BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

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.

Pondasi adalah struktur bagian paling bawah dari suatu konstruksi (gedung, jembatan, jalan raya, terowongan, dinding penahan, menara, tanggul, dll.) yang berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal di atasnya (kolom) maupun beban horizontal ke tanah (Pamungkas, 2013).

Menurut (Haryatmo, 2015 : 76) 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. Taing 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) :

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 adatah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

2.1 Pondasi Tiang Pancang

Menurut Sardjono (1988:8) bahan yang digunakan tiang pancang dibagi menjadi 4, 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.

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.

b. *Cast In Place*

Type ini dicor setempat dengan jalan dibuatkan lubang terlebih dahulu dalam tanah dengan cara mengebor tanah seperti pada pengeboran tanah pada waktu penyelidikan tanah.

3. Tiang pancang baja

Kebanyakan penampang tiang pancang baja ini berbentuk profil H. karena terbuat dari baja maka kekuatan dari tiang ini sendiri adalah sangat besar sehingga dalam transport dan pemancangan tidak menimbulkan bahaya patah seperti halnya pada tiang pancang beton precast. Jadi pemakaian tiang pancang baja ini akan sangat berfaedah apabila kita memerlukan tiang pancang yang panjang dengan tahanan ujung yang besar. Kelemahan tiang pancang baja ini terhadap karat (korosi).

4. Tiang pancang komposit

Yang dimaksud dengan *composite pile* ini ialah tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan satu tiang. *Composite pile* ini dapat berupa atau terdiri dari beton dan kayu maupun beton dan baja.

2.2 Tanah

Menurut Braja M. Das (1991:1) tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut. Dalam pekerjaan pondasi tanah

berfungsi sebagai pendukung pondasi dari beban bangunan, selain itu tanah juga berfungsi sebagai bahan bangunan dan pekerjaan konstruksi lainnya. Tanah umumnya dapat disebut sebagai kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*slit)*, atau lempung (*clay)*, tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut.

Menurut Hardiyatmo (2014:2-3) dalam ASTM D2487, pembagian klasifikasi butiran tanah adalah sebagai berikut:

1. *Cobble* adalah partikel-partikel yang lolos saringan 12 in (300 mm) dan tertahan dalam saringan 3 in (75 mm) (untuk saringan dengan lubang bujur sangkar standar Amerika).
2. *Boulder* merupakan partikel-partikel yang lolos saringan 12 in (300 mm) (untuk saringan dengan lubang bujursangkar).
3. Kerikil ialah partikel-partikel yang lolos saringan 3 in (75 mm) dan tertahan dalam saringan no 4 (4.75 mm).
4. Pasir merupakan partikel-partikel yang lolos saringan no 4 (4.75 mm) dan tertahan dalam saringan no 200 (0.075 mm).
5. Lanau adalah tanah yang butirannya lolos saringan no 200 (0,075 mm). untuk klasifikasi, lanau adalah tanah berbutir halus, atau fraksi halus dari tanah dengan indeks plastisitas kurang dari 4.
6. Lempung adalah tanah berbutir halus yang lolos saringan no 200 (0.075 mm). lempung memiliki sifat plastis dalam kisaran kadar air tertentu, dan kekuatannya tinggi bila tanahnya pada kondisi kering udara.

2.3 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan hal yang sangat sepenting sebelum melakukan perencanaan pekerjaan sipil, seperti: perencanaan pondasi bangunan gedung, dinding penahan tanah, jalan, jembatan, dermaga, bendung, bendungan, dan sebagainya. Pada perencanaan bangunan gedung penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah tersebut, sehingga perencana dapat menentukan jenis pondasi yang tepat untuk konstruksi bangunan Gedung tersebut. Selain itu juga penyelidikan tanah dilakukan untuk memperoleh data karakteristik tanah seperti : muka air tanah, jenis – jenis tanah, sifat fisis tanah, sifat mekanis

tanah dan juga untuk mengatahui perlakuan tanah terhadap jenis pondasi yang akan diterapkan.

Menurut Hardiyatmo (2014:47) penyelidikan tanah untuk perancangan pondasi terdiri dari beberapa tahap, yaitu:

1. Pengeboran atau penggalian lubang uji.
2. Penganbilan contoh tanah (sampling).
3. Pengujian contoh tanah di laboratorium atau dilapangan.
4. Analisis hasil-hasil uji tanah untuk perencanaan kapasitas dukung.

2.3.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan (*Standart Penetration Test)*

Menurut Hardiyatmo (2014:63) uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler. Pada pengujian ini, sifat-sifat tanah pasir ditentukan pada pengukuran kerapatan ralatif secara langsung di lapangan. Pengujian untuk mengetahui nilai kerapatan relatif yang sering digunakan adalah uji penetrasi standar atau disebut uji SPT (*standar penetration test*). Prosedur uji SPT tercantum dalam ASTM D1586.

Tabel 2.1 merupakan hubungan nilai *N* dengan kerapatan relatif (Dr) yang diusulkan oleh Terzaghi dan Pack (1984), untuk tanah pasir. Dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2. 1 Hubungan *N* dengan kerapatan relatif (Dr) tanah pasir

(Terzaghi dan peck, 1984)

Nilai *N*	Kerapatan Relatif (Dr)
< 4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
> 50	Sangat padat

Sumber: Hardiyatmo, 2014:65

Penggunaan hubungan nilai *N* dan kuat geser tanah lempung jenuh, dapat dilihat pada **Tabel 2.2** di bawah ini.

Tabel 2. 2 Hubungan nilai *N* , konsistensi dan kuat tekan bebas (qu) untuk tanag lempung jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai *N*	Konsistensi	Kuat Tekan bebas (qu) (KN/m²)
< 2	Sangat lunak	< 25
2 – 4	Lunak	25 – 50
4 – 8	Sedang	50 – 100
8 – 15	Kaku	100 – 200
15 – 30	Sangat kaku	200 – 400
>30	keras	>400

Sumber: Hardiyatmo, 2014:66

2.4 Pembebanan Struktur

Pembebanan merupakan faktor penting dalam perencanaan struktur bangunan. Untuk itu, dalam perencanaan struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Beban yang bekerja pada suatu bangunan merupakan faktor yang menghasilkan resultan dalam bentuk tegangan dan regangan di dalam sebuah struktur. Gaya beban dapat berupa aksi terpusat, momen, terbagi merata, tidak merata, simetri, anti-simetri, dan sebagainya.

2.4.1 Beban Mati (DL)

Beban mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding, lantai, atap plafon, tangga, *finishing,* mesin – mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut (Pamungkas, 2013).

Untuk menghitung berat bangunan maka dibutuhkan berat sendiri bahan bangunan, dari **Tabel 2.3** dan **Tabel 2.4** merupakan spesifikasi berat sendiri komponen gedung.

Tabel 2. 3 Berat sendiri komponen gedung

Adukan, per cm tebal:	
- Dari semen	21 kg/m2
- Dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m2
Aspal, termasuk bahan – bahan mineral penambah, per cm tebal	14 kg/m2
Dinding pasangan bata merah:	
- satu batu	450 kg/m2
- setengah batu	250 kg/m2
Dinding pasangan batako:	
Berlubang:	
- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200 kg/m2
- tebal dinding 10 cm (HB 10)	120 kg/m2
Tanpa lubang - tebal dinding 15 cm	300 kg/m2
- tebal dinding 10 cm	200 kg/m2
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/m2
- kaca, dengan tebal 3 – 4 mm	10 kg/m2
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m2	40 kg/m2
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7 kg/m2
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso, per m2 bidang atap	50 kg/m2
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m2 bidang atap	40 kg/m2
Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gordeng	10 kg/m2
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m2
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11 kg/m2

Sumber: SNI 1727-1989:3-4

Tabel 2. 4 Berat Sendiri Bahan Bangunan

Baja	7.850 kg/m3
Batu alam	2.600 kg/m3
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500 kg/m3
Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m3
Batu pecah	1.450 kg/m3
Besi tuang	7.250 kg/m3
Beton (1)	2.200 kg/m3
Beton bertulang (2)	2.400 kg/m3
Kayu (Kelas 1) (3)	1.000 kg/m3
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1.650 kg/m3
Pasangan bata merah	1.700 kg/m3
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2.200 kg/m3
Pasangan batu cetak	2.200 kg/m3
Pasangan batu karang	1.450 kg/m3
Pasir (kering udara sampai lembab)	1.600 kg/m3
Pasir (jenuh air)	1.800 kg/m3
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1.850 kg/m3
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1.700 kg/m3
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000 kg/m3
Timah hitam (timbel)	11.400 kg/m3

Sumber : SNI 1727-1989:3

2.4.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu bangunan, dan didalamnnya 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).

Pada **Tabel 2.5** adalah spesifikasi beban hidup yang terjadi pada lantai gedung berdasarkan SNI.

Tabel 2. 5 Beban Hidup Pada Lantai Gedung

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

Tabel 2.5 Lanjutan

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	400 kg/m 800 kg/m
l.	Lantai gedung parkir bertingkat: - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	400 kg/m
m.	Balkon-balkon uang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300 kg/m

Sumber: 1727-1989:6

2.4.3 Beban Gempa

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

Perhitungan gaya gempa berdasarkan SNI 1726-2019 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 2.6** pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa *Ie* 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. 6 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - 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: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, 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: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 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	III

Tabel 2.6 Lanjutan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - 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 - 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 Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber: 1726-2019:24-25

Tabel 2. 7 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber: SNI 1726-2019:25

2. Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726-2019 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 2.8** dibawah ini.

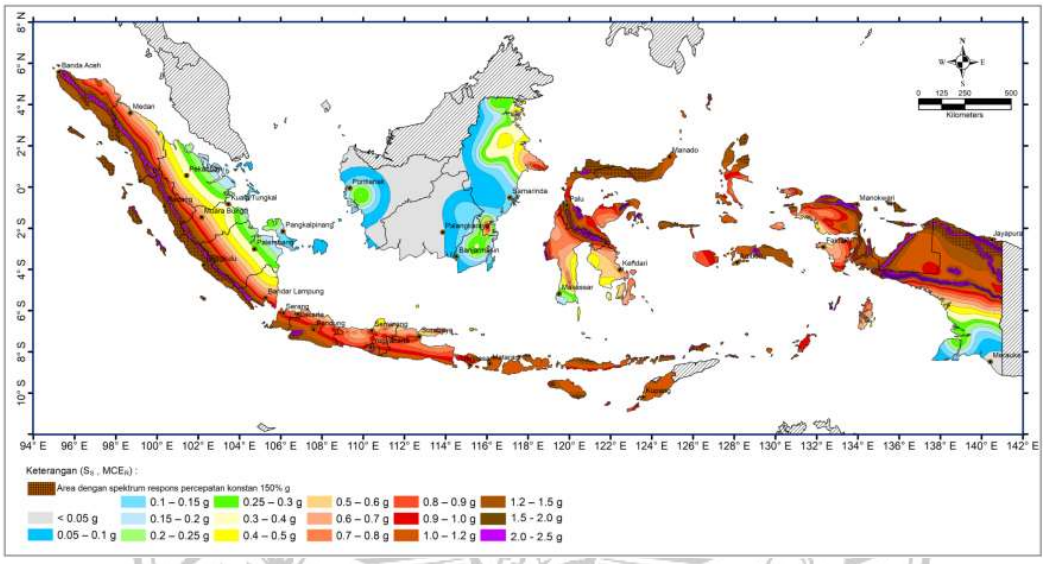
Tabel 2. 8 Klasifikasi Situs

Kelas situs	Vs (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
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analis respons spesifik-situs)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, PI > 20 2. Kadar air, w ≥ 40 % 3. Kuat geser niralisir *Su* < 25 kPa Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tesementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan H>3m) 3. Lempung beplastisitas tinggi (ketebalan *H > 7.5 m* dengan indeks plastisitas PI > 75) 4. Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan H > 35m dengan Su <50 kPa		

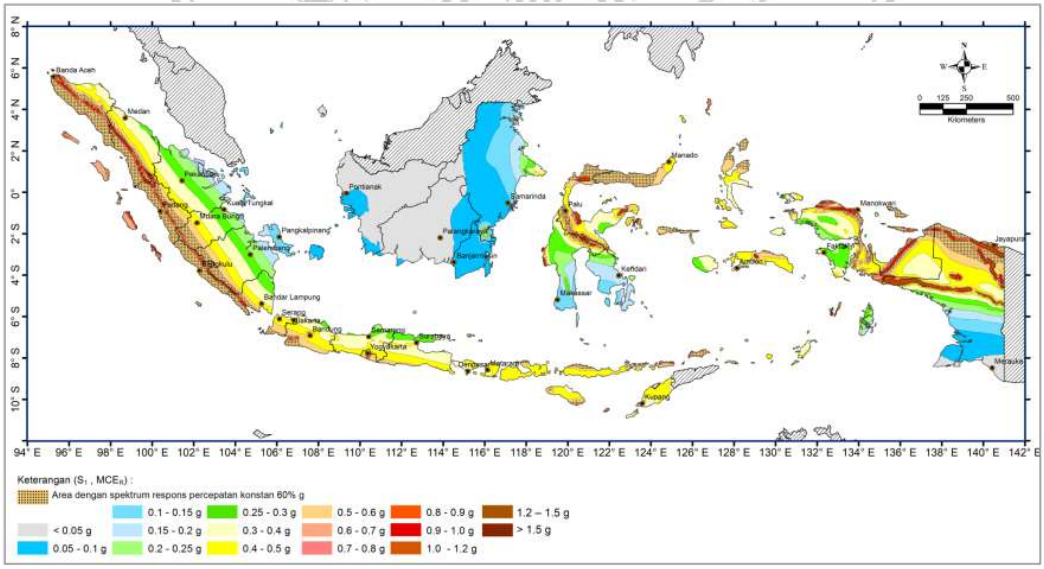
Sumber: SNI 03-1726 (2019:29)

3. Parameter percepatan terpetakan

Menurut SNI 1726 (2019:33) parameter Ss (percepatan batuan dasar pada periode pendek) pada **Gambar 2.1** dan S1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) **Gambar 2.2** harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik pada dan 1 detik. Untuk mendapatkan nilai Ss dan S1 dapat dilakukan dengan melalui situs desain spektra Indonesia yang dapat diakses pada alamat: puskim.pu.go.id.



Gambar 2. 1 Parameter gerak tanah Ss, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (rendaman kritis 5%) (SNI 1726, 2019:233)



Gambar 2. 2 Parameter gerak tanah S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (rendaman kritis 5%) (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 *(Fa)* pada **Tabel 2.9** dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (*Fv*) pada **Tabel 2.10**. Perhitungan harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

SMS = Fa x Ss ..... (2.1)

SM1 = Fv x S1 ..... (2.2)

Keterangan:

Fa = getar periode pendek, lihat Tabel 2.9

Fv = getar periode 1 detik, lihat Tabel 2.10

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

S1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik

Tabel 2. 9 Koefisien situs, Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	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. 10 Koefisien situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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	1,5	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 1726-2019:34-35

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:

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

   $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$ .....(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

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

      $S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T0}\right)$ ..... (2.5)

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

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

      $Sa = \frac{SD1}{T}$ ..... (2.6)

      Keterangan :

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

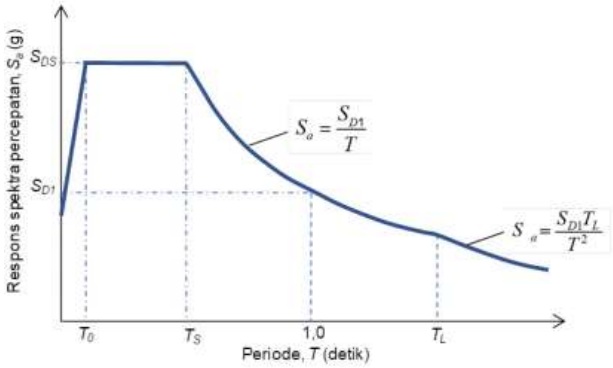
      S_{D1} = parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik

      T = periode getar fundamental struktur

      $T0 = 0.2 \frac{SD1}{SDS}$

      $Ts = \frac{SD}{SDS}$

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



Gambar 2. 3 Spektrum Respons Desain

7. Periode Fundamental Pendekatan

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

Ta = Ct x hn^n ..... (2.7)

Keterangan :

hn merupakan ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien Ct, dan x ditentukan dari **Tabel 2.11** dan **Tabel 2.12**

Tabel 2. 11 Koefisien untuk batas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
≥ 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. 12 Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x

Tipe struktur	Ct	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 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 (Ta) 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 :

Ta = 0.1N..... (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 = Cs.W..... (2.9)

Keterangan:

Cs = koefisien respon seismic yang ditentukan

W = berat seismic efektif

9. Perhitungan koefisien respons seismic

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

$Cs=\frac{SDS}{(\frac{R}{Ie})}$ .....(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 (Fx) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

Fx = Cvx . V.....(2.11)

Dan

$$Cvx = \frac{Wx \,.\, h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} Wi.hi^k} \quad \text{.....(2.12)}$$

Keterangan:

Cvx = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total geser di dasar struktur

Wi dan Wx = bagian berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat *i* atau *x*

Hi dan hx = 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

2.5 Beban Kombinasi Terfaktor

Suatu perencanaan struktur bangunan gedung dan non-gedung menggunakan kombinasi pembebanan yang dapat dilihat pada **Tabel 2.13** berdasarkan metode ultimate dan metode tegangan ijin sesuai dengan acuan SNI 03-1762-2019.

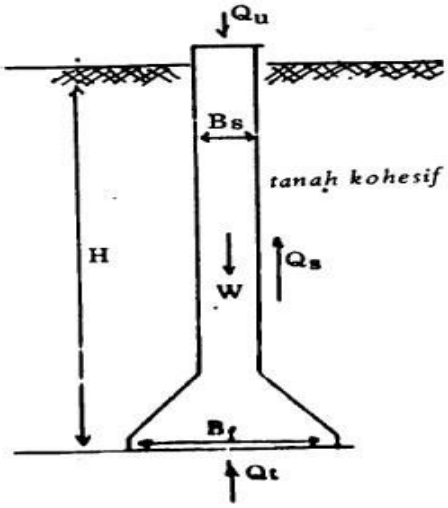
Tabel 2. 13 Kombinasi Beban untuk Metode Ultimate dan Metode Tegangan Ijin

Beban	Metode ultimate	Metode tegangan ijin
Beban mati	1.4 D	D
Beban hidup	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr atau R)	D + L D + (Lr atau R) D + 0.75 L + 0.75 (Lr atau R)
Beban angin	1.2 D + 1.6 (Lr atau R)+ (L atau 0.5 W) 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr atau R)	0.6 D + 0.6 W 0.6 D + 0.7 E
Beban gempa	1.2 D + 1.0 E + L 0.9 D + 1.0 E	D + (0.6 W atau 0.7 E) D + 0.75 (0.6 W atau 0.7 E) D + 0.75 (0.6 W atau 0.7)

Sumber:SNI 1726-2019:27-28

2.6 Daya Dukung Ijin 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)

2.6.1 Daya Dukung Ijin Tekan Tiang

Analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang pancang berdasarkan pada kekuatan tanah di lokasi konstruksi dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan (2.13).

Daya dukung pada ujung tiang :

Q = qd x A ..... (2. 13)

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

$$Qult = \frac{qd\ x\ Ap}{FK1} + \frac{\sum li\ x\ Ast}{FK2} \quad (2.14)$$

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 segen tiang yang ditinjau

fi = gaya geser pada selimut segmen tiang

FK1,FK2 = Faktor Keamanan, 3 dan 5

2.6.2 Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang

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 (2.16) dengan nilai Hu yang dapat dicari dengan rumus persamaan (2.15)

$$Hu = 9 \times Cu \times D \times \left(\boldsymbol{Lp} - \frac{\boldsymbol{3D}}{\boldsymbol{2}}\right) \quad (2.15)$$

$$M_{max} = Hu \times \left(\frac{\boldsymbol{Lp}}{\boldsymbol{2}} + \frac{\boldsymbol{3D}}{\boldsymbol{2}}\right) \quad (2.16)$$

- Pada tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang yang sedang, dapat dihitung dengan rumus persamaan (2.17)

$$My = \frac{9}{4} \times Cu \times Dg^2 - 9 \times Cu \times Df \times \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}\right) \quad (2.17)$$

Nilai Hu dihitung dengan rumus persamaan (2.18)

$$Lp = \frac{3D}{2} + f + g \quad (2.18)$$

- Pada tiang panjang

Dikategorikan sebagai tiang panjang apabila Mmax > My, dimana Hu dinyatakan dengan rumus persamaan (2.19)

$$Hu = \frac{2 \times My}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.19)$$

Dengan nilai f yang diperoleh dengan persamaan rumus (2.20)

$$F = \frac{Hu}{9 \times Cu \times D} \quad (2.20)$$

Menurut pendekatan Stroud (1974) untuk menentukan kolerasi dengan *undrained shear strength* (Cu) dapat dinyatakan dalam persamaan (2.21) berikut :

$$Cu = k \times N \quad (2.21)$$

Dimana :

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

D = diameter tiang (m)

Lp = panjang tiang yang tertanam (m)

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

N = Nilai SPT

2.6.3 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

Daya dukung ijin Tarik pada pondasi terhadap kekuatan tanah dapat dianalisis dengan menggunakan rumus persamaan (2.22) (pamungkas, 2013:51)

Untuk data N-SPT (Mayerhof)

$$Pta = \frac{(\sum lifi) x\ 0{,}70}{FK2} + Wp \quad (2.22)$$

Dimana :

Pta = daya dukung ijin Tarik tiang (ton)

Ast = keliling penampang tiang

li = panjang segen tiang yang ditinjau

fi = gaya geser pada selimut segmen tiang

FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

Wp = berat pondasi (ton)

2.6.4 Perencanaan Kelompok Tiang

Perhitungan jumkah 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).

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

Keterangan:

Np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

Pall = daya dukung ijin tiang

2.6.5 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, 2015 : 217).

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

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90\,mn} \quad \text{.....(2.24)}$$

Keterangan:

Eg = efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang dalam satu kolom

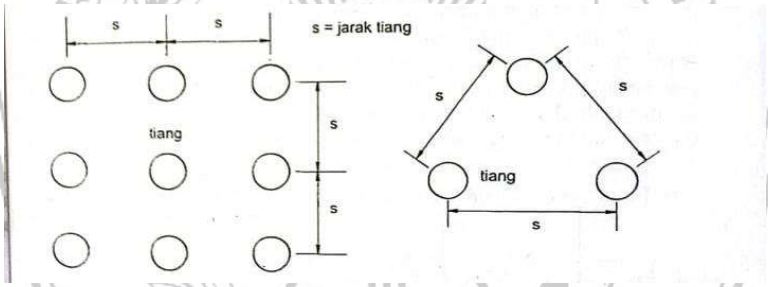
n' = jumlah tiang dalam satu baris

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:* Hary Christady Hardiyatmo, 2015)

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

Qg = n x Qa x Eg .....(2.25)

Keterangan :

Qg = beban maksimum kelompok tiang (kN)

n = jumlah tiang dalam kelompok

Qa = kapasitas dukung tiang ijin (kN)

Eg = efisiensi kelompok tiang

2.6.6 Jarak Antar Tiang dalam Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2015:282) 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:

$$S = 2{,}5d + 0{,}02L \quad (2.26)$$

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, 1991:13).

$$S \geq 2{,}5D \quad (2.27)$$

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

2.6.7 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 (2.29) (pamungkas, 2013:57)

$$\rho\frac{max}{min} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{MyXxmax}{nyx\sum x^2} \pm \frac{MxXymax}{ny\sum y^2} \quad (2.29)$$

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

nx = 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. (pamungkas, 2013:58)

2.7 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 (Teng, 1962).

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 (Hardiyatmo, 2015).

2.7.1 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).

Menurut SNI 2847 – 2019 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

Masih dengan menurut SNI 2847 – 2019 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.

2.7.2 Perhitungan Tulangan Pile Cap

Menurut (pamungkas, 2013:94), dari SNI 2847 – 2019 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* (qu)

$$Qu = A \times \text{berat jenis beton} \quad (2.30)$$

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

$$Mu = (ny.Pmaks.Xmax) - (\frac{1}{2} qu.x^2) \quad (2.31)$$

Mu tiap 1 meter = $\frac{Mu}{B}$ .....(2.32)

- Rasio tulangan tarik

Rn= $\frac{Mu}{bw\ x\ d^2}$ .....(2.33)

m = $\frac{fy}{0{,}85\ x\ fc}$ .....(2.34)

p= $\frac{1}{2}$ (1 - $\sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{fy}}$) .....(2.35)

pb = $\frac{0{,}85\ fc'}{fy}$ β1($\frac{600}{600+fy}$) .....(2.36)

pmax = 0,75.pb .....(2.37)

pmin = $\frac{1{,}4}{fy}$ .....(2.38)

Asperlu = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$) .....(2.39)

- Mengetahui kontrol kapasitas momen serta dpakai

Pemeriksaan dpakai = h – selimut beton - $\frac{1}{2}$ Θ tulangan.....(2.40)

a = $\frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ fc'\ x\ bw}$ .....(2.41)

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$) .....(2.42)

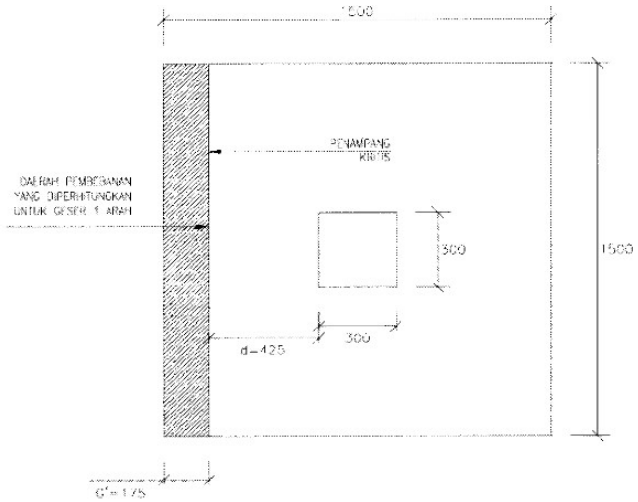
2.7.3 Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut (pamungkas, 2013:88), perhitungan gaya geser yang bekerja satu arah pada penampang kritis menggunakan rumus sebagai berikut :

Vu = σ. L. G' .....(2.43)

ΘVc= 0,75 x $\frac{1}{6}$ x √fc x bw x d x 10^{-3} .....(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 :

Vu = Gaya geser satu arah yang terjadi

σ = $\frac{P}{A}$

p = Panjang Penampang

A = Luasan Penampang

L = Panjang Pondasi

G' = Daerah pembebanan untuk perhitungan geser penulangan satu arah.

= L – ($\frac{L}{2}$ + $\frac{Lebar\ Kolom}{2}$ + d) .....(2.45)

b = Panjang Pondasi

d = Tebal efektif *pile cap*

= h – selimut pondasi

h = Tebal Pondasi

Vc = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Fc' = Kuat tekan beton yang di isyaratkan

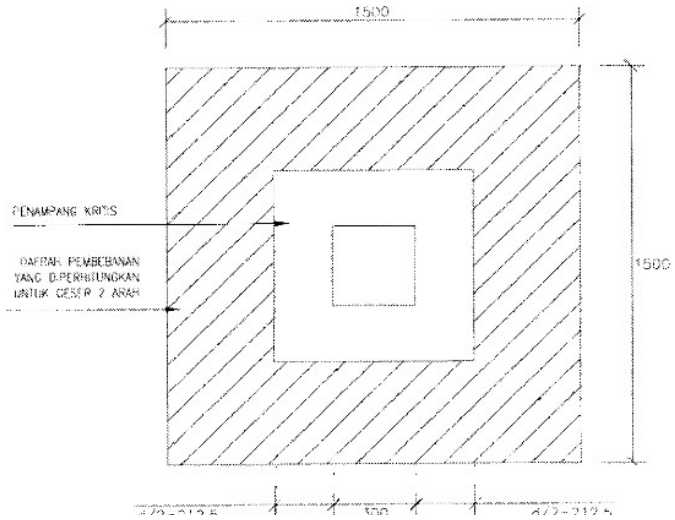
Vu = Gaya geser satu arah yang terjadi

2.7.4 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 :

Vu = Pmaks x Jumlah tiang bor .....(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 :

$\beta = \frac{\boldsymbol{ak}}{\boldsymbol{bk}}$ .....(2.47)

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

$Vc\ 1 = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \frac{\sqrt{fc'} \times b0 \times d}{6}$.....(2.49)

$Vc\ 2 = \left(\frac{\alpha s \times d}{b0} + 2\right) \times \frac{\sqrt{fc'} \times b0 \times d}{6}$ .....(2.50)

$Vc\ 3 = \frac{1}{3} \times \sqrt{fc'} \times b0 \times d$ .....(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 :

$\Theta Vc = \Theta Vc$ .....(2.52)

Dengan syarat :

$\Theta Vc > Vu$

2.8 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2014:276) 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, 2014:276).

$S = Si + Sc$.....(2.53)

Keterangan:

S = penurunan total

Si = penurunan segera

Sc = penurunan konsolidasi

2.8.1 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).

$$Si = \mu 1\ \mu 0\ \frac{qB}{Bu} \quad (2.54)$$

Keterangan:

Si = penurunan segera

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

B = lebar kelompok tiang

Eu = modulus diformasi pada kondisi undrained

μi = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

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

$$E = 10 \times (N + 15)[K/ft^2] \text{ (untuk pasir)} \quad (2.55)$$

$$E = 6 \times (N + 5)\ [K/ft^2] \text{ (untuk pasir berlempung)} \quad (2.56)$$

2.8.2 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:

$$Sc = \frac{e0-e}{1+e0} \cdot H \quad (2.57)$$

Dengan substitusi persamaan menjadi:

$$Sc = \frac{e0-e}{1+e0} . H = \frac{H}{1+e0} . Cc . log \frac{P0+\Delta P}{P0} \quad (2.57)$$

Keterangan:

Sc = penurunan konsolidasi (m)

H = tebal lapisan tanah (m)

E0 = angka pori pada tegangan Po (angka pori asli)

E = angka pori pada tegangan P

Cc = indeks pemampatan (*compression index*)

= 0.156 . e0 + 0.0107 (rendon-herrero-1980)

Po = tegangan efektif pada lapisan tanah (t/m²)

= γ1 x h1 + (γsat – γw) x h2 + ….

Δp = perubahan tegangan pada lapisan tanah (t/m²)

$= \frac{A0}{A1} xq$

2.8.3 Penurunan Ijin

Berdasarkan (Nasional, 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 intregitas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Besar benurunan pada bangunan tinggi diharusnya memenuhi persamaan sabagai berikut :

$$St < 15 + \frac{b}{600} \quad (2.58)$$

Keterangan :

St = Penurunan Ijin (cm)

b = Lebar Pondasi (cm)

2.8.4 Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Menurut Hardiyatmo (2014:310) 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:

$$t = \frac{TvHt^2}{Cv} \quad \text{.....(2.59)}$$

Keterangan:

Tv = faktor waktu

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

H = tebal lapisan lempung yang mampat (m)

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

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG