

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada bagian paling bawah dari setiap bangunan konstruksi yang bertumpuan dengan tanah harus di dukung dengan adanya pondasi. Adapun fungsi pondasi adalah meneruskan beban bangunan konstruksi dari atas ke lapisan tanah yang berada di bawah pondasi. Suatu perencanaan pondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah dilampaui, maka penurunan yang berlebihan atau keruntuhan dari tanah akan terjadi. (Braja, 1993:115)

Pondasi bangunan umumnya dibedakan sebagai pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemilihan pondasi dapat dilakukan berdasarkan keadaan tanah, diantaranya sebagai berikut:

1. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 m di bawah permukaan tanah maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi telapak.
2. Bila tanah keras terletak pada kedalaman sekitar 10 m di bawah permukaan tanah maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang *minipile*.
3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman sekitar 20 m atau lebih maka pondasi yang biasa digunakan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang pancang atau pondasi tiang bor.

Perencanaan pondasi ini didasari oleh beberapa aspek, diantaranya yaitu fungsi dari bangunan itu sendiri, jenis tanahnya, kedalaman tanah keras, maupun dari aspek biaya (finansial). Adapun berikut beberapa aspek yang harus dipertimbangkan dalam pemilihan jenis pondasi untuk sebuah perencanaan: (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000:75)

a. Keadaan tanah (Struktur Tanah)

Keadaan tanah dibawah pondasi sangat erat kaitannya dengan pemilihan jenis pondasi. Hal ini dikarenakan setiap jenis pondasi memiliki bentuk serta mekanisme penyaluran beban yang berbeda tergantung pada kondisi tanahnya.

Faktor tanah yang dijadikan pertimbangan antara lain jenis tanah, parameter tanah, daya dukung, kedalaman tanah keras dan lainnya.

b. Batasan akibat struktur di atasnya

Kondisi beban struktur atas dapat meliputi total besar beban akibat struktur atas, arah gaya beban baik beban vertikal maupun horizontal dan penyebaran beban serta sifat dinamis yang dimiliki oleh struktur tersebut.

c. Batasan keadaan lingkungan

Batasan lingkungan disini ialah keadaan lingkungan di sekitar perencanaan bangunan. Mengingat dalam mengerjakan suatu pembangunan perlu memperhatikan kondisi lingkungan sekitar, sehingga dengan adanya batasan ini tidak mengganggu keadaan sekitar dan tidak membahayakan aktivitas di sekitar lingkungan pembangunan

d. Waktu dan Biaya Pekerjaan

Faktor waktu dan biaya pekerjaan atau sering disebut sebagai manajemen proyek ini juga menjadi bahan pertimbangan yang penting, selain akan berpengaruh dalam finansial dari proyek, juga dapat menjaga dari segi efisien dan ekonomis dari pekerjaan.

2.2 Pondasi Tiang Pancang

Menurut Sardjono (1991:8-9) terdapat 4 bahan yang digunakan pada pondasi tiang pancang, yaitu:

1. Tiang Pancang Kayu

Penggunaan tiang pancang kayu merupakan cara tertua pada pondasi tiang pancang. Tiang kayu akan awet dan tidak mudah rusak apabila tiang tersebut selalu terendam seluruhnya dibawah permukaan air tanah.

Penggalian yang dilakukan setelah runtuhnya menara (menara lonceng) menunjukkan bahwa tiang pancang kayu yang sudah dipancang ratusan tahun masih dalam kondisi yang baik. Apabila dalam kondisi kering dan basah yang bergantian, maka tiang kayu akan lebih cepat rusak. Sementara itu, penggunaan obat untuk pengawetan kayu hanya akan menunda atau

memperlambat kerusakan kayu dan tetap tidak dapat melindungi untuk seterusnya.

2. Tiang pancang beton

Adapun berikut beberapa jenis tiang pancang beton, yaitu:

a. *Precast reinforced concrete pile*

Precast reinforced concrete pile merupakan tiang pancang dari beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan beton (*bekisting*), kemudian setelah cukup kuat (keras) akan diangkat dan dipancangkan seperti pada tiang kayu.

b. *Cast in place*

Tiang pancang beton jenis *cast in place* adalah tiang pancang beton yang dicor pada lubang yang dibuat terlebih dahulu di dalam tanah dengan cara pengeboran tanah seperti pada saat penyelidikan tanah.

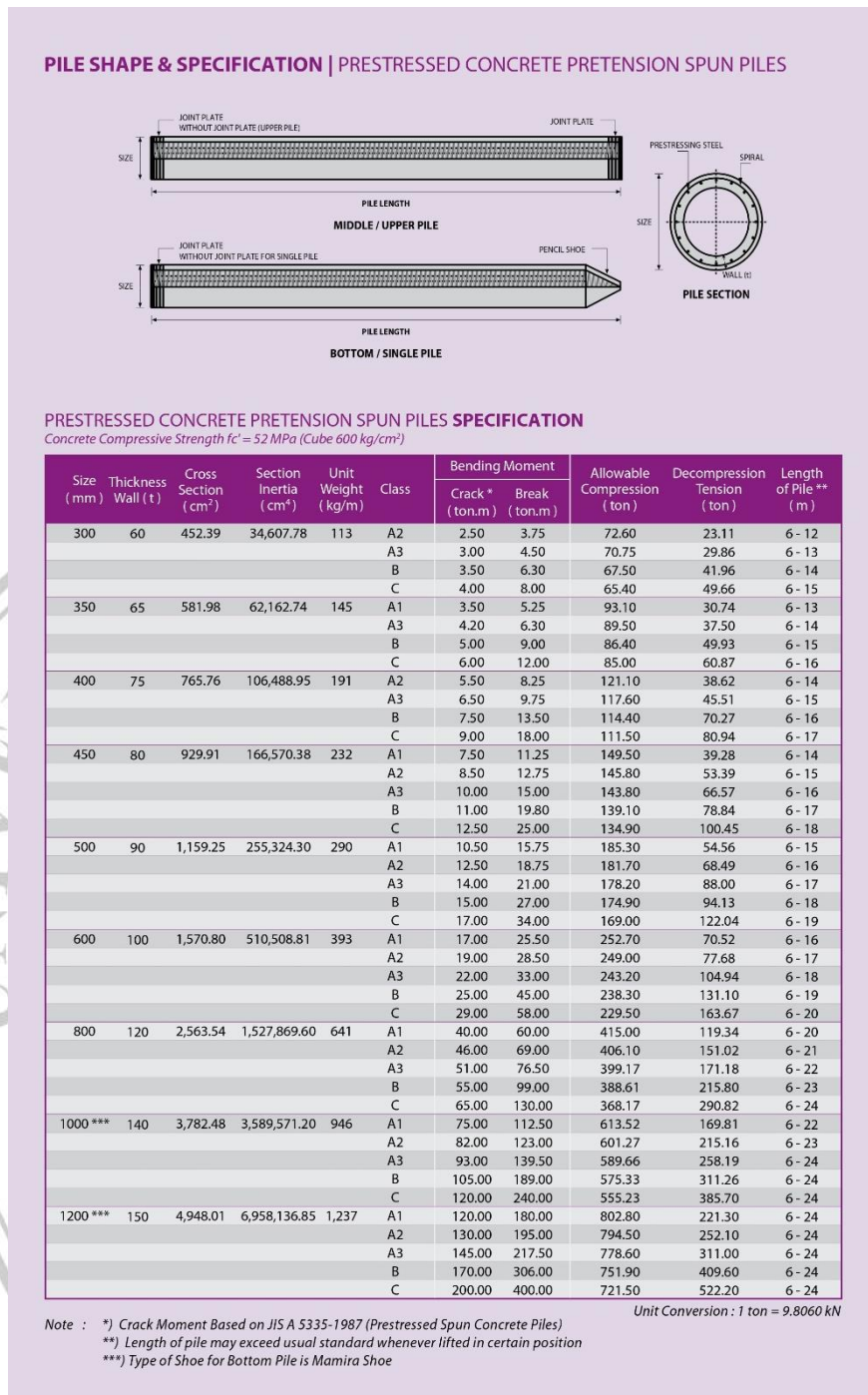
3. Tiang pancang baja

Pondasi tiang pancang baja ini kebanyakan penampangnya memiliki bentuk profil H. Pondasi ini memiliki kekuatan yang sangat besar karena terbuat dari baja, sehingga resiko patah dalam proses pengiriman dan pemancangan akan lebih kecil jika dibandingkan dengan tiang pancang beton *precast*. Jadi penggunaan tiang pancang ini akan sangat menguntungkan apabila terdapat kondisi dimana diperlukannya tiang pancang dengan tahanan ujung yang besar.

4. Tiang pancang *composite*

Tiang pancang *composite* adalah tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja sama sehingga merupakan satu tiang. Tiang pancang jenis ini dapat berupa atau terdiri dari pasangan beton dan kayu atau beton dan baja.

Pada perencanaan tugas akhir ini, pondasi yang digunakan yaitu pondasi tiang pancang jenis *spun pile* dari Wika Beton, dapat dilihat pada **Gambar 2.1**



Gambar 2.1 Spesifikasi tiang pancang spun pile (www.wika-beton.co.id)

2.3 Tanah

Menurut Braja (1988:1) tanah merupakan sebuah material yang terdiri atas butiran atau agregat mineral-mineral padat yang tidak tersementasi atau tidak terikat secara kimia antara 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 di antara partikel-partikel padat tersebut. Di dalam pekerjaan tanah berfungsi sebagai bahan bangunan dan juga sebagai pendukung pondasi dari beban bangunan.

Dalam dunia teknik sipil tanah dapat dibagi menjadi beberapa kelompok diantaranya kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), dan lempung (*clay*). Tanah asli umumnya terdiri dari beberapa campuran dari butiran-butiran yang memiliki ukuran yang berbeda-beda. Adapun campuran tersebut akan digunakan sebagai nama tambahan di belakang komponen utamanya seperti lempung berlanau dan lempung berpasir.

Menurut Hardiyatmo (2014:2-3) dalam ASTM D2847 terdapat klasifikasi butiran tanah yang dibagi menjadi 6, diantaranya:

1. *Cobble* merupakan partikel batuan 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 batuan yang tidak lolos saringan 12 in (300 mm) (untuk saringan dengan lubang bujur sangkar).
3. Kerikil merupakan partikel batuan yang lolos saringan 3 in (75 mm) dan tertahan dalam saringan no.4 (4,75 mm).
4. Pasir merupakan partikel batuan yang lolos saringan no.4 (4,75 mm) dan tertahan dalam saingan no.200 (0,075 mm)
5. Lanau merupakan partikel tanah yang butirannya lolos saringan no.200 (0,075 mm). Menurut klasifikasinya, lanau adalah tanah yang berbutir halus atau fraksi halus dari tanah dengan indeks plastisitas kurang dari 4.
6. Lempung merupakan partikel tanah yang berbutir halus dan lolos saringan no.200 (0,075 mm). Lempung bersifat plastis dalam kadar air tertentu dan memiliki kekuatan tinggi apabila tanahnya pada kondisi kering udara.

2.4 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan bagian yang sangat penting sebelum dilakukannya perencanaan pondasi bangunan-bangunan, seperti: bangunan gedung,

dinding penahan tanah, jalan, jembatan, dermaga, bendung, bendungan, dan sebagainya. Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan cara penyelidikan di lapangan dan penyelidikan pengujian di laboratorium. Adanya penyelidikan tanah maka akan dapat diperoleh beberapa informasi tentang karakteristik tanah tersebut, seperti: sifat-sifat fisis tanah, sifat-sifat mekanis tanah, muka air tanah, jenis-jenis tanah, dan spesifikasi kategori tanah.

Pada perencanaan bangunan gedung dilakukannya penyelidikan tanah bertujuan untuk mengetahui daya dukung tanah tersebut, sehingga perencana dapat menentukan jenis pondasi yang tepat untuk konstruksi bangunan gedung tersebut. Penyelidikan tanah juga dilakukan untuk mengetahui perlakuan tanah terhadap jenis pondasi yang akan diterapkan. Dengan adanya penyelidikan tanah maka akan bisa ditentukan jenis pondasi, kedalaman pondasi dan dimensi pondasi sehingga perencanaan akan lebih efisien namun tetap aman ketika digunakan.

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

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

2.4.1. Penyelidikan Tanah di Lapangan (*Standard Penetration Test*)

Menurut Hardiyatmo (2014:63) apabila sulit untuk memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler maka dilakukan uji penetrasi standar. Uji SPT (*Standard Penetration Test*) ini sering digunakan untuk mengetahui besar nilai kerapatan relatif. Adapun prosedur uji SPT tercantum pada ASTM D158.

Berikut merupakan hubungan antara nilai N dengan kerapatan relatif (D_r) yang diusulkan oleh Terzaghi dan Peck (1948) untuk tanah dan pasir. Dapat dilihat pada **Tabel 2.1**

Tabel 2.1 Hubungan N dengan kerapatan relatif (D_r) tanah pasir
(Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Kerapatan relatif (D_r)
< 4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
> 50	Sangat padat

Sumber: Hardiyatmo, 2014:65

Penggunaan hubungan antara nilai N dan kuat geser tanah lempung jenuh, dapat dilihat pada **Tabel 2.2**

Tabel 2.2 Hubungan nilai N , konsistensi dan kuat tekan-bebas (q_u) untuk tanah lempung jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u) (kN/m ²)
< 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

2.4.2. Pengujian di Laboratorium

Pada perencanaan pondasi bangunan gedung diperlukan data tanah yang digunakan sebagai informasi mengenai karakteristik tanah pada setiap kedalaman tertentu. Sifat-sifat fisik tanah dapat dipelajari melalui hasil pengujian di laboratorium yang didapatkan dari contoh tanah yang diambil dari pengeboran. Hasil-hasil pengujian tersebut akan digunakan untuk menghitung kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi.

Berikut merupakan beberapa pengujian laboratorium yang sering dilakukan untuk perencanaan pondasi menurut Hardiyatmo (2014:86), antara lain:

1. Pengujian dari pengamatan langsung

Pengujian ini diperoleh dari contoh tanah terganggu untuk mengetahui warna, bau dan konsistensi.

2. Kadar air

Pemeriksaan terhadap kadar air dilakukan pada contoh tanah tak terganggu.

3. Analisis butiran

Pengujian analisis butir tanah dilakukan untuk keperluan klasifikasi.

4. Batas plastis dan batas cair

Pengujian batas plastis dan batas cair dilakukan terhadap tanah kohesif untuk klasifikasi dan estimasi sifat-sifat teknisnya.

5. Uji triaksial

Uji triaksial hanya dilakukan pada tanah lempung, lanau dan batuan lunak.

6. Tekan bebas

Pengujian ini dilakukan untuk menentukan kuat geser tak terdrainase pada tanah lempung jenuh yang tidak memiliki butiran kasar, kemudian akan digunakan untuk menghitung kapasitas dukung.

7. Konsolidasi

Uji konsolidasi dilakukan untuk jenis tanah berbutir halus seperti lempung dan lanau. Hasil dari pengujian ini akan digunakan untuk menghitung penurunan konsolidasi dan kecepatan penurunan.

8. Permeabilitas

Pengujian ini dilakukan pada contoh tanah tak terganggu.

2.5 Pembebanan Struktur

Dalam perencanaan sebuah gedung, pembebanan pada struktur merupakan salah satu hal yang terpenting. Apabila terjadi kesalahan dalam perencanaan beban atau penerapan beban terhadap perhitungan akan mengakibatkan kesalahan yang fatal pada hasil desain bangunan tersebut. Berdasarkan arah kerja bebannya, pembebanan pada struktur bangunan dapat dikelompokkan menjadi dua yaitu beban vertikal dan horizontal. Beban vertikal yang bekerja pada struktur gedung meliputi beban mati (D) dan beban hidup (L), sedangkan beban horizontal meliputi beban angin dan beban gempa.

2.5.1. Beban Mati atau *Dead Load* (D)

Menurut SNI 1727 (2020:21) beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Beban mati dapat diperoleh dengan cara mengkalikan volume komponen dengan berat jenis masing-masing komponen tersebut.

2.5.2. Beban Hidup atau *Live Load* (L)

Menurut SNI 1727 (2020:25) beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruktif dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Besarnya beban hidup pada setiap lantai gedung ditentukan sesuai dengan fungsi bangunannya yang disajikan pada

Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum

Hunian atau penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2.000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2.000 (8,9)
Gudang persenjataan dan rung latihan		
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	
Lobi	100 (4,79)	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	
Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai podium	150 (7,18)	
	100 (4,79)	
Tribun penonton Stadion dan arena dengan kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	
Ruang pertemuan lainnya	100 (4,79)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	

Tabel 2.3 Lanjutan

Hunian atau penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor	100 (4,79)	
Lantai pertama	Sama seperti	
Lantai lain	pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Dudukan mesin elevator (pada area 2 in.x 2 in. [50 mm x 50 mm])		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1 in.x 1 in. [25 mm x 25 mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan saat kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen		Lihat Pasal 4.5.4
Garasi/Parkir (Lihat Pasal 4.10)		
Mobil penumpang saja	40 (1,92)	Lihat Pasal 4.10.1
Truk dan bus	Lihat Pasal 4.10.2	Lihat Pasal 4.10.2
Pegangan tangga dan pagar pengaman	Lihat 4.5.1	Lihat 4.5.1
Batang pegangan		Lihat 4.5.2
Helipad (Lihat Pasal 4.11)		
Helikopter dengan berat lepas landas sebesar 3.000 lb (13,35 kN) atau kurang	40 (1,92)	Lihat Pasal 4.11.2
Helikopter dengan berat lepas landas Lebih dari 3.000 lb (13,35 kN)	60 (2,87)	Lihat Pasal 4.11.2
Rumah sakit		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1.000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1.000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1.000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2,87)	1.000 (4,45)
Ruang penyimpanan	150 (7,18)	1.000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1.000 (4,45)
Pabrik		
Ringan	125 (6,00)	2.000 (8,90)
Berat	250 (11,97)	3.000 (13,35)
Gedung Perkantoran		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2.000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2.000 (8,90)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	2.000 (8,90)

Tabel 2.3 Lanjutan

Hunian atau penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,79)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, billiard, dan penggunaan sejenis	75 (3,59)	
Ruang dansa dan <i>ballroom</i>	100 (4,79)	
Gimnasium	100 (4,79)	
Rumah tinggal		
Hunian satu dan dua keluarga		
Loteng yang tidak dapat dihuni tanpa gudang	10 (0,48)	
Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	20 (0,96)	
Loteng yang dapat dihuni dan ruang tidur	30 (1,44)	
Semua ruang kecuali tangga	40 (1,92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridornya	40 (1,92)	
Ruang publik	100 (4,79)	
Koridor ruang publik	100 (4,79)	
Atap		
Atap datar, berbubung dan lengkung	20 (0,96)	
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,70)	
Atap vegetatif dan atap lansekap		
Atap bukan untuk hunian	20 (0,96)	
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,79)	
Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan penggunaan yang dilayani	
<i>Awning</i> dan kanopi		
Atap konstruksi <i>fabric</i> yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24)	
Rangka penumpu layar penutup	5 (0,24)	
	berdasarkan area trbutari dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka	
Semua kontruksi lainnya		
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai tempat bekerja		

Tabel 2.3 Lanjutan

Hunian atau penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Titik panel tunggal dari kord bawah rangka batang atap atau suatu titik sepanjang komponen struktur utama pendukung atap diatas pabrik, gudang penyimpanan dan pekerjaanya, dan garasi bengkel		2000 (8,90)
Semua komponen struktur atap utama lainnya		300 (1,33)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1,33)
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1.000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1.000 (4,45)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1.000 (4,45)
Scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Jalan di pinggir untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97)	8.000 (35,60)
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300 (1,33)
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	300 (1,33)
Gudang diatas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan dan pekerja (harus dirancang untuk beban lebih berat jika diperlukan)		
Ringan	125 (6,00)	
Berat	250 (11,97)	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1.000 (4,45)
Lantai diatasnya	75 (3,59)	1.000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00)	1.000 (4,45)
Penghalang kendaraan		Lihat Pasal 4.5.3
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79)	

Sumber: SNI 1727-2020:26-29

2.5.3. Beban Gempa atau *Earthquake Load* (E)

Menurut PPURG (Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung) 1987 beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa di

sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Dalam perencanaan pondasi diperlukan perhitungan terhadap gaya gempa untuk mendapatkan reaksi yang bekerja pada gedung. Berdasarkan SNI 1726 (2019:23) tata cara menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditentukan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

1. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Menurut SNI 1726 (2019:23-25) kategori risiko struktur bangunan yang ditunjukkan pada **Tabel 2.4** dan Faktor keutamaan gempa (I_e) yang ditunjukkan pada **Tabel 2.5** dibagi dalam beberapa kategori berdasarkan fungsi bangunan gedung atau non gedung. Dimana untuk pengaruh beban gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan gempa I_e . Khusus untuk struktur bangunan yang memiliki kategori risiko IV, apabila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan tersebut harus di desain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan *Non* Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan <i>non</i> gedung 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 - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.4 Lanjutan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan <i>non</i> gedung 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 	III
<p>Gedung dan <i>non</i> gedung, tidak termasuk ke dalam 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 <i>non</i> gedung 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>	IV
<p>Gedung dan <i>non</i> gedung 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. - 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 atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat 	
<p>Gedung dan <i>non</i> gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	

Sumber: SNI 1726-2019:24-25

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	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) klasifikasi situs berguna untuk menentukan aspek spesifikasi desain seismik bangunan. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan pada tanah yang terdapat di lapangan maupun di laboratorium. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs hingga kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh ahli geoteknik yang bersertifikat. Adapun klasifikasi situs telah disajikan pada **Tabel 2.6**.

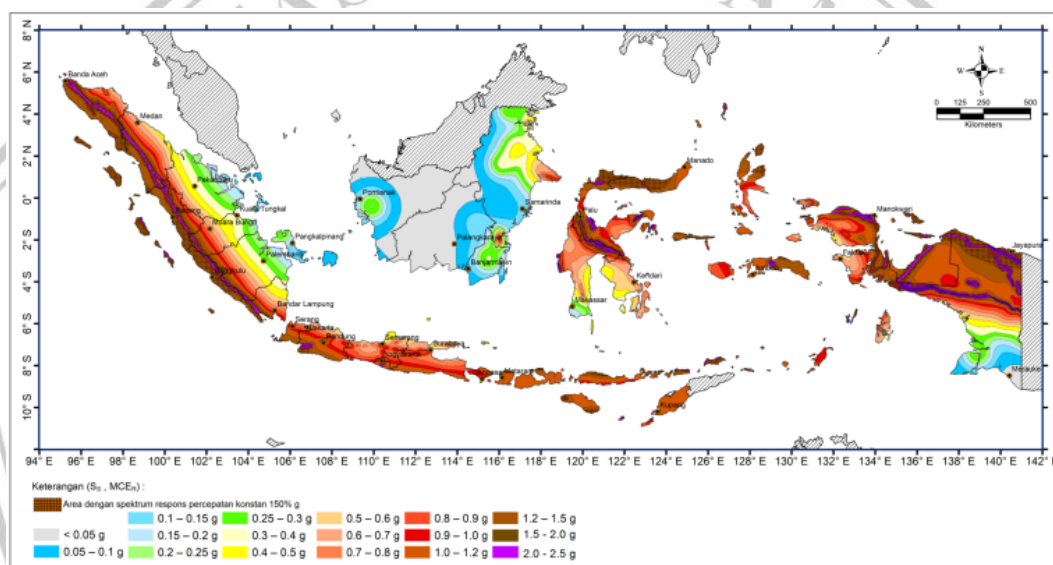
Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (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	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI 1726-2019:29-30

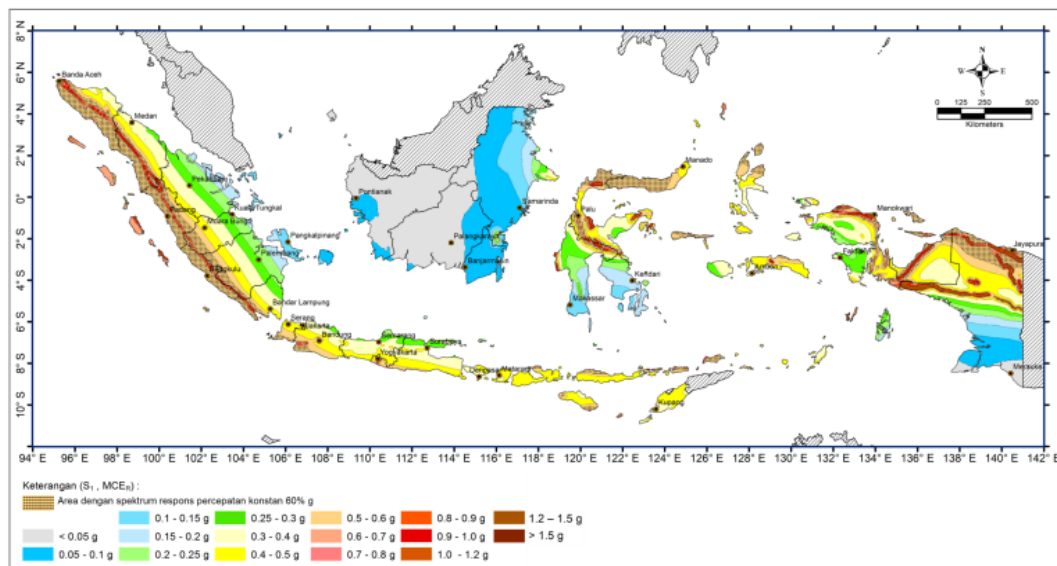
3. Parameter Percepatan Terpetakan

Menurut SNI 1726 (2019:33) parameter S_5 (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan dasar pada periode 1 detik) masing-masing harus dipilih dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik. Untuk mendapatkan nilai S_5 dan S_1 dapat diperoleh dari SNI 1726-2019 atau bisa didapatkan menggunakan bantuan aplikasi Peta Gempa dan Respons Spektra 2019© Puskim-PusGen-ESRC, 2019-2020 serta disajikan pada **Gambar 2.2 Dan Gambar 2.3**



Gambar 2.2 Parameter gerak tanah S_5 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%)

(Sumber : SNI 1726-2019:233)



Gambar 2.3 Parameter gerak tanah S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spectrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%)
(Sumber : SNI 1726-2019:234)

4. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Pada SNI 1726 (2019:34) dalam melakukan penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan 1 detik. Faktor tersebut meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) disajikan pada **Tabel 2.7** dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) disajikan pada **Tabel 2.8**. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang akan disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, dapat ditentukan dengan menggunakan rumus berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \dots\dots\dots(2.1)$$

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

Keterangan:

F_a = getar periode pendek, lihat pada **Tabel 2.7**

- F_v = getar periode 1 detik, lihat pada **Tabel 2.8**
- S_S = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek
- S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

Tabel 2.7 Koefisien Situs, F_a

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					

Sumber: SNI 1726-2019:34

Tabel 2.8 Koefisien Situs, F_v

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					

Sumber: SNI 1726-2019:34-35

5. Parameter Percepatan Spektral Desain

Dalam menentukan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} dapat ditentukan dengan menggunakan rumus yang telah ditetapkan pada SNI 1726 (2019:35), sebagai berikut:

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

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

Keterangan:

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

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

6. Spektrum Respon Desain

Berdasarkan SNI 1726 (2019:35) apabila 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 pada **Gambar 2.4** dan mengikuti beberapa ketentuan dibawah ini diantaranya sebagai berikut:

- b. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , nilai spektrum respons percepatan desain, S_a , harus menggunakan persamaan rumus:

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right) \dots\dots\dots(2.5)$$

- c. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , nilai spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan nilai S_{DS}

- d. Untuk periode lebih besar dari T_S tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , nilai spektrum respons percepatan desain, S_a diambil menggunakan persamaan rumus:

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

- e. Untuk periode lebih besar dari T_L , nilai spektrum respons percepatan desain, S_a diambil menggunakan persamaan rumus:

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \dots\dots\dots(2.7)$$

Keterangan:

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

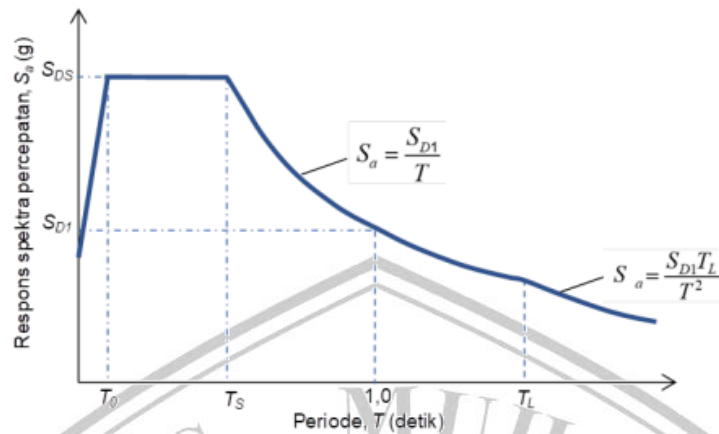
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.8)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.9)$$

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada **Gambar 2.4**



Gambar 2.4 Spektrum Respons Desain

Sumber : SNI 1726-2019:36

7. Kategori Desain Seismik

Setiap struktur bangunan harus ditentukan kedalam kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya, dengan mengacu pada **Tabel 2.9 dan Tabel 2.10** berdasarkan SNI 1726 (2019:36) terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur, T .

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726-2019:37

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726-2019:37

8. Kombinasi sistem struktur dalam arah yang berbeda

Tercantum dalam SNI 1726 (2019:48) sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismic pada masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Apabila sistem yang berbeda digunakan, maka nilai R , C_d , dan Ω_0 disesuaikan dengan kombinasi sistem struktur penahan gempa yang digunakan yang ditunjukkan pada **Tabel 2.11**.

Tabel 2.11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f	
A. Sistem dinding penumpu									
B. Sistem rangka bangunan									
C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI	TI
3. Rangka pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k	TI ^k
4. Rangka pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5. Rangka bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI

Tabel 2.11 Lanjutan

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10

Sumber: SNI 1726-2019:49-50

9. Penentuan Periode

Menurut SNI 1726 (2019:71) periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus didapatkan menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari **Tabel 2.12** dan periode fundamental pendekatan (T_a) yang

ditentukan sesuai 0. Untuk dapat menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) maka dapat menggunakan **Persamaan 2.10**, dalam detik.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \dots\dots\dots(2.10)$$

Keterangan

h_n = ketinggian struktur (m) di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t = koefisien seismic perioda

x = ditentukan dari **Tabel 2.13**

Tabel 2.12 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726-2019:72

Tabel 2.13 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismic yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismic:		
- Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
- Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726-2019:72

10. Geser Dasar Seismik

Untuk menentukan geser dasar seismic atau V dalam arah yang sudah ditetapkan, maka berdasarkan SNI 1726 (2019:69) harus ditentukan dengan menggunakan **Persamaan 2.11**.

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots(2.11)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan

W = berat seismik efektif

11. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 1726 (2019:69-70) koefisien respons seismik (C_s) ditentukan dengan **Persamaan 2.12**.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.12)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode pendek seperti ditentukan dalam 0 atau 0

R = koefisien modifikasi respons dalam **Tabel 2.11**

I_e = faktor keutamaan gempa dalam **Tabel 2.5**

Berdasarkan SNI 1726 (2019:70) nilai koefisien respons seismik atau C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan tidak boleh melebihi hasil dari **Persamaan 2.13** dan **2.14**.

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.13)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.14)$$

Dan nilai koefisien respons seismik atau C_s yang dihitung tidak boleh kurang dari hasil **Persamaan 2.15**.

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots(2.15)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana nilai S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka nilai koefisien respons seismik atau C_s yang dihitung harus tidak kurang dari hasil **Persamaan 2.16**.

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.16)$$

Keterangan:

dimana I_e dan R sebagaimana didefinisikan dalam 0

S_{D1} = parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1,0

detik, seperti yang ditentukan dalam 0

T = periode fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

12. Distribusi Vertikal Gaya

Gaya gempa lateral F_x (kN) yang muncul akan didistribusikan menjadi beban terpusat yang bekerja pada setiap titik dan setiap tingkat pada bangunan. Menurut SNI 1726 (2019:73) gaya gempa lateral tersebut dapat ditentukan dengan **Persamaan 2.17** dan **Persamaan 2.18**.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots\dots\dots(2.17)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \dots\dots\dots(2.18)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

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

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur dengan periode sebesar kurang dari atau sama dengan 0,5 detik, $k = 1$
- Untuk struktur dengan periode lebih dari atau sama dengan 2,5 detik, $k = 2$
- Untuk struktur dengan periode antara 0,5 detik dan 2,5 detik, $k = 2$ atau dapat ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.6 Analisa Struktur

Hasil dari perhitungan pembebanan kemudian dikombinasikan dan dimasukkan ke dalam program bantu analisa pembebanan yakni menggunakan

software STAAD Pro. Adapun kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam analisa pembebanan menurut SNI 1727 (2013:25-26) diantaranya sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Keterangan:

D = beban mati

W = beban angin

L = beban hidup

E = beban gempa

Lr = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

2.7 Daya Dukung Ijin Tiang

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:42) daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri. Adapun terdapat beberapa daya dukung tiang yang akan diperhitungkan dalam studi ini yaitu sebagai berikut:

2.7.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:43) analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah berdasarkan data N SPT (Meyerhof) ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

Panjang ekuivalen dari penetrasi ujung tiang (I)

$$I = \frac{1}{2} \times 4D \dots\dots\dots (2.18)$$

Harga N rata-rata pada Panjang ekuivalen dari ujung tiang

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \dots\dots\dots (2.19)$$

Daya dukung ujung tiang $\frac{qd}{N}$

$$Q = \frac{qd}{N} \dots\dots\dots (2.20)$$

Gaya gesek maksimum dinding tiang

$$= \text{Keliling tiang } (U) \times \sum li \cdot fi \dots\dots\dots (2.21)$$

Daya dukung ultimit pada tiang tunggal

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot \sum li \cdot fi \dots\dots\dots (2.22)$$

Berdasarkan data N-SPT (Mayerhof)

$$Pa = \frac{qc \times Ap}{FK1} + \frac{\sum lifi \times Ast}{FK2} \dots\dots\dots (2.23)$$

Keterangan :

- Pa = daya dukung ijin tekan tiang
- qc = 20 N, untuk silt/clay = 40 N, untuk sand
- N = Nilai N SPT
- Ap = luas penampang tiang
- Ast = keliling penampang tiang
- li = panjang segmen tiang yang ditinjau
- fi = gaya geser pada selimut segmen tiang
= N maksimum 12 ton/m², untuk silt/clay
= N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand
- FK1,FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

2.7.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah berdasarkan data N SPT (Meyerhof) ditentukan dari persamaan berikut: (Pamungkas dan Harianti, 2013:51)

$$P_{ta} = \frac{(\sum lifi \times Ast) \times 0,70}{FK2} + W_p \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan :

- Pta = Daya dukung ijin tarik tiang (ton)
- li = panjang segmen tiang yang ditinjau (m)

- f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang
 = N maksimum 12 ton/m², untuk silt/clay
 = N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand
 A_{st} = Keliling penampang tiang (m)
 FK_2 = Faktor keamanan 5
 W_p = Berat pondasi (ton)

2.8 Jumlah Tiang

Dalam perhitungan jumlah tiang yang dibutuhkan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi antara DL (*Dead Load*) + LL (*Live Load*) atau disebut beban tak terfaktor. Adapun untuk menentukan jumlah tiang yang dibutuhkan dihitung dengan cara membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang seperti persamaan berikut ini: (Pamungkas dan Harianti, 2013:54-55)

$$np = \frac{P}{P_{all}} \dots\dots\dots (2.25)$$

Keterangan:

- np = jumlah tiang
 P = gaya aksial yang terjadi
 P_{all} = daya dukung ijin tiang

2.9 Jarak Antar Tiang

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L jarak antar tiang pancang dalam kelompok disyaratkan menggunakan persamaan berikut: (Sardjono, 1991:56)

$$S \geq 2,5D \dots\dots\dots (2.26)$$

$$S \geq 3D \dots\dots\dots (2.27)$$

Untuk jarak tepi tiang pancang dapat digunakan persamaan berikut:

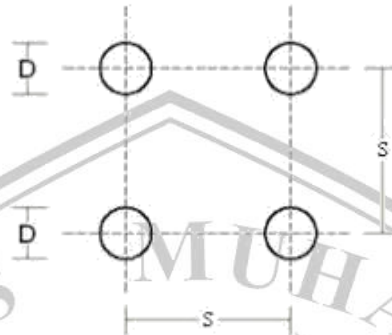
$$1D \leq S \leq 2D \dots\dots\dots (2.28)$$

Keterangan:

- S = Jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*) (m), dapat dilihat

pada **Gambar 2.5**

D = Diameter tiang (m)



Gambar 2.5 Jarak Pusat ke Pusat Tiang

Sumber: Sardjono, 1991:56

Jarak antar tiang berdasarkan AASHO (Sardjono, 1991:67)

$$S = \frac{1,57 \times d \times m \times n}{m+n-2} \dots\dots\dots (2.29)$$

Keterangan:

S = jarak antar tiang

d = diameter tiang

m = jumlah tiang tiap baris arah vertikal (sumbu y)

n = jumlah tiang tiap baris arah horizontal (sumbu x)

2.10 Efisiensi Tiang

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:55-56) perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code* AASHTO adalah sebagai berikut:

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn} \dots\dots\dots (2.30)$$

Keterangan:

Eg = Efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

- s = jarak antar tiang (as ke as)
 m = jumlah tiang dalam 1 kolom
 n = jumlah tiang dalam 1 baris

2.11 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

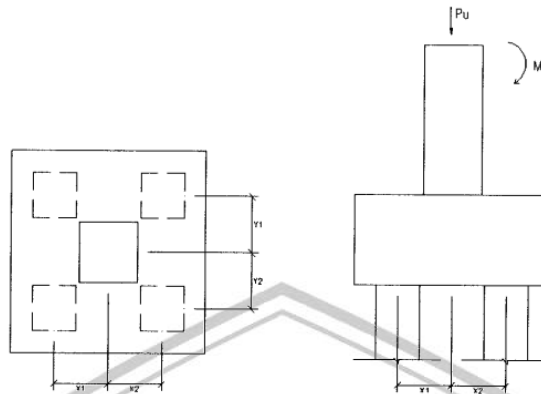
Untuk mengontrol kekuatan tiap tiang agar dapat dipastikan tetap aman dari beban-beban yang berada di atasnya sesuai dengan daya dukungnya, maka digunakan rumus dari **Persamaan 2.31** (Pamungkas dan Harianti, 2013:57-58)

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot X_{max}}{ny \sum X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{max}}{nx \sum Y^2} \dots\dots\dots(2.31)$$

Keterangan:

- P_{maks} = beban maksimum tiang
 Pu = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)
 My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
 Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
 X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh
 Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh
 $\sum X^2$ = jumlah kuadrat X
 $\sum Y^2$ = jumlah kuadrat Y
 nx = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu X
 ny = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu Y
 np = jumlah tiang

Apabila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile* mendapatkan gaya tekan, sedangkan apabila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka *pile* mendapatkan gaya tarik.



Gambar 2.6 Beban yang bekerja pada *pile cap*

Sumber: Pamungkas dan Harianti, 2013:58

2.12 Daya Dukung Ijin Horizontal

McNulty (1956) mendefinisikan bahwa tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit atau tertanam pada *pile cap* paling sedikit 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free and pile*). Daya dukung horizontal dihitung dengan persamaan rumus sebagai berikut: (Pamungkas dan Harianti, 2013:60-61)

(a) Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal untuk tiang pendek dirumuskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$Hu = 9 \cdot cu \cdot D \left(Lp - \frac{3D}{2} \right) \dots\dots\dots (2.32)$$

$$Mmax = Hu \left(\frac{Lp}{2} - \frac{3D}{2} \right) \dots\dots\dots (2.33)$$

(b) Untuk tiang sedang

Daya dukung horizontal untuk tiang sedang dirumuskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$My = \left(\frac{9}{4} \right) Cu \cdot D g^2 - 9 \cdot Cu \cdot D f \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \dots\dots\dots (2.34)$$

Hu dihitung dengan mengambil:

$$Lp = \left(\frac{3D}{2} \right) + f + g \dots\dots\dots (2.35)$$

(c) Untuk tiang Panjang

Jika $M_{max} > My$ maka tiang termasuk tiang panjang, dimana Hu dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$Hu = \frac{2My}{\frac{3D}{2} + f} \dots\dots\dots (2.36)$$

Dan nilai f dinyatakan dari persamaan:

$$\square = \square \square 9 \square \square \square \square \square \dots\dots\dots (2.37)$$

Untuk mencari korelasi antara nilai penetrasi standar (N-SPT) dengan *undrained shear strength* (C_u) menurut pendekatan Stroud (1974) adalah dengan persamaan berikut:

$$Cu = k \times N \dots\dots\dots (2.38)$$

Keterangan:

- C_u = *Undrained strength* (KN/m²)
- D = Diameter tiang (m)
- L_p = Panjang tiang yang tertanam (m)
- K = 3,5 – 6,55 (KN/m²) nilai rata-rata konstanta
- N = Nilai SPT

2.13 Kontrol Pengangkatan Satu Titik

Kontrol pengangkatan tiang pada satu titik dapat dilihat pada **Gambar 2.7** dan dapat dihitung menggunakan persamaan rumus berikut:

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \dots\dots\dots (2.39)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2}{L - a} \dots\dots\dots (2.40)$$

$$= \frac{g \cdot (L - a)}{2} - \frac{g \cdot a^2}{2(L - a)} \dots\dots\dots (2.41)$$

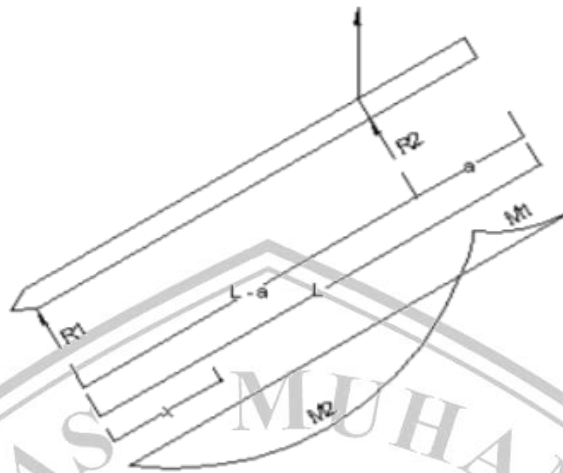
$$= \frac{g \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot gL}{2(L - a)} \dots\dots\dots (2.42)$$

$$M_x = R_{1x} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \dots\dots\dots (2.43)$$

Syarat ekstrim:

$$\frac{dmx}{dx} = 0 \dots\dots\dots (2.44)$$

$$R_1 - gx = 0 \dots\dots\dots (2.45)$$



Gambar 2.7 Pengangkatan Tiang di Satu Titik

Sumber: Sardjono, 1991:52

Maka:

$$x = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$M_{max} = M_2 = R_1 \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \right)^2 \dots\dots\dots (2.47)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \dots\dots\dots (2.48)$$

$$M_1 = M_2 \dots\dots\dots \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \dots\dots\dots (2.49)$$

$$a = \frac{L^2 - 2a \cdot L}{2(L-a)} \dots\dots\dots (2.50)$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0 \dots\dots\dots (2.51)$$

Dalam hal ini, hasil momen dari kedua pengangkatan yang terbesar adalah keadaan yang paling menentukan. Penulangan pada pondasi selanjutnya memiliki cara yang sama dengan penulangan *pile cap* dimana tiang pancang dianggap sebagai balok.

2.14 Kontrol Pengangkatan Dua Titik

Kontrol pengangkatan tiang pada dua titik dapat dilihat pada **Gambar 2.8** dan dapat dihitung menggunakan persamaan rumus berikut:

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \dots\dots\dots (2.52)$$

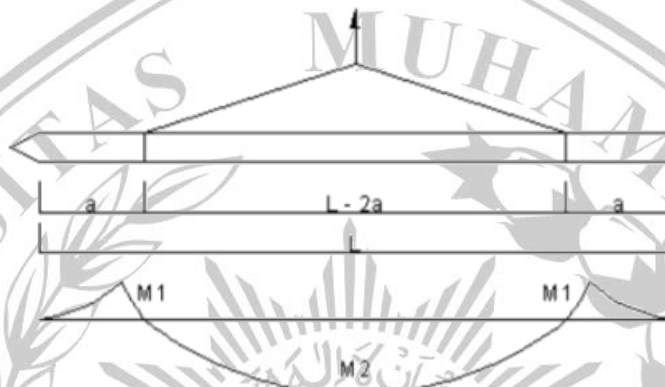
Dengan g = berat sendiri tiang pancang (kg/m)

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

$$M_1 = M_2 \dots\dots\dots (2.54)$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad \dots\dots\dots (2.55)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.56)$$



Gambar 2.8 Pengangkatan Tiang di Dua Titik

Sumber: Sardjono, 1991:51

2.15 Perencanaan *Pile Cap*

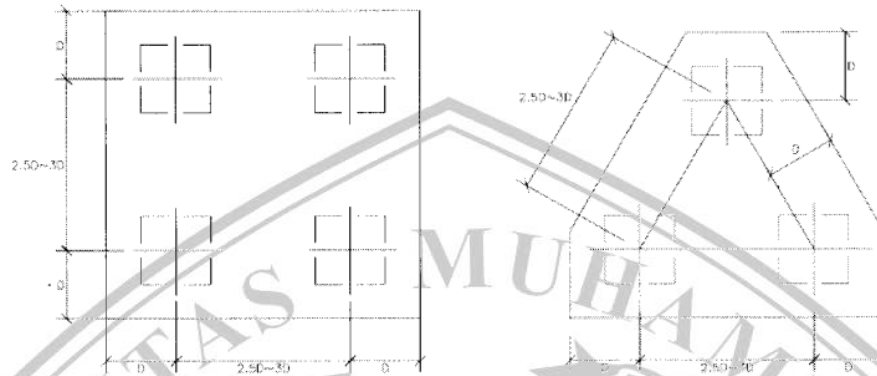
Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:87) *pile cap* memiliki fungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Adapun perencanaan *pile cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

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

2.15.1 Dimensi *Pile Cap*

Pamungkas dan Harianti (2013:87-88) menjelaskan bahwa jarak tiang dapat mempengaruhi ukuran *pile cap*. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya diambil

2,5D sampai 3D, dimana D adalah merupakan diameter tiang. Jarak tiang pada *pile cap* dapat dilihat pada **Gambar 2.9**.



Gambar 2.9 Jarak Tiang

Sumber: Pamungkas dan Harianti, 2013:88

2.15.2 Penulangan *Pile Cap*

Menurut Rusdianto dan Septiropa (2005), penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan pelat. Perencanaan penulangan pile cap mempunyai beberapa langkah sebagai berikut:

- Merencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d)
- Menentukan berat *pile cap* (q_u)

$$q_u = A \times B \text{ bahan} \dots\dots\dots (2.57)$$

- Menghitung momen yang bekerja pada *pile cap*

$$M_{ultimit} = (n y \cdot P_{max} \times X_{max}) - \left(\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot x^2\right) \dots\dots\dots (2.58)$$

- Menghitung rasio tulangan tarik

$$d_{rencana} = \text{tinggi pile cap } (h) - \text{selimut beton rencana } (d') \dots\dots\dots (2.59)$$

$$K_{perlu} = \frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.60)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} \dots\dots\dots (2.61)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k}{f_y}}\right) \dots\dots\dots (2.62)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.63)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2.64)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.65)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

- e. Melanjutkan perhitungan luas tulangan jika harga rasio penulangan tarik sudah memenuhi syarat.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{rencana} \dots\dots\dots (2.66)$$

- f. Dilakukan pemeriksaan tinggi efektif yang dipakai ($d_{pakai} > d_{rencana}$)

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset_{senggang} - \frac{1}{2} \emptyset_{tulangan} \dots\dots\dots (2.67)$$

- g. Kontrol kapasitas momen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \dots\dots\dots (2.68)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.69)$$

Keterangan:

Mu = momen yang terjadi pada balok (kgm)

Mn = kuat nominal penampang akibat lentur (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m)

f_c' = mutu beton (MPa)

f_y = mutu baja (Mpa)

\emptyset = faktor reduksi

β_1 = 0,85

ρ = rasio tulangan tarik

A_s = Luas tulangan (mm^2)

2.16 Tinjauan Terhadap Geser

2.16.1 Kontrol Terhadap Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013), perhitungan untuk gaya geser yang bekerja pada satu arah pada penampang kritis yang dapat dilihat pada **Gambar 2.10** telah dirumuskan ke persamaan sebagai berikut:

$$V_u = \sigma \cdot L \cdot G' \dots\dots\dots (2.70)$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.71)$$

Gaya geser nominal penampang sejarak d dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga $V_n \leq V_c$.

Maka:

$$\frac{V_u}{\phi} < \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2.72)$$

Keterangan:

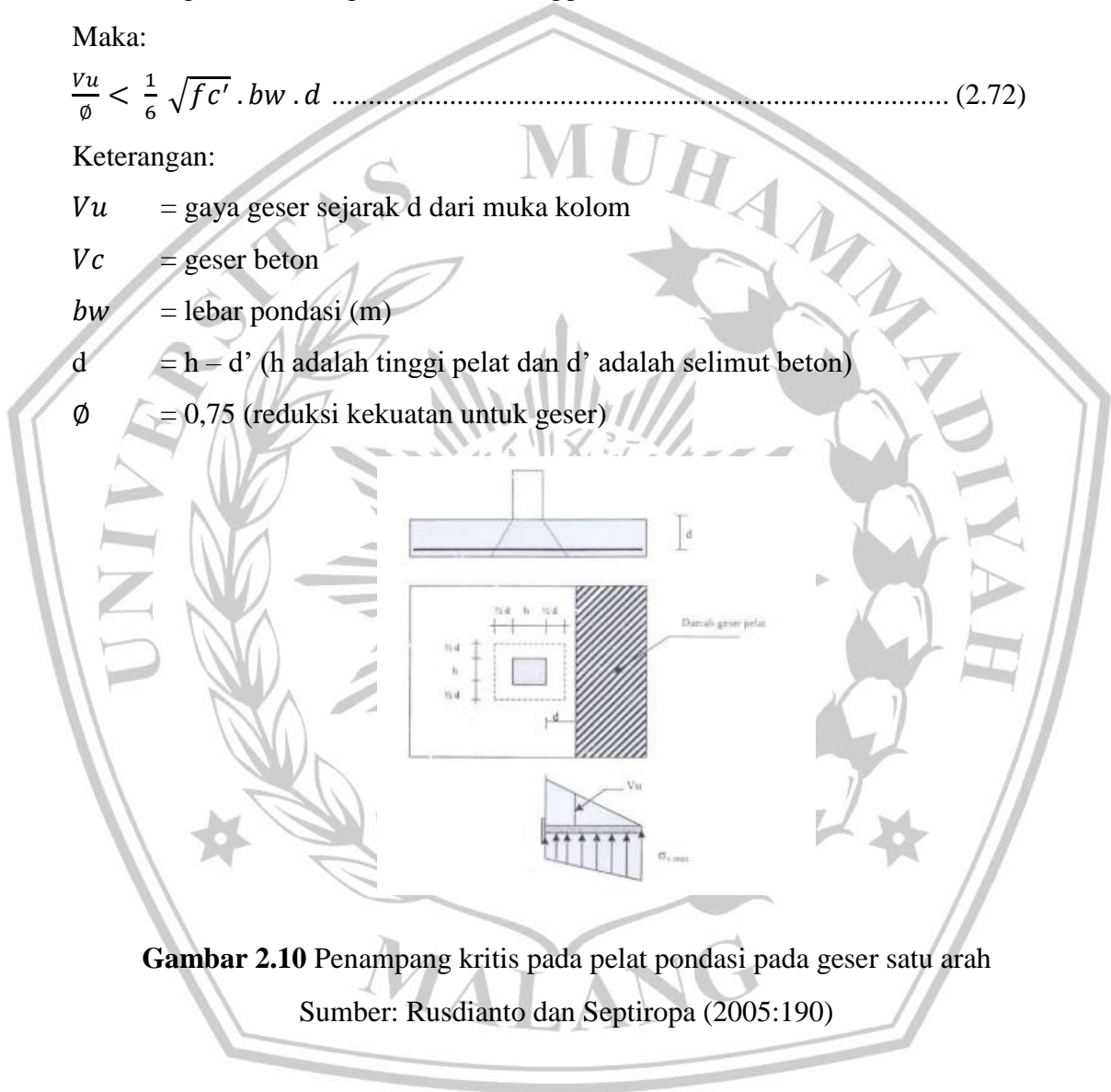
V_u = gaya geser sejarak d dari muka kolom

V_c = geser beton

b_w = lebar pondasi (m)

d = $h - d'$ (h adalah tinggi pelat dan d' adalah selimut beton)

ϕ = 0,75 (reduksi kekuatan untuk geser)



Gambar 2.10 Penampang kritis pada pelat pondasi pada geser satu arah

Sumber: Rusdianto dan Septiropa (2005:190)

2.16.2 Kontrol Terhadap Geser yang Bekerja Dua Arah

Menurut Rusdianto dan Septiropa (2005), penampang kritis yang terjadi terhadap geser dua arah pada plat pondasi atau *pile cap* memiliki keliling senilai b_0 terletak pada sejauh $\frac{1}{2} d$ dari tumpuan dapat dilihat pada **Gambar 2.11**. Kekuatan

geser beton pada penampang kritis tersebut ditunjukkan pada persamaan sebagai berikut:

$$V_{ultimit} = \sigma \cdot (L^2 - B^2) \dots\dots\dots (2.73)$$

$$B' = lebar\ kolom \times 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d\right) \dots\dots\dots (2.74)$$

$$Keliling\ daerah\ kritis\ (b_0) = 2 \times (a + b) \dots\dots\dots (2.75)$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) \times 2 \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \dots\dots\dots (2.76)$$

$$V_{c2} = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots (2.77)$$

$$V_{c3} = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots (2.78)$$

Keterangan:

b_0 = keliling daerah kritis

$\beta_0 = \frac{h}{b}$; h (sisi panjang kolom)
; b (sisi pendek kolom)

d = tinggi efektif penampang

$\lambda = 1,0$

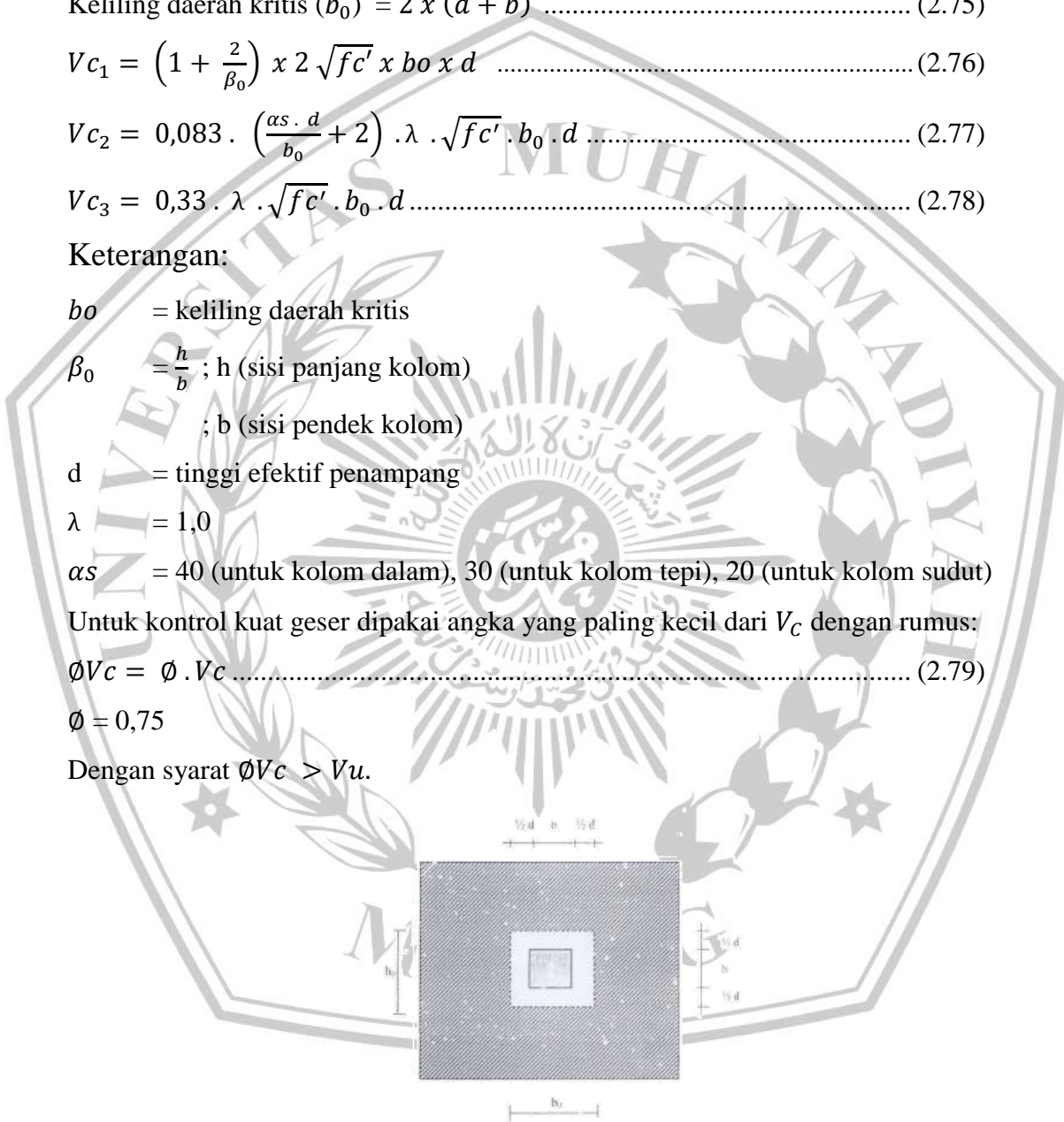
$\alpha_s = 40$ (untuk kolom dalam), 30 (untuk kolom tepi), 20 (untuk kolom sudut)

Untuk kontrol kuat geser dipakai angka yang paling kecil dari V_c dengan rumus:

$$\phi V_c = \phi \cdot V_c \dots\dots\dots (2.79)$$

$\phi = 0,75$

Dengan syarat $\phi V_c > V_u$.



Gambar 2.11 Daerah geser aksi dua arah pada pelat pondasi

Sumber: Rusdianto dan Septiropa (2005:192)

2.16.3 Perencanaan Tulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847 (2013:91) apabila tidak memenuhi syarat maka beton *pile cap* memerlukan tulangan geser minimum yang dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \dots\dots\dots (2.80)$$

Selisih jarak tulangan geser/senggang dihitung dengan menggunakan rumus:

$$S_{min} = \frac{3 \cdot A_v \cdot f_y}{b_w} \dots\dots\dots (2.81)$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} \dots\dots\dots (2.82)$$

2.16.4 Perencanaan Tulangan Susut

Berdasarkan SNI 2847:2013, tulangan susut dibutuhkan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan (*setting time*) berlangsung, dimana terdapat kemungkinan beton akan mengalami penyusutan dan mengurangi kualitasnya, tulangan susut dihitung dengan menggunakan rumus:

$$A_{ss} = 0,0014 \cdot b_w \cdot d_{ef} \dots\dots\dots (2.83)$$

$$A_{ss} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot \frac{h}{150} \dots\dots\dots (2.84)$$

2.16.5 Perencanaan Tulangan Longitudinal

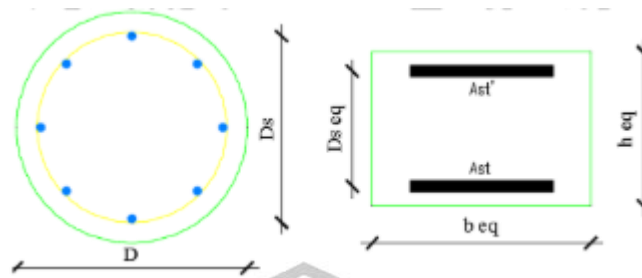
Perencanaan tiang pondasi tiang pancang (*spun pile*) diperkirakan sama dengan perencanaan ruang berpenampang lingkaran, terkait perhitungannya terdapat beberapa tahapan rumus:

1. Berdasarkan SNI 2847 (2013:78) luas tulangan longitudinal (A_{st}), untuk komponen struktur ditentukan tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,08 A_g .

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots (2.85)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n \dots\dots\dots (2.86)$$

2. Untuk mempermudah perencanaan, penampang tiang pancang (*spun pile*) dapat dibandingkan dengan penampang persegi empat pada **Gambar 2.12**.



Gambar 2.12 Penampang lingkaran dan penampang ekuivalen persegi

Sumber: Dipohusodo 1991:327

- a. Tebal penampang ekuivalen persegi.

$$h_{eq} = 0,8 \times D \dots\dots\dots (2.87)$$

- b. Lebar penampang ekuivalen persegi.

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{0,8 \cdot D} \dots\dots\dots (2.88)$$

- c. Luas total tulangan Ast yang didistribusikan pada dua lapis.

$$As = As' = \frac{1}{2} \times Ast \dots\dots\dots (2.89)$$

- d. Jarak antar lapis tulangan.

$$Ds = D - (2 \cdot dc) - D_{spiral} - \left(\frac{1}{2} \cdot D_{st}\right) \dots\dots\dots (2.90)$$

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \cdot Ds \dots\dots\dots (2.91)$$

3. Cek nilai eksentrisitas rencana (*e*) atas eksentrisitas *balance* (*e_b*).

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \dots\dots\dots (2.92)$$

$$Cb = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \dots\dots\dots (2.93)$$

$$Ab = \beta_1 \times Cb \dots\dots\dots (2.94)$$

4. Regangan baja tulangan.

$$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_c \cdot \left(Cb - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}\right)}{Cb} \dots\dots\dots (2.95)$$

5. Cek baja mengalami tekan leleh.

$$f'_s = E_s \times \epsilon'_s > f_y \text{ (tekan leleh)} \dots\dots\dots (2.96)$$

6. Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f'_c \times Ab \times b_{eq}) + (As' \times f'_s - As \times f_y) \dots\dots\dots (2.97)$$

7. Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot b_{eq} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot h_{eq} - \frac{1}{2} \cdot A_b \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_{eq} - \frac{1}{2} \cdot h_{eq} \right) \dots \dots \dots (2.98)$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \dots \dots \dots (2.99)$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \dots \dots \dots (2.100)$$

a. Jika keadaan $P_u < P_b$ atau $e > e_b$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.

b. Jika keadaan $P_u > P_b$ atau $e < e_b$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

c. Dalam kasus penghancuran tarik, persamaan untuk penampang bulat:

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_g \cdot m \cdot D_s}{2,5 \cdot h}} - \left(\frac{0,85 \cdot e}{h} - 0,38 \right) \right\} \dots \dots \dots (2.101)$$

d. Dalam kasus penghancuran tekan, persamaan untuk penampang bulat:

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c'}{\frac{9,6 \cdot h \cdot e}{(0,8h + 0,67D_s)^2} + 1,18} \dots \dots \dots (2.102)$$

Keterangan:

h = diameter penampang

D_s = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

e = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

Syarat : $\phi P_n \geq P_u$

2.16.6 Panjang Beton Pengisi

Panjang beton pengisi yang diisyaratkan menurut Suyono S dan Kazuto Nakazawa (1994) dirumuskan sebagai berikut:

$$L = 50 \times \phi \dots \dots \dots (2.103)$$

Keterangan:

L = Panjang beton pengisi (mm)

\emptyset = diameter tulangan longitudinal untuk beton pengisi (mm)

2.16.7 Panjang Jangkar Penulangan (Penyaluran)

Menurut SNI 2847 (2019:567) panjang penyaluran tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tarik (ld), tidak boleh kurang dari 300 mm dan harus memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$ld = \left(\frac{fy}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc'}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s}{\left(\frac{Cb+K_{tr}}{db}\right)} \right) \cdot db \dots\dots\dots (2.104)$$

Keterangan:

λ = untuk beton normal digunakan 1,0

Ψ_t = 1,0

Ψ_e = 1,0

Ψ_s = untuk batang tulangan atau kawat ulir D-19 atau yang lebih kecil digunakan 0,8

K_{tr} = 0

Cb = yang lebih dari jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan (mm).

Sementara untuk batang tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan (ldc), harus diambil nilai terbesar dari dua persamaan berikut dan tidak boleh kurang dari 200 mm.

$$ld_1 = \frac{0,24 \cdot fy}{\lambda \cdot \sqrt{fc'}} \cdot db \dots\dots\dots (2.105)$$

$$ld_2 = (0,043 \cdot fy) \cdot db \dots\dots\dots (2.106)$$

Keterangan:

fy = kuat tarik baja tulangan biasa

λ = untuk beton ringan digunakan 0,7
 untuk beton normal digunakan 1,0

fc' = tegangan tekan beton (MPa)

db = diameter tulangan pokok (mm)

2.17 Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan tiang pada kelompok tiang didefinisikan sebagai jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c . (Pamungkas dan Harianti, 2013:79)

Adapun penurunan total didefinisikan sebagai penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut dan dirumuskan menjadi **Persamaan 2.107**.

$$S = S_i + S_c \dots\dots\dots (2.107)$$

Keterangan:

S = penurunan total

S_i = penurunan segera (*immediate settlement*)

S_c = penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

2.17.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera merupakan penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu telah dirumuskan pada **Persamaan 2.108**. (Pamungkas dan Harianti, 2013:80)

$$S_i = \mu_1 \mu_o \frac{qB}{E} \dots\dots\dots (2.108)$$

Keterangan:

S_i = penurunan segera (m)

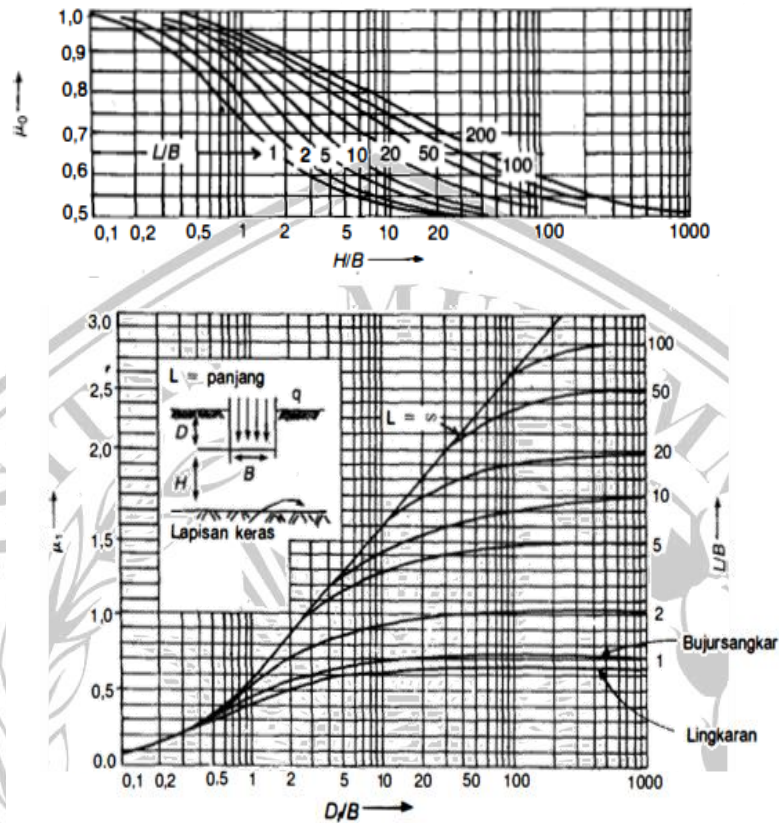
q = tekanan yang terjadi (P_u/A) (kN/m^2)

B = lebar kelompok tiang (m)

E = modulus elastis tanah (kN/m^2)

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (**Gambar 2.13**)

μ_o = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f (**Gambar 2.13**)



Gambar 2.13 Grafik yang digunakan dalam **Persamaan 2.109** dan **2.110** (Janbu, Bjerrum dan Kjaemli (1956))

Sumber: Hardiyatmo, 1996:166

Nilai perkiraan modulus elastis juga dapat diperoleh dari pengujian SPT. Mitchell dan Gardner (1975) memberikan nilai modulus elastis yang dihubungkan dengan nilai N -SPT. (Hardiyatmo, 1996:164)

$$E = 6(N + 5) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir berlempung)} \dots\dots\dots (2.109)$$

$$E = 10(N + 15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir)} \dots\dots\dots (2.110)$$

dengan $1 \text{ k/ft}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2$

Menurut Sardjono (1991:78) pada perhitungan penurunan kelompok tiang pancang, tegangan pada tanah akibat berat bangunan dan muatannya dapat diperhitungkan merata pada kedalaman $D_f = \frac{2}{3} \times L_p$ (panjang tiang pancang) dan

tegangan ini disebarakan dengan sudut penyebaran 30° yang dapat dilihat pada **Gambar 2.14** dengan menggunakan tahapan rumus sebagai berikut:

$$B_1 = B + \frac{1}{4} \times D_f \times 2 \dots\dots\dots (2.111)$$

$$L_1 = L + \frac{1}{4} \times D_f \times 2 \dots\dots\dots (2.112)$$

$$q = \frac{P_u + W_p}{A} \dots\dots\dots (2.113)$$

Keterangan:

B = lebar *pile cap* (m)

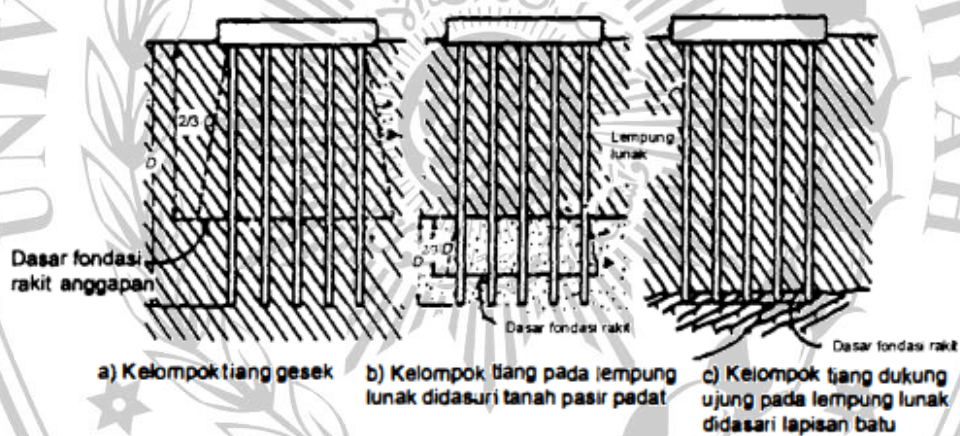
L = panjang *pile cap* (m)

D_f = kedalaman dasar fondasi ekuivalen (m)

q = tekanan yang terjadi (kN/m^2)

P_u = Gaya aksial (kN)

W_p = Berat *pile cap* (kN)



Gambar 2.14 Transfer beban dari kelompok tiang ke tanah distribusi beban tiang anggapan dalam menghitung penurunan (Tomlinson,1963)

Sumber: Hardiyatmo, 2008:179

2.17.2 Penurunan Izin

Berdasarkan SNI 8460 (2017:178) mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik, besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi antara struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya. Dimana penurunan izin yang diisyaratkan harus menggunakan rumus:

$$S < 15 + \frac{b}{600} \dots\dots\dots (2.114)$$

Keterangan: b dalam satuan cm untuk bangunan tinggi.

