BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

1.1 Umum

Perencanaan yang matang diperlukan untuk mencegah terjadinya kesalahan yang merugikan selama pembangunan suatu proyek. Saat membuat suatu rancangan proyek, perlu pertimbangan dan perhitungan yang matang seperti beban struktural dan beban yang beraksi pada struktur. selain itu, kekuatan dan eminensi beban dan beban struktural juga sangat diperlukan. Vitalitas dan eminensi bahan yang akan ditetapkan, serta perangkat keselamatan harus dipertimbangkan. Terlebih dalam pemanfaatan dan penentuan jenis pondasi yang berimbang dengan limitasi suatu lapangan, maka tahap perencanaan struktur pondasi Gedung I*slamic Center* Surabaya akan diawali dengan kajian terhadap perpustakaan terlebih dahulu sebelum membangun landasar dasar bangunan.

Pondasi jenis *Bored Pile* (tiang bor) akan digunakan dalam penyusunan pondasi Gedung *Islamic Center* Surabaya. Berlandaskan fakta statistik pengujian tanah yang dilaksanakan di lokasi pembangunan, kedudukan lapisan tanah keras yang cukup stabil untuk membuat rancangan struktur bawah yang menahan beban seharusnya berada pada intensitas 12 meter dengan hasil penilaian SPT beranjak dari 50. Hal ini menunjukkan bahwa tanah tersebut lebih dalam dari pada kedalaman 10 meter, sehingga cocok untuk pondasi pit, kegiatan tersebut menggunakan jenis pondasi sumuran atau jenis pondasi tiang bor (*bore pile*) yang direncanakan. Lebih lanjut, hasil pengujian tanah yang dilakukan pada kedalaman 32 meter menunjukkan bahwa eksplanasi tanah yang menonjol adalah pasir kelanauan yang ditandai dengan sifat penyusutan yang tinggi, daya dukung rendah, dan energi geser yang rendah sehingga stabil terhadap penurunan yang berlebihan.

Selain itu, sejumlah pertimbangan tambahan mempengaruhi pemilihan pondasi tiang bor. Salah satu keuntungan dari pondasi tiang ini adalah ketahanan yang relative panajng dan ketahanan terhadap dampak air karena pondasi ini dapat dirancang dengan beton yang cukup tebal untuk melindungi elemen penguat pondasi.

1.2 Pembebanan

Pembebanan pada susunan partikel bangunan yang akan dibangun merupakan hal terpenting dari sekian banyak aspek krusial yang harus diperhatikan dalam mengembangkan suatu elemen bangunan. Pondasi yang tepat dan mampu menopang berat struktur di atasnya dapat dirancang dengan memahami serta membekuk beban yang diberikan pada struktur tersebut. Agar struktur tertentu terjamin keamanannya dan sesuai dengan peranannya, maka beban yang bertindak pada struktur tersebut harus dihitung secara akurat dan dikonsep secara matang. Secara umum, beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), beban seismik (*seismic load*), dan beban angin semuanya dapat ditopang oleh suatu struktur bangunan.

1.2.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Semua beban yang diwujudkan dari berat semua elemen struktur yang diperbaiki selama suatu struktur bangunan tersebut berdiri disebut beban mati.

1.2.2 Beban Hidup (*Live* Load)

Berat yang ditimbulkan oleh subjek suatu bangunan disebut dengan “beban hidup”, menurut peraturan (SNI-1727-l 2013:18), Ini tidak tergolong beban pada suatu konstruksi dan beban lingkungan seperti beban udara, hujan, gempa bumi, dan banjir. Beban hidup telah ditetapkan menurut standar yang berlaku, khususnya (SNI-1727-l 2013:26) berkenaan “beban minimum untuk perencanaan bangunan gedung dan struktur lainnya” pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Beban hidup minimum

Hunian atau penggunaan	**Merata Psf(kN/m^2)**	**Terpusat Ib (kN)**
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 $(2{,}87)^{de}$ tidak boleh direduksi	E,f,g
Rumah sakit: Ruang operasi,laboratorium Ruang pasien Koridor diatas lantai pertama	 60 (2,87) 40(1,92) 80(3,83)	 1 000(4.45) 1 000(4.45) 1 000(4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor diatas lantai pertama	 60 (2,87) 150 (7,18)a.h 80 (3,83)	 1 000(4.45) 1 000(4.45) 1 000(4,45)

Pabrik Ringan Berat	125 (6,00)a 250 (11,97)a	2 000 (8,90) 3 000 (13,40)
Gedung perkantoran: Ruang arsip dan computer harus di rancang untuk beban Yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian lobi Lobi dan koridor lantai pertama Kantor Koridor diatas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2 000 (8,90) 2 000 (8,90) 2 000 (8,90)
Lembaga hukum: Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,79)	
Tempat rekreasi Tempat bowling , kolam renan, dan penggunaan yang Sama Bangsal dansa dan ruang dansa Gimnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3,59)a 100 (4,79)a 100 (4,79)a.k 60 (2,87)a.k	
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) Loteng yang tidak dapat didiami tanpa Gedung Loteng yang tidak dapat didiami dengan Gedung Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur Semua ruang kecil tangga dan balkon Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang publik dan koridor yang melayani	10 (0,48)1 20 (0,96)m 30 (1,44) 40 (1,92) 40 (1,92) 100 (4,79)	

Sumber : (SNI-1727-l 2013:26)

1.2.3 Beban Angin (*Wind Load*)

Gaya yang ditimbulkan oleh pergerakan angin pada suatu struktur bangunan disebut beban angin. Laju angin (*speed* laju angin), kepadatan substansi udara, posisi geografis wilayah, dan desain struktur semuanya mempengaruhi seberapa besar beban angin yang diterapkan pada struktur. Tekanan udara positif dan beban udara negatif (isapan) dikategorikan sebagai beban angin. Tekanan angin diukur dalam kg/m2. Kawasan dan lingkungan proyek, tinggi bangunan, kepadatan struktur, *speed* laju pada udara, dan kepadatan massa udara yang dihasilkan semuanya mempengaruhi seberapa banyak angin yang ada di dalam letak geografis struktur suatu bangunan.

1.2.4 Beban Gempa (*Seismic Load*)

Beban gempa adalah beban yang disebabkan akibat gerakan tanah atau gempa bumi aktual sehingga mempunyai pengaruh statis terhadap bangunan. Semakin tinggi suatu struktur menyebabkan ketidakstabilan karena terkena gaya horizontal akibat gempa bumi. gaya-gaya ini kemudian dihitung sebagai beban gempa rencana. Bentuk figur dasar suatu bangunan harus dirancang dengan komponen-komponen yang sepenuhnya elastis yang mampu memalangi gempa rencana (Vm), hal tersebut memberikan gaya gempa maksimum yang dapat dialami struktur sesaat sebelum keruntuhan. Rencana gaya gempa dapat dihitung dan direncanakan dengan menggunakan aturan (SNI-1726- 2019) "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung dan Non Bangunan".

1.2.4.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berlandaskan (SNI-1726- 2019), kategori suatu risiko gedung dan non bangunan untuk beban gempa diklasifikasikan kedalam 4 kategori risiko berdasarkan jenis pendayagunaan bangunan pada Tabel 2.2. yuridiksi gempa rencana terhadap bangunan kemudian dikalikan dengan faktor primasi gempa (Ie) pada Tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan 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, 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 listrik, tangki air pemadam kebakarn atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat	IV
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.	

Sumber :(SNI-1726- 2019:25)

Tabel 2. 3 Faktor keutamaan gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726 (2019:25)

1.2.4.2 Klasifikasi Situs

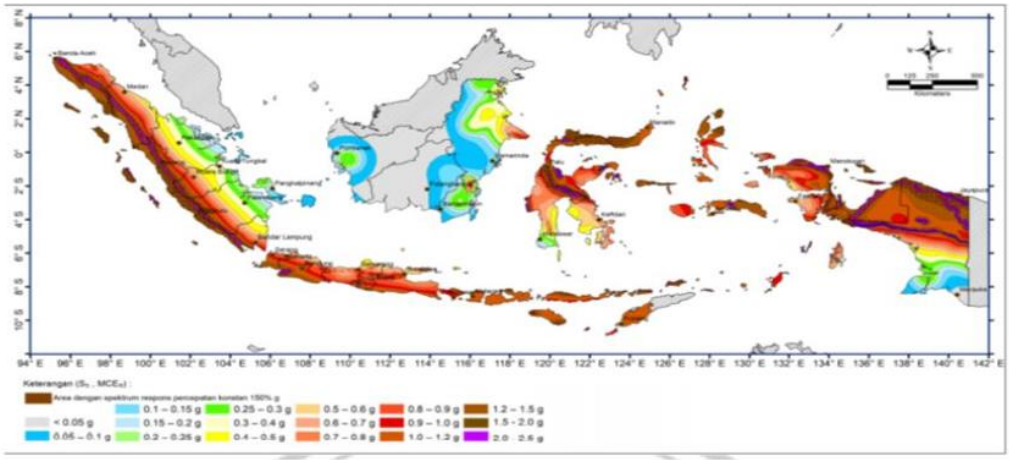
Tabel 2. 4 Klasifikasi Situs

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	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50<15	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 plastiasi, PI> 20 2. Kadar air, W ≥ 40% 3. Kuat dasar niralir su<25kP		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan Analisa respons spesifik- situs yang mengikuti0)	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 sensitive, tanah tersementasi lemah ❖ Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan H>3 m) ❖ Lempung berplasitas sangat tinggi (ketebalan H>7,5 m dengan indeks plastisitas PI >75) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H>35 m dengan su < 50 kPa		

Sumber: (SNI-1726- 2019:29)

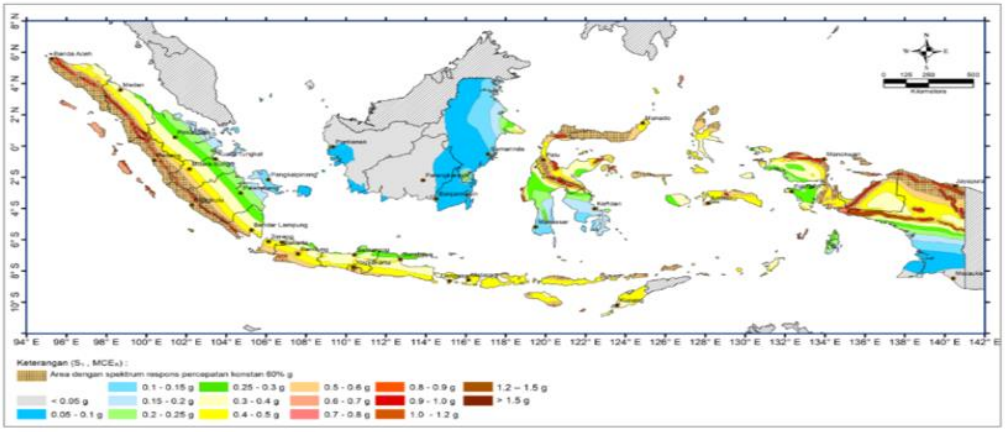
1.2.4.3 Peta Gempa yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)

Parameter Ss, yang merupakan pengukuran respons spektral percepatan gempa dalam waktu singkat ditunjukkan pada Gambar 2.1 dan S1 ditujukan pada periode 1,0 detik ditunjukkan pada Gambar 2.2, terdapat dalam peta pergerakan tanah seismik bertarget risiko (MCER) yang dianggap sebagai maksimum yang dianggap berisiko pada (SNI-1726- 2019).



Gambar 2. 1 Parameter gerak tanah Ss, gempa maksimum yang di pertimbangkan resiko target (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%)

Sumber: (SNI-1726- 2019:233)



Gambar 2. 2 Parameter gerak tanah, S1 gempa maksimum yang di pertimbangkan resiko target (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik

Sumber: (SNI-1726- 2019:234)

1.2.4.4 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektra Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)

Faktor pengembangan gempa bumi pada periode pendek (Fa) dan periode 1 detik (FV) diperlukan suatu penghitungan respon spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah. Persamaan 2.1 menghasilkan barometer respons spektral percepatan periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1), kemudian dimodifikasi dengan memperhitungkan yuridiksi kategorisasi suatu lokasi. Persamaan 2.2 menghasilkan nilai Smi.

$$S_{MS} = F_a \, X \, S_S \quad \text{.....(2.1)}$$

$$S_{M1} = F_Y \, X \, S_1 \quad \text{.....(2.2)}$$

Keterangan :

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

S1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 0,1 detik

Berdasarkan (SNI-1726- 2019:34–35) Tabel 2.5 mempunyai nilai koefisien F_v untuk interval satu detik dan Tabel 2.4 memiliki nilai koefisien F_a untuk durasi yang lebih pendek.

Tabel 2. 5 koefisien situs Fa

Kelas Situs	**Paramater respons percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek T = 0,2 detik,Ss**					
	Ss ≤ 0,25	Ss=0,5	Ss=0,75	Ss = 1,0	Ss = 1,25	Ss≤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- 2019:34–35)

Catatan:

(a) Halaman web (laman) yang menggunakan analisis respons spesifik dan studi geoteknik tertentu.

Tabel 2. 6 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	**Paramater respons percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S1**					
	S1 ≤ 0,1	S1=0,2	S1=0,3	S1 = 0,4	S1= 0,5	S1≥ 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)

1.2.4.5 Parameter Percepatan Gempa (SM1 dan SMS) dan Percepatan Gempa Desain (SD1 dan SDS)

Dengan memasukkan nama kota Surabaya dan memilih tombol hitung, seseorang dapat memperoleh Parameter Percepatan Gempa (SM1 dan SMS) dan Percepatan Gempa Desain (SD1 dan SDS) dari riset pengembangan yang dilakukan

oleh Spektra Design Indonesia di web *(https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/)* Selanjutnya, nilai parameter percepatan gempa yang tertera di lokasi akan diperoleh fdari web tersebut.

1.2.4.6 Kategori Desain Seismik

Tabel 2. 7 Kategori desain seismik beralaskan parameter respon percepatan

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. 8 Kategori desain seismik beralaskan parameter respon percepatan

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}167$	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)

1.2.4.7 Parameter Percepatan Spektral Desain

Persamaan 2.3 dapat diaplikasikan sebagai penghitung skala percepatan spektral desain masing-masing yang ditujukan pada periode pendek (SDS) dan periode 1 detik (SD1) sedangkan Persamaan 2.4 dapat diaplikasikan dengan periode satu detik (SD1), berlandaskan (SNI-1726- 2019)

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{.....(2.4)}$$

Taksiran Ss dan S1 yang diperoleh melalui analisis area gempa pada kawasan konstruksi harus diketahui untuk menghitung besarnya gesekan gempa atau gaya yang ditimbulkan oleh guncangan gempa rencana atau beban lateral yang diserap bangunan. Evidensi gempa dapat ditemukan melalui halaman http://rsapuskim2019.litbang.pu.go.id.

1.2.4.8 Spektrum Respons Desain

Pedoman berikut harus diikuti untuk membuat kurva spektrum respon desain yang memenuhi persyaratan pada (SNI-1726-2019) dan sesuai dengan Gambar 2.3 terdapat beberapan ketetapan:

1. Persamaan 2.5 diaplikasikan untuk merancang Spektrum respons percepatan, Sa untuk tahap yang lebih substil dari T0.

$$S_a = (S_{DS}\,(0{,}4 + 0{,}6\,\frac{T}{T_o}\,) \quad \text{.....(2.5)}$$

2. Spektrum respons percepatan desain. Sa diaplikasikan pada tahap yang terbilang besar atau selaras dengan T0 namun memiliki respons minimum atau selaras dengan Ts dipergunakan nilai yang selaras dengan Sds.
3. Penggunaan Persamaan untuk merancang spektrum respons percepatan desain, Sa ditujukan pada periode yang lebih substil dari Ts namun kurang dari atau selaras dengan T1.

$$S_a = \frac{S_{DS}}{\mathrm{T}} \quad \text{.....(2.6)}$$

4. Spektrum respons percepatan desain, Sa pada saat tingkat cadangan melebihi T1, hal ini ditetapkan suatu Persamaan,

$$S_a = \frac{S_{D1}\ \ T_L}{T2} \quad \text{.....(2.7)}$$

Keterangan:

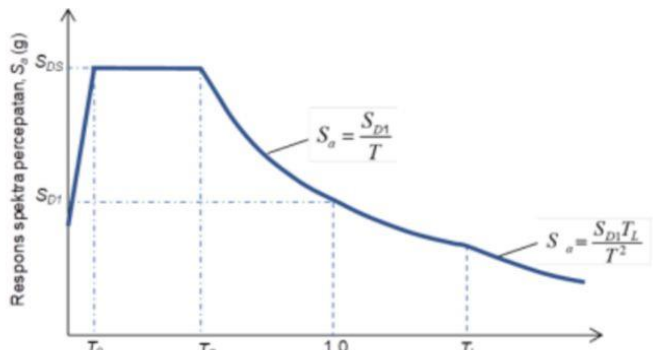
S_{DS} = Parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek;

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

T = Periode getar fundamental struktur

$$T_a = 0{,}2\ \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$$

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



Gambar 2. 1 Spektrum Respons Desain

Sumber : SNI 1726 (2019:36)

1.2.4.9 Penentuan periode

Periode dasar struktur (T) ditentukan dengan memakai dan memerlukan sifat struktur dan idiosinkrasi deformasi elemen bantalan dalam hasil uraian yang diuji, sesuai dengan (SNI-1726- 2019). Pendekatan periode fundamental (Ta) dalam hitungan detik yang diperoleh dari Persamaan 2.10 dan koefisien batas atas periode perhitungan (Cu) yang diberikan pada Tabel 2.7 harus dikalikan untuk menghasilkan angka yang relative besar dari periode *fundamental* struktur (T):

$T_a = C_t\ x\ h_n^x$(2.10)……...(2.7)

Dan tidak melampaui nilai yang diperoleh dari penjumlahan dengan Persamaan 2.11.

$T_a = C_U\ x\ T_a$ ……..(2.8)

Keterangan :

h_n = Ketinggian struktur, dalam (m), di atas samapai tingkat tertinggi struktur

C_t = Koefisien seismic perioda (di tentukan dari Tabel 2.8)

x = Ditentukan dari Tabel 2.8

Tabel 2. 9 Koefisien untuk batas atas periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik,S_{D1}	**koefisien**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber: (SNI-1726- 2019:72)

Tabel 2. 10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_(t)Dan X

Tipe Struktur	**Ct**	**X**
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismic yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau di hubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenal gaya seismic: Rangka baja pemikul momen Raka baja beton pemikul momen	 0,0724 0,0466	 0,8 0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: (SNI-1726- 2019:72)

Ta = 0,1N…….(2.9)

Keterangan :

N = Jumlah tingkat pada struktur bangunan

1.2.4.10 Geser Dasar Seismik

Persamaan 2.13 dapat digunakan untuk menentukan nilai V atau gaya geser seismik berlandaskan pedoman (SNI-1726- 2019).

V = C_S x W……(2.10)

1.2.4.11 Perhitungan Koefesien Respons Seismic

Persamaan 2.14 digunakan untuk mendapatkan hasil Cs atau koefisien respon seismik yang mengacu pedoman SNI 1726-2019.

$$C_S = \frac{S_{DS}}{(R/Ie)} \quad \text{……...(2.11)}$$

Untuk T ≤ TL

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T(R/Ie)} \quad \text{……(2.12)}$$

Untuk T >L

$$C_S = \frac{S_{p1}\,T_L}{T^2(R/Ie)} \quad \text{……(2.13)}$$

Catatan:

Cs Harus tidak kurang dari

Cs= 0,44$S_{Ds}\,l_e$ ≥ 0,01

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S1 berada, maka perhitungan tersebut lebih besar dari 0,6g maka Cs tidak diperkenankan kurang dari:

$$C_S = \frac{0{,}55}{T^2(R/Ie)} \quad \text{……(2.14)}$$

1.2.5 Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Mengacu pada pedoman (SNI-1726- 2019:73), Persamaan (2.18) menentukan gaya gempa lateral dan FX pada tingkat berapa pun. Sedangkan Persamaan 2.19 menentukan nilai CVX.

$$F_x = C_{vx} \text{ x V} \quad \text{.....(2.15)}$$

Dengan:

$$C_{vx} = \frac{Wx \ x \ h \frac{k}{x}}{\sum_i^n = w_{i \ x \ h \frac{k}{i}}} \quad \text{.....(2.16)}$$

Keterangan

Cvx	= factor distribusi vertical
V	= gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)
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 tingkat i atau x (m)
k	= *eksponen* yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut :

- Jika T kurang dari 0,5 detik, maka dikategorikan sebagai 1.
- Jika T kurang dari 2,5 *seconds*, maka = 2.
- Jika 0.5 < T < 2.5 *sec*, = 2 atau dipastikan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2 untuk suatu struktur.

1.2.6 Beban Kombinasi Terfaktor

Kombinasi pembebanan sesuai dengan (SNI-1726- 2019:26–27) merupakan hasil perhitungan pembebanan yang digabungkan dan diinput dalam aplikasi pendukung STAAD-PRO. Dua kombinasi pembebanan digunakan dalam perencanaan yang telah diuraikan dibawah ini.

Kombinasi Beban untuk sistem Ultimit

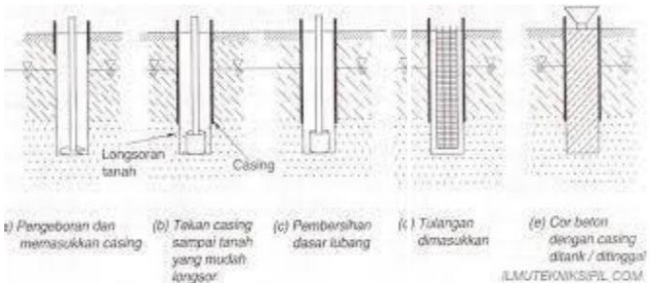
1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)
3. 1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2 D + 1,0W + L +0,5 (Lr atau R)
5. 0,9 D + 1,0W

Kombinasi Beban untuk prosedur Tegangan Ijin

1. D
2. D+L
3. D + (Lr atau R)
4. D+0.75L+0.75(Lr atau R)
5. D + 0,6W
6. D+0,75(0,6W)+0,75L+0,75(Lr atau R)
7. 0,6D+0,6W

1.2.7 Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Pondasi tiang bor ditafsirkan sebagai klasifikasi pondasi dalam yang dilaksanakan secara langsung dari kawasan proyek konstruksi. Terdapat beberapa tahapan pada pemasangan pondasi. Tahapan yang paling utama adalah menyiapkan lokasi lalu dilangsungkan penegboran yang akan dikenali sebagai tiang bor. Sebelum beralih pada tahapan pengecoran, pembuangan udara harus diselesaikan menggunakan pipa dari baja seal (*casing*), lau tahapan pengecoran ini digunakan sebagai penahan di sekitar lubang untuk mencegah longsor. Pada proses pelaksanaan pipa, dilakukan dengan cara pemancangan yaitu dengan menekan pipa *casing* sampai intensitas *casing* menjadi sebesar kelihatannya, seperti terlampir pada Gambar 2.4. Pada Gambar 2.5, klasifikasi pondasi tiang bor (*bore pile*) juga terlihat.

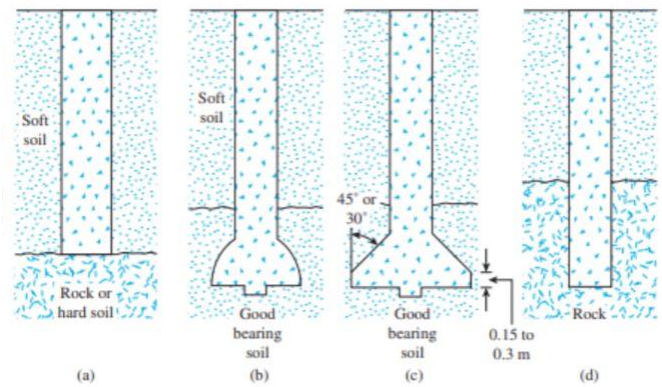


Gambar 2. 2 Cara kerja Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Sumber : https://www.ilmutekniksipil.com/teknik-pondasi/pondasi-bor-dengan-metode-casing

Adapun kategori pondasi tiang bor (*bored pile*) yang telah diuraikan, yakni:

a) Apabila sifat tanah bersifat keras atau medan yang keras diperlukan Tiang bor lurus
b) Tiang bor yang mempunyai ujung yang dijadikan lebih besar berwujud bel
c) Tiang bor yang mempunyai terminasi melebar membentuk seperti trapesium
d) Tiang bor dengan terminasi lurus, umumnya diaplikasikan pada sifat tanah berbatu



Gambar 2. 3 Bentuk-bentuk Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Sumber: (Braja 1993:683)

1.3 Daya Dukung Tanah

Dalam merancang pondasi suatu struktur bangunan, penting untuk mempertimbangkan berbagai kemampuan daya dukung tanah, seperti:

(Pamungkas and Harianti 2002:43)

1.3.1 Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Bor

Daya dukung pada pucuk tiang

$$Q = qd \times A \quad \text{.....(2.17)}$$

Daya dukung ijin vertical berdasarkan data N-SPT (Mayerhof)

$$Ra = \frac{q_d}{FK1} + \frac{\sum l_i f_{i\,x} A_{st}}{FK2} \quad \text{.....(2.18)}$$

Dimana:

Q	: Daya dukung pada ujung tiang
Ra	: daya dukung ijin tekan tiang
Qd	: intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (lihat Tabel 2.11)
Ap	: luas penampang tiang
Ast	: keliling penampang tiang
li	: panjang segen tiang yang ditinjau
fi	: gaya geser pada selimut segmen tiang (dapat diliat Tabel 2.12)
FK1, FK2	: faktor keamanan, 3 dan 5

Tabel 2. 11 Tabel Prediksi qd untuk Tiang yang Dicor di tempat pada satuan t/m

Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang(q_d)	Lapisan Kerikil 1)	N≥ 50 N≥ 50N ≥40 $40 \geq N \geq 30$	750 525 300
	Lapisan Berpasir 1)	N ≥ 30	300
	Lapisan Lempung Keras	$3q_{\mu}^{2)}$	

1. Perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang bercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan.
2. Pada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan kriteria perencanaan pondasi kaison q_s adalah kekuatan geser *unconfined* (t/m^2)

Sumber: (Sosrodarsono and Nakazawa 2000:102)

Tabel 2. 12 Kekuatan dan ketahanan Gaya Geser Dinding Tiang (fi)

Jenis Tanah Pondasi	Jenis Tiang	
	Tiang Pracetak	Tiang yang Dicor di Tempat
Tanah Berpasir	$\frac{N}{5}$ (≤10)	$\frac{N}{2}$ (≤ 12)
Tanah Kohesif	C atau N (≤12)	$\frac{C}{2}$ atau $\frac{N}{2}$ (≤ 12)

Sumber: (Sosrodarsono and Nakazawa 2000:102)

1.3.2 Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang Bor

Penafsiran pada gaya yang melintang atau sejajar yang mana bekerja pada tiang diklasifikasi dalam dua tiang ujung, yakni tiang ujung bebas dan tiang ujung jepi. Adapun penjelasannya:

1. Tiang pancang yang ujungnya hanya dijepit atau dikuburkan sedalam kurang dari 60 centimeter ke dalam tutup tiang disebut tiang ujung bebas (*free end pile*).
2. Kolom yang ujung atasnya dibenamkan atau dijepit lebih dari 60 cm ke dalam tutup tiang disebut tiang ujung tetap (*fixed end pile*)

Adapun Persamaan tiang ujung terjepit daya dukung horizontal sesuai dengan ketetapannya, yaitu :

- Pada tiang pendek

  Menurut (Pamungkas and Harianti 2002:60) daya dukung ijin horizontal untuk tiang pendek ditetapkan dengan rumus berikut :

  $$Hu = 9 \times C_u \times D \times \left(Lp - \frac{3D}{2} \right) \quad \text{.....(2.19)}$$

  $$Mmax = Hu \times \left(\frac{Lp}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad \text{.....(2.20)}$$

- Pada tiang sedang

  Menurut (Pamungkas and Harianti 2002:61) daya dukung horizontal tiang dihitung melalui rumus berikut:

My= $(\frac{9}{4})$ x Cu x Dg^2 – 9 x Cu x Df x $(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2})$ …….(2.21)

Nilai Hu di hitung dengan Persamaan 2.25

Lp = $\frac{3D}{2}$ + f + g……...(2.22)

- Pada tiang Panjang

  Menurut (Pamungkas and Harianti 2002:61) jika Mmax > My maka tiang diklasifikasikan tiang panjang, dan nilai Hu diutarakan Pada Persamaan :

  Hu = $\frac{2\ x\ My}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}}$……(2.23)

  Dengan nilai f yang di peroleh dengan Persamaan 2.27

  F = $\frac{Hu}{9\ x\ Cu\ x\ D}$……...(2.24)

  Cu = k x N …….(2.25)

Dimana:

Cu	: Undrained 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

1.3.3 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang Bor

Daya dukung ijin Tarik pada struktur dasar yang menopang bangunan berkenaan pada vitalitas tanah dapat dikaji serta diuraikan dengan menetapkan suatu Persamaan (Pamungkas and Harianti 2002:51)

Untuk nilai N- SPT (mayerhof)

P_{ta} = $\frac{(\sum l_i\ f_i\ x\ A_{st})\ x\ 0{,}70}{FK2}$ + Wp…… (2.26)

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 : factor keamanan , 3 dan 5

Wp : berat pondasi (ton)

1.3.4 Perancanaan Tiang Bor Kelompok

Persamaan 2.30 digunakan untuk menghitung daya dukung suatu tiang, yang dibagi dengan gaya aksial yang berjumpa pada titik kolom susunan objek untuk memperkirakan jumlah tiang yang dibor.

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i \ f_i \ x \ A_{st)} \ x \ 0{,}70}{FK2} + \text{Wp} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.26)$$

Dengan jarak antar tiang yang diperlukan seperti yang ditentukan oleh Persamaan 2.31 atau Persamaan 2.32

$$S \geq 2{,}5D \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.28)$$

$$S \geq 3D \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.29)$$

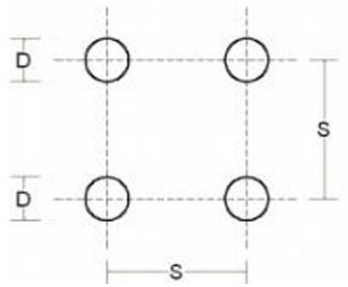
(Sardjono.Hs 1991:56)

$$P\frac{max}{min} = \frac{Pu}{np} + \frac{my \times xmax}{ny \times \sum x^2} + \frac{mx \times ymax}{ny \times \sum y^2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.30)$$

Dimana:

S : jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D : diameter tiang



Gambar 2. 4 Jarak Pusat ke Inti Tiang
Sumber: (Sardjono.Hs 1991:56)

1.3.5 Efisiensi Kelompok Tiang Pondasi

Untuk menilai kenyamanan dan keselamatan kelompok tiang bor pondasi berlandaskan daya dukung vertikal yang diijinkan atas suatu beban akibat konstruksi yang terjadi, efisiensi kelompok tiang pondasi dihitung dengan menggunakan perumusan AASHTO *Uniform Construction Code*.

$$Eg = 1 - Ø \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn} \quad \text{.....(2.31)}$$

$$Ø = \text{arc tg} \frac{d}{s} \quad \text{.....(2.32)}$$

1.3.6 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Tekanan tarik dan gaya tekan diterapkan pada tiang pondasi melalui beban pada struktur atas dan pembentukan tiang pondasi dalam kelompok pondasi. Setiap tiang pondasi harus terkendali agar dapat menopang beban yang berasal dari komponen figur diatasnya sesuai dengan kemampuan dukungnya.

Beban aksial dan momen dialokasikan oleh kelompok tiang pondasi dan *pile cap*. Karena beban aksial dan momen kerja dirancang untuk mencegah lengkungan atau deformasi, rumus elastisitas mengasumsikan bahwa *pile cap* benar-benar kaku. Taksiran beban maksimum dan beban terendah dengan fungsi pada partikel tiang pondasi diperoleh dengan menggunakan Persamaan 2.33 (Pamungkas and Harianti 2002:57)

$$P\frac{max}{min} = \frac{Pu}{np} + \frac{my \times xmax}{ny \times \sum x^2} + \frac{mx \times ymax}{ny \times \sum y^2} \quad \text{.....(2.33)}$$

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

$\sum y2$ = jumlah kuadrat y

$\sum x2$ = jumlah kuadrat x

Ny = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y

Nx = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x

Np = jumlah tiang

Nilai P terbesar yang dicapai menentukan apakah gaya tekan atau tarik terjadi pada *pile cap*. Apabila nilai P maksimum yang diperoleh bernilai positif, maka *pile cap* akan mengalami gaya tekan. Sebaliknya, jika nilai P teratas yang dihasilkan bernilai negatif maka *pile cap* akan mengalami gaya tarik. Nilai P maksimum yang ditentukan mempengaruhi daya dukung masing-masing tiang, baik tarik maupun tekan (Pamungkas and Harianti 2002:58)

1.4 Perencanaan Pile Cap

Bahan yang paling umum pada pembuatan *pile cap* adalah beton bertulang. Selain berfungsi sebagai pembebat antar tiang pondasi untuk menciptakan partikel tiang pondasi yang kohesif, *pile cap* dirancang untuk bertindak sebagai penghubung dan akses untuk meneruskan beban antar kolom pada tiang:

1. *Pile cap* memiliki sifat yang relative kaku sempurna.
2. Ujung atas tiang mengendap atau tertahan pada *pile cap*. Maka dari itu, tidak ditemukan momen elastisitas yang ditimbulkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tumpukan tersebut menghasilkan bagian yang lentur dan pendek. Akibatnya, bidang datar terbentuk oleh distribusi tegangan dan deformasi.

1.5 Penulangan Pile Cap

Dipercayai bahwa rencana perkuatan pada *pile cap* dan plat diperlakukan sama tergantung pada jumlah momen yang bekerja pada pondasi, mungkin terdapat penulangan tunggal atau ganda pada *pile cap*. Proses perencanaan *pile cap* melibatkan banyak langkah: (Septiropa & Rusdianto, 2005: 187).

1. Diskemakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) tiggi efektif(d)

   K perlu = $\frac{Mu}{b\ x\ d^2}$……...(2.34)

2. Rasio penulangan di peroleh suatu Persamaan,

   ω = 0,85 - $\sqrt{0{,}72 - 1{,}7\ \frac{k}{fc1}}$……..(2.35)

   ρ = ω x $\frac{fc1}{fy}$……(2.36)

   ρb = $\frac{0{,}85\ fc1}{fy}$ x $\beta 1$ x ($\frac{600}{600+\ fy}$)……...(2.37)

   ρmax = 0,75 x ρb……(2.38)

   ρ min = $\frac{1{,}4}{fy}$……...(2.39)

   Penyidikan rasio tulangan Tarik didasarkan pada syarat p min < p < p max

3. Penilaian luas tulangan terlaksana jika limitasi rasio penulangan tarik terpenuhi dengan sempurna.

   As = ρ x b x drencana…….(2.40)

   Dimana: As = luas tulangan (mm)

4. Pengawasan mengenai tinggi efektif yang digunakan (d pakai > d rencana).

   dipakai = h – selimut beton – Øsengkang - $^1/_2$ Øtulangan……...(2.41)

5. Tinggi balok tegangan ekuivalen beton tekan (a) dihitung dengan nilai;

   A = $\frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ fc'x\ bw}$ ……..(2.42)

6. Mengawasi dan mengontrol daya tampung momen terhadap momen ultimit yang terjadi.

$\emptyset Mn$= 0,85 x Mn……...(2.43)

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)……..…(2.44)

1.6 Tinjauan terhadap Geser

Lantaran *pile cap* dihipotesiskan menjadi pelat maka penerapan perilaku terhadap geser juga tidak berbanding jauh dengan pelat ataupun balok. (Rusdianto & Septiropa, 2005:190).

a. Kontrol terhadap Geser Pondasi yang Bekerja Satu Arah

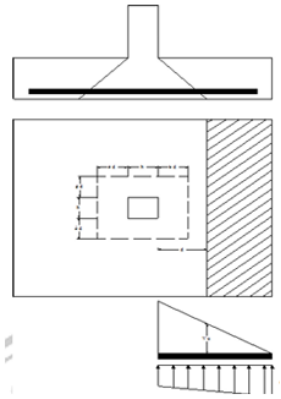
Penampang kritis untuk geser *pile cap* adalah *pile cap* yang berposisi pada aspek permukaan melintang pada seluruh lebar plat dan pada jarak d dari permukaan resesi di tengahnya, seperti diilustrasikan pada Gambar 2.7. Jika terjadi geser dan elastis, kuat tekan yang diberikan beton sama dengan nilai Vc pada Persamaan 2.44.

V ultimit = σ . L. G'…….(2.45)

G' = L – (L/2 + lebar kolom/2 + d)……(2.46)

Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{fc'}$ x bw x d ……..(2.47)

Untuk menjamin Vn < Vc, maka gaya geser nominal penampang pada jarak d dari muka kolom harus lebih kecil atau selaras daya kuat geser beton.



Gambar 2. 6 Penampang Kritis pada Plat Pondasi pada Geser Satu Arah

Sumber: Rusdianto & Septiropa (2005:190)

Maka :

$$\frac{Vu}{\emptyset} \leq \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \text{ x bw x d} \quad \text{.....(2.48)}$$

Dimana:

Vu = gaya geser sejarak d dari muka kolom

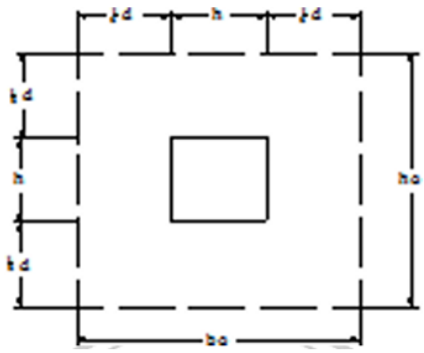
Vc = geser beton

Bw = lebar pondasi (m)

φ = 0,75 (factor reduksi kekuatan untuk geser)

b. Kontrol terhadap Geser Pondasi yang Bekerja Dua Arah

Seperti terlihat pada Gambar 2.8, potongan partikel krusial terjadi pada jarak ½ d dari muka tumpukan penutup. jika keliling bidang penampang kritis yang bersifat tegak lurus pada bidang pelat memiliki b0 pada kedua sisi *pile cap*



Gambar 2. 7 Daerah Geser Aksi Dua Arah pada Pelat Pondasi

Sumber: Rusdianto & septiropa (2005:192)

V ultimit = Pmax x jumlah tiang bor.....(2.49)

b_k = h + drencana……..(2.50)

h_k = h + drencana……..(2.51)

Keliling daerah kritis (b_0) = 2 x (b_k + h_k)……(2.52)

Vc_1 = $(1+\frac{2}{\beta_o})$ x 2 $\sqrt{fc'}$ x bo x d……..(2.53)

Vc_2 = 4. $\sqrt{fc'}$. bo. D……(2.54)

ϕ Vc = 0,75 x Vc_2……...(2.55)

Dimana :

βo = h/b, dengan h sebagai sisi Panjang kolom dan b sebagai sisi pendek kolom

d = tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$\frac{Vu}{\emptyset}$ = Vn ≤ Vc + Vs ≤ 4 $\sqrt{fc'}$ x bw x d……...……...(2.56)

Dimana :

Vs = kuat geser tulangan geser

Vu = $\frac{Pu}{A}$ (ho^2 - bo^2)

Pu = beban berfaktor pada kolom

A = luas pondasi (B x L)

1.7 Perencanaan Tulangan Susut

Selepas prosedur pengikatan (*setting time*), maka beton bisa saja akan mengalami penyusutan dan kehilangan mutunya, maka perlu dilakukan tulangan susut agar mutu beton tetap tinggi.

Ass = 0.0014 x bw x def……...(2.57)

Ass = 2. ¼. π. D^2. h/150……(2.58)

1.8 Perencanaan Tulangan Geser

Perencanaan tulangan geser diperlukan jika nilai ØVc < Vu menunjukkan bahwa gaya geser nominal beton *pile cap* tidak dapat membekuk gaya geser ultimit beton. Besaran kuat geser sengkang yang dibutuhkan (Vs_{perlu}) harus diketahui agar dapat dirancang menggunakan Persamaan berikut.

V ultimit = σ . L. G'……(2.59)

G' = L – (L/2 + lebar kolom/2 + d)……(2.60)

ØVsperlu = Vu - ØVc……(2.61)

VSperlu = $\frac{ØVs\ perlu}{Ø}$……..(2.61)

Selisih Jarak tulangan geser/Sengkang ditetapkan dengan Persamaan

S = $\frac{AV\ X\ fy\ x\ d}{VSperlu}$ ……(2,63)

Dengan ketentuan nilai S_{min} < S < S_{max} dengan nilai

S_{min} = $\frac{3\ x\ Av\ x\ fy}{bw}$ ……(2.64)

S_{max} = $\frac{d}{2}$……..(2.54)

Selanjutnya, dibutuhkan control Vs pakai terhadap Vs perlu dengan Persamaan Vs pakai sebagai berikut.

$$Vs = \frac{Av\ x\ fy\ x\ d}{s} > Vs_{perlu} \quad \text{.....(2.65)}$$

1.9 Perencanaan Tulangan *Longitudinal*

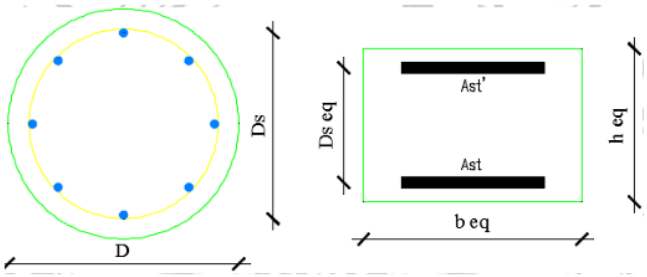
Rancangan tiang pondasi bor (*bore pile)* diperkirakan selaras dengan perencanaan ruang berpenampang lingkaran, terkait penyusunannya ditetapkan beberapa tahapan, yakni:

A. Penentuan Ast yang akan diperkuat secara longitudinal. tulangan struktur komponen tekan diwajibkan lebih dari dari 0,01 Ag atau relative besar dari 0,08 Ag, sesuai (SNI-2847- 2013:78).

$$Ag = \tfrac{1}{4} \text{ x } \pi \text{ x } D^2 \quad \text{.....(2.66)}$$

$$Ast = \tfrac{1}{4} \text{ x } \pi \text{ x } D^2 \text{ x n} \quad \text{.....(2.67)}$$

B. Untuk mempermudah rancangan struktur, penampang tiang bor dapat dibandingkan dengan penampang berwujud persegi empat pada Gambar 2.9 untuk mencari keseimbangan eksentrisitas.



Gambar 2. 8 a. Penampang Lingkaran, b. Penampang ekuivalen Persegi

Sumber: (Dipohusodo 1991:327)

1. Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$Heq = 0{,}8 \text{ x D} \quad \text{.....(2.68)}$$

2. Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$Ebeq = \frac{\frac{1}{4} x \pi x D^2}{h_{eq}} \quad \text{.....(2.69)}$$

3. Luas tulangan total Ast didistribusikan pada dua lapis

As = As' = ½ Ast.....(2.70)

4. Jarak antar lapis tulangan

Dseq = 2/3 x Ds.....(2.71)

Dimana= 2/3 x Ds

Ds = tinggi efektif penampang (mm)

C. Pembuktian nilai eksentrisitas rencana (e) atas *eksentrisitas balance* (eb)

$$deq = DSeq + \frac{h_{eq-DS_{eq}}}{2} \quad \text{.....(2.72)}$$

$$Cb = \frac{600}{600+fy} x\ d_{eq} \quad \text{.....(2.73)}$$

$$Ab = \beta 1\ x\ Cb \quad \text{.....(2.74)}$$

D. Pembuktian uluran baja tulangan yang digunakan dengan Persamaan

$$\varepsilon_s' = \varepsilon\ x\ (c_b - (\frac{h_{eq-\frac{DSeq}{2}}}{Cb}) \quad \text{.....(2.75)}$$

E. Cek baja mengalami tekan Lelah

Fs' = Es x $\varepsilon' s$ > fy (tekan lelah).....(2.76)

F. Tekan leleh yang dialami pada baja perlu diperiksa untuk memastikan apakah tiang akan mengalami keruntuhan tarik atau tekan, selain dilakukan pemeriksaan Pnb terhadap Pu. Rumus berikut digunakan untuk menentukan Pnb:

Pnb = (0.85 x f ' x a_b x b_{eq}) + (As' x fs') – (As' x fy).....(2.77)

ØPnb = 0.70 x PnB > Pu (Kerutuhan Tarik).....(2.78)

ØPnb = 0.70 x Pn < Pu (Kerutuhan Tekan).....(2.79)

- Dalam kasus penghancuran tarik, persamaan berikut menentukan penampang lingkaran/bulat:

$$Pn = 0{,}85fc'h^2\left(\sqrt{\left(\frac{0{,}85\,e_b}{h} - 0{,}38\right)^2} + \frac{\rho_g m\, D_s}{2{,}5\,h} - \left(\frac{0{,}85\,e_b}{h} - 0{,}38\right)\right) \ldots (2.80)$$

- Persamaan dibawah menghasilkan rumus penampang lingkaran dengan penghancuran tekan.

$$Pn = \frac{As\ x\ fy}{\frac{3e}{Ds}+1{,}0} + \frac{Ag\ x\ fc'}{\frac{9{,}6\ x\ h\ x\ e}{(0{,}8h+0{,}67\ Ds)^2}+1{,}18} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.81)$$

Keterangan :

h = Diameter penampang

Ds = Diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

e = Eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

- Persamaan dibawah diaplikasikan pada penampang bulat dengan hancur tekan

$$\rho g = \frac{Ast}{Ag} = \frac{luas\ penulangan\ total}{luas\ penampang\ bruto} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.82)$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85\ fc'} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.83)$$

- Syarat : ØPn ≥ Pu

- Syarat : ØPn ≥ Pu

1.10 Perencanaan Sengkang

Karena tiang bor berbentuk lingkaran, maka digunakan tulangan spiral atau tulangan sengkang sebagai pengikat. Beberapa pedoman digunakan saat merencanakan perkuatan pegas sesuai dengan (SNI-2847- 2013:55).

- Diameter tulangan spiral ditentukan dalam kontruksi yang pembuatan mengecor dikerjakan di lokasi yang tidak diperkenankan kurang dari 10 mm.
- Jarak minimum dan maksimum antar tulangan spiral masing-masing adalah minimum 25 dan maksimum 75 mm.
- Rasio volune tulangan spiral

$$\rho = 0{,}45\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)\frac{fc'}{fyt}$$

Perencanaan jarak Sengkang

a_S=1/4 x π x ds^2……(2.84)

S = $\frac{4\ x\ as\ x\ (Dc-ds)}{\rho_s\ x\ Dc^2}$……...……...(2.85)

Dimana:

ρs = $\frac{volume\ tulspiral\ satu\ putaran}{volume\ inti\ kolom\ setinggi\ s}$

S = jarak spasi tulangan spiral pusat ke pusat

Ag = luas penampang lintang kotor dari kolom

Ach = luas penampang lintang inti kolom (tepi luar ke tepi luar spiral)

Fy = tegangan leleh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 Mpa.

- Perencanaan jarak Sengkang

As = ¼ x π x ds^2……(2.86)

S = $\frac{4x\ as\ x\ (Dc-ds)}{\rho s\ x\ Dc^2}$……..(2.87)

1.11 Penurunan Tiang Pondasi Kelompok

Menurut (Pamungkas and Harianti 2002:79), penurunan tiang pondasi diuraikn sebagai penjumlahan dari penurunan langsung atau elastis (Si) (*immediate settlement atau elastic settlement*) dan penurunan konsolidasi jangka panjang (*longterm consolidation settlement*) (Sc).

Penurunan total ditafsirkan sebagai hitungan nilai dari dua macam penurun tersebut.

S= S1 + Sc…….(2.88)

Dimana:

S = Penurunan

Si = immediate settlement

Sc= consolidation settelment

1.12 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Menurut (Pamungkas and Harianti 2002:34), Penurunan segera didefinisikan sebagai penurunan yang bertemu akibat terjadinya gangguan massa tanah yang terapit pada volume konstan. hal tersebut dijumpai melalui Persamaan 2.78

$$Si = \mu i \times \mu o \frac{q^B}{E_u} \quad \text{.....(2.89)}$$

Dimana:

Si = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi (Pu/A)

B = lebar kelompok tiang

Eu = modulus diformasi pada kondisi undrained

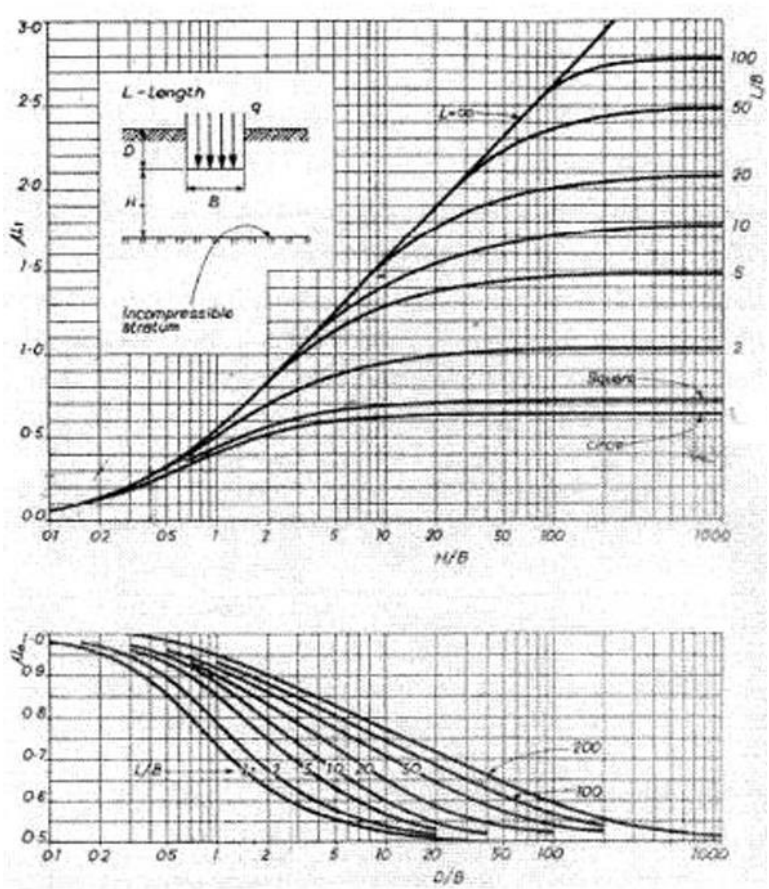
μi = factor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

$\mu 0$ = factor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

Temuan N-SPT pada pengujian tanah dapat digunakan untuk memperkirakan nilai modulus elastisitas (E). Perkiraan nilai modulus elastisitas yang dikaitkan dengan nilai N-SPT dikemukakan oleh Mitchell dan Gardner (1975) dan melibatkan suatu Persamaan (Hardiyatmo 1996:164).

$$E = 10 \times (N + 15) \ (k/ft^2) \quad \text{.....(2.90)}$$

$$E = 6 \times (N + 5) \ (k/ft^2) \quad \text{.....(2.91)}$$



Gambar 2. 5 Grafik Hubungan antara μi,μ0, kedalaman pondasi (Df) dan lebar Pondasi (B)

Sumber: (Pamungkas and Harianti 2002:34)

1.13 Penurunan Konsolidasi (*consolidation settlement*)

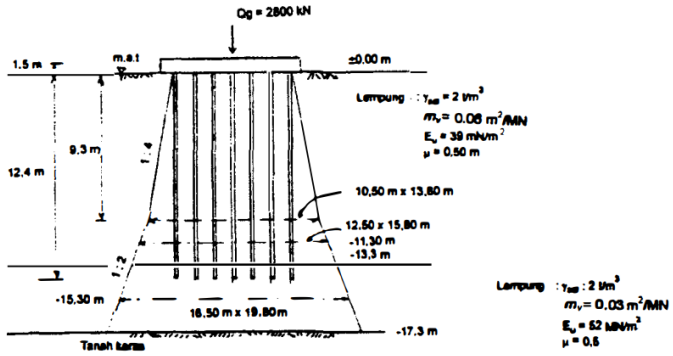
Berkurangnya kadar cairan yang mengisi rongga kecil tanah dan mengakibatkan berkurangnya kuantitas jenuh air tanah inilah yang menyebabkan menurunnya konsolidasi menurut pendapat (Pamungkas and Harianti 2002:36). Konsolidasi Tanah dikatakan terkonsolidasi Normal.

Konsolidasi tanah dikatakan normal jika tegangan overburden efektif pada waktu dekat dan ditegaskan sebagai tegangan maksimum yang dilalui oleh tanah semasa tanah didirikan. Beban dan lapisan tanah pada permukaan tanah yang ditinjau memberikan

tegangan vertikal efektif yang dikenal dengan tegangan lapisan penutup efektif, yang memancar dari tanah aslinya.

Bila tebal lapisan permukaan tanah sama dengan H maka besarnya penurunan yang terjadi adalah;

$$Sc = \frac{\Delta\varrho}{1+\Delta\varrho} H \ldots\ldots\ldots\



Gambar 2. 6 Penyebaran Penurunan Pondasi

Sumber : Hardiyatmo hal 187

1.14 Penurunan Segera Pondasi (Si) dengan *Korelasi Empiris*

Pada tanah berpasir, penurunan langsung juga dapat ditentukan dengan menerapkan Persamaan Bowles (1977) untuk memperkirakan penurunan yang munculb terjadi berdasarkan temuan N-SPT yang ditemukan pada data tanah (Pamungkas and Harianti 2002).

Si $= \frac{2.5xq}{N}$ untuk B ≤ 1.20 m……...(2.97)

Si $= \frac{4xq}{N}$ x $(\frac{B}{B+1})2$ untuk B > 1.20 m……(2.98)

Dengan:

q = intensitas beban yang diterapkan dalam satuan kip/ft^2

B = lebar pondasi dalam ft

Si = Penurunan segera dalam inchi

N = Jumlah pukulan pada uji SPT