

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Umum

2.1.1 Pembebanan

Dalam merencanakan sebuah gedung perlu memperhatikan beberapa faktor-faktor penting, salah satunya pembebanan pada struktur gedung yang akan direncanakan. Umumnya jenis beban yang akan bekerja pada suatu struktur bangunan adalah beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), beban gempa (*seismic load*), dan beban angin (*wind load*).

2.1.2 Beban Mati (Dead Load)

Beban mati merupakan semua beban yang berasal dari berat dari seluruh komponen gedung/bangunan yang bersifat tetap selama umur layan suatu struktur bangunan. Untuk menentukan besarnya beban mati suatu bagian pada struktur dilakukan dengan meninjau dari berat satuan material yang digunakan berdasarkan volume bagian struktur.

2.1.3 Beban Hidup (Live Load)

Menurut SNI 1727-2013, beban hidup adalah berat yang berasal dari pengguna dan penghuni bangunan yang tidak termasuk beban konstruksi atau beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup yang bekerja pada suatu struktur bangunan sangat bervariasi dan dapat berpindah-pindah atau bergerak. Oleh karena itu, untuk mengetahui pembebanan yang mungkin terjadi dilakukan sebuah pendekatan secara statistik menjadi suatu beban statik terbagi merata yang telah ditentukan sesuai standar yang berlaku yaitu SNI 1727-2013.

2.1.4 Beban Kombinasi Terfaktor

Perhitungan pembebanan yang telah dikombinasikan, hasilnya dimasukkan ke program pendukung dengan kombinasi beban sesuai SNI 1726-2019. Perancangan komponen struktur serta elemen-elemen pada pondasi harus dirancang agar kuat rencananya sama atau melebihi dari pengaruh beban-beban terfaktor yang terjadi dengan kombinasi seperti pada tabel .

Tabel 2.1 beban terfaktor

Beban	Kombinasi Ultimit
Beban Mati	1,4D
Beban Hidup	1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau R)
Beban Angin	1,2D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R) 0,9D + 1,0W
Beban Gempa	1,2D + 1,0 E + L 0,9D + 1,0E

Sumber: SNI 1726-2019 halaman 26

2.1.5 Beban Angin atau *Wind Load*

Berdasarkan pengertian umumnya beban angin ialah beban yang bekerja pada bangunan atau bagian bangunan yang disebabkan karena tekanan udara. Angin besar dapat menekan bangunan sehingga dapat mempengaruhi kekuatan dari bangunan tersebut. Oleh karena itu diperlukan perhitungan beban angin. Apabila kecepatan angin di suatu daerah rata-rata konstan, maka hal ini bisa disebut juga statis. Apabila perubahannya besar maka termasuk tekanan dinamis. Tekanan dinamis dipengaruhi oleh beberapa faktor dari lingkungan tersebut seperti bentuk bangunan dan letak bangunan yang berdekatan satu sama lain.

2.1.6 Beban Gempa atau *Earthquake Load*

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. (PPIUG No. 4 1983). Beban gempa terjadi akibat dari pergerakan atau pergeseran tanah di bawah struktur gedung disebut. Dampak dari pergerakan tersebut mengakibatkan guncangan pada struktur atas yang akhirnya ditetapkan menjadi beban gempa rencana. Gempa rencana berpengaruh pada bangunan baik perencanaan struktur atas maupun struktur bawah, tetapi terlebih dahulu tidak boleh terjadi kegagalan pada struktur bawah daripada struktur atas. Oleh karena itu, perencanaan struktur bawah harus berbentuk elastik penuh dan dapat menanggung pembebanan gempa paling besar yang disebabkan oleh pengaruh gempa rencana V_m yang mampu diterima struktur atas di situasi ambang kerobohan dan tidak bergantung pada tingkat daktilitas yang dimiliki struktur di atasnya terhadap pengaruh gempa rencana.

$$V_m = f_2 \cdot V_y \dots\dots\dots(2. 1)$$

dimana :

V_m = Pengaruh gempa rencana

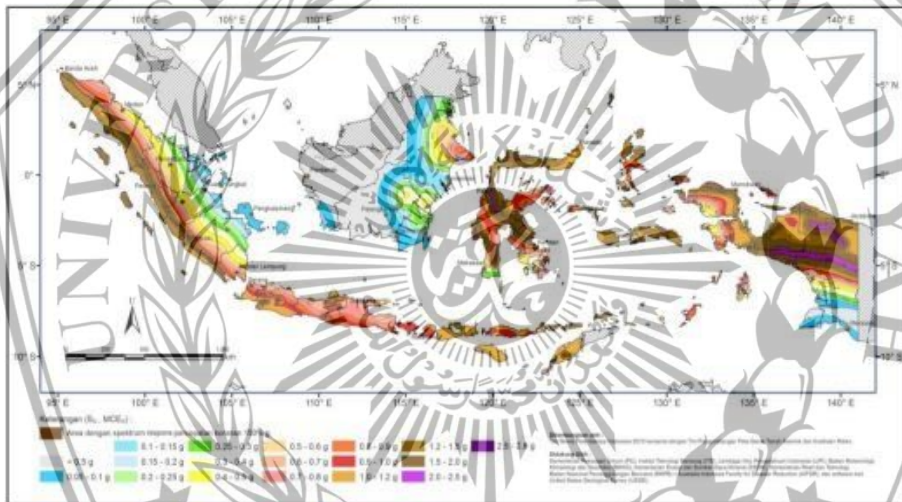
V_y = Pembebanan gempa

f_2 = Faktor kuat lebih struktur

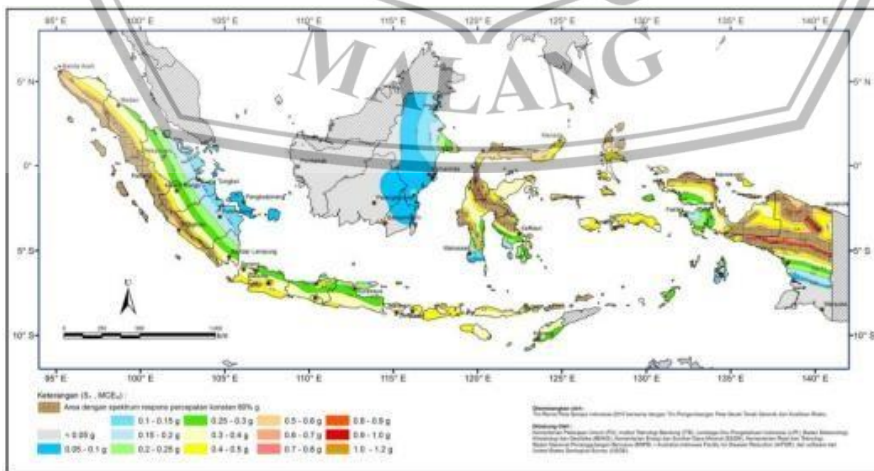
Faktor daktilitas struktur gedung μ yang berhubungan dan konsistensi menurut persamaan sebagai berikut :

$$f_2 = 0,83 + 0,17 \mu \dots\dots\dots (2. 2)$$

Pada SNI 1726-2012 dapat dilihat wilayah gempa bumi yang terdapat di Indonesia. Peta wilayah gempa yang terdapat pada SNI 1726-2012 ditetapkan berdasarkan parameter percepatan gempa batuan dasar yang meliputi, S_s yang merupakan percepatan batuan dasar periode pendek 0,2 detik dan S_1 yang merupakan percepatan batuan dasar periode 1 detik, seperti pada gambar 2.2 dan gambar 2.3 :



Gambar 2.1 Peta wilayah gempa menurut SNI 1726-2012 berdasarkan parameter S_s



Gambar 2.2 Peta wilayah gempa menurut SNI 1726-2012 berdasarkan parameter S_1

1. Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik diperlukan klasifikasi situs yang berfungsi untuk penentuan aspek dari kriteria seismik bangunan. Berdasarkan SNI 1726 – 2012 formula dari kriteria desain seismik tersebut di atas bidang datar tanah dalam menentukan pengembangan besaran dan percepatan gempa tertinggi atau klimaksnya dari batuan paling bawah ke atas bidang datar tanah paling atas disesuaikan klasifikasinya dengan jenis tanah lapisan 30 meter di atas permukaan, ketetapan kelas situs juga memakai investigasi tanah di lapangan dan dapat dilihat dari Tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/dt)	N atau Nch	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 :		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks Plastisitas $P_1 > 20$ 2. Kadar Air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralisir $S_u < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respon spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki satu atau lebih dari karakteristik berikut : <ol style="list-style-type: none"> 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah lukuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $P_1 > 75$) Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ Kpa		

Sumber : SNI 1726 (2012:17)

Berdasarkan tabel diatas dapat dilihat Klasifikasi Situs, Klasifikasi Situs tersebut berlaku untuk tanah yang kedalamannya 30 m dari permukaan tanah. Pada tanah biasanya terdapat beberapa jenis lapisan, yang dikelompokkan kedalam beberapa lapisan dan ditandai dengan angka 1 hingga n. Dimana n merupakan jumlah lapisan tanah hingga kedalaman 30

meter. Lapisan tanah n dapat berupa tanah kohesif dan tanah non-kohesif, k adalah jumlah lapisan tanah kohesif dan m adalah jumlah lapisan tanah non-kohesif. Sedangkan i merupakan lapisan tanah diantara lapisan tanah 1 hingga n.

2. Parameter Percepatan Spektral Desain

Mengacu pada SNI 1726 (2012:12) untuk menentukan percepatan spektral desain untuk mengetahui perioda pendek, perioda SDS1, dan SDS perlu diterangkan menggunakan persamaan :

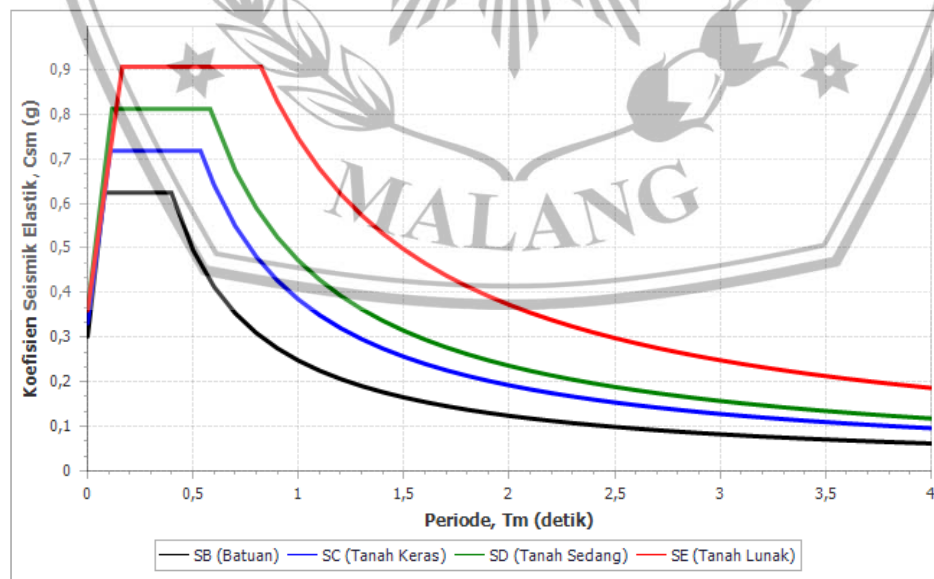
$$SDS = 2.3 SMS \dots\dots\dots (2.3)$$

$$SD1 = 2.3 SMS \dots\dots\dots (2.4)$$

Dalam perhitungan gaya akibat beban lateral atau beban gempa yang diterima oleh bangunan memerlukan besaran dari nilai spektrum Ss dan S1. Selain nilai spektrum perhitungan gaya geser juga memerlukan Analisa zona wilayah gempa.

Besaran dari nilai spektrum Ss dan S1 yang akan diperlukan dalam perhitungan gaya yang diakibatkan oleh beban lateral atau beban gempa yang diterima bangunan atau bisa disebut juga gaya geser tersebut memerlukan analisa zona wilayah gempa.

Grafik korelasi parameter percepatan spectral desain tentang periode gempa daerah kota Malang dapat dilihat pada Gambar 2.3 sebagai berikut :



Gambar 2.3 Grafik korelasi parameter percepatan spectral desain
Sumber : (lini.binamarga.pu.go.id/SpektrumRespons).

3. Penentuan Respon Spektra di Permukaan Tanah

Respon spektra atau *spektrum respons*, berdasarkan SNI 1726 : 2012 yaitu nilai yang menggambarkan respon maksimum dari system berderajat-kebebaan-tunggal (SDOF) pada frekuensi alami atau periode alami teredam akibat suatu goyangan tanah.

Diagram atau nilai respon spektrum didapatkan berdasarkan persamaan parameter-parameter percepatan gempa. Sesuai dengan peraturan dan berdasarkan SNI 1726 : 2012.

Faktor amplifikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek (F_a) dan periode 1.0 detik (F_v) dibutuhkan dalam menentukan parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah (SMS dan SM1) yang akan ditunjukkan pada Tabel 2.4 dan 2.5. Parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah (diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk perioda pendek (S_s) dan perioda 1.0 detik (S_1) di batuan dasar sesuai rumus sebagai berikut:

$$SMS = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.5)$$

$$SM1 = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana:

S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0.2 detik di batuan dasar (SB)

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (SB)

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik

Tabel 2.3 Koefisien Situs, S_s

Kelas situs	Parameter respon spektra percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726 (2012 : 22)

CATATAN:

- a) Untuk nilai-nilai antara, S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs-spesifik

Tabel 2. 4 Koefisien Situs, S_1

Kelas situs	Parameter respon spektra percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik S_1				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$
S_A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S_B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
S_C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
S_D	2,4	2	1,8	1,6	1,5
S_E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
S_F	SS^b				

Sumber: SNI 1726 (2012 : 22)

CATATAN:

- a. Untuk nilai-nilai antara, S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- b. SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs-spesifik

4. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Pada kategori resiko struktur bangunan gedung maupun non gedung untuk beban gempa yang sesuai pada tabel 2.5, beban atau pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dahulu dengan faktor keutamaan I_e pada tabel 2.6. (SNI 1726-2013:13)

Tabel 2. 5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua Gedung dan Struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan Rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/Rumah susun 	II

Sumber : SNI 1726 (2012 : 14)

Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : SNI 1726 (2012 : 15)

5. Kategori Desain Seismik

Setiap bangunan dan strukturnya patut ditentukan ke dalam kelompok desain seismik yang lebih erat, dan harus berpedoman pada Tabel 2.7 dan 2.8, walaupun tidak termasuk dari angka periode fundamental vibrasi struktur.

Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dalam periode pendek

Nilai SDS	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dalam periode 1 detik

Nilai SDS	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SDS < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SDS$	D	D

Berdasarkan SNI 1726 – 2012 dalam penentuan periode suatu prinsip pendekatan (T_a) di dalam detik dari persamaan untuk struktur dan ketinggian minimum 12 tingkat dengan formula sebagai berikut :

$$T_a = 0,1 N \dots\dots\dots (2.7)$$

6. Pemilihan Sistem Struktur

Dalam Tabel 2.9 adalah uraian sistem struktur dan uraian ketinggian struktur yang harus dipenuhi untuk sistem penahan gaya gempa lateral dan gaya vertikal dasar. Konstanta modifikasi respons yang serasi R , faktor kuat

lebih sistem, koefisien amplifikasi defleksi, C_d , ini wajib diterapkan untuk menentukan gaya geser dasar, gaya geser elemen, maupun simpangan antar lantai tingkat desain sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gempa

sistem penahan gaya seismik	Koef. Modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_{db}	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A sistem dinding penahan								
B sistem rangka bangunan								
C sistem rangka pemikul momen								
D sistem ganda dengan rangka pemikul khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang diterapkan								
rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen menengah	$4^{1/2}$	3	4	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen biasa	$3^{1/2}$	3	3	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang momen khusus	8	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726 (2012 : 36)

7. Periode Fundamental Pendekatan

Menurut SNI 1726 (2012:15) periode fundamental pendekatan struktur, T , di dalam pedoman yang mendasari dalam jenis dipelajari memakai milik struktur dan kelompok deformasi elemen penahan dalam perhitungan yang diuji. Periode suatu prinsip dasar struktur T , tidak bisa melampaui hasil konstanta variabel batasan di suatu periode yang dihitung

(C_u) di Tabel 2.10 sedangkan c_t dan x pada Tabel 2.11 dan periode fundamental perancangan, T_a mampu dianalisa seperti berikut :

$$T_a = C_t \cdot h^{\frac{x}{n}} \quad (2.8)$$

Dan tidak boleh melebihi :

$$T_{max} = C_u \cdot T_a \quad (2.9)$$

dimana :

$$h^{\frac{x}{n}} = \text{ketinggian struktur (m)}$$

$$C_t \text{ dan } x = \text{koefisien (ditentukan dari tabel 2.9)}$$

Dalam penentuan koefisien C_u harus berdasarkan pada parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik seperti ditunjukkan pada tabel 2.10. Untuk nilai periode pendekatan C_t dan x ditentukan berdasarkan tipe struktur dari bangunan yang terdapat pada tabel 2.10

Tabel 2.10 Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1	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 (2012 : 56)

Tabel 2.11 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan X

Tipe Struktur	C_t	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris terkekang terhadap teknik	0,0731a	0,75
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488a	0,75

Sumber : SNI 1726 (2012)

Untuk alternatif, diperbolehkan dalam menetapkan periode fundamental pendekatan (T_a), berbentuk dalam detik, perumpamaan untuk struktur dengan ketinggian yang kurang dari 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terbuat dari rangka penahan momen beton ataupun baja selaku kelengkapan dan tingkat paling minimum 3 meter sebagai berikut :

$$T_a = 0,1 N \quad (2.10)$$

Keterangan :

$$N = \text{jumlah tingkat} \dots\dots\dots(2. 11)$$

Periode fundamental pendekatan, T_a , dalam detik dipakai struktur dinding geser batu bata maupun beton diperbolehkan dari formula sebagai berikut :

$$T_a = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{C_w}} \dots\dots\dots (2.12)$$

8. Geser Dasar Seismik

Mengacu pada SNI 1726 (2012:54) maka geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan atau rumus berikut :

$$V = C_s W \dots\dots\dots(2.13)$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan

W = berat seismik efektif (Kn)

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus sesuai dengan persamaan :

$$V = \frac{F SDS}{R} W \dots\dots\dots (2. 14)$$

Dimana :

$$SDS = \frac{2}{3} F_a S S \dots\dots\dots(2. 15)$$

Dimana :

F_a dapat ditarik sejumlah 1,0 kepada situs batu, 1,4 kepada situs tanah, maupun ditetapkan sebagai koefisien – koefisien situs. Untuk tujuan itu, situs dapat diumpamakan sebagai batu apabila antara bidang rata batu dengan dasar pondasi tapak terdapat kurang dari 3 meter tanah.

9. Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Pada SNI 1726 – 2012 Koefisien respons seismik (C_s) telah ditetapkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$C_s = \frac{SDS}{T \cdot (\frac{R}{I_e})} \dots\dots\dots(2. 16)$$

dimana :

SDS = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Koefisien respons seismik, C_s yang dihitung sebagaimana ketentuan di atas tidak perlu melebihi nilai koefisien respons seismik seperti berikut ini :

$$C_s = 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \dots \dots \dots (2. 17)$$

Jika struktur berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka C_s tidak boleh kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2. 18)$$

dimana :

SD_1 = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode 1,0 detik

T = Periode fundamental struktur ditentukan

S_1 = Parameter percepatan spektrum respons maksimum yang ditetapkan.

10. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Pada SNI 1726 – 2012 Gaya gempa lateral (F_x) (Kn) yang muncul di seluruh tingkat ditetapkan dalam persamaan sebagai berikut :

$$F_x = C_{vx} V \dots \dots \dots (2. 19)$$

Nilai faktor distribusi vertikal dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \dots \dots \dots (2. 20)$$

Dimana :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

F_x = gaya gempa lateral (kN)

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN) W_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

1. Untuk struktur yang mempunyai periode 0,5 detik atau kurang $k = 1$
2. Untuk struktur yang mempunyai periode 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
3. Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau ditentukan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.2 Pondasi Tiang Pancang (*Spun Pile*)

Tiang pancang (*spun pile*) merupakan struktur bawah pondasi yang mempunyai fungsi untuk meneruskan beban-beban dari struktur atas ke bagian bawah atau ke lapisan tanah keras yang dalam. Pada umumnya biasanya tiang pancang pada pelaksanaan di lapangan langsung dipancangkan ke dalam tanah. Tiang pancang dipancangkan tegak lurus ke dalam tanah, tetapi jika diperlukan untuk menahan beban horisontal maka tiang pancang bisa dipancangkan miring (*batter pile*).

Menurut Sardjono (1996:1) pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk pondasi bangunan atau gedung yang tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup kuat untuk menopang berat bangunan juga beban bangunan tersebut, atau apabila tanah keras mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya tetapi letaknya sangat dalam. Pada umumnya ada 3 jenis dari pondasi tiang pancang yaitu tiang pancang baja, tiang pancang kayu dan tiang pancang beton.

2.2.1 Daya Dukung Tanah

Terdapat beberapa daya dukung tanah yang perlu diperhitungkan dalam merencanakan pondasi pada struktur bangunan, antara lain sebagai berikut (Pamungkas, 2013:43) :

1 Daya Dukung Ijin Vertikal Tiang

Dalam menghitung daya dukung tiang tunggal Mayerhof menghitung daya dukung ijin vertikal tiang dengan menganalisa panjang ekuivalen dan penetrasi tiang.

- a. Panjang ekuivalen dari penetrasi ujung tiang (I)

$$I = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot D \dots \dots \dots (2.21)$$

- b. Harga N rata-rata pada panjang ekuivalen dari ujung tiang

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \dots \dots \dots (2.22)$$

Dimana, N1 = nilai N pada ujung tiang

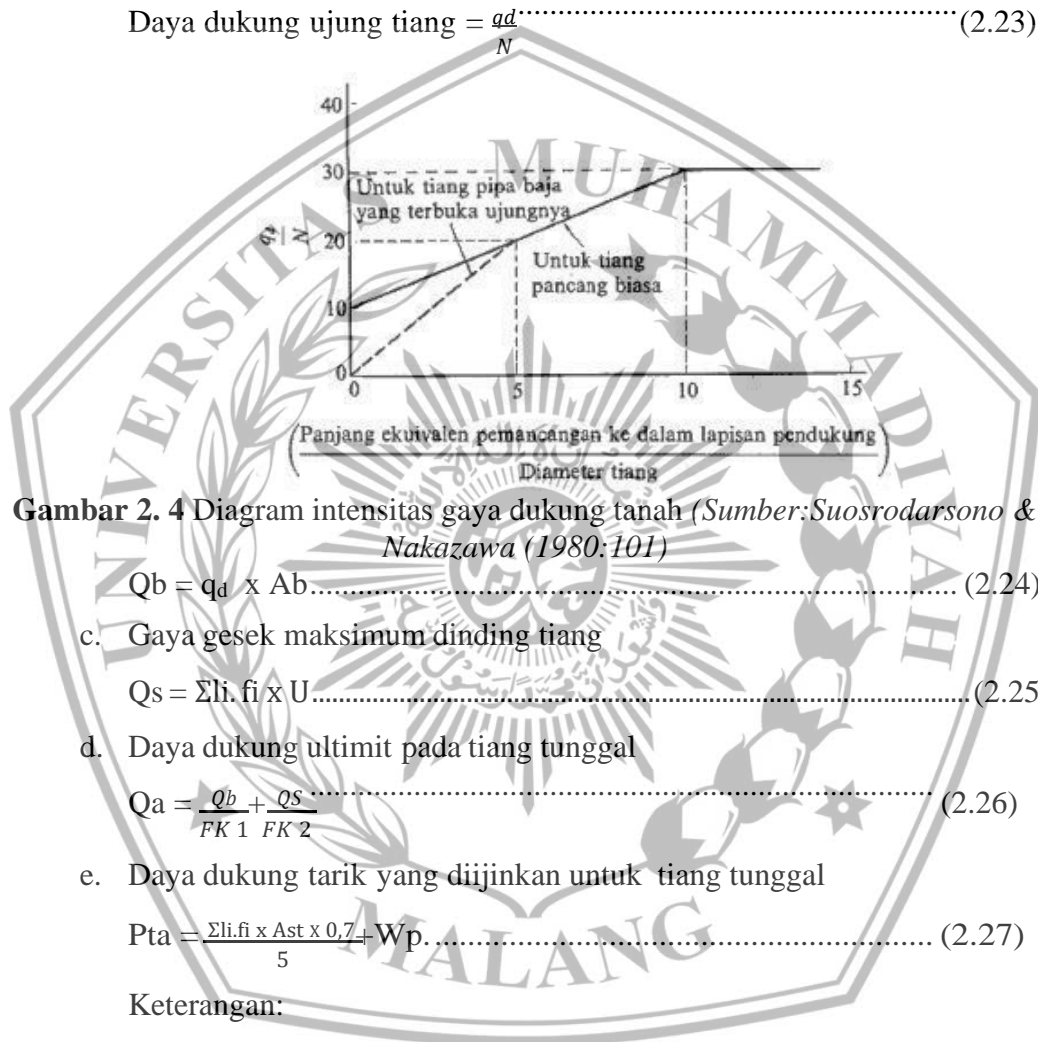
N2 = nilai rata-rata N pada jarak 4D

Tabel 2.12 Intensitas gaya geser dinding tiang (ton/m²)

Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau N (≤ 12)	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: Suosrodarsono & Nakazawa (1980:102)

Daya dukung ujung tiang = $\frac{qd}{N}$ (2.23)



Gambar 2. 4 Diagram intensitas gaya dukung tanah (Sumber: Suosrodarsono & Nakazawa (1980:101))

$Q_b = q_d \times A_b$ (2.24)

c. Gaya gesek maksimum dinding tiang

$Q_s = \sum l_i \cdot f_i \times U$ (2.25)

d. Daya dukung ultimit pada tiang tunggal

$Q_a = \frac{Q_b}{FK_1} + \frac{Q_s}{FK_2}$ (2.26)

e. Daya dukung tarik yang diijinkan untuk tiang tunggal

$P_{ta} = \frac{\sum l_i \cdot f_i \times A_{st} \times 0,7}{5} + W_p$ (2.27)

Keterangan:

D = diameter tiang (m)

U = keliling tiang (m)

Wp = berat sendiri tiang (KN)

Qa = kapasitas dukung ultimit neto (KN)

Qb = tahanan ujung bawah ultimit (KN)

Qs = tahanan gesek ultimit (KN)

Ab = luas ujung bawah tiang (m²)

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

A_{st} = luas selimut tiang (cm)

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang yang ditinjau (ton/m²)

A_{st} = luas selimut tiang (m²)

2 Penentuan Jumlah Tiang

Jumlah tiang rencana pada satu titik kolom dapat ditentukan dengan membagi gaya aksial dengan daya dukung tiang.

$$n = \frac{P}{Q_a} \quad (2.28)$$

3 Penentuan Jarak Antar Tiang

Jarak antar tiang dalam kelompok berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. (Sardjono, 1988:56)

$$S \geq 2,5D \quad (2.29)$$

$$S \geq 3D \quad (2.30)$$

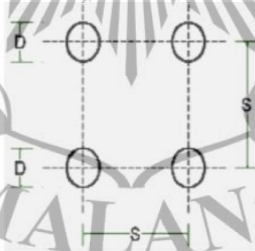
Untuk jarak tepi tiang pancang dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$1D \leq S \leq 2D \quad (2.31)$$

Keterangan:

S = jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*), dapat dilihat pada

D = diameter tiang



Gambar 2.5 Jarak antar tiang dalam kelompok (Sardjono, 1988:56)

$$S = \frac{1,57 \times d \times m \times n}{m+n-2} \quad (2.32)$$

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

d = diameter tiang

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

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

4 Efisiensi Tiang

Salah satu persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Lebarre Formula*. (Hardiyatmo, 2015:218)

$$E_g = 1 - \theta \times \frac{(n^F - 1)m + (m - 1)n'}{90 mn'} \dots \dots \dots (2.33).$$

Keterangan:

E_g = efisiensi kelompok tiang

Θ = arc tg d/s , dalam derajat m = jumlah baris tiang

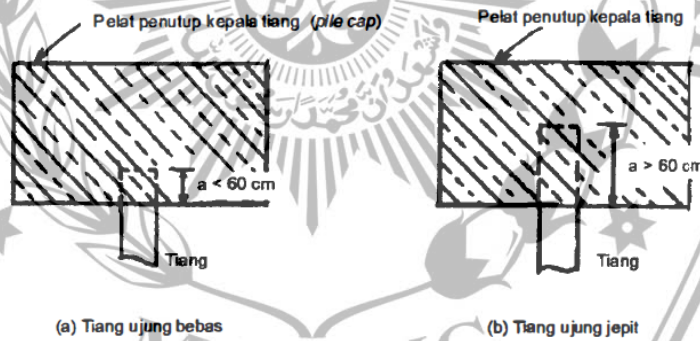
n' = jumlah tiang dalam satuan bariss = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

5 Daya Dukung Horizontal Tiang Pancang

Pondasi tiang didesain dengan memperhitungkan beban-beban lateralseperti beban angin, beban gempa, tekanan tanah lateral, dan lainnya. Dalam analisis gaya horisontal McNulty (1956) dalam Hardiyatmo, H.C. (2008:205). membedakan tiang-tiang menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Tiang-tiang dibedakan menurut dua tipe, yaitu :

- a. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
- b. Tiang ujung bebas (*free end pile*)



Gambar 2.6 Definisi tiang jepit dan tiang bebas (McNulty, 1956)

Dengan metode Broms untuk tiang panjang dalam tanah kohesif, tahanan terhadap gaya lateral akan ditentukan oleh momen maksimum yang dapat ditahan tiangnya sendiri (M_y) (Hardiyatmo, H.C. 2008:216). Nilai f didefinisikan sebagai letak momen maksimum, dan dimana pada kedalaman ini gaya lintang pada tiang sama dengan nol

$$f = \frac{Hu}{9 \times C_u \times D} \dots \dots \dots (2.34)$$

a. Untuk tiang pendek

$$H_u = 9 C_u D (L_p^{-3d/2}) \dots \dots \dots (2.35)$$

$$M_{max} = H_u (L_p^{1/2} + 3D/2) \dots \dots \dots (2.36)$$

b. Untuk tiang sedang

$$M_y = (9/4) C_u d g^2 - 9 C_u c d f (3D/2 + f/2) \dots \dots \dots (2.37)$$

$$H_u \text{ dapat dihitung dengan mengambil } L_p = 3D/2 + f + g \dots \dots (2.38)$$

c. Untuk tiang Panjang

Cek momen yang terjadi pada kedalaman $(f + 3D/2)$ lebih kecil dari M_y . Jika $M_{max} > M_y$ maka termasuk tiang Panjang. H_u ditentukan oleh persamaan

Berikut :

$$H_u = \frac{2 \times M_y}{\frac{3D}{2} + f} \dots \dots \dots (2.39)$$

Keterangan :

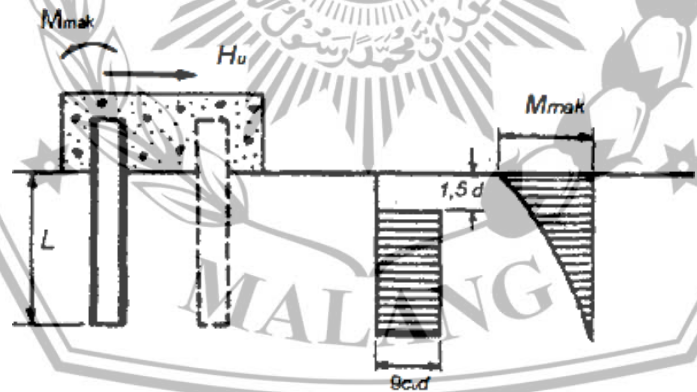
M_y = Momen yang terjadi (kN.m)

H_u = gaya tahanan lateral ultimit (kN)

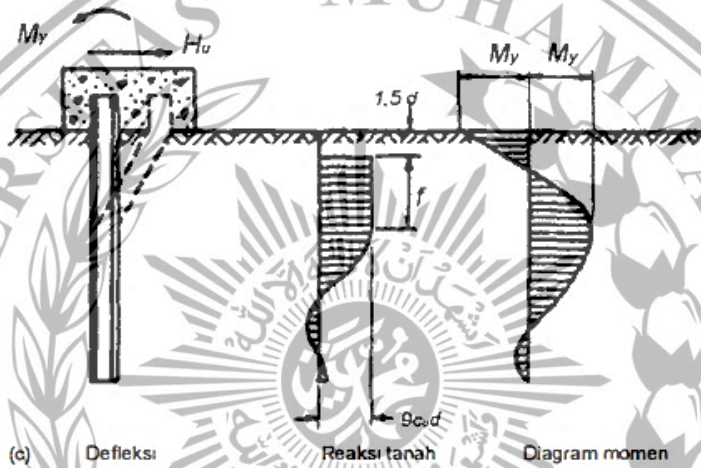
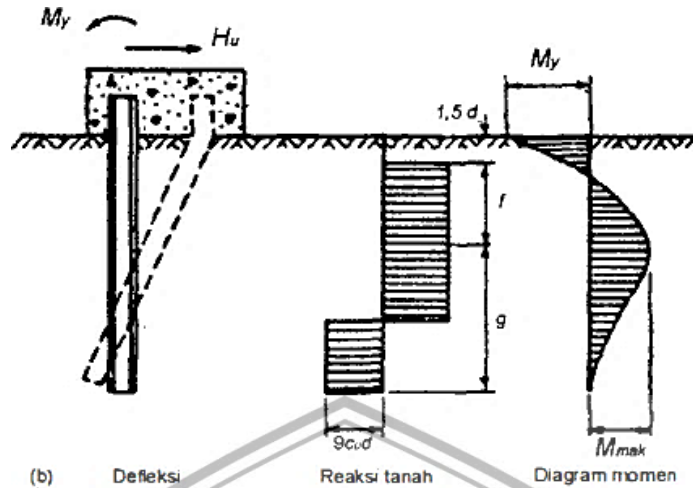
g = kedalaman tiang di bawah kedalaman f (m)

d = diameter tiang (m)

C_u = koehesi *undrained* (kN/m²)



(a) Defleksi Reaksi tanah Diagram momen



Gambar 2.7 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (Broms, 1964a). (a) Tiang pendek (b) tiang sedang (c) Tiang panjang. (Sumber: Hardiyatmo, H.C. 2008:219)

6 Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

Menentukan jumlah tiang dalam satu grup, maka nilai P maksimum (Pmax) yang terjadi pada satu tiang harus memiliki nilai lebih kecil dari pada P ijin(Qa) 1 tiang grup. (Sardjono, 1988:63).

$$P_{\min}^{\max} = \frac{Pu}{np} + \frac{My \times x_{\max}}{ny \times \sum x^2} + \frac{Mx \times y_{\max}}{nx \times \sum y^2} \dots \dots \dots (2.40)$$

Dimana :

- Pmax = Beban maksimum tiang
- Pu = Gaya aksial berfaktor yang terjadi
- My = Momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu y
- Mx = Momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu x

- y_{max} = Jarak terjauh tiang pada arah y
 x_{max} = Jarak terjauh tiang pada arah x
 $\sum y^2$ = Jumlah kuadrat y
 $\sum x^2$ = Jumlah kuadrat x
 n_y = Jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y
 n_x = Jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x
 n_p = Jumlah tiang

7 Perencanaan Pile Cap

Merencanakan tebal *pile Cap*, maka pile cap harus direncanakan agar kuat geser nominal (V_n) lebih besar dari gaya geser terfaktor pada penampang (V_u).

Peninjauan kuat geser dapat dilakukan dengan dua kondisi, yaitu geser 1 arah dan geser 2 arah.

Kontrol geser 1 arah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut. (Dipohusodo, 1994:364).

$$V_u = P_{max} \times W_G \dots \dots \dots (2.41)$$

Keterangan :

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

P_{max} = beban aksial terfaktor pada eksentrisitas yang diberikan

W = dimensi *pile cap* arah Y (m)

G = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser 1 arah (m)

$$V_n = V_c \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \right) b_w \cdot d \dots \dots \dots (2.42)$$

Keterangan :

$V_n = V_c$ = kuat geser nominal

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

b_w = lebar badan balok atau diameter penampang bulat (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

Setelah mengetahui nilai geser satu arah dan dua arah, langkah selanjutnya yaitu menghitung perencanaan batang tulangan baja dengan menggunakan persamaan berikut. (Dipohusodo, 1994:366).

$$K_{perlu} = \frac{M_u}{\phi b d^2} \dots \dots \dots (2.43)$$

Keterangan :

Mu = momen terfaktor pada penampang

\emptyset = faktor reduksi kekuatan

b = lebar daerah tekan komponen struktur (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

$$\text{As perlu} = p \times b \times d. \dots\dots\dots(2.44)$$

Keterangan :

p = rasio penulangan

b = lebar daerah tekan komponen struktur (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

8 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2014:276) penurunan (*settlement*) fondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu: penurunan segera (*immediate settlement*) dan penurunan konsolidasi. Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan berikut. (Hardiyatmo, 2014:276).

$$S = S_i + S_c \dots\dots\dots(2.45)$$

Keterangan :

S = penurunan total

S_i = penurunan segera

S_c = penurunan konsolidasi

a. Penurunan Segera

Janbu et al. (1956), mengusulkan persamaan penurunan segera rata-rata pada beban terbagi rata fleksibel berbentuk empat persegi panjang dan lingkaran yang terletak pada tanah elastis, homogen, dan isotropis dengan tebal terbatas.(Hardiyatmo, 2014:283).

$$S_i = \frac{u_0 \times u_1 \times a \times B}{E} \dots\dots\dots(2.46)$$

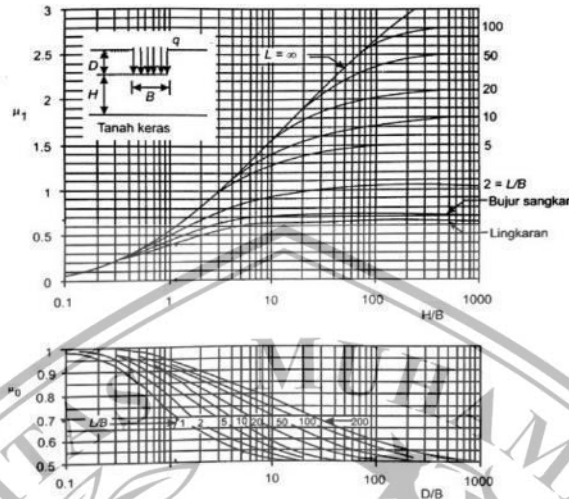
Keterangan :

S_i = Penurunan segera rata-rata (m)

μ_1 = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman fondasi Df

- B = lebar fondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)
- Q = tekanan fondasi neto (fondasi di permukaan $q = q_n$) (KN/m^2)
- E = modulus elastis tanah (KN/m^2)



Gambar 2. 8 Grafik yang digunakan dalam Persamaan 2.47 (Janbu et al,1956)

$E = 3 q_c$ (untuk pasir) (2.47)

$E = 2$ sampai $8 q_c$ (untuk lempung)..... (2.48)

Dengan q_c dalam kg/cm^2

Nilai perkiraan modulus elastisitas dapat juga diperoleh dari pengujian SPT, Mitchell dan Gardner (1975) mengusulkan modulus elastisitas yang dihubungkan dengan nilai N -SPT. (Hardiyatmo, 2014:281-282).

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

$E = 6 (N + 5) (\text{k}/\text{ft}^2)$ (untuk lempung)

dengan $1 \text{ k}/\text{ft}^2 = 0,49 \text{ kg}/\text{cm}^2 = 48,07 \text{ KN}/\text{m}^2$