kg/cm}^2 \\
&= 333241,92 \text{ kg} \\
&= 3332,42 \text{ KN}
\end{aligned}$$

c). Tahanan gesek

$$\begin{aligned}
Q_s &= A_s \cdot f_s \\
A_s &= \pi \cdot d \cdot L \text{ (dimana } L = 15,80 \text{ m)} \\
&= \pi \cdot (0,8) \cdot 15,80 \\
&= 39,69 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f_s &= k_f \cdot q_f \\
\text{nilai } k_f &= 0,9
\end{aligned}$$

dan $q_f =$ diambil rata-rata tabel sondir = 0,37

$$f_s = 0,9 \times 0,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,333 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 33,3 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$= 39,69 \text{ m}^2 \times 33,3 \text{ KN/m}^2$$

$$= 1321,68 \text{ KN}$$

d). Kuat dukung ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= (3332,42 + 1321,68) \text{ KN}$$

$$= 4654,10 \text{ KN}$$

Table 6 Perhitungan kuat dukung bored pile dengan metode Schertmann dan

No	Diameter Tiang (d) cm	Tahanan Ujung (Q_b) KN	Tahanan Gesek (Q_s) KN	Kuat Dukung Ultimit (Q_u) KN
3.	80	3332,42	1321,68	4654,10

b. Metode Meyerhoff

3). Untuk tiang bor berdiameter 80 cm (0,8 m)

a). Tahanan ujung persatuan

$$\text{luas } (f_b) f_b = \omega_1.$$

$$\omega_2.qca$$

$$q_{ca} = 100,10 \text{ kg/cm}^2 = 10010 \text{ KN/m}^2$$

Karna $d = 0,6 \text{ m} > 0,5 \text{ m}$ maka nilai ω_1 dapat dihitung :

$$\omega_1 = [(d + 0,5) / 2d]^n$$

$$\omega_1 = [(0,8 + 0,5)$$

$$/ 2(0,8)]^1 \omega_1 = 0,81$$

dan $L > 10 d$, nilai $\omega_2 = 1$

Maka :

$$f_b = \omega_1. \omega_2.qca$$

$$= 0,81 \times 1 \times 10010 \text{ KN/m}^2 =$$

$$8108,10 \text{ KN/m}^2 \text{ (kPa)}$$

Untuk tiang

bor diambil,

nilai f_b

sebesar 70%

$$f_b =$$

$$70 \% \times$$

$$8108,10$$

$$\text{KN/m}^2 =$$

5675,67

KN/m²

b). Tahanan ujung

$$Q_b = A_b \cdot f_b$$

$$= \frac{1}{4} \pi (0,8)^2 \times 5675,67 \text{ KN/m}^2$$

=

0,

50

24

m²

x

56

75

,6

7

K

N/

m²

=

28

51

,4

6

K

N

c). Tahanan gesek

$$f_s = k_c \cdot q_c \quad \square \quad \square \quad \text{nilai } k_c = 0,005$$

$$f_{s1} = 0,005 \times 14,9$$

$$= 0,075 \text{ kg/cm}^2 = 7,5 \text{ kPa}$$

$$f_{s2} = 0,005 \times 20,4$$

$$= 0,102 \text{ kg/cm}^2 = 10,2 \text{ kPa}$$

$$f_{s3} = 0,005 \times 146,91$$

$$= 0,735 \text{ kg/cm}^2 = 73,5 \text{ kPa}$$

$$Q_s = \Sigma A_s \cdot f_s$$

$$= \{ \pi \times 0,8 \times (5-0) \times 7,5 \} + \{ \pi \times 0,8 \times (9-5) \times 10,2 \} + 73,5 \}$$

$$= \{ 94,20 + 102,49 + 1772,47 \}$$

$$= 1969,16 \text{ KN}$$

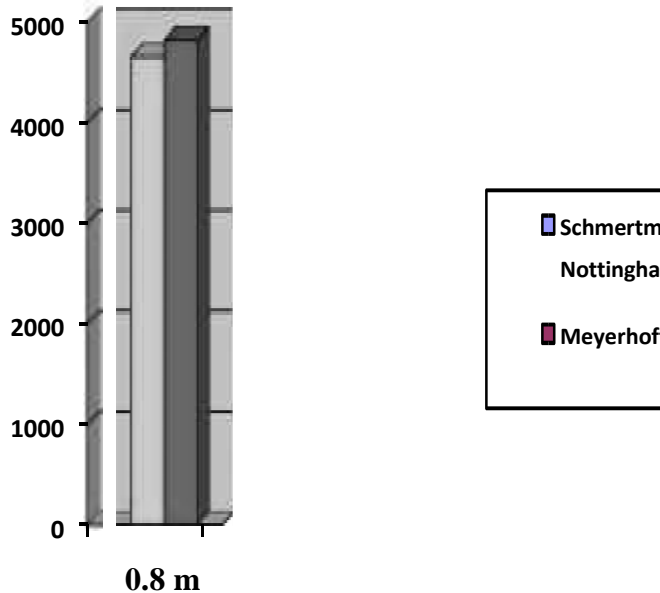
d). Kuat dukung ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= (2851,46 + 1969,16) \text{ KN}$$

$$= 4820,62 \text{ KN}$$

Dari diameter tiang *bored pile* dengan memakai 2 (dua) metode perhitungan Schmertmann & Nottingham dan Meyerhoff dapat dilihat perbandingan kuat dukung ultimit pondasi tiang *bored pile* berdasarkan data, persentase perhitungan dengan metode Schertmann dan Nottingham lebih optimis $\pm 6,24$ % dibanding dengan memakai metode Meyerhoff yang bersifat konservatif.



Gambar 2. 20 Grafik perbandingan kuat dukung tiang bored pile antara perhitungan Schmertmann & Nottingham dengan Meyerhoff

2. Menghitung Kapasitas Kuat Dukung *Bored Pile* dari Data *N-SPT* (*Ulfa Jusi, 2015, Jurnal Teknik Sipil Siklus, Vol. 1, No. 2*)

3). Untuk tiang bor berdiameter 80 cm (0,8 m)

a). Tahanan ujung

Luas dasar tiang :

$$\begin{aligned}A_b &= \frac{1}{4} \pi (d)^2 \\&= \frac{1}{4} \pi (0,8)^2 \\&= 0,5024 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$f_b = 0,60 \cdot \sigma_r \cdot N_{60} \leq 4500 \text{ kPa}$$

$$f_b = 0,60 \times 100 \times 17 \leq 4500 \text{ kPa}$$

$$f_b = 1020 \text{ kPa} \leq 4500 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned}Q_b &= A_b \cdot f_b \\&= 0,5024 \text{ m}^2 \times 1020 \text{ kPa} \\&= 512,45 \text{ KN}\end{aligned}$$

b). Tahanan gesek

$$\text{Keliling tiang} = \pi d = \pi \times 0,8 \text{ m} = 2,512 \text{ m}$$

Table 7 . Nilai σ_r rata-rata terhadap kedalaman pada tanah berpasir (d = 80 cm)

Kedalaman (m)	A_s (m ²)	Tekanan <i>Overburden</i> efektif σ_r (KN/m ²)	σ_r rata-rata (KN/m ²)
1,80	4,52	$1,80 \times 18,40 = 33,12$	$\frac{1}{2} [0 + 33,12]$
17,50	39,44	$33,12 + [15,70 \times (18,40-10)] = 165$	$\frac{1}{2} [33,12 + 165]$
20,00	6,28	$165 + [2,50 \times (18,40-10)] = 186$	$\frac{1}{2} [165 + 186]$

Table 8 Perhitungan nilai tahanan gesek ΔQ_s (d = 80 cm)

Interval kedalaman (m)	Z (m)	β	$\Delta Q_s = A_s \beta \sigma_r$ rata-rata (KN)
0 – 1,80	0,90	0,09	$4,52 \times 0,09 \times 16,56 = 6,74$
1,80 – 17,50	9,65	0,05	$39,44 \times 0,05 \times 99,06 = 195,74$
17,50 – 20,00	18,75	0,44	$6,28 \times 0,44 \times 175,50 = 484,55$
Jumlah			$\Delta Q_s = 687,03 \text{ KN}$

Untuk kedalaman 0 – 1,80 m, $N_{60} = 1 < 15$,
maka β dapat dihitung :

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,50 - 0,245 \sqrt{Z_1})$$

$$\beta = \frac{1}{15} (1,50 - 0,245 \sqrt{0,9})$$

$$\beta = 0,049 \approx 0,05$$

Untuk kedalaman 1,80 – 17,50 m, $N_{60} = 1 < 15$, maka β
dapat dihitung :

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,50 - 0,245 \sqrt{Z_2})$$

$$\beta = \frac{1}{15} (1,50 - 0,245 \sqrt{9,65})$$

$$\beta = 0,049 \approx 0,05$$

Untuk kedalaman 17,50 – 20,00 m, $N_{60} = 17 > 15$, maka
 β dapat dihitung:

$$\beta = (1,50 - 0,245 \sqrt{Z_3}), \text{ dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,20$$

$$\beta = (1,50 - 0,245 \sqrt{18,75})$$

$$\beta = 0,44$$

c). Kapasitas kuat dukung ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= 512,45 + 687,03 = 1199,48 \text{ KN}$$

Table 9 Perhitungan kuat dukung bored pile dengan metode O'Neil dan Reese dari beberapa diameter tiang

No	Diameter Tiang (d) Cm	Tahanan ujung (Q _b) KN	Tahanan gesek (Q _s) KN	Kuat dukung ultimit (Q _u) KN
1.	40	128,11	348,10	476,21
2.	60	288,25	515,27	803,52
3.	80	512,45	687,03	1199,48

b. Metode Meyerhoff

3). Kuat dukung ultimit, diameter tiang $d = 80 \text{ cm}$ ($0,8 \text{ m}$)

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

a). Tahanan ujung ultimit

$$Q_b = A_b \cdot q_b$$

$$q_b = \sigma_r \cdot N_q^* \quad N_q^* = 55$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$\begin{aligned}
 q_b &= 175,50 \times 55 \\
 &= 9652,50 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \pi (d)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi (0,8)^2 \\
 &= 0,5024 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_b \cdot q_b \\
 &= 0,5024 \quad \times \\
 &\quad 9652,50 \\
 &= 4849,42 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

b). Tahanan gesek ultimit

$$Q_s = \Sigma A_s \cdot q_s$$

Dari tabel didapat luasan selimut tiang masing-masing kedalaman yaitu : kedalaman 0 – 1,80 m luas selimut tiang $A_{s1} = 4,52 \text{ m}^2$; kedalaman 1,80 – 17,50 m luas selimut tiang $A_{s2} = 39,44 \text{ m}^2$; kedalaman 17,50 – 20,00 m luas selimut tiang $A_{s3} = 6,28 \text{ m}^2$

$$\delta = \Phi = 30^\circ$$

$$K = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

$$\begin{aligned}
 qs1 &= K \sigma_{r1}' \tan \delta \\
 &= 0,5 \times 16,56 \times \tan 30^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 4,78 \text{ KN/m}^2 \\
q_{s2} &= K \sigma_{r2} \cdot \tan \delta \\
&= 0,5 \times 99,06 \times \tan 30^\circ \\
&= 28,60 \text{ KN/m}^2 \\
q_{s3} &= K \sigma_{r3} \cdot \tan \delta \\
&= 0,5 \times 175,50 \times \tan 30^\circ \\
&= 50,66 \text{ KN/m}^2 \\
Q_s &= \Sigma A_s \cdot q_s \\
&= (A_{s1} \cdot q_{s1} + A_{s2} \cdot q_{s2} + A_{s3} \cdot q_{s3}) \\
&= (4,52 \times 4,78) + (39,44 \times 28,60) + (6,28 \times 50,66) \\
&= (21,61 + 1127,98 + 318,15) \\
&= 1467,74 \text{ KN}
\end{aligned}$$

c). Kapasitas kuat dukung ultimit

$$\begin{aligned}
Q_u &= Q_b + Q_s \\
&= 4849,42 + 1467,74 \\
&= 6317,17 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Table 10 Perhitungan kuat dukung bored pile dengan metode Meyerhoff dari beberapa diameter tiang

No	Diameter tiang (d) cm	Tahanan ujung (Q_b) KN	Tahanan gesek (Q_s) KN	Kuat ultimit (Q_u) KN
1.	80	4849,42	1467,74	6317,17

c. Metode Coyle dan Castello

3). Untuk tiang bor berdiameter 80 cm (0,8 m)

a). Tahanan Ujung Ultimit

Nilai N_q^* didapat dari gambar 11 hubungan L/D

– N_q^* , Nilai $N_q^* = 20$

$$q_b = 175,50 \times 20$$

$$Q_{s1} = (0,2 \times 175,50 \times \tan 30^\circ) \times 2,512 \times 2,5 = 127,26$$

$$\Delta Q_s = 8,65 + 451,11 + 127,26$$

$$\Delta Q_s = 587,02 \text{ KN}$$

c). Kapasitas Kuat Dukung Ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

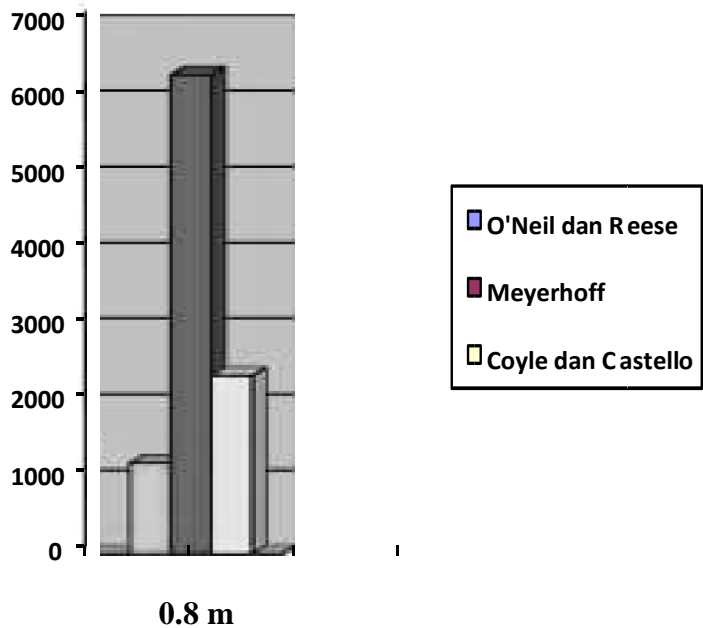
$$= 1763,42 + 587,02$$

$$= 2350,44 \text{ KN}$$

Dari ketiga ukuran diameter tiang *bored pile* dengan memakai 3 (tiga) metode perhitungan O'Neil & Reese, Meyerhoff dan Coyle & Castello dapat dilihat perbandingan kuat dukung ultimit pondasi tiang *bored pile* berdasarkan data *N-SPT*, perhitungan dengan metode Meyerhoff lebih optimis dibanding dengan memakai metode O'Neil & Reese dan Coyle & Castello.

Table 11 Perbandingan perhitungan nilai kuat dukung bored pile (Qu) dari ketiga metode O'Neil & Reese, Meyerhoff dan Coyle & Castello

No	Metode yang dipakai	Nilai kuat dukung ultimit, Q_u
		(KN)
		Ø 0,8 m
1.	O'Neil dan Reese	1199,48
2.	Meyerhoff	6317,17
3.	Coyle dan Castello	2350,44

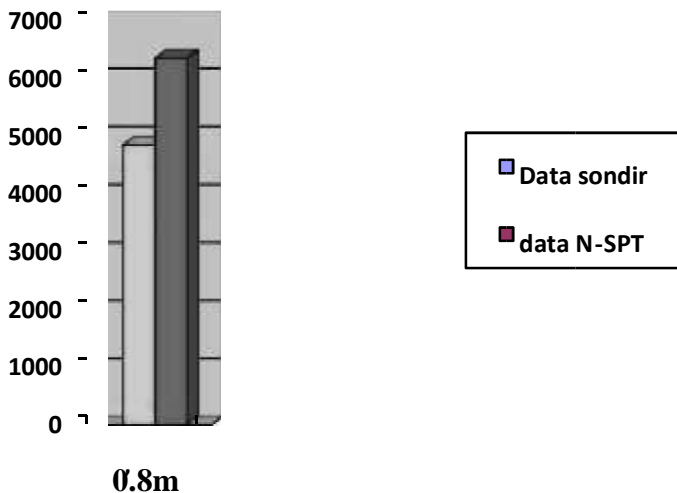


Gambar 2. 21 Grafik perbandingan kuat dukung tiang bored pile antara perhitungan borepile

Diameter 80 cm tiang *bored pile* dengan memakai perhitungan Metode Meyerhoff terhadap 2 (dua) data yang berbeda : data sondir dan data *N-SPT*. Data *N-SPT* lebih baik.

Table 12 . Perbandingan perhitungan nilai kuat dukung bored pile (Q_u) dengan metode Meyerhoff berdasarkan data sondir dan N-SPT

No	Data yang dipakai	Nilai kuat dukung timit, Q_u
		k u (KN)
		Ø 0,8 m
1.	<i>Sondir</i>	4820,62
2.	<i>Standard Penetration Test</i>	6317,17



Gambar 2. 22 Grafik perbandingan daya dukung pondasi bored metode Meyerhoff dengan data berbeda (sondir dan N-SPT)



Gambar 2. 23 pengeboran membuat bore pile

Berdasarkan analisis pondasi tiang bor diameter 80 cm pada pembangunan gedung sebagai berikut :

1. Pondasi bor diameter 80cm dengan data sondir menggunakan 2 (dua) metode perhitungan Schmertmann & Nottingham dan Meyerhoff dapat dilihat perbandingan daya dukung ultimit pondasi bor. persentase perhitungan dengan metode Schertmann dan Nottingham berbeda 6,24 % dibanding dengan metode Meyerhoff yang bersifat konservatif
2. Perbandingan kapasitas daya dukung pondasi bor diameter 80 cm dari data N-SPT dengan metode O'Neil dan Reese lebih optimis dengan *safety factor* yang relatif lebih kecil, metode Meyerhoff dan metode Coyle dan Castello .

3. Analisis kapasitas daya dukung pondasi bor diameter yang lebih optimis dengan *safety factor* kecil berdampak penggunaan material yang efisiensi

BAB III

LOADING TEST

Loading tes untuk mengetahui daya dukung pondasi dalam mendekati riel. Loading tes Pondasi bore yang diberi contoh diameter 100cm dan diameter 120 karena untuk bangunan tinggi. Diameter bore pile yg biasanya digunakan diameter 100,120,150 cm. Untuk bangunan rendah sampai sedang biasanya diameter 40 60 80 cm, terbanyak dengan PDA tes. Buku ini hanya memberi informasi syarat untuk loading tes dengan kentledge.

Loading test harus dilakukan terutama pada yang termasuk pondasi dalam. Pondasi dalam berbagai jenis dan tipe. Pada buku ini hanya dibahas pondasi dalam bore pile yang di detailkan. Semua pondasi dalam pada prinsipnya perlu di lakukan loading tes Tarik tekan dan lateral. Loading test ada yang statis dengan beban balok-balok beton yang riel dan dinamis yaitu artifiial loading tes dengan PDA (Pile Driving Analyzes). Yang lebih mendekati riel , loading dengan balok -balok betong / Kentledge. Karena di kota-besar dan untuk praktisnya

dengan PDA, tetapi menggunakan Ploading test dengan PDA perlu cermat, sesuai dengan jenis tanah, misalkan dumping ratio berbeda untuk jenis tanah. Tujuan loading test untuk mengetahui kemampuan pondasi yang sudah terpasang sebelum pondasi digunakan. Penulis memberi contoh persyaratan loading test bore pile. Ketentuan loading tes Tarik dan tekan seperti uraian dibawah ini



Gambar 3. 1 Loading Test Tarik

Load Test Tarik ,Tekan dan lateral

- a. Pekerjaan Pelaksana load test tekan tiang pada 2 titik tiang bor dia 120 cm dan 1 titik dia 100. Untuk test tarik dilakukan 1 titik dia 120 cm dan 1 titik dia 100 cm. Dan **2 titik test lateral** 1 titik dia 120 dan 1 titik dia 100 cm lokasinya ditentukan oleh

konsultansi pengawas dan meminta persetujuan perencana dari hasil pengamatan pelaksanaan dan data tanah.

- b. Titik tiang test adalah titik tiang terpakai Load test dilaksanakan berdasarkan kemajuan pekerjaan pondasi bore dilapangan..
- c. Loading test sistim kentledge sesuai standard ASTM yang digunakan menggunakan Blok beton.
- d. Sebelum pelaksanaan load test (Paling lambat 4 bulan sebelumnya Manometer /dial gauge load test harus ditera yang dilakukan oleh laboratorium yang disetujui Pengawas Lapangan dan hasilnya harus memperlihatkan ketelitian minimal 95 %.
- e. Pondasi bor yang dites tekan dan tarik harus kuat terhadap beban 200% beban rencana. Tes tarik besi harus cukup panjang hingga dapat di las pada balok baja yang menumpu blok beton.
- f. Beban untuk load test tarik dan tekan harus sentris terhadap tiang dengan urutan peningkatan beban 0 - 25 % - 50 % - 75 % - 100 % - 125 % - 150 % - 175 % - 200 % dan setelah minimal 12 jam dan

maksimal 24 jam beban diturunkan juga secara bertahap hingga 0 % rate of settlement ke atas harus kurang 0.25 mm dalam 1 jam. Kenaikan elevasi pile dan rebound dicatat pada permulaan dan akhir waktu setiap tahap pembebanan dan setiap selang 15 menit.

- g. Pada beban 200 % kenaikan elevasi atas pile 12 mm dan max 25 mm dianggap hasil load test berhasil
- h. Semua hasil pencatatan dibuat dalam satu grafik evaluasi hubungan antara beban - waktu dan kenaikan elevasi atas pile

Laporan load test harus meliputi :

- Posisi titik-titik boring terdekat untuk lokasi test pondasi
- Diameter dan panjang tiang bore pile
- Kuat tekan silinder umur 7 hari dan 28 hari dan pada saat dimulainya pembebanan.

- Data-data waktu pemasangan, pembebanan tiang dan mulainya load test
- Laporan teraan dial gauge dan alat ukur lainnya
- Evaluasi kapasitas pile.

Hasil uji aksial tekan 2000-2120 ton lebih besar dari 1400 ton yaitu 200% beban rencana diameter 1200mm dan 1000mm, tarik aksial 200% bore pile, beban tarik dan perpindahan 12.05mm

Metode loading test tekan untuk bore pile Ø 1000 mm dan Ø 1200 mm yang direkomendasikan oleh perencana dan sesuai RKS adalah sistem kentledge (dengan beban blok beton), sehingga dapat dipertanggungjawabkan pada Sidang Ijin Struktur Menyeluruh

hasil uji kompresi aksial lebih besar dari 1400 nada 200% dari rencana diameter 1200mm dan 1000mm beban, beban rencana tarik aksial dari tiang bor 200% dan laju perpindahan 12,05mm <25mm dianalisis. Itu

hasilnya memenuhi syarat dibandingkan dan diperiksa dengan beban yang akan dilubangi Menurut hasil desain.

Menunjukkan

hasil dari bore pile diameter 1000mm dan 1200mm terpasang dengan baik.

DAFTAR PUSTAKA

- Abebe , Smith IGN (2015) *Pile Foundation Design: A Student Guide*. School of the Built Environment, Napier University, Edinburgh
- Adejumo.T.W, *Installation Techniques of Pile Foundation on some low bearing capacity soils in Nigeria*. African Journal of Engineering Research vol 1 (2) pp 17-22, March 2013
- Akbar.A, Khilji, S.Khan.S.B, Qureshi.M.S, Sattar.M *Shaft Friction of Bored Pile in Hard Clay*. Pakistan Journal of Engineering and Applied Sciences, 2008
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lainnya* (SIN 1727 – 2013), Bandung.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung* (SIN 2847 – 2013), Bandung.
- Badan Standarisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung* (SIN 1726 – 2012), Bandung.

- Bowles J.E., 1991, Analisa dan desain Pondasi, Edisi keempat Jilid 1, Erlangga, Jakarta.*
- Bowles J.E., 1993, Analisa dan desain Pondasi, Edisi keempat Jilid 2, Erlangga, Jakarta.
- Bowles J.E., 1996, Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd.,Tokyo, Japan.
- Chin. TY; I MCC; Partners Sdn Bhd; Design and Construction of Bored Foundation.[www.gueandpartners .com.my](http://www.gueandpartners.com.my)
- Das M.B., 1991, Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition, California State University, Sacramento.*
- Departemen Pekerjaan Umum, 1971. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia NI-2 (PBI 1971 NI-2).* Jakarta.
- Engineering Research vol 1 (2) pp 17-22, March 2013*
- Hardiyatmo H.C., 1996, Teknik Pondasi 1, PT. Gramedia Pustaka Umum, Jakarta.*
- Hardiyatmo H.C., 2002, Teknik Pondasi 2, Edisi Kedua, Beta Offset, Yogyakarta.*
- Hardiyatmo H.C., 2010, Analisis dan Perancangan Fondasi, Edisi Pertama bagian II,*

Harsanto, C.Manoppo F.J; Sumampouw J.R.Analisis of Bored Pile Support on Soilarno Bridge Pylon Structure with Plaxis 3D. Scientific Journal of Media Engineering vol 5 No.2 September 2015 (345-350) ISSN 2087-9334

HS, Sardjono. 1990, Pondasi Tiang Pancang, jilid I, Surabaya, PT Sinar Wijaya. Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.

Irsyam M., Catatan Kuliah Rekayasa Pondasi Teknik Sipil dan Lingkungan, ITB,Bandung.

Jusi U (2015) ANALISA KUAT DUKUNG PONDASI BORED PILE BERDASARKAN DATA PENGUJIAN LAPANGAN (CONE DAN N-STANDARD PENETRATION TEST) Jurnal Teknik Sipil Siklus, Vol. 1, No. 2, Oktober 2015 50 ulfajusi@gmail.com

Masakorala S.R, In Situ Cast Bored Piles Construction Practices in Sri Lanka-A Review. Journal of Built Environment, Technology and Engineering Vol I (Sept) ISSN 0128-1003

Prakash S. & Sharma, D.H., 1990, Pile Foundation in Engineering Practice, Canada.

*Zayed.T.M; Halpin. D.W Pile Construction Productivity
Assessment.Journal of Construction Engineering
and Management @ASCE June 2005*