

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

Bagian struktur bangunan pada lapisan terbawah tanah yang menopang beban struktur yang lebih tinggi disebut struktur bawah. Untuk menjaga kestabilan proyek konstruksi, struktur bagian bawah suatu bangunan harus direncanakan dengan matang. Struktur bawah merupakan bagian bawah dari suatu struktur bangunan/gedung yang menahan beban dari struktur atas. Perencanaan struktur bawah untuk suatu konstruksi bangunan dengan tepat mutlak diperlukan untuk dapat menjaga kestabilan konstruksi yang ditahan.

Struktur bawah adalah seluruh bagian struktur Gedung atau bangunan yang berada di bawah permukaan tanah, dapat berupa besmen dan/atau system pondasi (Pamungkas 2013: 3).

Menurut (Haryatmo 2008: 61) pondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 kategori sebagai berikut :

1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*) yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang kedalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) adalah sama seperti tiang kategori pertama, hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relative kecil, contohnya : tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja H, tiang baja bulat ujung terbuka, tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

Keadaan tanah menjadi hal yang penting dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah (Pamungkas 2013: 16):

- a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2- 3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi tapak) dan pondasi strauss.
- b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang minipile atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.
- c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang pancang atau pondasi bor bilamana tidak boleh terjadi penurunan. Bila terdapat batu besar pada lapisan tanah, pemakaian kaison lebih menguntungkan.
- d. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi kaison terbuka tiang baja atau tiang yang dicor di tempat.
- e. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

Hardiyatmo (2008: 179) Dari penelitian, Terzaghi dan Peck (1948) melaporkan bahwa di bagian 2/3 panjang tiang bagian atas kadar air tanah lempung tidak berubah oleh akibat beban strukturnya. Sedang di bagian bawahnya, kadar air berubah oleh adanya konsolidasi. Karena itu, dapat dianggap bahwa tanah di bagian 2/3 panjang tiang tersebut sebagai material yang tidak mudah mampat. Dari pengamatan ini, maka penyebaran beban fondasi tiang pada tipe tiang gesek dianggap berawal dari 2/3 panjang tiang.

Dalam menghitung penurunan konsolidasi kelompok tiang dalam tanah lempung, biasanya digunakan data uji tanah di laboratorium. Untuk tiang gesek, di mana beban bangunan didukung sepenuhnya oleh perlawanan gesekan antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya, cara yang digunakan biasanya menganggap bahwa kelompok tiang gesek berkelakuan seperti fondasi rakit yang luasnya sama dengan luas kelompok tiang ditambah lebar yang diberikan oleh kemiringan penyebaran beban 4V:1H. Kelompok tiang di dalam tanah lempung lunak yang

berada di atas pasir padat, dengan anggapan fondasi berada pada $2/3L_p$ (L_p =Panjang tiang yang berada di dalam tanah).

2.1 Pondasi Tiang Pancang

Mengacu pada pendapat Sardjono (1984: 8), subjek yang didayagunakan sebagai tiang pancang dikategorikan kedalam 4 macam, yaitu;

1. Tiang pancang kayu

Pemakaian tiang pancang kayu ini adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi. Tiang kayu tahan lama dan tidak mudah busuk apabila tiang kayu tersebut dalam keadaan selalu terendam penuh di muka air tanah. Tiang pancang dari kayu akan lebih cepat rusak atau busuk apabila dalam keadaan kering dan basah yang selalu berganti – ganti. Obat – obatan pengawet untuk kayu hanya akan menunda dan memperlambat kerusakan daripada kayu, akan tetapi tidak bisa melindungi untuk seterusnya.

Pada pemakaian tiang pancang dari kayu biasanya tidak diizinkan untuk menahan muatan lebih tinggi dari 25 sampai 30 ton untuk setiap tiang. Tiang pancang kayu ini sangat cocok untuk daerah rawa dan daerah – daerah dimana sangat banyak terdapat hutan kayu seperti daerah Kalimantan, sehingga mudah memperoleh balok/tiang kayu yang Panjang dan lurus dengan diameter yang cukup besar untuk digunakan sebagai pondasi.

Keuntungan menggunakan tiang pancang kayu:

1. Tiang pancang dari kayu relative lebih ringan sehingga mudah dalam transport.
2. Kekuatan tarik besar sehingga pada waktu pengangkatan untuk perancangan tidak menimbulkan kesulitan seperti misalnya pada tiang pancang beton precast.
3. Mudah untk pemotongannya apabila tiang kayu ini sudah tidak dapat lagi masuk ke dalam tanah.
4. Tiang pancang kayu ini lebih baik/sesuai untuk friction pile daripada untuk end bearin pile sebab tegangan tekanannya relative kecil.
5. Karena tiang pancang kayu ini relative fleksibel dan lenting terhadap arah horizontal dibandingkan dengan tiang-tiang pancang selain dari kayu, tiang

pancang kayu ini akan melentur dan segera kembali ke posisi setelah beban horizontal tersebut hilang.

Hal ini sering terjadi pada dermaga-dermaga dimana mendapat tekanan ke samping dari kapal-kapal (perahu).

Kerugian pemakaian tiang pancang kayu:

1. Karena tiang pancang kayu ini harus selalu terletak dibawah muka air tanah yang terendah agar dapat tahan lama, maka kalau air tanah yang terendah tersebut letaknya sangat dalam. Hal ini akan menambah biaya untuk penggalian.
2. Tiang pancang yang terbuat dari kayu mempunyai umur yang relative kecil dibandingkan dengan tiang pancang yang terbuat dari baja atau beton, terutama pada daerah yang tinggi air tanahnya sering naik dan turun.
3. Tiang pancang kayu tidak tahan terhadap benda-benda yang agresif dan jamur yang menyebabkan pembusukan.

2. Tiang pancang beton

a. *Precast Reinforced Concrete Pile*

Precast Reinforced Concrete Pile adalah tiang pancang dari beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan beton (bekisting), kemudian setelah cukup kuat (keras) lalu diangkat dan dipancangkan seperti tiang pancang kayu. Tiang pancang beton ini dapat memikul beban yang besar (lebih besar 50 ton untuk setiap tiang), hal ini tergantung dari dimensinya.

Kelebihan menggunakan *Precast Reinforced Concrete Pile* :

1. Mempunyai tegangan tekan yang besar, ini tergantung dari mutu beton yang digunakan.
2. Tiang pancang ini dapat diperhitungkan baik sebagai "End bearing pile" maupun sebagai "Friction Pile".
3. Tiang pancang beton sangat tahan lama, serta tahan terhadap pengaruh air maupun bahan-bahan yang korosif asalkan beton dekingnya cukup tebal untuk melindungi tulangnya.
4. Karena tiang pancang beton tidak berpengaruh terhadap tinggi muka air tanah seperti pada tiang pancang kayu, maka tidak perlu galian tanah yang banyak.

Kelemahan menggunakan *ecast Reinforced Concrete Pile* :

1. Beton tiang pancang sangat berat jika memiliki dimensinya yang besar. Maka untuk pengangkutannya akan sulit, solusi dari masalah ini ialah, pengecoran *reinforced concrete pile* dilakukan di lokasi konstruksi hingga tidak diperlukan usaha pengangkutan yang jauh dan sulit.
2. Butuh waktu lama untuk *reinforced concrete pile* siap pakai dan diangkat. Proses yang lama ini memang dibutuhkan untuk memastikan kualitas tiang pancang bisa maksimal dan cukup keras.
3. Penyambungan sukar dilakukan. Kasus ini bisa saja terjadi ketika panjang tiang pancang ternyata kurang. Jika ingin disambung, harus menggunakan alat penyambung khusus.

b. *Cast In Place*

Untuk melakukan pengecoran lokal, lubang harus dibuat terlebih dahulu di dalam tanah menggunakan teknik pengeboran tanah yang digunakan selama eksplorasi tanah.

Pada *cast in place* ini dapat dilaksanakan dua cara:

1. Dengan pipa baja yang disambungkan ke dalam tanah, kemudian diisi dengan beton dan ditumbuk sambil pipa baja tersebut ditarik ke atas.
2. Dengan pipa baja yang dipancang ke dalam tanah, kemudian diisi dengan beton, sedangkan pipa baja tersebut tetap berada di dalam tanah.

3. Tiang pancang baja

Tiang pancang baja ini sebagian besar memiliki penampang berbentuk H. Karena bahan dasar dari tiang pancang ini adalah baja dan bukan beton pracetak, sehingga tiang pancang ini memiliki kekuatan yang jauh lebih tinggi selama pengiriman maupun pemasangan. dan tiang pancang baja ini dapat meminimalisir terjadinya patah seperti Tiang pancang beton precast.

4. Tiang pancang komposit

Tiang komposit (*composite pile*) adalah tiang yang komposisinya terkandung dua bahan yang selanjutnya digabungkan menjadi kesatuan tiang. Beton dan baja atau beton dan kayu dapat membentuk tiang komposit ini.

2.2 Pembebanan

Dalam semua perencanaan struktur memerlukan perhitungan pembebanan, hal tersebut menjadi salah satu bagian terpenting dalam perencanaan. Perhitungan pembebanan harus dilakukan secara teliti, baik dan benar agar tidak terjadi kesalahan dalam melaksanakannya, karena jika ada kesalahan akan berpengaruh pada desain bangunan. Pembebanan dibagi menjadi dua bagian menurut arah kerjanya, yaitu beban horisontal dan beban vertikal. Beban Horizontal merupakan beban dinamis yang mempunyai variasi perubahan intensitas beban terhadap waktu yang cepat. Contoh dari beban dinamis yaitu beban gempa dan beban angin. Beban vertikal merupakan beban statis yang perubahan intensitas beban terhadap waktu termasuk konstan atau lambat. Pada struktur bangunan gedung ini direncanakan menggunakan beban dinamis hanya beban gempa saja. Penyelidikan Tanah

2.2.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, finishing, mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu (Pamungkas 2013: 4).

Untuk menghitung berat bangunan maka dibutuhkan berat sendiri bahan bangunan, dari **Tabel 2.1** dan **Tabel 2.2** merupakan spesifikasi berat sendiri komponen gedung

Tabel 2. 1 Berat sendiri komponen gedung

Adukan, per cm tebal:	
- Dari semen	21 kg/m ²
- Dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m ²
Aspal, termasuk bahan – bahan mineral penambah, per cm tebal	
14 kg/m ²	
Dinding pasangan bata merah:	
- satu batu	450 kg/m ²
- setengah batu	250 kg/m ²
Dinding pasangan batako:	
Berlubang:	

- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200 kg/m ²
- tebal dinding 10 cm (HB 10)	120 kg/m ²
Tanpa lubang	
- tebal dinding 15 cm	300 kg/m ²

Tabel 2.1 (Lanjutan)

- tebal dinding 10 cm	200 kg/m ²
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk - rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:	
- semen asbes (eternity dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	100 kg/m ²
- kaca, dengan tebal 3 – 4 mm	10 kg/m ²
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m ²	40 kg/m ²
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7 kg/m ²
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	50 kg/m ²
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40 kg/m ²
Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gordeng	10 kg/m ²
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ²
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11 kg/m ²

Sumber: SNI 1727 (1989: 3-4)

Tabel 2. 2 Berat sendiri bahan bangunan

Baja	7.850 kg/m ³
Batu alam	2.600 kg/m ³
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500 kg/m ³
Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m ³
Batu pecah	1.450 kg/m ³
Besi tuang	7.250 kg/m ³
Beton (1)	2.200 kg/m ³
Beton bertulang (2)	2.400 kg/m ³
Kayu (Kelas 1) (3)	1.000 kg/m ³
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1.650 kg/m ³
Pasangan bata merah	1.700 kg/m ³
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2.200 kg/m ³
Pasangan batu cetak	2.200 kg/m ³
Pasangan batu karang	1.450 kg/m ³
Pasir (kering udara sampai lembab)	1.600 kg/m ³
Pasir (jenuh air)	1.800 kg/m ³
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1.850 kg/m ³

Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1.700 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000 kg/m ³
Timah hitam (timbangan)	11.400 kg/m ³

Sumber : SNI 1727 (1989: 3)

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu bangunan, dan didalamnya termasuk beban – beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah, mesin – mesin serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup bangunan itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap bangunan tersebut Pamungkas (2013: 4)

Pada Tabel 2.3 adalah spesifikasi beban hidup yang terjadi pada lantai gedung berdasarkan SNI.

Tabel 2. 3 Spesifikasi beban hidup

a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200 kg/m
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125 kg/m
c. Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel asrama dan rumah sakit	250 kg/m
d. Lantai ruang olah raga	400 kg/m
e. Lantai ruang dansa	500 kg/m
f. Lantai dan balkon-dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari pada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400 kg/m
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500 kg/m
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500 kg/m
j. Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250 kg/m
k. Lantai untuk: pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	800 kg/m
l. Lantai gedung parkir bertingkat: - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	400 kg/m
m. Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300 kg/m

Sumber: SNI 1727 (1989: 6)

2.2.3 Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah di bawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang. Goyangan tersebut dimodelkan sebagai beban horizontal terhadap struktur atas gedung atau bangunan, dan kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana Pamungkas (2013: 4).

Perhitungan gaya gempa berdasarkan SNI 1726 (2019: 23) tentang “Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung”. Dalam perencanaan ini menggunakan metode statik ekuivalen dalam analisa beban gempa.

1. Faktor keutamaan gempa

Menurut SNI 1726 (2019: 23-24) untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai **Tabel 2.4** pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut **Tabel 2.7**. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2. 4 Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none">- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan- Fasilitas sementara- Gudang penyimpanan- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">- Perumahan- Rumah toko dan rumah kantor- Pasar- Gedung perkantoran- Gedung apartemen/rumah susun- Pusat perbelanjaan/mall	II

<ul style="list-style-type: none"> - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	
---	--

Tabel 2.4 (Lanjutan)

<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya 	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	
---	--

Sumber: 1726 (2019: 24-25)

Tabel 2. 5 Faktor keutamaan gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa I_e
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

Sumber: SNI 1726 (2019: 25)

2. Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726 (2019: 29) dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Dapat dilihat pada Tabel 2.6 dibawah ini

Tabel 2. 6 Klasifikasi situs

Kelas situs	V_s (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>50
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 175	< 50

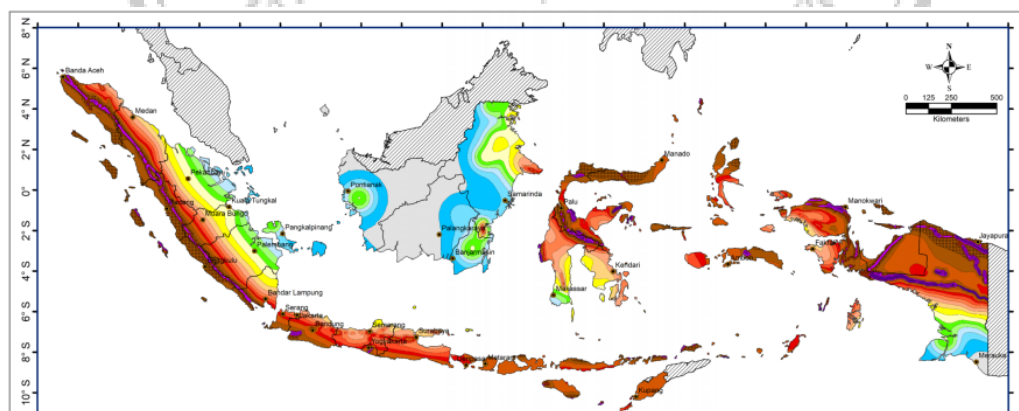
Tabel 2.6 (Lanjutan)

<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)</p>	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none">1. Indeks plastisitas, $PI > 20$2. Kadar air, $w \geq 40 \%$3. Kuat geser niralisir $S_u < 25 \text{ kPa}$ <p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ol style="list-style-type: none">1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah teementasi lemah2. Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan $H > 3\text{m}$)3. Lempung beplastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5 \text{ m}$ dengan indeks plastisitas $PI > 75$)4. Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan $H > 35\text{m}$ dengan $S_u < 50 \text{ kPa}$
---	---

Sumber: SNI 03-1726 (2019: 29)

3. Parameter percepatan terpetakan

Menurut SNI 1726 (2019:33) parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) pada **Gambar 2.1** dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1

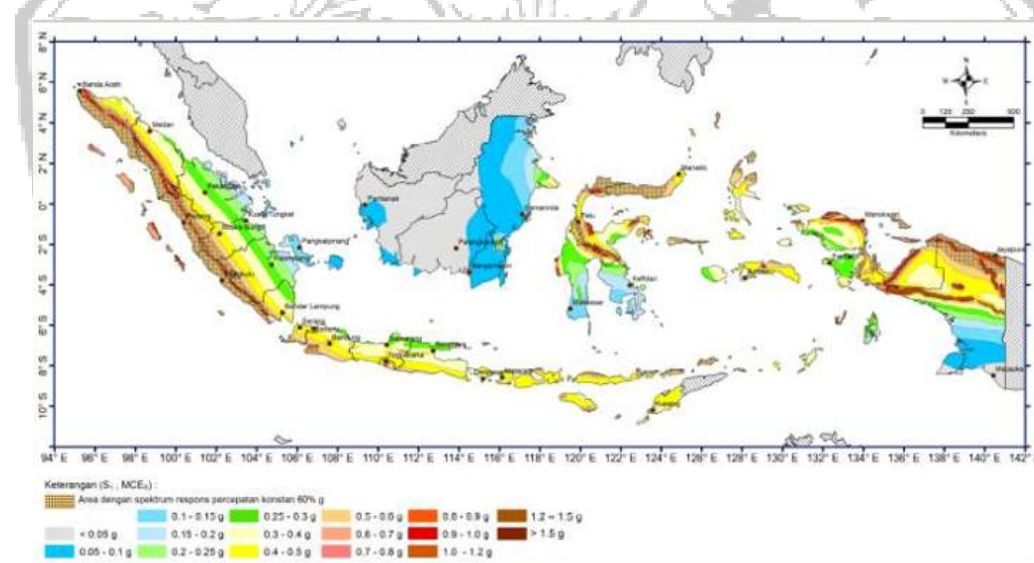


Gambar 2. 1 Paramenter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER) wilayah indonesia untuk spektrum respon 0,2 detik (redaman kritis 5)

detik) **Gambar 2.2** harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik pada dan 1 detik. Untuk mendapatkan nilai S_s dan S_1 dapat dilakukan dengan melalui situs desain spektra Indonesia.

Sumber : SNI-1726 (2019: 233)

4. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) pada Tabel 2.9 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) pada Tabel 2.10 SNI 1726 (2019: 34).



Gambar 2. 2 Parameter gerak tanah S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) wilayah indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5)

Sumber SNI 1726 (2019: 234)

Perhitungan harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

Keterangan:

F_a = getar periode pendek, lihat Tabel 2.9

F_v = getar periode 1 detik, lihat Tabel 2.10

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik

Tabel 2. 7 Koefisien situs FA

Kelas Situs	Paameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tetarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik. S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726- (2019: 34)

Tabel 2. 8 Koefisien situs Fy

Kelas Situs	Paameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tetarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik. S_1					
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 = 0,5$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 1$	$S_1 = 1,25$	$S_1 \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726- (2019: 34)

5. Parameter percepatan spectral desain

Menurut SNI 1726-2019:35 parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek SDS dan pada periode 1 detik SD1, harus ditentukan melalui rumus berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.4)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

S_{D1} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik

6. Spektrum Respons Desain

Menurut SNI 1726 (2019: 35) bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.3 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}

3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spectrum respons percepatan desain S_a diambil dari persamaan

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (2.6)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek

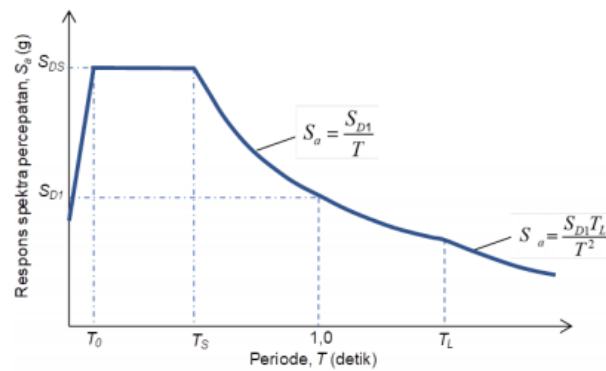
S_{D1} = parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Gambar 2.3 menjelaskan tentang hubungan antara respon spektra percepatan (S) dengan periode (T).



Gambar 2. 3 Spektrum respons desain

Sumber : SNI 1726 (2019: 36)

7. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t \times h^n \dots\dots\dots (2.7)$$

Keterangan :

h^n merupakan ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t , dan x ditentukan dari **Tabel 2.9** dan **Tabel 2.10**.

Tabel 2. 9 Koefisien untuk batas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.3	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber: SNI 1726 (2019: 72)

Tabel 2. 10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100% gaya gempa yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0.0724^a	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466^a	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731^a	0.75

Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731 ^a	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488 ^a	0.75

Sumber : SNI 1726 (2019: 72)

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter :

$$T_a = 0.1N \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan:

N = jumlah tingkat

8. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726 (2012: 54), geser dan seismic, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$V = C_s.W \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respon seismic yang ditentukan

W = berat seismic efektif

9. Perhitungan koefisien respons seismic

Menurut SNI 1726 (2019: 69) koefisien respon seismic, C_s harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.10)$$

Keterangan:

SDS = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek

R = Koefisien modifikasi respon

I = Faktor keutamaan gempa

10. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726 (2012: 57), gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots\dots\dots(2.11)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \dots\dots\dots(2.12)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total geser di dasar struktur

W_i dan W_x = bagian berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

H_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai tinggi tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0.5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2.5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0.5 detik dan 2.5 k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.3 Pondasi Tiang

Menurut Braja M. Das (2020: 116) Secara umum, yang dinamakan pondasi dangkal adalah pondasi yang mempunyai perbandingan antara kedalaman dengan lebar sekitar kurang dari empat. Apabila perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi lebih besar dari empat, pondasi tersebut diklasifikasikan sebagai pondasi dalam.

Suatu pondasi akan aman apabila:

1. Penurunan (settlement) tanah yang disebabkan oleh beban masih dalam batas yang diperbolehkan.
2. Keruntuhan geser dari tanah di mana pondasi berada tidak terjadi.

Menurut Hardiyatmo (2008: 61) Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini dapat juga

digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin.

Pondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain:

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan.
4. Untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Dalam sebuah konstruksi bangunan biasanya memakai jenis pondasi tiang pancang dan tiang bor, berikut adalah beberapa keuntungan dalam penggunaan pondasi tersebut:

1. Pondasi tiang pancang

Tiang pancang beton pracetak umumnya berbentuk prisma atau bulat. Tiang-tiang dicetak di lokasi tertentu, kemudian diangkut ke lokasi pembangunan. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar diantara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 kN Hardiyatmo (2008: 64).

Keuntungan pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain :

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
3. Tiang dapat dipancang sampai ke lapisan tanah keras menembus tanah lunak.
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

2. Pondasi tiang bor

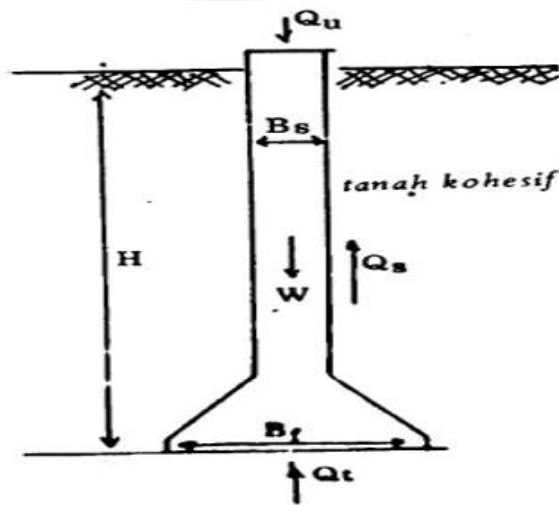
Tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang ini, biasanya, dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang Hardiyatmo (2008: 67)

Keuntungan pemakaian tiang bor, antara lain :

1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak.
5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

2.4 Daya Dukung Tiang

Menurut Pamungkas (2013: 42), daya dukung tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri. Sehingga, ketika melakukan penyelidikan tanah harus dilakukan cukup teliti untuk menentukan kedalaman. Dimana dalam hal ini dapat mempengaruhi beberapa kondisi tanah serta kekuatan material yang terdapat pada tiang itu sendiri. Seperti pada **Gambar 2.4**.



Gambar 2. 4 Skema daya dukung (Sardjono 1998: 77)

2.4.1 Daya Dukung Ijin Tekan Tiang

Menurut Pamungkas (2013: 42) Analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang pancang berdasarkan pada kekuatan tanah di lokasi konstruksi dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan (2.1).

Daya dukung pada ujung tiang :

$$Q = qd \times A \dots\dots\dots (2.13)$$

Daya dukung ijin vertikal berdasarkan data N-SPT (mayerhof)

$$Q_{ult} = \frac{qd \times A_p}{FK1} + \frac{\sum li \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

Q = Daya dukung pada ujung tiang

Qult = Daya dukung ijin tekan tiang

qd = Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (lihat tabel

Ap = Luas Penampang Tiang

Ast = Keliling penampang tiang

li = Panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

FK1,FK2 = Faktor Keamanan, 3 dan 5

2.4.2 Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang

Menurut Pamungkas (2013: 60) Dalam analisa gaya horizontal pada tiang dibedakan menjadi dua macam menurut model ikatan tiang dengan penutup tiang dengan penutup tiangnya (*pile cap*), yaitu :

1. Tiang ujung bebas (*free end pile*) didefinisikan sebagai tiang yang ujung bagian atasnya hanya tertanam atau terjepit sedalam kurang dari 60 cm pada *pile cap*
2. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) yaitu tiang yang ujung atas tertanam atau terjepit pada bagian penutup tiangnya (*pile cap*) lebih dari 60 cm.

Pada tiang ujung terjepit daya dukung horizontal dapat dihitung dengan rumus persamaan sesuai dengan ketentuannya, yaitu :

- Pada tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang yang pendek, dapat dihitung dengan rumus persamaan (2.4) dengan nilai H_u yang dapat dicari dengan rumus persamaan (2.3)

$$H_u = 9 \times C_u \times D \times \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \dots\dots\dots (2.15)$$

$$M_{max} = H_u \times \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \dots\dots\dots (2.16)$$

- Pada tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang yang sedang, dapat dihitung dengan rumus persamaan (2.5)

$$M_y = \frac{9}{4} \times C_u \times Dg^2 - 9 \times C_u \times Df \times \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \dots\dots\dots (2.17)$$

Nilai H_u dihitung dengan rumus persamaan (2.6)

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g \dots\dots\dots (2.18)$$

- Pada tiang panjang

Dikategorikan sebagai tiang panjang apabila $M_{max} > M_y$, dimana H_u dinyatakan dengan rumus persamaan (2.7)

$$H_u = \frac{2 \times M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \dots\dots\dots(2.19)$$

Dengan nilai f yang diperoleh dengan persamaan rumus (2.8)

$$F = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \dots\dots\dots(2.20.)$$

Menurut pendekatan Stroud (1974) untuk menentukan kolerasi dengan *undrained shear strength* (C_u) dapat dinyatakan dalam persamaan (2.9) berikut :

$$C_u = k \times N \dots\dots\dots(2.21)$$

Dimana :

C_u = *undrained shear strength* (kN/m^2)

D = diameter tiang (m)

L_p = panjang tiang yang tertanam (m)

K = 3,5-6,5 (kN/m^2) nilai rata – rata konstanta

N = Nilai SPT

2.4.3 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

Menurut Pamungkas (2013: 50) Daya dukung ijin Tarik pada pondasi terhadap kekuatan tanah dapat dianalisis dengan menggunakan rumus persamaan (2.22).

Untuk data N-SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum l f_i) \times 0,70}{F K_2} + W_p \dots\dots\dots(2.22)$$

Dimana :

P_{ta} = daya dukung ijin Tarik tiang (ton)

- Ast = keliling penampang tiang
- li = panjang segmen tiang yang ditinjau
- fi = gaya geser pada selimut segmen tiang
- FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5
- Wp = berat pondasi (ton)

2.4.4 Perencanaan Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang digunakan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi baban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang Pamungkas, (2013: 54).

$$N_p = \frac{p}{p_{all}} \dots\dots\dots (2.23)$$

Keterangan:

- Np = jumlah tiang
- P = gaya aksial yang terjadi
- Pall = daya dukung ijin tiang

2.4.5 Efisiensi Kelompok Tiang

Besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan Panjang tiangnya. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut efisiensi tiang (E_g) Hardiyatmo (2008: 143).

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converselbbarre dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah:

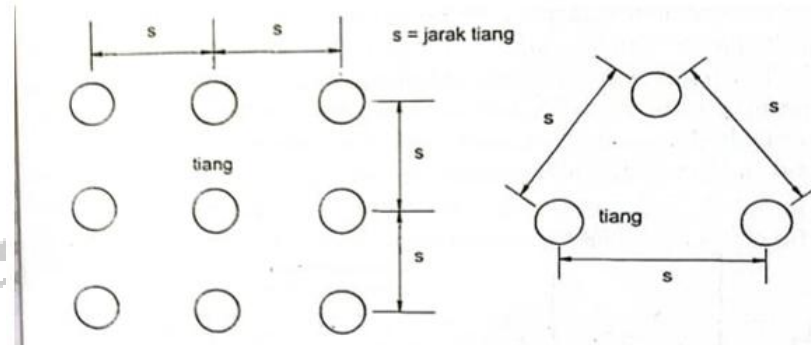
$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90 mn} \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan:

- E_g = efisiensi kelompok tiang
- m = jumlah baris tiang dalam satu kolom

- n' = jumlah tiang dalam satu baris
- θ = arc tg d/s , dalam derajat
- s = jarak pusat ke pusat tiang (m)
- d = diameter tiang (m)

Pada **Gambar 2.5** dicontohkan pada kelompok tiang dengan jumlah tiang 9 dan jumlah tiang 3.



Gambar 2.5 Definisi jarak s dalam hitungan efisiensi tiang
 sumber: Hardiyatmo (2008: 144)

Kapasitas dukung ultimit tiang kelompok dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang. Hardiyatmo (2015: 219)

$$Q_g = n \times Q_a \times E_g \dots\dots\dots (2.25)$$

Keterangan :

- Q_g = beban maksimum kelompok tiang (kN)
- n = jumlah tiang dalam kelompok
- Q_a = kapasitas dukung tiang ijin (kN)
- E_g = efisiensi kelompok tiang

2.4.6 Jarak Antar Tiang dalam Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2008: 192) Semakin Panjang tiang, semakin besar resiko kerusakan saat pemancangan (tiang pancang) atau pengeboran (tiang bor), Fellenius (2006) menyarankan jarak minimum tiang yang merupakan fungsi dari panjang tiang:

$$S = 2,5d + 0,02L \dots\dots\dots (2.26)$$

Keterangan:

- s = jarak minimum sumbu tiang (m)

d = diameter atau lebar tiang (m)

L = kedalaman penetrasi tiang (m)

Yang lazim dipergunakan adalah ketentuan jarak antara masing – masing tiang diukur dari masing – masing sumbu tiang 2,5 atau 3 kali diameter tiang (Sardjono 1991).

$$S \geq 2,5D \dots\dots\dots (2.27)$$

$$S \geq 3D \dots\dots\dots (2.28)$$

2.4.7 Beban Maksimum Kelompok Tiang

Pada *pile cap* dan kelompok tiang pondasi mempunyai distribusi beban dan momen aksial. Beban aksial dan momen yang bekerja harus dirancang untuk menahan tekukan dan deformasi sehingga *pile cap* diasumsikan kaku sempurna berdasarkan rumus elastisitas. Nilai beban maksimum dan nilai beban minimum yang bekerja pada kelompok tiang pondasi dihitung menggunakan rumus Persamaan (2.17) Pamungkas (2013: 57).

$$\rho \begin{matrix} \text{max} \\ \text{min} \end{matrix} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{MyX_{x\text{max}}}{nyx\sum x^2} \pm \frac{MxY_{y\text{max}}}{ny\sum y^2} \dots\dots\dots (2.29)$$

Dimana :

Pmax = beban maksimum tiang

Pu = gaya aksial berfaktor yang terjadi

My = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu y

Mx = momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu x

y max = jarak terjauh tiang pada arah y

x max = jarak terjauh tiang pada arah x

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat y

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat x

ny = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_x = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x

Terjadinya gaya tekan atau gaya tarik pada *pile cap* dipengaruhi oleh nilai P maksimum yang ditentukan. *Pile cap* akan menerima gaya tekan apabila nilai P maksimum yang didapat bernilai positif, sebaliknya *pile cap* akan menerima gaya tarik apabila P maksimum yang didapat bernilai negative. Kapasitas beban setiap tiang baik tekan maupun tarik dipengaruhi oleh nilai P maksimum yang diperoleh.

2.5 Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* dilakukan anggapan sebagai berikut Pamungkas (2013: 87).

1. *Pile cap* sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

2.5.1 Dimensi *Pile Cap*

Jarak tiang mempengaruhi ukuran – ukuran *pile cap*. Jarak tiang pada kelompok biasanya diambil $2,5D - 3D$, dimana D adalah diameter tiang. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *pile cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak Pamungkas (2013: 87).

Ketebalan telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang. Tebal selimut beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm

Kuat geser telapak pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balik satu arah dimana masing – masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi.

2. Aksi dua arah dimana masing – masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga parameter penampang adalah minimum.

2.5.2 Perhitungan Tulangan Pile Cap

Menurut Pamungkas (2013: 95), dari SNI 03-2847–2002 pasal 17.4.2 momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di :

1. Muka kolom, pedestal atau dinding untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau kolom beton.
2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi diinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja .

Perhitungan tulangan menggunakan rumus sebagai berikut :

- Berat *Pile Cap* (q_u)

$$Q_u = A \times \text{berat jenis beton} \dots\dots\dots (2.30)$$

- Momen yang bekerja pada *pile cap* (M_u)

$$M_u = (n y \cdot P_{maks} \cdot X_{max}) - \left(\frac{1}{2} q_u \cdot x^2\right) \dots\dots\dots (2.31)$$

$$M_u \text{ tiap 1 meter} = \frac{M_u}{B} \dots\dots\dots (2.32)$$

- Rasio tulangan tarik

$$R_n = \frac{M_u}{b w x d^2} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$\rho = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (2.35)$$

$$pb = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \dots\dots\dots (2.36)$$

$$p_{max} = 0,75.p_b \dots\dots\dots (2.37)$$

$$p_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$A_{sperlu} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.39)$$

- Mengetahui kontrol kapasitas momen serta dpakai

$$Pemeriksaan dpakai = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \theta \text{ tulangan} \dots\dots\dots (2.40)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_w} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.42)$$

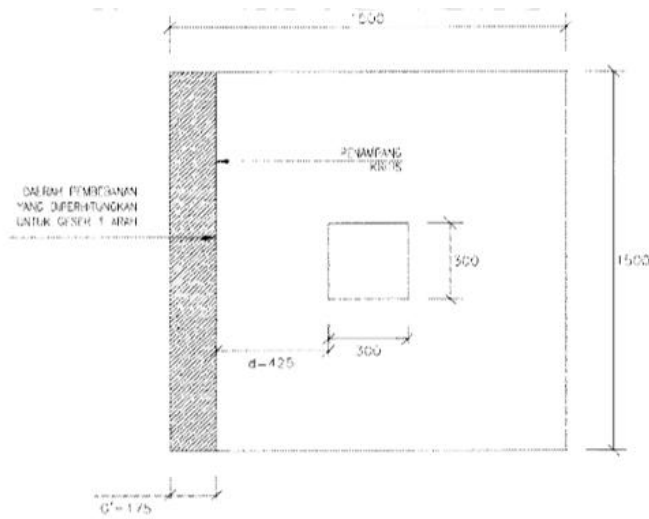
2.5.3 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut Pamungkas (2013: 103), dari SNI-03-2847-2002 pasal 13.1 perhitungan gaya geser yang bekerja satu arah pada penampang kritis menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_u = \sigma_v \cdot L \cdot G' \dots\dots\dots (2.43)$$

$$\theta V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \times 10^{-3} \dots\dots\dots (2.44)$$

Contoh hasil dari perhitungan geser satu arah dapat dilihat pada **Gambar 2.6** dibawah ini.



Gambar 2. 6 Analisa Gaya Geser Satu Arah Pamungkas, (2013: 89)

Dimana :

V_u = Gaya geser satu arah yang terjadi

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

p = Panjang Penampang

A = Luasan Penampang

L = Panjang Pondasi

G'

$$= L - \left(\frac{L}{2} + \frac{\text{Lebar Kolom}}{2} + d \right) \dots \dots \dots (2.45)$$

b = Panjang Pondasi

d = Tebal efektif *pile cap*

= h – selimut pondasi

h = Tebal Pondasi

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

F_c' = Kuat tekan beton yang di isyaratkan

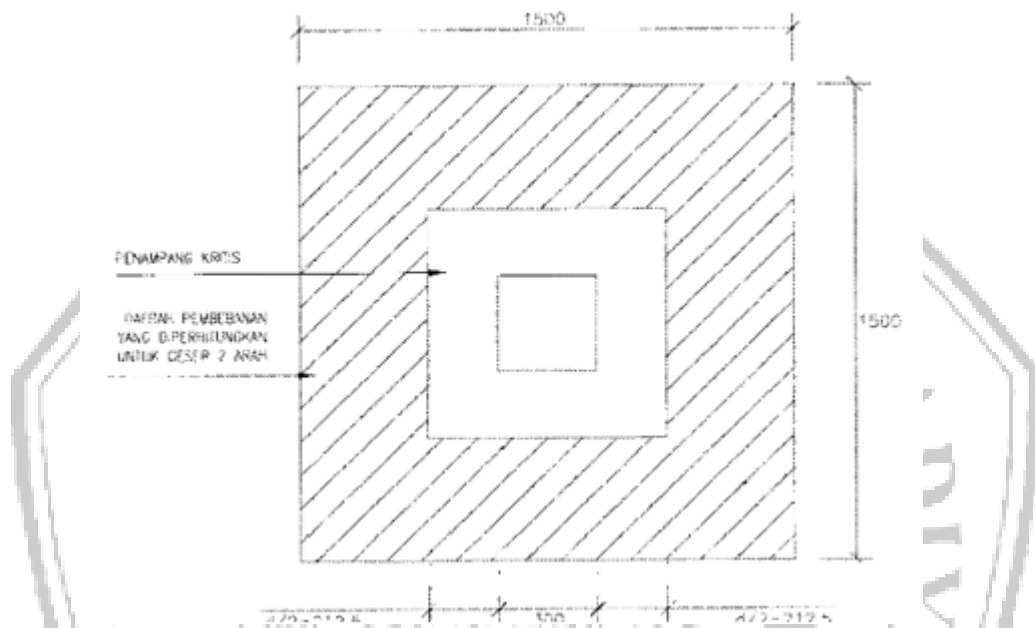
V_u = Gaya geser satu arah yang terjadi

2.5.4 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Dua Arah

Menurut Pamungkas (2013: 91), perhitungan gaya geser yang bekerja dua arah pada penampang kritis, menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_u = P_{maks} \times \text{Jumlah tiang bor} \dots\dots\dots(2.46)$$

Gambar 2.7 merupakan hasil Analisa dari perhitungan gaya geser 2 arah.



Gambar 2. 7 Analisa Gaya Geser Dua Arah Pamungkas (2013: 91)

Sedangkan menurut SNI 2847 (2019: 494) kontrol kuat geser beton dua arah ada dua rumus yaitu sebagai berikut :

$$\beta = \frac{a_k}{b_k} \dots\dots\dots(2.47)$$

$$b_0 = 2 \times (b_k + h_k) \dots\dots\dots(2.48)$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \frac{\sqrt{f_{c'}} \times b_0 \times d}{6} \dots\dots\dots(2.49)$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_0} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_{c'}} \times b_0 \times d}{6} \dots\dots\dots(2.50)$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_0 \times d \dots\dots\dots(2.51)$$

Dimana :

as = 40 untuk kolom tengah

= 30 untuk kolom di tepi

= 20 untuk kolom di sudut

Vu = Gaya geser dua arah yang terjadi

bk = Panjang Kolom

ak = Lebar Kolom

d = Tinggi efektif pondasi

h = Tebal Pondasi

bo = Keliling penampang kritis pondasi

as = Konstanta untuk perhitungan pondasi

untuk kontrol kuat geser dipakai angka paling kecil Vc dengan rumus :

$$\phi V_c = \phi V_c \dots \dots \dots (2.52)$$

Dengan syarat :

$$\phi V_c > V_u$$

2.6 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2011: 276) penurunan (*settlement*) fondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu: penurunan segera (*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi. Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan berikut. Hardiyatmo (2011: 276).

$$S = S_i + S_c \dots \dots \dots (2.53)$$

Keterangan:

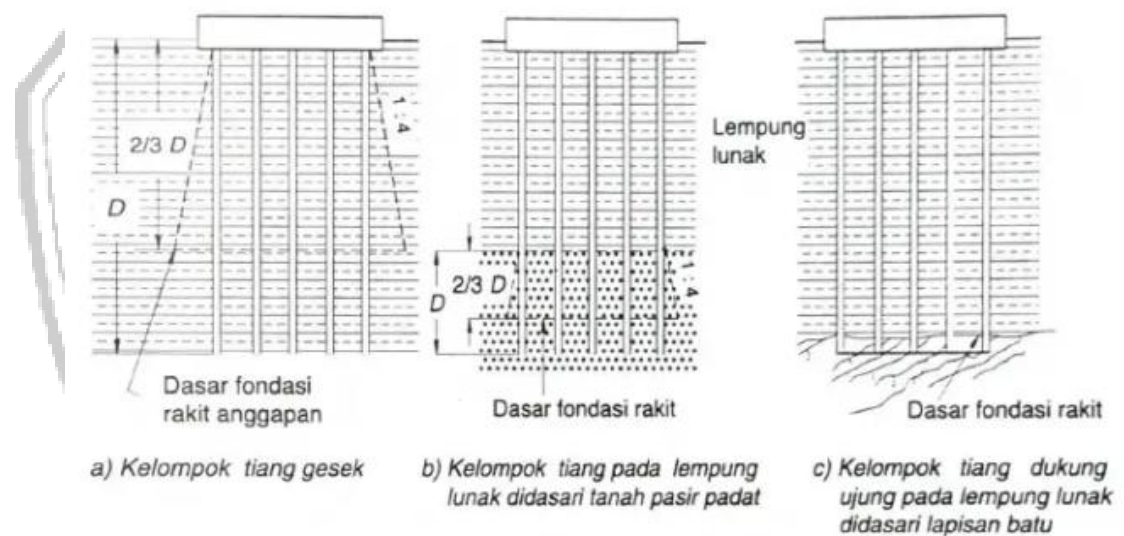
S = penurunan total

S_i = penurunan segera

S_c = penurunan konsolidasi

2.6.1 Distribusi Tegangan

Menurut Hardiyatmo (2010: 268) Untuk tiang gesek, di mana beban bangunan didukung sepenuhnya oleh perlawanan gesekan antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya, cara yang digunakan biasanya menganggap bahwa kelompok tiang gesek berkelakuan seperti fondasi rakit yang luasnya sama dengan luas kelompok tiang ditambah lebar yang diberikan oleh kemiringan penyebaran beban 1V:4H (beberapa peneliti menganggap luas dasar fondasi rakit tersebut sama dengan luas kelompok tiang). Kedalaman dasar fondasi rakit anggapan ini, sama dengan $(2/3)D$. Untuk kelompok tiang di dalam tanah lempung lunak yang berada diatas pasir padat, dasar fondasi rakit anggapan terletak pada $(2/3)D$ (Tomlinson, 1963)($D =$ Panjang tiang yang berada dalam tanah pasir) (**Gambar 2.8**).



Gambar 2. 8 Transfer beban dari kelompok tiang ke tanah distribusi beban tiang anggapan dalam menghitung penurunan (Tomlinson, 1963).

2.6.2 Penurunan Segera (Immediate Settlement)

Penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan disebut penurunan segera. Menurut Janbu Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut Pamungkas (2013: 80).

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{B_u} \dots\dots\dots (2.55)$$

Keterangan:

S_i = penurunan segera

Q = tekanan yang terjadi ($\frac{Pu}{A}$)

B = lebar kelompok tiang

E_u = modulus diformasi pada kondisi undrained

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

Pengujian SPT memperoleh Nilai modulus elastis. Dan menghubungkan modulus elastis dengan nilai SPT yang diperoleh dari uji Tanah :

$$E = 10 \times (N + 15) [K/ft^2] \text{ (untuk pasir)} \dots \dots \dots (2.56)$$

$$E = 6 \times (N + 5) [K/ft^2] \text{ (untuk pasir berlempung)} \dots \dots \dots (2.57)$$

2.6.3 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Konsolidasi merupakan suatu proses pengecilan isi tanah jenuh secara perlahan-lahan dengan permeabilitas rendah akibat keluarnya air pori. Proses tersebut berlangsung terus sampai kelebihan tekanan air pori yang disebabkan oleh kenaikan tegangan total telah benar-benar hilang. Pada kondisi konsolidasi tanah yang terkonsolidasi normal. Penurunan konsolidasi dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad (2.58)$$

Dengan substitusi persamaan menjadi:

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{H}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (2.59)$$

Keterangan:

S_c = penurunan konsolidasi (m)

H = tebal lapisan tanah (m)

E_0 = angka pori pada tegangan P_0 (angka pori asli)

E = angka pori pada tegangan P

C_c = indeks pemampatan (*compression index*)

$$= 0.156 \cdot e_0 + 0.0107 \text{ (Habibbeygi 2017)}$$

P_o = tegangan efektif pada lapisan tanah (t/m^2)

$$= \gamma_1 \times h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h_2 + \dots$$

Δp = perubahan tegangan pada lapisan tanah (t/m^2)

$$= \frac{A_0}{A_1} \times q$$

2.6.4 Penurunan Ijin

Berdasarkan SNI 8460 (2017: 178), tentang geoteknik, besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing – masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Besar benurunan pada bangunan tinggi diharusnya memenuhi persamaan sabagai berikut :

$$St < 15 + \frac{b}{600} \dots\dots\dots (2.60)$$

Keterangan :

St = Penurunan Ijin (cm)

b = Lebar Pondasi (cm)

2.6.5 Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Menurut Hardiyatmo (2011: 310) estimasi kecepatan penurunan konsolidasi biasanya dibutuhkan untuk mengetahui besarnya kecepatan penurunan pondasi selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini perlu diperhatikan terutama bila penurunan bangunan diperkirakan besar. Bila penurunan bangunan sangat kecil, kecepatan penurunan tidak begitu perlu diperhitungkan, karena penurunan sejalan dengan waktunya tidak menghasilkan perbedaan yang berarti. Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu (t) digunakan persamaan:

$$t = \frac{T_v H t^2}{C_v} \dots\dots\dots (2.61)$$

Keterangan:

T_v = faktor waktu

H_t = panjang lintasan drainase ($H_t = H/2$, untuk drainase dobel dan $H_t = H$, untuk drainase tunggal) (m)

H = tebal lapisan lempung yang mampat (m)

C_v = koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu (m²/det)

