

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Pondasi *Bored Pile*

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tuang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi (Kazuto Nakazawa dkk, 2000: 91). Perencanaan tiang pancang yang akan dipakai, ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini.

$$\text{Tiang panjang jika} : 1^4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}} > 3 \quad (2.1)$$

$$\text{Tiang pendek jika} : 1 < 1^4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}} \leq 3 \quad (2.2)$$

$$\text{Kaisan jika} : 1^4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}} \leq 1 \quad (2.3)$$

Dengan,

l : Panjang tubuh pondasi yang tertanam di dalam tanah (cm)

k : Koefisien reaksi tanah dalam arah melintang (kg/cm^3)

D : Diameter atau lebar tubuh pondasi (cm)

EI : Kekakuan lentur tubuh pondasi

Pondasi tiang digolongkan berdasarkan kualitas materialnya, cara pelaksanaan, pemakaian bahan-bahan dan sebagainya. Berdasarkan jenis materialnya, pondasi tiang dibagi menjadi dua, yaitu pondasi tiang baja dan pondasi tiang beton. Sedangkan jika dilihat berdasarkan teknik pemasangannya, pondasi tiang terbagi menjadi dua juga, yaitu pondasi tiang pancang pracetak dan pondasi tiang yang dicor ditempat (*cast in place*). Cara pengecoran ditempat (*cast in place*) adalah suatu cara dimana tiang dicetak menurut lubang pada tanah yang berbentuk seperti tiang, kemudian ke dalam lubang ini dituangkan adukan beton. Cara pengeboran tanah yang biasa dilakukan adalah dinding lubang pengeboran tidak diberi perlindungan sama sekali. Ada pula suatu cara pengeboran dengan

menggunakan alat bor yang berputar bolak balik, tetapi dinding lubang dijaga agar tidak runtuh dengan memakai tekanan hidrostatis, dan masih banyak lagi cara atau metode pelaksanaan seperti metode BENOTO, PIP, dan MIP.

Pondasi *bored pile* adalah pondasi tiang yang pelaksanaan konstruksinya dilakukan dengan melakukan pengeboran ke dalam tanah kemudian diisi dengan tulangan dan dilakukan pengecoran. Jika dilokasi pengeboran merupakan area tanah yang mengandung air maka dibutuhkan pipa besi atau *temporary casing* untuk menahan tanah agar tidak terjadi kelongsoran. Berikut ini merupakan keuntungan dan kerugian dalam penggunaan pondasi *bored pile* (Kazuto Nakazawa dkk, 2000: 94).

Keuntungan:

1. Karena getaran dan keriuhan pada saat melaksanakan pekerjaan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya.
2. Karena tanpa sambungan, dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter besar, juga yang lebih panjang. Lebih jauh, panjang tiang dapat ditetapkan dengan mudah.
3. Diameter biasanya lebih besar dari pada tiang pracetak dan daya dukung setiap tiang juga lebih besar, sehingga tumpuan dapat dibuat lebih kecil.
4. Selain cara pemboran dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam, tanah galian dapat diamati secara langsung dan sifat-sifat tanah pada lapisan antara atau pada tanah pendukung pondasi dapat langsung diketahui.
5. Pengaruh jelek terhadap bangunan di dekatnya cukup kecil.

Kerugian:

1. Dalam banyak hal, beton dari tubuh tiang diletakkan dibawah air dan kualitasnya setelah selesai lebih rencah dari tiang-tiang pracetak. Disamping itu, pemeriksaan kualitas hanya dapat dilakukan secara tidak langsung.

2. Ketika beton dituangkan, dikhawatirkan adukan beton akan bercampur dengan runtuh tanah, oleh karena itu beton harus dituangkan dengan seksama setelah penggalian dilakukan.
3. Walaupun penetrasi sampai ke tanah pendukung pondasi dianggap telah terpenuhi, kadang-kadang terjadi bahwa tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur yang tertimbun di dasar.
4. Karena diameter tiang cukup besar dan memerlukan banyak beton, untuk pekerjaan yang kecil mengakibatkan biayanya sangat melonjak.
5. Karena pada cara pemasangan tiang yang diputar berlawanan arah jarum jam dipakai air, maka lapangan akan menjadi kotor, lagi pula untuk setiap cara perlu dipikirkan bagaimana menanganinya.

2.2 Parameter Tanah (Data Lapangan dan Data Laboratorium)

Dalam melakukan perencanaan pondasi diperlukan data tanah, data tersebut mewakili keadaan tanah di lapangan. Untuk mendapatkan data tersebut diperlukan pengambilan sampel dan pengujian di laboratorium, namun untuk pengambilan sampel hanya dilakukan pada titik-titik tertentu yang dianggap dapat mewakili lokasi di lapangan. Kelengkapan data penyelidikan tanah sangat menentukan dalam akurasi perencanaan, namun terkadang beberapa data tidak lengkap dikarenakan terbentur masalah biaya ataupun keadaan teknis dan non-teknis yang terjadi di lapangan. Maka dari itu perencana harus mengambil asumsi yang diperoleh dari korelasi empiris yang telah dilakukan oleh ahli geoteknik dan mengacu pada pemahaman mengenai mekanika tanah.

2.2.1 Sondir / Dutch Cone Penetration Test (DCPT)

Uji penetrasi kerucut statis atau uji sondir banyak digunakan di Indonesia, di samping uji SPT. Pengujian ini sangat berguna untuk memperoleh nilai variasi kepadatan tanah pasir yang tidak padat. Pada tanah pasir yang padat dan tanah-tanah berkerikil dan berbatu, penggunaan alat sondir menjadi tidak efektif, karena mengalami kesulitan dalam menembus tanah. Nilai-nilai tahanan kerucut statis

atau tahanan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian, dapat dikorelasikan secara langsung dengan kapasitas dukung tanah dan penurunan pada fondasi dangkal dan fondasi tiang (Hary Hardiyatmo, 2011: 72).

Ujung alat ini terdiri dari kerucut baja yang mempunyai sudut kemiringan 60° dan berdiameter 35,7 mm atau mempunyai luasampang 10 cm^2 . Bentuk skematis dan cara kerja alat ini dapat dilihat pada **Gambar 2.1a**. Salah satu macam alat sondir dibuat sedemikian rupa sehingga dapat mengukur tahanan ujung dan tahanan gesek dari selimut silinder mata sondirnya. Cara menggunakan alat ini, dengan menekan pipa penekan dan mata sondir secara terpisah, melalui alat penekan mekanis atau dengan tangan yang memberikan gerakan ke bawah. Kecepatan penetrasi kira-kira 10 mm/detik. Pembacaan tahanan kerucut statis atau tahanan konus dilakukan dengan melihat arloji pengukur. Nilai q_c adalah besarnya tahanan kerucut dibagi dengan luas penampangnya (10 cm^2). Pembacaan arloji pengukur, dilakukan pada tiap-tiap penetrasi sedalam 20 cm. Tahanan ujung serta tahanan gesek selimut alat sondir dicatat. Dari sini diperoleh grafik tahanan kerucut statis atau tahanan konus yang menyajikan nilai keduanya seperti pada **Gambar 2.1b**.

Tahap-tahap pengukuran uji kerucut statis (sondir) adalah sebagai berikut:

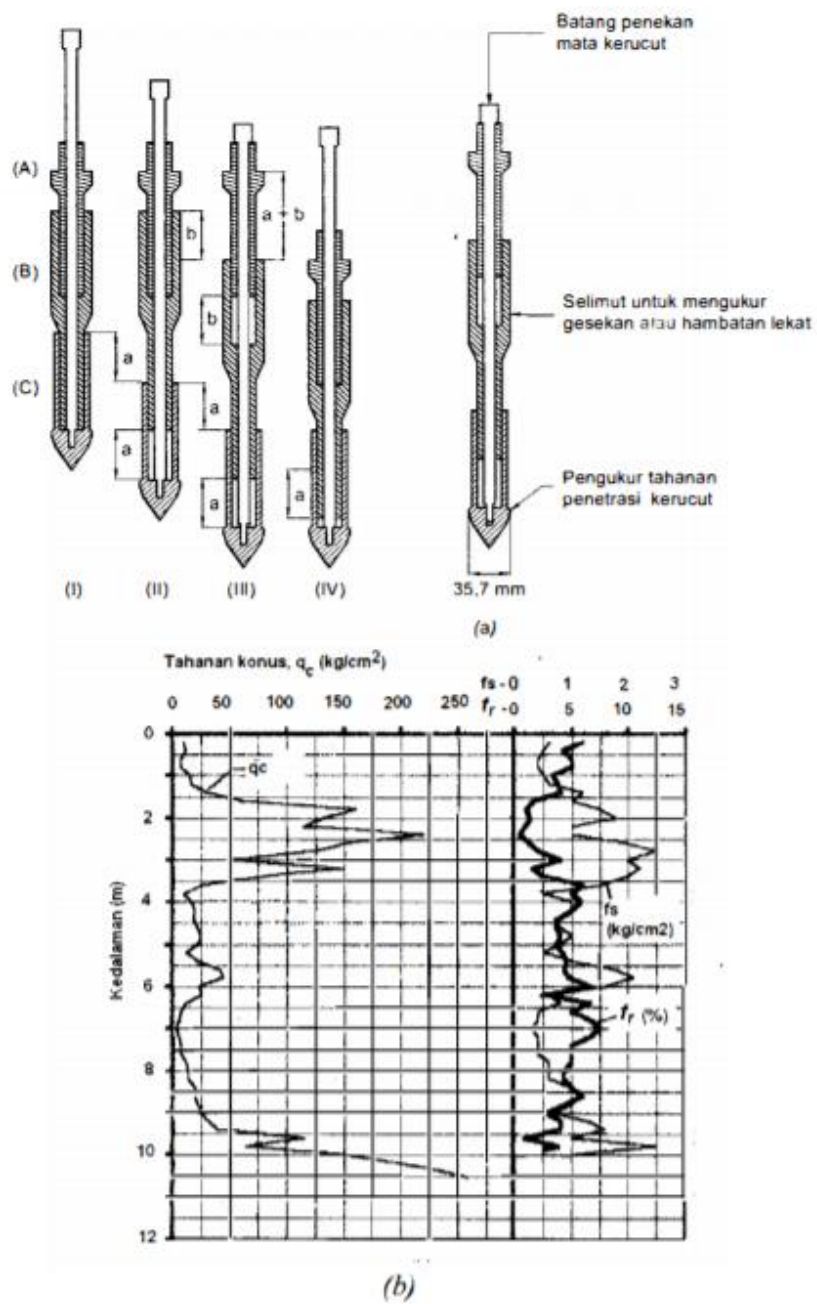
- 1) Posisi I = kerucut (konus) pada kedudukan belum bergerak.
- 2) Posisi II = ujung kerucut ditekan melalui batang penekan kerucut.
- 3) Posisi III = pipa luar pengukur lekatan digerakkan menekan kerucut bawah, menghasilkan gerakan pipa luar dan kerucut ke bawah. Tahap ini mengukur tahanan kerucut dan tahanan gesek pipa luar ($q_c + f_s$).
- 4) Posisi IV = ujung kerucut dan pipa luar digerakkan menuju kembali seperti posisi I.

Karena uji kerucut statis (sondir) tidak mengeluarkan tanah saat pengujian berlangsung, maka jenis tanah tidak dapat diketahui dengan pasti. Robertson dan Campanella (1983) mengusulkan hubungan tahanan konus (q_c) dengan rasio gesekan f_r , untuk mengklasifikasikan tanah secara pendekatan, seperti yang ditunjukkan dalam **Gambar 2.2a**.

Pada gambar tersebut f_r adalah rasio gesekan (*friction ratio*) yang merupakan perbandingan antara gesekan selimut lokal, f_s (gaya gesek yang bekerja pada selimut konus dibagi dengan luas selimutnya atau disebut gesek satuan) dengan tahanan konus q_c atau rasio gesekan dinyatakan oleh persamaan:

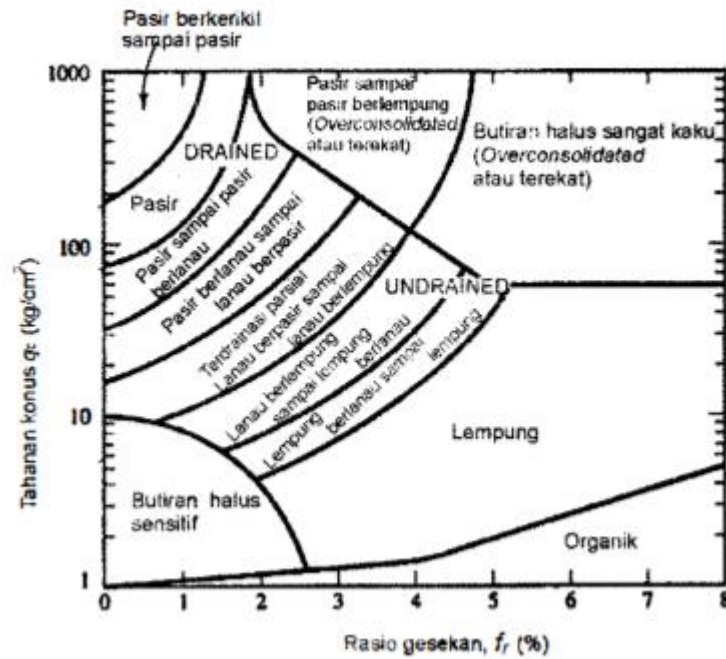
$$f_r = f_s / q_c \times 100 \%$$

Hubungan sudut gesek dalam puncak (ϕ') dan q_c yang diusulkan oleh Robertson dan Campanella (1983) untuk pasir lepas tidak rekat ditunjukkan dalam **Gambar 2.2b**.

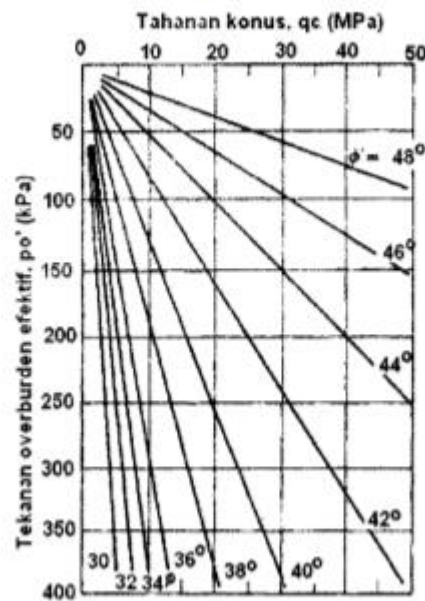


Gambar 2. 1 Hasil uji kerucut statis (a) skema alat kerucut statis dan cara kerja alat (b) contoh grafik hasil uji sondir

Sumber : Bowles, 1997



(a)



(b)

Gambar 2. 2 (a) klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis (sondir), (b) hubungan sudut gesek dalam puncak (ϕ') dan q_c

Sumber : (Robertson dan Campanella, 1983).

2.2.2 Standard Penetration Test (SPT)

Uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler. Pada pengujian ini,

sifat-sifat tanah pasir ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif secara langsung di lapangan. Pengujian untuk mengetahui nilai kerapatan relatif yang sering digunakan adalah *uji penetrasi standar* atau disebut uji *SPT (Standard Penetration Test)*. Prosedur uji *SPT* tercantum pada ASTM D1586.

a) Prosedur uji *SPT*

Pada saat melakukan pengeboran inti, jika kedalaman pengeboran telah mencapai lapisan tanah yang akan diuji, mata bor dilepas dan diganti dengan alat yang disebut *tabung belah standar (standard split barrel sampler)* (**Gambar 2.3a**). Setelah tabung ini dipasang, bersama-sama dengan pipa bor, alat diturunkan sampai ujungnya menumpu lapisan tanah dasar dan kemudian dipukul dari atas. Pukulan diberikan oleh alat pemukul yang beratnya 63,5 kg (140 pon), yang ditarik naik turun dengan tinggi jatuh 76,2 cm (30") (**Gambar 2.3c**).

Nilai *N-SPT* diperoleh dengan cara sebagai berikut:

Tahap pertama, tabung belah standar dipukul hingga sedalam 15 cm (6"). Kemudian dilanjutkan dengan pemukulan tahap kedua sedalam 30,48 cm (12"). Jumlah pukulan pada tahap kedua ini yaitu jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk penetrasi *tabung belah standar* sedalam 30,48 cm, didefinisikan sebagai *nilai-N*. Pengujian yang lebih baik dilakukan dengan menghitung pukulan pada tiap-tiap penembusan sedalam 7,62 cm (3") atau setiap 15 cm (6"). Dengan cara ini, kedalaman sembarang jenis tanah di dasar lubang bor dapat ditaksir, dan elevasi di mana gangguan terjadi dalam usaha menembus lapisan yang keras seperti batu, dapat dicatat.

Dalam kasus-kasus umum, uji *SPT* dilakukan setiap penetrasi bor 1,5 – 2 m atau paling sedikit pada tiap-tiap pergantian jenis lapisan tanah disepanjang kedalaman lubang bornya. Untuk pondasi dangkal interval pengujian dapat lebih rapat lagi.

Uji *SPT* dapat dihentikan jika jumlah pukulan melebihi 50 kali sebelum penetrasi 30 cm tercapai, namun nilai penetrasinya tetap dicatat. Jika uji *SPT* dilakukan dibawah muka air tanah, maka harus dilakukan dengan hati-hati. Karena air tanah yang masuk ke dalam tabung cenderung melonggarkan pasir akibat tekanan rembesan ke atas. Untuk ini, untuk menyamakan kedudukan muka air yang sama antara di dalam dan di luar lubang bor (agar tekanan rembesan kecil), maka di dalam lubang bisa dimasukkan air.

Untuk tanah berbatu, tabung belah standar yang terbuka yang digunakan berbentuk tertutup dan meruncing 30° pada ujungnya (**Gambar 2.3b**). Telah dilaporkan bahwa pada umumnya bilai N yang diperoleh oleh kedua tipe alat ini mendekati sama, untuk jenis tanah dan kerapatan relatif tanah yang sama.

Pada perencanaan pondasi, nilai N dapat dipakai sebagai indikasi kemungkinan model keruntuhan pondasi yang akan terjadi (Terzaghi dan Peck, 1948). Kondisi *keruntuhan geser lokal* (*local shear failure*) dapat dianggap terjadi, bila nilai $N < 5$, dan *keruntuhan geser umum* (*general shear failure*) terjadi pada nilai $N > 30$. Untuk nilai N antara 5 dan 30, interpolasi linier dari koefisien kapasitas dukung tanah N_c , N_q , N_γ dapat dilakukan. Bila nilai-nilai kerapatan relatif (D_r) diketahui, nilai N dapat didekati dengan persamaan (Mayerhof, 1957) :

$$N = 1,7 D_r^2 (14,2p_o' + 10)$$

dengan,

D_r = kerapatan relatif

p_o' = tekanan vertikal akibat beban tanah efektif

pada kedalaman tanah yang ditinjau, atau tekanan *overburden* efektif.

Hubungan nilai N dengan kerapatan relatif (D_r) yang diusulkan oleh Terzaghi dan Peck (1948), untuk tanah pasir disajikan dalam **Tabel 2.1**

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

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: Terzaghi dan Peck, 1948

Untuk tanah lempung jenuh, Terzaghi dan Peck (1948) memberikan hubungan N secara kasar dengan kuat *tekan-bebas*, seperti yang diperlihatkan **Tabel 2.2**. Kuat *tekan-bebas* (q_u) diperoleh dari uji *tekan-bebas*, dengan $c_u = 0,5q_u$ dan $\phi = 0$. Hubungan empiris antara c_u dan N :

$$c_u = 6 N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Penggunaan nilai N dan kuat geser tanah lempung jenuh pada **Tabel 2.2** tersebut hanya pendekatan kasar. Peck et al. (1953) menyatakan bahwa nilai N hasil uji SPT untuk tanah lempung hanyalah pendekatan kasar, sedang pada pasir, nilai hasil uji SPT dapat dipercaya. Untuk menentukan kuat geser tanah lempung jenuh di lapangan, lebih baik jika nilai yang diperoleh dari uji *geser kipas* (*vane shear test*) di lapangan atau dari pengujian contoh tanah tak terganggu di laboratorium.

Untuk menentukan kapasitas dukung izin dari hasil uji SPT, diperlukan estimasi kasar nilai lebar pondasi (B) dari pondasi terbesar pada bangunan. Untuk pondasi dangkal, uji SPT dilakukan pada interval 2,5 ft (76 cm) di bawah dasar pondasi, dimulai dari kedalaman dasar pondasi (D_f) sampai

kedalaman $D_f + B$ (Terzaghi dan Peck, 1948). Nilai N rata-rata sepanjang kedalaman ini akan berfungsi sebagai gambaran kasar dari kerapatan relatif yang berada di bawah dasar pondasi, yang masih mempengaruhi besar penurunan. Jika uji SPT dilakukan pada beberapa lubang pada lokasi yang berlainan, nilai N rata-rata terkecil digunakan dalam memperkirakan nilai kapasitas dukung tanahnya (Terzaghi dan Peck, 1948).

Tabel 2. 2 Hubungan nilai N , konsistensi dan kuat tekan-bebas (q_u) untuk tanah lempung jenuh

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u) (kN/m^2)
<2	Sangat lunak	< 25
2 – 4	Lunak	25 – 50
4 – 8	Lunak	50 – 100
8 – 15	Sedang	100 – 200
15 – 30	Sangat kaku	200 – 400
> 30	Keras	> 400

Sumber: Terzaghi dan Peck, 1948

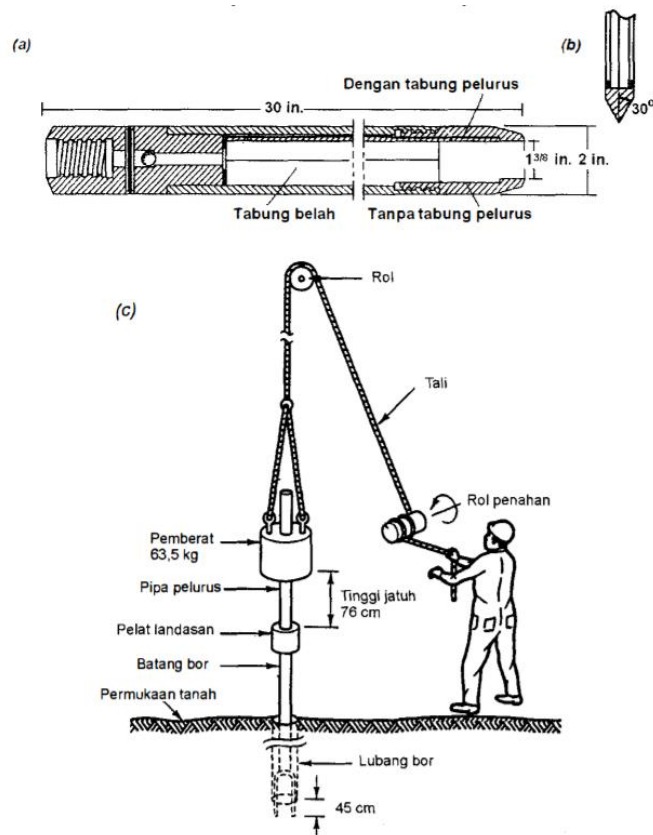
b) Efisiensi energi pemukul

Pemukulan untuk Uji SPT dalam prakteknya terdapat 3 tipe :

- 1) Pemukul donat (*donut hammer*) (**Gambar 2.4a**)
- 2) Pemukul aman (*donut safety*) (**Gambar 2.4b**)
- 3) Pemukul otomatis (*automatic hammer*) (**Gambar 2.4c**)

Hasil uji SPT sangat bergantung pada tipe alat yang digunakan dan pengalaman operator yang melakukan pengujian. Satu hal yang penting agar data yang diperoleh baik, adalah dengan memperhatikan efisiensi energi dari sistem. Dalam praktek terdapat beberapa tipe pemukul, hampir tidak ada yang efisiensinya 100 %. Secara teoritis, energi jatuh bebas dari sistem pemukulan dan tinggi jatuh

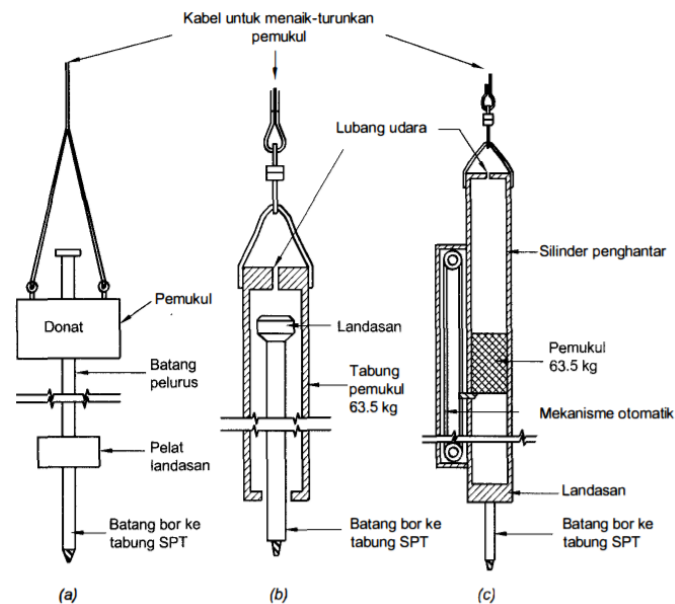
yang diberikan adalah 48 kg-m (350 ft-lb), tapi ternyata energi sebenarnya lebih kecil dari nilai tersebut akibat dari gesekan dan eksentrisitas, yang nilainya bergantung pada tipe pemukulnya. Pada saat ini banyak digunakan alat pengerek naik-turun pemukulan secara otomatis, karena hasilnya lebih mendekati kenyataan.



Gambar 2.3 Tabung belah standar dan uji spt (a) tabung spt untuk tanah berbatu (b) uji spt secara manual

Sumber : kovacs et al. 1981

Rasio antara energi yang terkirim lewat batang bor dengan energi bila pemukul jatuh bebas, didefinisikan sebagai *efisiensi energi pemukul*. Besarnya efisiensi energi bergantung pada: batang penghantar, panjang batang bor, dan diameter bor diberikan oleh Skempton (1986) dan Kulhawy dan Mayne (1990).



Gambar 2. 4 Alat uji spt a. Pemukul donat b. Pemukul aman c. Pemukul otomatis

Sumber: Coduto, 2001

Skempton (1983) meneliti pengaruh dari prosedur pengujian SPT terhadap nilai N -SPT yang diperoleh. Disimpulkan bahwa N -SPT harus dikoreksi terhadap cara jatuhnya pemukul, tipe landasan (*anvil*) dan panjang total batang pipa bor. Nilai standar efisiensi energi bervariasi antara 35 – 85 %, bila digunakan pemukul donat atau pemukul aman. Di Amerika dan Inggris rata-rata digunakan efisiensi energi 60 % untuk panjang batang bor lebih dari 10 m. Pada model pemukul otomatis terbaru, efisiensi energi bisa mencapai 80 – 100 % bergantung pada tipe alat. Saat ini, dalam perancangan pondasi telah banyak digunakan korelasi-korelasi yang didasarkan pada N -SPT dengan mengubah N terukur menjadi N_{60} (FHWA, 2006). N_{60} menyatakan nilai N -SPT dengan efisiensi energi 60 %.

Skepton (1986) menyarankan persamaan untuk mengkoreksi N dari lapangan dengan memperhatikan pengaruh prosedur pengujian, diameter lubang bor dan panjang batang bor.

$$N_{60} = \frac{1}{0,6} E_f C_b C_s C_r N \quad (2.4)$$

dengan,

N_{60} = N -SPT telah dikoreksi

E_f = efisiensi pemukul

C_b = koreksi diameter lubang bor

C_s = koreksi oleh tipe tabung *sampler* SPT

C_r = koreksi untuk panjang batang bor

N = nilai N -SPT hasil uji di lapangan

Diameter lubang bor juga berpengaruh terhadap nilai N . Telah diketahui bahwa jika diameter lubang bor 150 – 200 mm akan diperoleh N lapangan yang lebih kecil dibandingkan dengan diameter lubang 115 mm (Hary Hardiyatmo, 2011: 63).

Tabel 2. 3 Efisiensi pemukulan (E_f)

Negara	Tipe pemukul	Mekanisme pelepasan pemukul	Efisiensi pemukul, E_f
Argentina Brasilia China	Donat	<i>Cathead</i>	0,45
	<i>Pin weight</i>	Dilepas tangan	0,72
	Otomatis	Trip	0,60
	Donat	Dilepas tangan	0,055
	Donat	<i>Cathead</i>	0,50
Columbia Jepang	Donat	<i>Cathead</i>	0,50
	Donat	<i>Tombi trigger</i>	0,78 – 0,85
	Donat	<i>Cathead 2 turn + pelepas spesial</i>	0,65 – 0,67
Inggris Amerika	Otomatis	Trip	0,55 – 0,60
	Aman	<i>2 turn on cathead</i>	0,45
	Donat	<i>2 turn on cathead</i>	0,43
Venezuela	Donat	<i>Cathead</i>	0,43

Sumber: Clayton, 1990

Tabel 2. 4 Faktor koreksi spt akibat pengaruh lubang bor, tabung sampler, batang bor

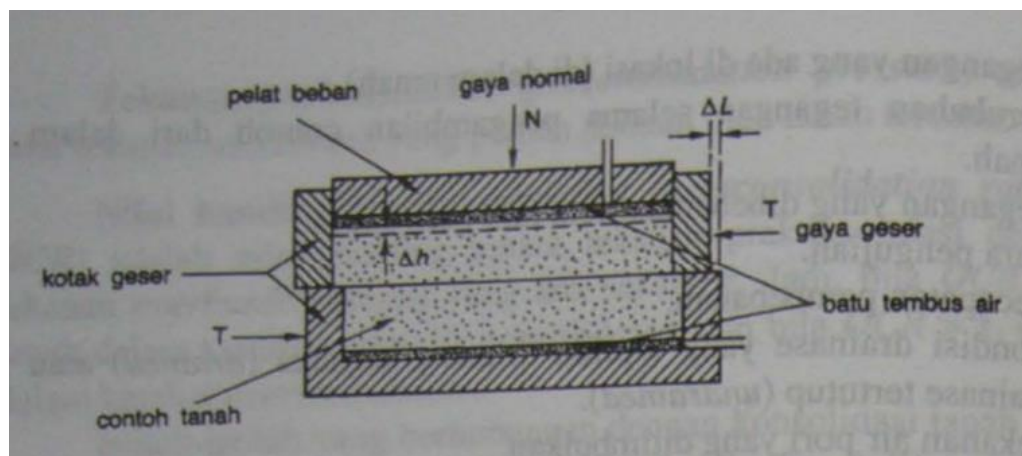
Faktor	Variasi alat	Nilai koreksi
Diameter lubang bor (C_b)	65 – 115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Tabung Sampler (C_s)	Tabung <i>sampler</i> standar	1,00
		1,20

	Tabung <i>sampler</i> tanpa <i>liner</i> (tidak direkomendasikan)	
Panjang batang bor (C_r)	3 – 4 m	0,75
	4 – 6 m	0,85
	6 – 10 m	0,95
	> 10 m	1,00

Sumber: Skepton, 1986

2.2.3 Direct Shear Test

Diagram skematis alat uji geser langsung (*direct shear test*) diperlihatkan pada **Gambar 2.5**. Peralatan pengujian meliputi kontak geser dari besi, yang berfungsi sebagai tempat benda uji. Kotak geser tempat benda uji dapat berbentuk bujur sangkar maupun lingkaran, dengan luas kira-kira 19,35 cm² sampai 25,8 cm² dengan tinggi 2,54 cm (1"). Kotak terpisah menjadi 2 bagian yang sama. Tegangan normal pada benda uji diberikan dari atas kotak geser. Gaya geser diterapkan pada setengah bagian atau dari kotak geser, untuk memberikan geseran pada tengah-tengah benda uji.



Gambar 2.5 Alat uji geser langsung

Sumber: Hardiyatmo, 2011

Pada benda uji yang kering, kedua batuan tembus air (*porous*) tidak diperlukan. Selama pengujian, perpindahan (ΔL) akibat gaya geser dari setengah bagian atau kontak geser dan perubahan tebal (Δh) benda uji dicatat.

Alat uji geser langsung dapat berbentuk bujur sangkar. Kotak pengujian dapat bervariasi dari yang luasnya 100 x 100 mm² sampai

300 x 300 mm². Kotak geser dengan ukuran yang besar digunakan untuk uji tanah dengan butiran yang berdiameter lebih besar.

Terdapat beberapa batasan atau kekurangan dalam uji geser langsung, antara lain:

- 1) Tanah benda uji dipaksa untuk mengalami keruntuhan (*failure*) pada bidang yang telah ditentukan sebelumnya.
- 2) Distribusi tegangan pada bidang kegagalan tidak *uniform*.
- 3) Tekanan air pori tidak dapat diukur.
- 4) Deformasi yang diterapkan pada benda uji hanya terbatas pada gerakan maksimum sebesar alat geser langsung dapat digerakkan.
- 5) Pola tegangan pada kenyataan adalah sangat kompleks dan arah dari bidang-bidang tegangan utama berotasi ketika regangan geser ditambah.
- 6) Drainase tidak dapat dikontrol, kecuali hanya dapat ditentukan kecepatan penggeserannya.
- 7) Luas bidang kontak antara tanah di ke dua setengah bagian kotak geser berkurang ketika pengujian berlangsung. Koreksi mengenai kondisi ini diberikan oleh Petley (1966). Tetapi pengaruhnya sangat kecil pada hasil pengujian, hingga dapat diabaikan (Hary Hardiyatmo 2002: 289 - 291).

2.2.4 Triaxial Test

Dalam perancangan fondasi, uji triaksial terbatas hanya dilakukan pada tanah-tanah lempung, lanau, dan batuan lunak. Umumnya, pengujian ini tidak dilakukan pada tanah pasir dan kerikil, karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu. Walaupun pengambilan contoh tanah pasir sudah diusahakan sangat hati-hati, namun pada pelepasan contoh tanah dari dalam tabung, tanah akan berubah atau terganggu dari kondisi aslinya. Hal terbaik yang dapat dilakukan hanyalah dengan mengukur berat volumenya, yaitu dengan cara menimbang contoh pasir dalam tabung lalu diukur berat volumenya. Kemudian, pengujian geser dilakukan pada contoh

tanah yang dibuat mempunyai berat volume yang sama. Pada tanah pasir, lebih baik jika *sudut gesek dalam* (ϕ) secara empiris diukur dari uji lapangan, seperti uji SPT atau uji penetrasi kerucut statis (sondir). Kuat geser tanah lempung yang digunakan untuk hitungan kapasitas dukung tanah dapat diperoleh dari pengujian triaksial *tak terdrainase (undrained)* (Hary Hardiyatmo 2011: 87).

Uji triaksial dapat dilaksanakan dengan tiga cara (Hary Christady Hardiyatmo 2002: 293 - 294):

- 1) Uji triaksial *Unconsolidated-Undrained* (tak terkonsolidasi-tak terdrainase) (UU).

Uji triaksial *Unconsolidated-Undrained* atau *Quick-test* (pengujian cepat) pada umumnya menggunakan benda uji berupa lempung mula-mula dibebani dengan penerapan tegangan sel (tegangan kekang), kemudian dibebani dengan beban normal, melalui penerapan tegangan deviator ($\Delta\sigma$) sampai mencapai keruntuhan. Pada penerapan tegangan deviator selama penggeseran, air tidak diizinkan keluar dari benda uji. Selama pengujian katup drainase ditutup. Karena pada pengujian air tidak diizinkan keluar, maka beban normal tidak ditransfer ke butiran tanahnya. Keadaan tanpa drainase ini menyebabkan adanya kelebihan tekanan pori (*excess pore pressure*) dengan tidak ada tahanan geser hasil perlawanan dari butiran tanah.

- 2) Uji triaksial *Consolidated-Undrained* (terkonsolidasi-takterdrainase) (CU).

Pada uji triaksial *Consolidated-Undrained* atau *Consolidated Quick Test* (uji terkonsolidasi cepat), benda uji mula-mula dibebani dengan tegangan sel tertentu dengan mengizinkan air mengalir keluar dari benda uji sampai konsolidasi selesai. Tahap selanjutnya, tegangan deviator diterapkan dengan katup drainase dalam keadaan tertutup sampai benda uji mengalami keruntuhan. Karena katup drainase

tertutup, volume benda uji tidak berubah selama penggeseran. Pada pengujian dengan cara ini, akan terjadi kelebihan tekanan air pori dalam benda uji. Pengukuran tekanan air pori dapat dilakukan selama pengujian berlangsung.

- 3) Uji triaksial *Consolidated-Drained* (terkonsolidasi-terdrainase) (CD).

Pada uji triaksial *Consolidated-Drained*, mula-mula tegangan sel tertentu diterapkan pada benda uji dengan katup drainase terbuka sampai konsolidasi selesai. Setelah itu, dengan katup drainase tetap terbuka, tegangan deviator diterapkan dengan kecepatan yang rendah sampai benda uji runtuh. Kecepatan pembebanan yang rendah dimaksudkan agar menjamin tekanan air pori nol selama proses penggeseran. Pada kondisi ini seluruh tegangan selama proses pengujian ditahan oleh geser antara butiran tanah.

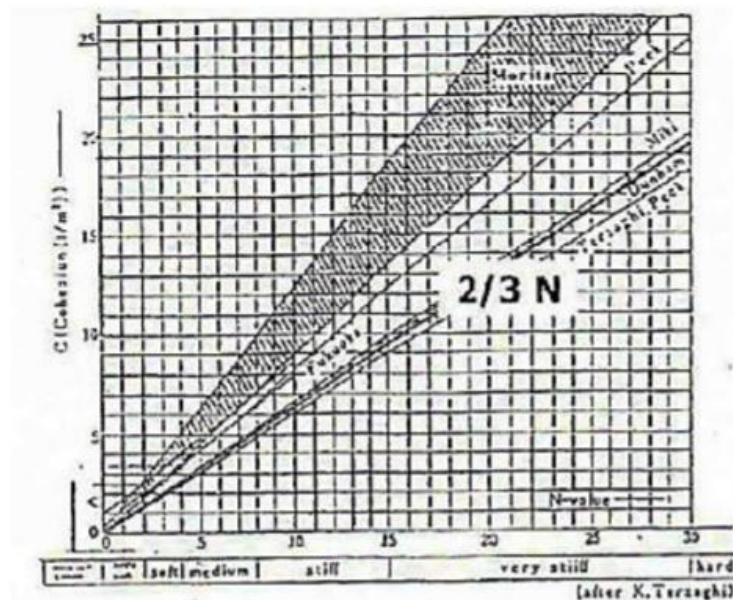
2.3 Korelasi Data Tanah

Di dalam dunia rekayasa geoteknik, tanah memiliki peranan yang sangat penting. Selain sebagai penyangga, tanah dapat pula berfungsi sebagai bahan konstruksi itu sendiri. Beban suatu struktur akan diteruskan oleh pondasi ke tanah, dimana tanah diharapkan mampu mendukung beban tersebut. Perencanaan suatu konstruksi memerlukan beberapa data sifat fisis dan mekanisme tanah yang diperoleh dari hasil penyelidikan tanah lapangan maupun laboratorium.

2.3.1 Kohesi

Kohesi merupakan gaya menarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser dalam, kohesi merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah, dalam hal ini berupa gerak lateral tanah. Deformasi ini terjadi akibat kombinasi keadaan kritis pada tegangan normal dan tegangan geser yang tidak sesuai dengan faktor keamanan dari yang direncanakan, nilai ini didapat dari *triaxial test* dan *direct shear test*. Untuk menentukan

korelasi dengan nilai N -SPT dapat ditentukan dengan memplot pada grafik **Gambar 2.6**.



Gambar 2. 6 Hubungan antara kohesi (c) dan nilai n -spt untuk tanah kohesif

Sumber: Irsyam, 2012

Harga N -SPT menunjukkan kekuatan tanah, menurut Bowles dalam *sifat-sifat fisis dan geoteknis tanah*, 1991, harga N -SPT dapat dikorelasikan kembali untuk mendapatkan nilai-nilai parameter tanah seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.5 dan 2.6**.

Tabel 2. 5 Korelasi uji penetrasi standar N -SPT tanah tidak kohesif

N	0 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
Berat isi γ (kN/m^3)	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
Sudut Geser (ϕ)	25 - 32	28 - 35	30 - 40	> 35
Keadaan	Lepas	Sedang	Padat	Sangat

Sumber: Bowles, 1991

Tabel 2. 6 Korelasi uji penetrasi standar N -SPT tanah kohesif

N	< 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
Berat isi γ (kN/m^3)	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 18	> 20
q_u , kpa	< 25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	> 100

Konsistensi	Sangat lunak	Lunak	Sedang	Kenyal (<i>stiff</i>)	Keras
--------------------	--------------	-------	--------	----------------------------	-------

Sumber: Bowles, 1991

Untuk menentukan korelasi empiris antara nilai N-SPT dengan *unconfined compressive strength* dan berat isi tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif, dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2. 7 Korelasi empiris antara nilai N-SPT dengan unconfined compressive strength (Qu) dan berat isi jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif

Konsistensi	N-SPT	Qu (kPa)	γ_{sat} (kN/m³)
<i>Very soft</i>	< 2	< 25	16 – 19
<i>Soft</i>	2 – 4	25 – 50	16 – 19
<i>Medium</i>	4 – 8	50 – 100	17 – 20
<i>Stiff</i>	8 – 15	100 – 200	19 – 22
<i>Very stiff</i>	15 – 30	200 – 400	19 – 22
<i>Hard</i>	> 30	> 400	19 – 22

Sumber: Lambe & Whitman, 1969

Tabel 2. 8 Korelasi N-SPT dengan modulus elastisitas pada tanah lempung

Subsurface Condition	Penetration resistance range N (bpf)	ϵ_{50} (%)	Poisson's Ratio (ν)	Shear Strength S_u (psf)	Young's Modulus Range E_s^* (psi)	Shear Modulus Range G^{**} (psi)
V.Soft	2	0.020	0.5	250	170-340	60-110
Soft	2-4	0.020	0.5	375	260-520	80-170
Medium	4-8	0.020	0.5	750	520-1040	170-340
Stiff	8-15	0.010	0.45	1500	1040-2080	340-690
Very Stiff	15-30	0.005	0.40	3000	2080-4160	690-1390
Hard	30	0.004	0.35	4000	2890-5780	960-1930
	40	0.004	0.35	5000	3470-6940	1150-
	60	0.0035	0.30	7000	4860-9720	2310
	80	0.0035	0.30	9000	6250-	1620-
	100	0.003	0.25	11000	12500	3420
	120	0.003	0.25	13000	7640-	2080-
					15270	4160
					9020-	2540-
					18050	5090
						3010-
						6020

*Randolph (1978) $E_s = (100-200)S_u$ psf

$$**G = \frac{E_s}{2(1+\nu)}; \text{dimana } \nu = 0,5$$

Sumber: Wesley, L.D., 1997

Tabel 2. 9 Korelasi N-SPT dan q_c dengan modulus elastisitas pada tanah pasir

Subsurface Condition	Penetration Resistance Range N	Friction Angle ϕ (deg)	Poisson Ratio (ν)	Cone Penetration $q_c = 4 N$	Relatif Density Dr (%)	Young's Modulus Range E_s^* (psi)	Shear Modulus Range G^{**} (psi)
Very loose	0-4	28	0.45	0-16	0-15	0-440	0-160
Loose	4-10	28-30	0.40	16-40	15-35	440-1100	160-390
Medium	10-30	30-36	0.35	40-120	35-65	1100-3300	390-1200
Dense	30-50	36-41	0.30	120-100	65-85	3300-5500	1200-1990
Very Dense	50-100	41-45	0.20	200-400	85-100	5500-11000	1990-3900

Schmertman (1970) $E_s^* = 2q_c$ psf $G^{**} = \frac{E_s}{2(1+\nu)}$; dimana $\nu = 0,5$

Sumber: Wesley, L.D., 1997

2.3.2 Sudut Geser Dalam

Kekuatan sudut geser dalam mempunyai variabel kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam (ϕ) bersamaan dengan kohesi menentukan ketahanan tanah akibat tegangan yang bekerja berupa tekanan tanah lateral. Hubungan antara sudut geser dalam dan jenis tanah ditunjukkan pada **tabel 2.10** dan **tabel 2.11**.

Tabel 2. 10 Hubungan antara sudut geser dalam dengan jenis tanah

Jenis tanah	Sudut geser dalam (ϕ)
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	30
Lempung kelanauan	25 – 30
Lempung	20 – 25

Sumber: Braja M. Das, 1993

Tabel 2. 11 Hubungan antara sudut geser dalam dengan jenis tanah

Jenis tanah	Tingkat plastisitas	ϕ
Lanau	Rendah	35 – 37
Lanau berlempung	Sedang	31 – 35
Lempung	Tinggi	< 31

Sumber: Bjerrum, 1960

Tabel 2. 12 Korelasi N-SPT, sudut geser dalam, angka kepadatan dan kepadatan basah pada tanah yang tidak kohesif

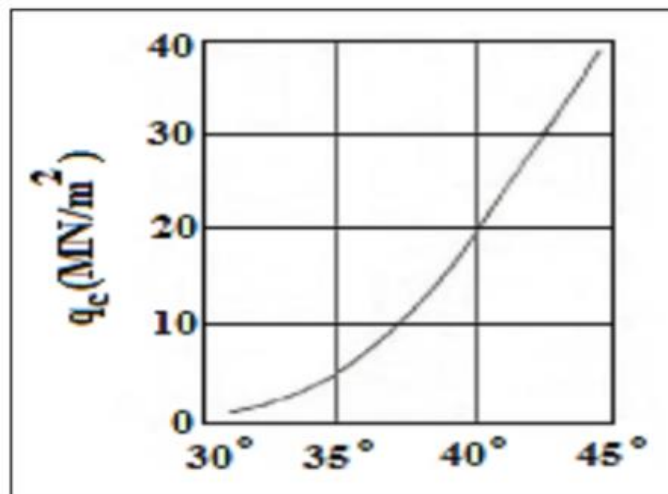
<i>Penetration Resistance N (blows)</i>	<i>Approx. ϕ (degrees)</i>	<i>Density index (%)</i>	<i>Description</i>	<i>Approx moist density (t/m²)</i>
-	25-30	0		
4	27-32	15	Very loose	1.12-1.60
10	30-35	35	Loose	1.44-1.84
30	30-35	65	Medium	1.76-2.08
50	38-43	85	Dense	1.76-2.08
-		100	Very dense	2.08-2.40

Sumber: Wesley, L.D., 1997

Tabel 2. 13 Korelasi macam tanah dan sudut geser dalam (ϕ)

Bahan	ϕ
Kerikil kepasiran	35° - 40°
Isian batu (Rock fill)	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	60
Lempung kelanauan	25 – 30
Lempung plastis rendah	25
Lempung plastis tinggi	20
Nilai c' sebaiknya dianggap nol.	
Bahan	6
Beton	20°
Tembok	20°
Tiang besi	15°

Sumber: Wesley, L.D., 1997



Gambar 2. 7 Korelasi q_c dan sudut geser dalam

Sumber: Wesley, L.D., 1997

2.4 Pembebanan Pondasi

Pembebanan merupakan faktor penting dalam merancang struktur bangunan. Untuk itu, dalam merancang struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada sistem struktur. Pengidentifikasi secara pasti besarnya beban yang bekerja pada struktur cukup sulit. Oleh karena itu distribusi beban dari elemen-elemen dalam suatu struktur memerlukan asumsi dan pendekatan. Beban-beban yang mempengaruhi pembebanan jembatan dimuat dalam RSNI T - 2 - 2005 tentang standar pembebanan untuk jembatan.

2.4.1 Aksi dan Beban Tetap

Masa dari setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan kerapatan masa rata-rata dari bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah masa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,8 \text{ m/dt}^2$. Pengambilan kerapatan masa yang besar mungkin aman untuk suatu keadaan batas, akan tetapi tidak untuk keadaan yang lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban berkurang. Akan tetapi apabila kerapatan masa diambil dari suatu jajarannya harga, dan harga yang sebenarnya tidak bisa ditentukan

dengan tepat, maka perencanaan harus memilih-milih harga tersebut untuk mendapatkan keadaan yang paling kritis. Faktor beban yang digunakan sesuai dengan yang tercantum dalam standar ini dan tidak boleh diubah. Beban mati jembatan terdiri dari berat masing-masing bagian struktural dan elemen-elemen non-struktural. Masing-masing berat elemen ini harus dianggap sebagai aksi yang terintegrasi pada waktu menerapkan faktor beban biasa dan terkurangi. Perencanaan jembatan harus menggunakan kebijaksanaannya di dalam menentukan elemen-elemen tersebut.

a) Berat Sendiri

Tabel 2. 14 Faktor beban untuk berat sendiri

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN		
	K	K	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja, aluminium; 1,0	1,1 1,2	0,9 0,85
	Beton pracetak; 1,0		
	Beton dicor di tempat; 1,0	1,3	0,75
	Kayu; 1,0	1,4	0,7

Sumber: RSNIT - 2 - 2005, 2005

Berat sendiri dari bagian bangunan adalah berat dari bagian tersebut dan elemen - elemen struktural lain yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap.

Tabel 2. 15 Berat isi untuk beban mati (kN/m³)

No.	Bahan	Berat/satuan isi (kN/m ³)	Kerapatan masa (kg/m ³)
1	Campuran aluminium	26.7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22.0	2240
3	Besi tuang	71.0	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17.2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18.8-22.7	1920-2320
6	Aspal beton	22.0	2240

7	Beton ringan	12.25 – 19.6	1250-2000
8	Beton	22.0-25.0	2240-2560
9	Beton prategang	25.0-26.0	2560-2640
10	Beton bertulang	23.5-25.5	2400-2600
11	Timbal	111	11400
12	Lempung lepas	12.5	1280
13	Batu pasangan	23.5	2400
14	Neoprin	11.3	1150
15	Pasir kering	15.7-17.2	1600-1760
16	Pasir basah	18.0-18.8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17.2	1760
18	Baja	77.0	7850
19	Kayu (ringan)	7.8	800
20	Kayu (keras)	11.0	1120
21	Air murni	9.8	1000
22	Air garam	10.0	1025
23	Besi tempa	75.5	7680

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

b) Beban Mati Tambahan / Utilitas

Tabel 2. 16 Faktor beban untuk beban mati tambahan

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN		
	K	K	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	Keadaan umum; 1,0 (1)	2,0	0,7
	Keadaan khusus; 1,0	1,4	0,8

CATATAN (1) Faktor beban daya layan 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu harga K_{MA} yang telah berkurang boleh digunakan dengan persetujuan Instansi yang berwenang. Hal ini bisa dilakukan apabila instansi tersebut mengawasi beban mati tambahan sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan. Pasal ini

tidak berlaku untuk tanah yang bekerja pada jembatan. Faktor beban yang digunakan untuk tanah yang bekerja pada jembatan ini diberikan pada **Tabel 2.19** dan diperhitungkan sebagai tekanan tanah pada arah vertikal. Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan, kecuali ditentukan lain oleh Instansi yang berwenang, semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari. Lapisan ini harus ditambahkan pada lapisan permukaan yang tercantum dalam gambar. Pelapisan kembali yang diizinkan adalah merupakan beban nominal yang dikaitkan dengan faktor beban untuk mendapatkan beban rencana.

Pengaruh dari alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan harus dihitung setepat mungkin. Berat dari pipa untuk saluran air bersih, saluran air kotor dan lain - lainnya harus ditinjau pada keadaan kosong dan penuh sehingga kondisi yang paling membahayakan dapat diperhitungkan.

c) Pengaruh Penyusutan dan Rangkak

Tabel 2. 17 Faktor beban akibat penyusutan dan rangkak

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	K	K
Tetap	1,0	1,0
CATATAN (1) Walaupun rangkak dan penyusutan bertambah lambat menurut waktu akan tetapi pada akhirnya akan mencapai harga yang konstan		

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung dengan menggunakan beban mati dari jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa

mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka harga dari rangkai dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2. 18 Faktor beban akibat prategang

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	K_{PR}^S	K_{PR}^U
Tetap	1,0	1,0 (1,15 pada prapenegangan)

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit. Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Pengaruh utama dari prategang adalah sebagai berikut :

- a) pada keadaan batas daya layan, gaya prategang dapat dianggap bekerja sebagai suatu sistem beban pada unsur. Nilai rencana dari beban prategang tersebut harus dihitung dengan menggunakan faktor beban daya layan sebesar 1,0;
- b) pada keadaan batas ultimit, pengaruh utama dari prategang tidak dianggap sebagai beban yang bekerja, melainkan harus tercakup dalam perhitungan kekuatan unsur.

Tabel 2. 19 Faktor beban akibat tekanan tanah

JANGKA WAKTU	DESKRIPSI	FAKTOR BEBAN		
		K_{TA}^S	K_{TA}^U	
			Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,0	1,25 (1)	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- aktif	1,0	1,25	0,80
	- pasif	1,0	1,40	0,70
	- keadaan diam	1,0	Lihat penjelasan	Lihat penjelasan

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

- 1) Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya) bisa diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah;
- 2) Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linier dengan sifat-sifat bahan tanah;
- 3) Tekanan tanah lateral daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari w_s , c dan ϕ ;
- 4) Tekanan tanah lateral ultimit dihitung dengan menggunakan harga nominal dari w_s dan harga rencana dari c dan ϕ . Harga – harga rencana dari c dan ϕ diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan Faktor Pengurangan Kekuatan K^R , seperti terlihat dalam **Tabel 2.19**. Tekanan tanah lateral yang diperoleh masih berupa harga nominal dan selanjutnya harus dikalikan dengan Faktor Beban yang cukup;
- 5) Pengaruh air tanah harus diperhitungkan

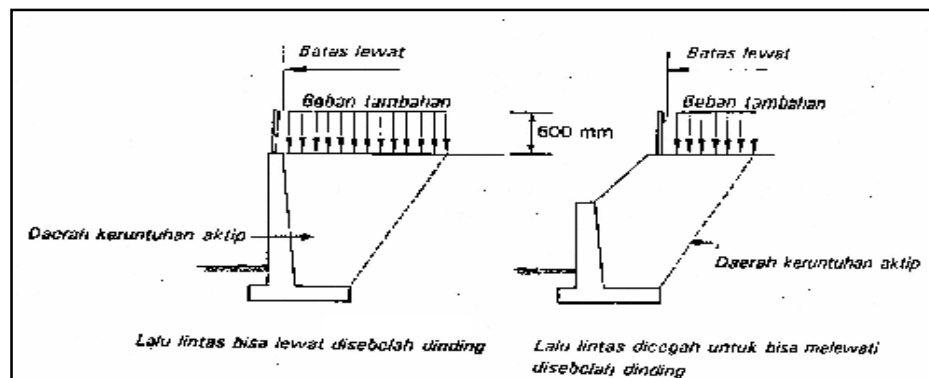
Tabel 2. 20 Sifat-sifat untuk tekanan tanah

Sifat-sifat Bahan untuk Menghitung Tekanan Tanah	Keadaan Batas Ultimit	
	Biasa	Terkurangi
Aktif: (1) $w_s^* =$ $\varphi^* =$ $c^* =$	w_s $\tan^{-1} (K R \tan \varphi)$ \square $K R c$ C	w_s $\tan^{-1} [(\tan \varphi) \square K R]$ \square $c \square K R$ C
Pasif: (1) $w_s^* =$ $\varphi^* =$ $c^* =$	w_s $\tan^{-1} [(\tan \varphi) \square K R]$ \square $c \square K R$ C	w_s $\tan^{-1} (K R \tan \varphi)$ \square $K R c$ C
Vertikal: $w_s^* =$	w_s	w_s
<p>CATATAN (1) Harga rencana untuk geseran dinding, δ^*, harus dihitung dengan cara yang sama seperti φ^*</p> <p>CATATAN (2) $K R$ dan $K R$ adalah faktor reduksi kekuatan bahan $\square C$</p> <p>CATATAN (3) Nilai φ^* dan c^* minimum berlaku umum untuk tekanan tanah aktif dan pasif</p>		

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

- 6) Tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis (lihat **Gambar 2.8**). Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya diterapkan untuk menghitung tekanan tanah dalam arah lateral saja, dan faktor beban yang digunakan harus sama seperti yang telah ditentukan dalam menghitung tekanan tanah arah lateral. Faktor pengaruh pengurangan dari beban tambahan ini harus nol.

- 7) Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada Keadaan Batas Ultimit. Apabila keadaan demikian timbul, maka Faktor Beban Ultimit yang digunakan untuk menghitung harga rencana dari tekanan tanah dalam keadaan diam harus sama seperti untuk tekanan tanah dalam keadaan aktif. Faktor Beban Daya Layan untuk tekanan tanah dalam keadaan diam adalah 1,0, tetapi dalam pemilihan harga nominal yang memadai untuk tekanan harus hati-hati.



Gambar 2. 8 Tambahan beban hidup

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Tabel 2. 21 Faktor tetap pelaksanaan

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	K	K
Tetap	1,0	Biasa Terkurangi 1,25 0,8

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban muncul disebabkan oleh metoda dan urutan pelaksanaan jembatan beban ini biasanya mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai.

Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit dengan menggunakan faktor beban yang tercantum dalam Pasal ini.

2.4.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap as terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

Dalam keadaan tertentu beban "D" yang harganya telah diturunkan atau dinaikkan mungkin dapat digunakan.

a) Lajur Lalu Lintas Rencana

Lajur lalu lintas rencana harus mempunyai lebar 2,75 m. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam **Tabel 2.23**. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

b) Beban lajur "D"

Tabel 2. 22 faktor beban akibat beban lajur "D"

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	<i>K</i>	<i>K</i>
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

c) Intensitas dari Beban "D"

- 1) Beban lajur "D" terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT);

Tabel 2. 23 Jumlah lajur lalu lintas rencana

Tipe Jembatan (1)	Lebar Jalur Kendaraan (m) (2)	Jumlah Lajur Lalu lintas Rencana (n_l)
Satu lajur	4,0 - 5,0	1
Dua arah, tanpa median	5,5 - 8,25	2 (3)
	11,3 - 15,0	4
Banyak arah	8,25 - 11,25	3
	11,3 - 15,0	4
	15,1 - 18,75	5
	18,8 - 22,5	6
CATATAN (1) Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh Instansi yang berwenang. CATATAN (2) Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dengan median untuk banyak arah. CATATAN (3) Lebar minimum yang aman untuk dua-lajur kendaraan adalah 6.0 m. Lebar jembatan antara 5,0 m sampai 6,0 m harus dihindari oleh karena hal ini akan memberikan kesan kepada pengemudi seolah-olah memungkinkan untuk menyiap.		

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

- 2) **Beban terbagi rata (BTR)** mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut:

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.5)$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ Error! kPa} \quad (2.6)$$

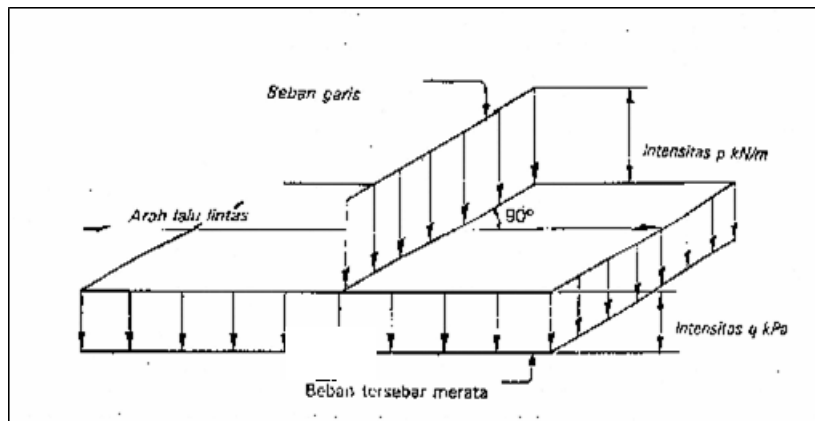
dengan pengertian:

q adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan L adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter). Hubungan ini bisa dilihat dalam Gambar 4.

Panjang yang dibebani L adalah panjang total BTR yang bekerja pada jembatan. BTR mungkin harus dipecah menjadi panjang-panjang tertentu untuk mendapatkan pengaruh maksimum pada jembatan menerus atau bangunan khusus. Dalam hal ini L adalah jumlah dari masing-masing panjang beban-beban yang dipecah seperti terlihat dalam **Gambar 2.12**.

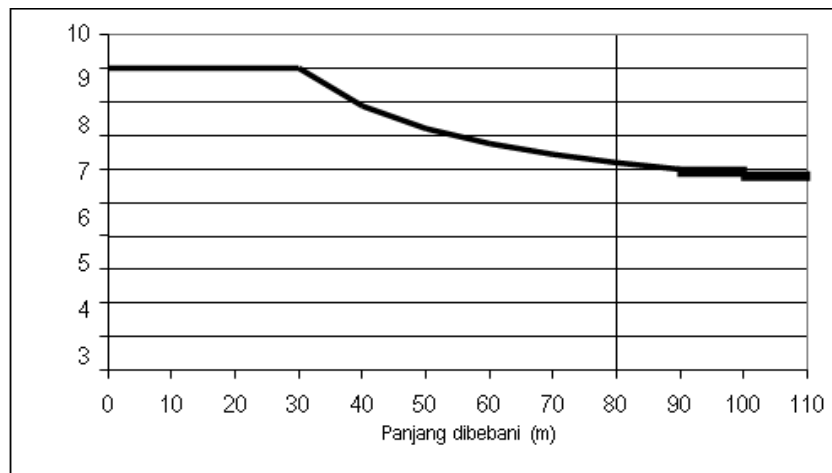
- 3) **Beban garis (BGT)** dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m.

Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Ini bisa dilihat dalam **Gambar 2.12**.



Gambar 2. 9 Beban lajur "D"

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005



Gambar 2. 10 L adalah jumlah dari masing-masing panjang beban-beban yang dipecah

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

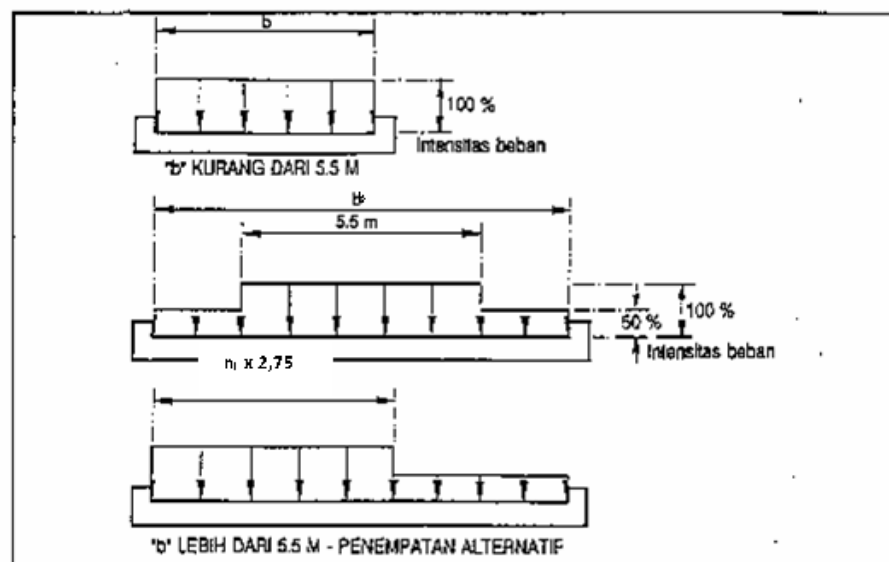
d) Penyebaran dari Beban "D" pada Arah Melintang

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama. Penempatan beban ini dilakukan dengan ketentuan sebagai berikut :

- 1) bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban "D" harus

ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 %;

- 2) apabila lebar jalur lebih besar dari 5,5 m, beban "D" harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana (n_l) yang berdekatan (**Tabel 2.23**), dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar $n_l \times 2,75 q$ kN/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar $n_l \times 2,75 p$ kN, kedua-duanya bekerja berupa *strip* pada jalur selebar $n_l \times 2,75$ m;
- 3) lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada jalur jembatan. Beban "D" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 %. Susunan pembebanan ini bisa dilihat dalam **Gambar 2.11**;



Gambar 2. 11 Penyebaran pembebanan pada arah melintang

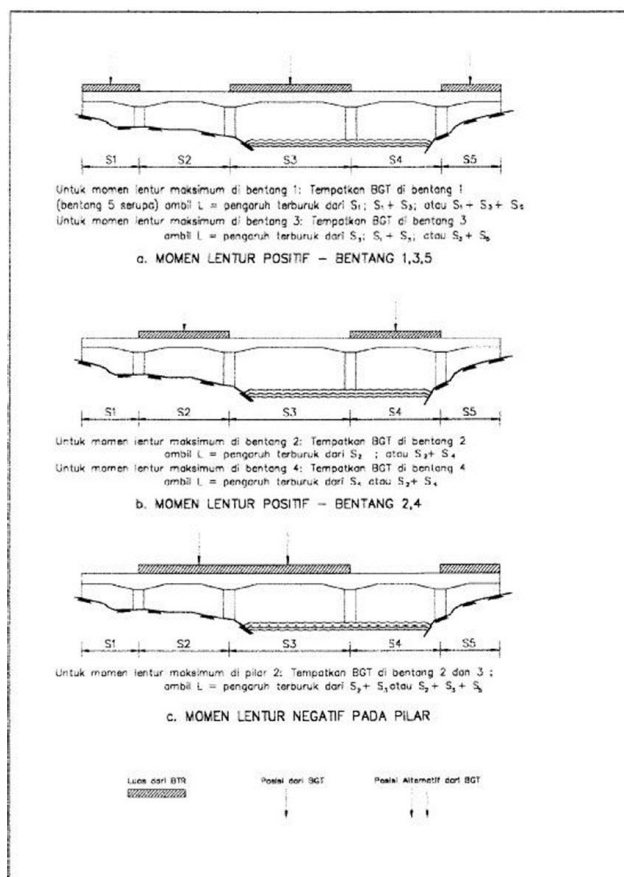
Sumber:RSNI T - 2 – 2005, 2005

- 4) luas jalur yang ditempati median yang dimaksud dalam Pasal ini harus dianggap bagian jalur dan

dibebani dengan beban yang sesuai, kecuali apabila median tersebut terbuat dari penghalang lalu lintas yang tetap.

e) Respon Terhadap Beban Lalulintas “D”

Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.



Gambar 2. 12 susunan pembebanan “D”

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

2.4.3 Pembebanan Truk "T"

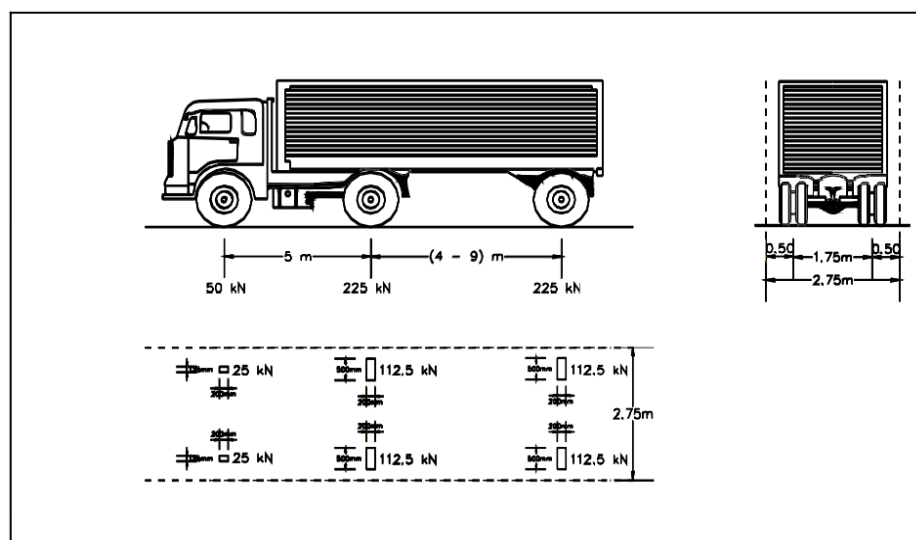
Tabel 2. 24 Faktor beban akibat pembebanan truk "T"

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S; ; TT;$	$K U; ; TT;$
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

a) Besarnya Pembebanan Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam **Gambar 2.13**. Berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.



Gambar 2. 13 Pembentukan truk "T" dalam arah melintang

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

b) Posisi dan Penyebaran Pembebanan Truk “T” dalam Arah Melintang

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana.

Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan ditengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti terlihat dalam **Gambar 2.13**. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana dapat dilihat di poin 2.4.2 bagian (a), akan tetapi jumlah lebih kecil bisa digunakan dalam perencanaan apabila menghasilkan pengaruh yang lebih besar. Hanya jumlah lajur lalu lintas rencana dalam nilai bulat harus digunakan. Lajur lalu lintas rencana bisa ditempatkan dimana saja pada lajur jembatan.

c) Respon terhadap Beban Lalulintas “T”

Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan dengan:

- 1) menyebar beban truk tunggal “T” pada balok memanjang sesuai dengan faktor yang diberikan dalam **Tabel 2.25**;

Tabel 2. 25 Faktor distribusi untuk pembebanan truk “T”

Jenis bangunan atas	Jembatan jalur tunggal	Jembatan jalur majemuk
Pelat lantai beton di atas: balok baja I atau balok beton pra tekan balok beton bertulang T balok kayu	S/4,2 (bila S > 3,0 m lihat Catatan 1)	S/3,4 (bila S > 4,3 m lihat Catatan 1)
	S/4,0 (bila S > 1,8 m lihat Catatan 1)	S/3,6 (bila S > 3,0 m lihat Catatan 1)
	S/4,8 (bila S > 3,7 m lihat Catatan 1)	S/4,2 (bila S > 4,9 m lihat Catatan 1)
Lantai papan kayu	S/2,4	S/2,2

Lantai baja gelombang tebal 50 mm atau lebih	$S/3,3$	$S/2,7$
Kisi-kisi baja: kurang dari tebal 100 mm tebal 100 mm atau lebih	$S/2,6$ $S/3,6$ (bila $S > 3,6$ m lihat Catatan 1)	$S/2,4$ $S/3,0$ (bila $S > 3,2$ m lihat Catatan 1)
<p>CATATAN 1 Dalam hal ini, beban pada tiap balok memanjang adalah reaksi beban roda dengan menganggap lantai antara gelagar sebagai balok sederhana.</p> <p>CATATAN 2 Geser balok dihitung untuk beban roda dengan reaksi $2S$ yang disebarkan oleh S/faktor \square 0,5.</p> <p>CATATAN 3 S adalah jarak rata-rata antara balok memanjang (m).</p>		

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

- 2) momen lentur ultimit rencana akibat pembebanan truk “T” yang diberikan dapat digunakan untuk pelat lantai yang membentangi gelagar atau balok dalam arah melintang dengan bentang antara 0,6 dan 7,4 m;
- 3) bentang efektif S diambil sebagai berikut :
 - i. untuk pelat lantai yang bersatu dengan balok atau dinding (tanpa peninggian), S = bentang bersih;
 - ii. untuk pelat lantai yang didukung pada gelagar dari bahan berbeda atau tidak dicor menjadi kesatuan, S = bentang bersih + setengah lebar dudukan tumpuan.
- d) Faktor Beban Dinamis
 - 1) Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung kepada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya antara 2 sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

- 2) Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit.
- 3) **Untuk pembebanan "D"**: FBD merupakan fungsi dari panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam Gambar 8. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen LE diberikan dengan rumus:

$$LE = \sqrt{L_{av}} L_{max} \quad (2.7)$$

dengan pengertian:

L_{av} adalah panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

L_{av} adalah panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

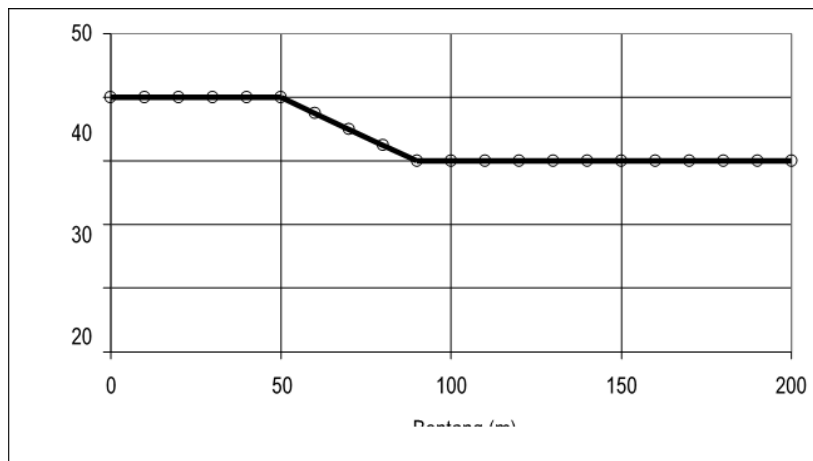
L_{max} adalah panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

- 4) **Untuk pembebanan truk "T"**. FBD diambil 30%. Harga FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada diatas permukaan tanah.

Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada dibawah garis permukaan, harga FBD harus diambil dari sebagian peralihan linier dari harga pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m.

Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, harga FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10 % untuk kedalaman 2 m.

untuk kedalaman antara bisa di interpolasi linier. Harga FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Gambar 2.14 Faktor beban dinamis untuk BGT untuk pembebanan lajur “D”

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

e) Gaya Rem

Tabel 2.26 Faktor beban akibat gaya rem

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S; ;TB;$	$K U; ;TB;$
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

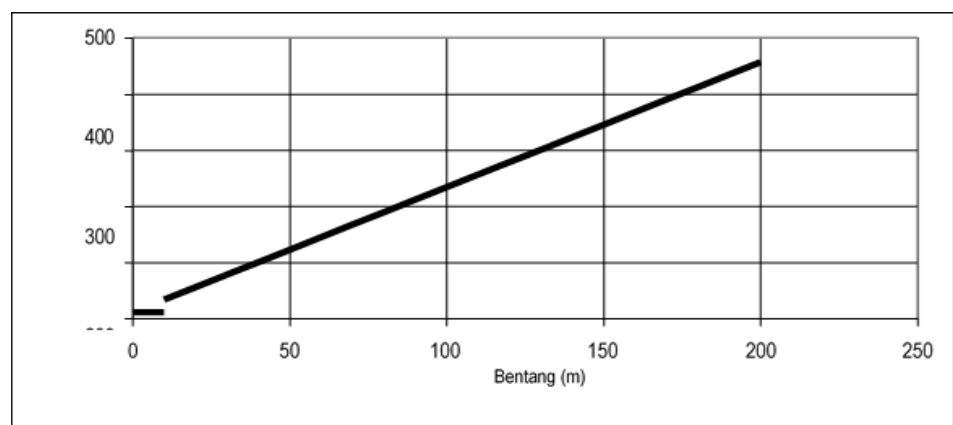
Bekerjanya gaya-gaya diarah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5 % dan beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas (**Tabel 2.23 dan Gambar 2.11**), tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m di atas permukaan lantai kendaraan. Beban

lajur D disini jangan direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan rumus 1: $q = 9 \text{ kPa}$.

Dalam memperkirakan pengaruh gaya memanjang terhadap perletakan dan bangunan bawah jembatan, maka gesekan atau karakteristik perpindahan geser dari perletakan ekspansi dan kekakuan bangunan bawah harus diperhitungkan.

Gaya rem tidak boleh digunakan tanpa memperhitungkan pengaruh beban lalu lintas vertikal. Dalam hal dimana beban lalu lintas vertikal mengurangi pengaruh dari gaya rem (seperti pada stabilitas guling dari pangkal jembatan), maka Faktor Beban Ultimit berkurang sebesar 40% boleh digunakan untuk pengaruh beban lalu lintas vertikal.

Pembebanan lalu lintas 70% dan faktor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR tidak berlaku untuk gaya rem.



Gambar 2. 15 Gaya rem per lajur 2,75 m (KBU)

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

f) Gaya Sentrifugal

Tabel 2. 27 Faktor beban akibat gaya sentrifugal

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S;;TR;$	$K U;;TR;$
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Jembatan yang berada pada tikungan harus memperhitungkan bekerjanya suatu gaya horisontal radial yang dianggap bekerja pada tinggi 1,8 m di atas lantai kendaraan. Gaya horisontal tersebut harus sebanding dengan beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas (**Tabel 2.23 dan Gambar 2.11**), tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis. Beban lajur D disini tidak boleh direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m. Untuk kondisi ini rumus 1; dimana $q = 9$ kPa berlaku.

Pembebanan lalu lintas 70% dan faktor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR berlaku untuk gaya sentrifugal.

Gaya sentrifugal harus bekerja secara bersamaan dengan pembebanan "D" atau "T" dengan pola yang sama sepanjang jembatan.

Gaya sentrifugal ditentukan dengan rumus berikut:

$$T_{TR} = 0,79 \text{ Error! } T_T \quad (2.8)$$

Dengan pengertian:

T_{TR} adalah gaya sentrifugal yang bekerja pada bagian jembatan

T_T adalah Pembebanan lalu lintas total yang bekerja pada bagian yang sama (T_{TR} dan T_T mempunyai satuan yang sama)

V adalah kecepatan lalu lintas rencana (km/jam)

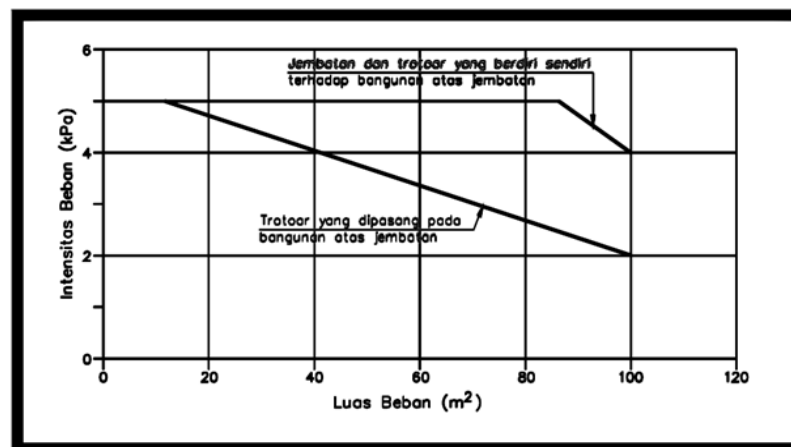
r adalah jari-jari lengkungan (m).

g) Pembebanan untuk Pejalan Kaki

Tabel 2. 28 Faktor beban akibat pembebanan untuk pejalan kaki

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S; ; TP;$	$K U; ; TP;$
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

**Gambar 2. 16** Pembebanan untuk pejalan kaki

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Jembatan pejalan kaki dan trotoar pada jembatan jalan raya harus direncanakan untuk memikul beban per m² dari luas yang dibebani seperti pada **Gambar 2.16**. Luas yang dibebani adalah luas yang terkait dengan elemen bangunan yang ditinjau. Untuk jembatan, pembebanan lalu lintas dan pejalan kaki jangan diambil secara bersamaan pada keadaan batas ultimit. Apabila trotoar memungkinkan digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 kN.

h) Beban Tumbukan pada Penyangga Jembatan

Tabel 2. 29 Faktor beban akibat beban tumbukan pada penyangga jembatan

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S; ;TC;$	$K U; ;TC;$
Transien	1,0 (1)	1,0 (1)
CATATAN (1) Tumbukan harus dikaitkan kepada faktor beban ultimit ataupun daya layan		

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Pilar yang mendukung jembatan yang melintas jalan raya, jalan kereta api dan navigasi sungai harus direncanakan mampu menahan beban tumbukan. Kalau tidak, pilar harus direncanakan untuk diberi pelindung. Apabila pilar yang mendukung jembatan layang terletak di belakang penghalang, maka pilar tersebut harus direncanakan untuk bisa menahan beban statis ekuivalen sebesar 100 kN yang bekerja membentuk sudut 10° dengan sumbu jalan yang terletak dibawah jembatan. Beban ini bekerja 1.8 m diatas permukaan jalan. Beban rencana dan beban mati rencana pada bangunan harus ditinjau sebagai batas daya layan.

- 1) Risiko terjadinya tumbukan kapal dengan jembatan harus diperhitungkan dengan meninjau keadaan masing-masing lokasi untuk parameter berikut:
 - a) jumlah lalu lintas air;
 - b) tipe, berat dan ukuran kapal yang menggunakan jalan air;
 - c) kecepatan kapal yang menggunakan jalan air;
 - d) kecepatan arus dan geometrik jalan air di sekitar jembatan termasuk pengaruh gelombang;

- e) lebar dan tinggi navigasi dibawah jembatan, teristimewa yang terkait dengan lebar jalan air yang bisa dilalui;
 - f) pengaruh tumbukan kapal terhadap jembatan.
- 2) Sistem fender yang terpisah harus dipasang dalam hal-hal tertentu, dimana:
 - a) resiko terjadinya tumbukan sangat besar; dan
 - b) kemungkinan gaya tumbukan yang terjadi terlalu besar untuk dipikul sendiri oleh jembatan.
 - 3) Sistem fender harus direncanakan dengan menggunakan metoda yang berdasarkan kepada penyerapan energi tumbukan akibat terjadinya deformasi pada fender. Metoda dan kriteria perencanaan yang digunakan harus mendapat persetujuan dari Instansi yang berwenang;
 - 4) Fender harus mempunyai pengaku dalam arah horisontal untuk meneruskan gaya tumbukan ke seluruh elemen penahan tumbukan. Bidang pengaku horisontal ini harus ditempatkan sedekat mungkin dengan permukaan dimana tumbukan akan terjadi. Jarak antara fender dengan pilar jembatan harus cukup sehingga tidak akan terjadi kontak apabila beban tumbukan bekerja;
 - 5) Fender atau pilar tanpa fender harus direncanakan untuk bisa menahan tumbukan tanpa menimbulkan kerusakan yang permanen (pada batas daya layan). Ujung kepala fender, dimana energi kinetik paling besar yang terjadi akibat tumbukan diserap, harus diperhitungkan dalam keadaan batas ultimit.
- i) Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab- penyebab alamiah lainnya. Besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar ini dihitung berdasarkan analisa statistik dari

kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat. Perencana mempunyai tanggung jawab untuk mengidentifikasi kejadian-kejadian khusus setempat dan harus memperhitungkannya dalam perencanaan.

1) Penurunan

Tabel 2. 30 Faktor beban akibat penurunan

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S;;ES;$	$K U;;ES;$
Permanen	1,0	Tak bisa dipakai

Sumber: *RSNI T - 2 – 2005, 2005*

Jembatan harus direncanakan untuk bisa menahan terjadinya penurunan yang diperkirakan, termasuk perbedaan penurunan, sebagai aksi daya layan. Pengaruh penurunan mungkin bisa dikurangi dengan adanya rangkai dan interaksi pada struktur tanah. Penurunan dapat diperkirakan dari pengujian yang dilakukan terhadap bahan fondasi yang digunakan. Apabila perencana memutuskan untuk tidak melakukan pengujian akan tetapi besarnya penurunan diambil sebagai suatu anggapan, maka nilai anggapan tersebut merupakan batas atas dari penurunan yang bakal terjadi. Apabila nilai penurunan ini adalah besar, perencanaan bangunan bawah dan bangunan atas jembatan harus memuat ketentuan khusus untuk mengatasi penurunan tersebut.

2) Pengaruh temperatur / suhu

Tabel 2. 31 Faktor beban akibat temperatur / suhu

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S; ;ET;$	$K U; ;ET;$ <i>Biasa Terkurangi</i>
Transien	1,0	1,2 0,8

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Tabel 2. 32 Temperatur jembatan rata-rata nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Tabel 2. 33 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	10×10^{-6} per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	11×10^{-6} per °C	34.000
Aluminium	24×10^{-6} per °C	70.000

Sumber: RSNIT - 2 – 2005, 2005

Pengaruh temperatur dibagi menjadi :

- a) variasi temperatur jembatan rata-rata digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan pelat lantai, dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dari pergerakan tersebut;

Variasi temperatur rata-rata berbagai tipe bangunan jembatan diberikan dalam **Tabel 2.32**. Besarnya harga koefisien perpanjangan dan modulus elastisitas yang digunakan untuk menghitung besarnya pergerakan dan gaya yang terjadi diberikan dalam **Tabel 2.33**.

Perencana harus menentukan besarnya temperatur jembatan rata-rata yang diperlukan untuk memasang sambungan siar muai, perletakan dan lain sebagainya, dan harus memastikan bahwa temperatur tersebut tercantum dalam gambar rencana.

- b) variasi temperatur di dalam bangunan atas jembatan atau perbedaan temperatur disebabkan oleh pemanasan langsung dari sinar matahari di waktu siang pada bagian atas permukaan lantai dan pelepasan kembali radiasi dari seluruh permukaan jembatan di waktu malam.

Pada tipe jembatan yang lebar mungkin diperlukan untuk meninjau gradien perbedaan temperatur dalam arah melintang.

3) Beban angin

Tabel 2. 34 Faktor beban akibat beban angin

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S;;EW;$	$K U;;EW;$
Transien	1,0	1,2

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

- a) Pasal ini tidak berlaku untuk jembatan yang besar atau penting, seperti yang ditentukan oleh Instansi yang berwenang. Jembatan-jembatan yang demikian harus diselidiki secara khusus akibat pengaruh beban angin, termasuk respon dinamis jembatan;
- b) Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut:

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \text{ [kN]} \quad (2.9)$$

dengan pengertian:

V_w adalah kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

C_w adalah koefisien seret - lihat **Tabel 2.36**

A_b adalah luas koefisien bagian samping jembatan (m²)

Kecepatan angin rencana harus diambil seperti yang diberikan dalam **Tabel 2.36**;

- c) Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekuivalen ini dianggap 30 % dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar;

- d) Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas;

Apabila suatu kendaraan sedang berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horisontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti diberikan dengan rumus:

$$T_{EW} = 0,0012 C_w (V_w)^2 A_b \text{ [kN]} \quad (2.10)$$

dengan pengertian:

$$C_w = 1.2$$

Tabel 2. 35 koefisien seret C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2) $b/d = 1.0$ $b/d = 2.0$ $b/d \geq 6.0$	2.1 (3) 1.5 (3) 1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif CATATAN (2) Untuk harga antara dari b / d bisa di interpolasi linier CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai super elevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat super elevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Tabel 2. 36 Kecepatan angin rencana V_w

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

4) Beban Gempa

Beban rencana gempa minimum untuk beban statis diperoleh dengan rumus berikut :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T \quad (2.11)$$

Dimana :

$$K_h = C \times S \quad (2.12)$$

Keterangan :

T_{EQ} = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

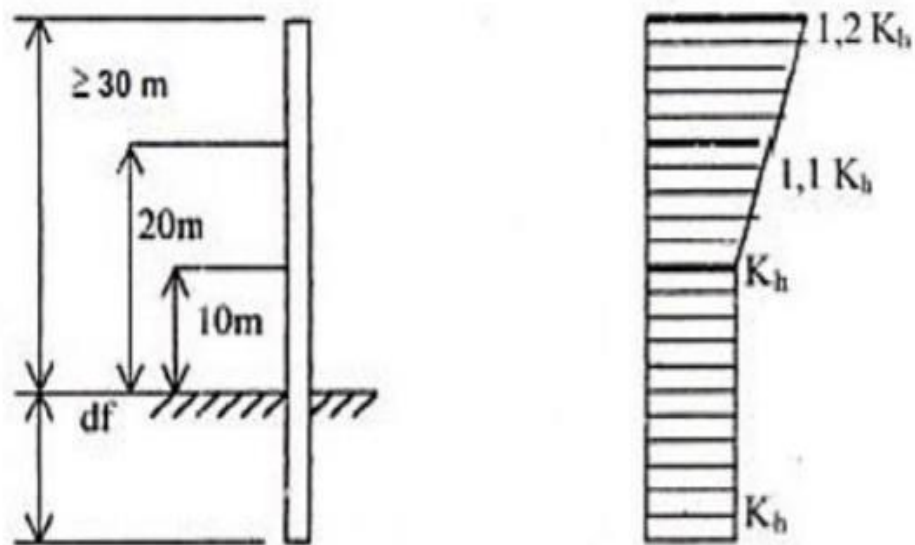
K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai

I = Faktor kepentingan

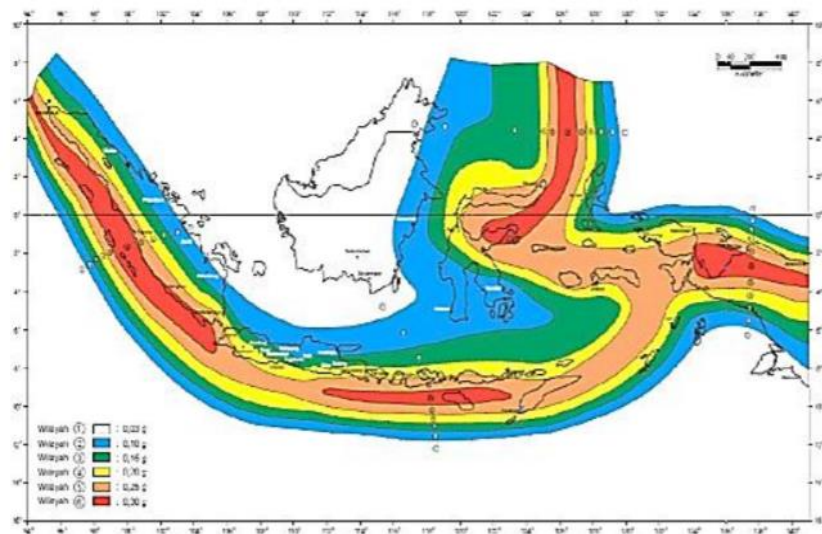
S = Faktor tipe bangunan

W_T = berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil beban mati (kN)



Gambar 2. 17 Beban gempa pada struktur tinggi

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005



Gambar 2. 18 Peta zonasi gempa pada SNI-1726-2002

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Untuk pilar atau struktur yang tinggi, berat struktur dapat menjadi cukup besar untuk mengubah respons bangunan akibat gerakan gempa, maka beban statis ekuivalen harus disebarakan.

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dihitung dengan menggunakan faktor harga dari sifat bahan. Faktor kepentingan (I) diberikan pada **Tabel 2.19** dan koefisien geser yang digunakan berdasarkan daerah gempa dan jenis tanah ditentukan berdasarkan **Tabel 2.38**. Faktor tipe struktur (S) untuk perhitungan k, bila bagian yang tertahan dari struktur dapat menahan simpangan horizontal besar sebelum runtuh, dan sisa struktur dapat mengikuti simpangan tersebut, maka S harus diambil sebesar 1,0. Pengaruh dari percepatan tanah arah vertikal dapat diabaikan.

Tabel 2. 37 Faktor kepentingan

Faktor Kepentingan (I)	Nilai
1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi	1,0
3. Jembatan sementara (misal: Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi	0,8

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Tabel 2. 38 Koefisien dasar untuk tekanan tanah lateral (C)

Daerah Gempa	Koefisien Geser Dasar C		
	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
1	0,2	0,23	0,23
2	0,17	0,21	0,21
3	0,14	0,18	0,18
4	0,10	0,15	0,15
5	0,07	0,12	0,12
6	0,06	0,06	0,07

Sumber: RSNI T - 2 – 2005, 2005

Tabel 2. 39 Faktor tipe bangunan

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0
CATATAN (1)	Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing masing arah		
CATATAN (2)	Yang dimaksud dari tabel ini, beton prategang parsial mempunyai prapenegangan yang cukup		

CATATAN (3)	<p>untuk kira kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai prapenegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana.</p> <p>F = Faktor perangkaan $= 1,25 - 0,025n$; $F \geq 1,00$</p> <p>n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing masing bagian monolit dan jembatan yang berdiri sendiri sendiri (misalnya: bagian bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasaan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri sendiri)</p>
CATATAN (4)	<p>Tipe A : jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah)</p> <p>Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah)</p> <p>Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi-plastis)</p>

Sumber: RSNIT - 2 - 2005, 2005

2.5 Daya Dukung Pondasi *Bored Pile*

Analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah disepanjang bidang-bidang gesernya.

Perancangan pondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu, perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu: *kriteria stabilitas* dan *kriteria penurunan*.

Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah:

- 1) Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus terpenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
- 2) Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Analisis- analisis kapasitas dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya, dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Mayerhof (1955) dan lain-lainnya (Hary Hardiyatmo, 2011: 110). Persamaan-persamaan kapasitas dukung tanah yang diusulkan, umumnya didasarkan pada persamaan Mohr-Coulomb (buku rek pon 2 - 110):

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (2.13)$$

Dengan,

τ = tahanan geser tanah (kN/m²)

c = kohesi tanah (kN/m²)

φ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

σ = tegangan normal (kN/m²)

2.5.1 Daya Dukung Tiang Tunggal

1) Daya dukung ultimit

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.14)$$

Dimana:

Q_b = Daya dukung ujung tiang

Q_s = Daya dukung selimut tiang

Q_u = Daya dukung ultimit (rekpond 1 – 98)

a. Daya dukung ujung tiang

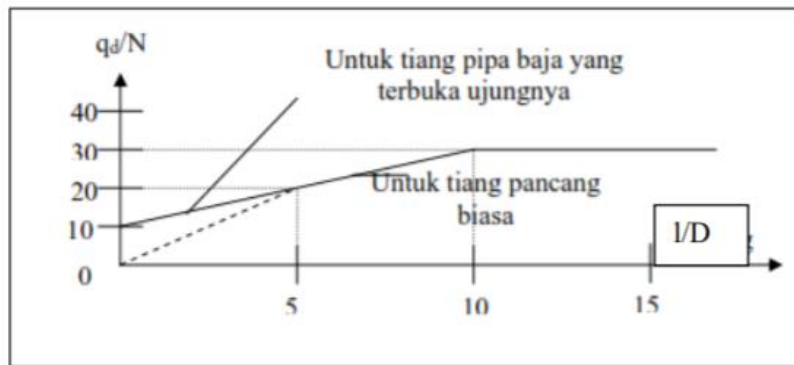
Rumus Terzaghi & Meyerhoff

$$Q_b = q_d \times A_b \quad (2.15)$$

Dimana:

q_d = Tahapan ujung per satuan luas (ton/m²)

A_b = Luas penampang tiang bor



Gambar 2. 19 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tahan pondasi pada ujung tiang

Sumber: Kazuto Nakazawa, 2000

Didapat dari grafik diatas q_d/N , setelah itu hitung N , dengan cara:

$$\frac{N_1 + N_2}{2} \quad (2.16)$$

N_1 = Harga N pada ujung tiang

N_2 = Harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

b. Daya dukung selimut

Dinyatakan dengan rumus

$$Q_s = U \cdot \sum li \cdot fi \quad (2.17)$$

Dimana:

fi = Tahanan satuan skin friction (ton/m^2)

li = Panjang lapisan tanah

U = Keliling tiang

Untuk mendapatkan fi , digunakan tabel dibawah ini:

Tabel 2. 40 Intensitas gaya geser dinding tiang

	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah Berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah Kohesif	C atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: Sholeh, 2008

c. Daya dukung ijin

$$Q_{all} = Q_u / F_k \quad (2.18)$$

F = Faktor keamanan (3)

2.5.2 Daya Dukung Kelompok Tiang

1. Jumlah tiang pondasi

$$n = P / Q_{all} \quad (2.19)$$

P = Beban axial

Q = Daya dukung ijin

2. Daya dukung axial kelompok tiang

$$\Sigma Q_u = m \cdot n \cdot (Q_b + Q_s) \quad (2.20)$$

m = Jumlah tiang pada deretan baris

n = Jumlah tiang pada deretan kolom

3. Efisiensi kelompok tiang

Menurut *Converse - Labarre*:

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \times \frac{(n-1)m \times (m-1)n}{m \cdot n} \quad (2.21)$$

4. Kapasitas izin kelompok tiang

$$Q_{pg} = E_g \times n \times Q_{all} \quad (2.22)$$

2.5.3 Pembebanan pada Kelompok Tiang Bor

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma y^2} \quad (2.23)$$

Dimana:

M_x, M_y = Momen masing-masing di sumbu X dan Y

x, y = Jarak dari sumbu x dan y ke tiang

x^2, y^2 = Jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang

V = Jumlah beban vertikal

n = Jumlah tiang kelompok

P = Reaksi tiang atau beban axial tiang

2.5.4 Penurunan

1. Penurunan tiang tunggal

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (2.24)$$

$$S_1 = \frac{(Q_b + \alpha \cdot Q_s)L}{A_b \cdot E_p} \quad (2.25)$$

Dimana:

S_1 = Penurunan akibat deformasi tiang tunggal

Q_b = Daya dukung ujung tiang

Q_s = Daya dukung selimut

A_b = Luas ujung tiang bawah

L = Panjang tiang

E_p = Modulus elastis material tiang

α = 0,5 jika distribusi gesekan berbentuk parabola atau
0,67 jika berbentuk segitiga

$$S_2 = \frac{c_p \cdot Q_b}{d \cdot q_b} \quad (2.26)$$

Dimana:

S_2 = Penurunan tiang disebabkan oleh beban bekerja pada
ujung tiang

c_p = Koefisien empiris

D = Diameter tiang

Q_b = Daya dukung batas ujung tiang

q_p = Tahanan ujung per satu luas

Tabel 2. 41 Nilai koefisien c_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber: Sholeh, 2008

$$S_3 = \left(\frac{Q_b}{p \cdot x L} \right) \times \frac{d}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws} \quad (2.27)$$

Dimana:

S_3 = Penurunan tiang disebabkan oleh beban yang
bekerja sepanjang kulit/selimut tiang

p = Keliling penampang tiang

L = Panjang tiang

E_s = Modulus elastisitas tanah

μ_s = Angka poisson

I_{ws} = Faktor pengaruh

Faktor pengaruh menurut Vesic, yaitu:

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{d}} \quad (2.28)$$

Tabel 2. 42 Angka Poisson (μ)

Jenis Tanah	M
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu (tergantung dari jenisnya)	0,1 – 0,4
<i>Loose</i>	0,1 – 0,3

Sumber: Hardiyatmo, 2010

Tabel 2. 43 Modulus elastisitas tanah

Jenis Tanah	E_s (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 100000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

Sumber: Hardiyanto, 2010

2. Penurunan kelompok tiang

a. Metode vesic

Dirumuskan dengan:

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d}} \quad (2.29)$$

Dimana:

S_g = penurunan kelompok tiang (m)

S = penurunan pondasi tiang tunggal (m)

B_g = lebar kelompok tiang (m)

d = diameter tiang (m)

b. Metode konsolidasi

Ada 2 keadaan:

1) *Normally Consolidated*

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma_w + \delta \cdot \sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad (2.30)$$

2) *Over Consolidated*

Ada 2 rumus yang digunakan, semua bergantung pada:

Jika $S_c = \delta \sigma_v \leq \sigma_c$, maka rumusnya:

$$S_c = C_r \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma_{v0} + \delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad (2.31)$$

Atau

Jika $S_c = \delta \sigma_v \geq \sigma_c$

$$S_c = C_r \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma_c}{\sigma_{v0}} + C_c \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_v + \delta \sigma_v}{\sigma'_c} \quad (2.24)$$

Jika $OCR = 1$, maka tanah tersebut *Normally Consolidated*

Jika $OCR > 1$, maka tanah tersebut *Over Consolidated*

$$\sigma_{v0} = \gamma \cdot h \quad (2.32)$$

γ = Berat ini tanah (kN/m³)

h = Kedalaman titik dimana sampel diambil (m)

$$\delta. \sigma_v = I_z x P \quad (2.33)$$

I_z = Angka pengaruh penambahan tegangan
vertikal di dalam tanah

P = Beban terpusat (kN)

Tabel 2. 44 Angka pengaruh I_z

m	n											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0,1	0,00470	0,00917	0,01823	0,01678	0,01978	0,02223	0,02420	0,02576	0,02698	0,02794	0,02926	0,03007
0,2	0,00917	0,01790	0,02585	0,03280	0,04866	0,04318	0,04735	0,05042	0,06284	0,05171	0,03783	0,05891
0,3	0,01323	0,02585	0,03725	0,64712	0,05593	0,06204	0,06858	0,07308	0,07661	0,67938	0,08323	0,08361
0,4	0,01678	0,03280	0,01742	0,06024	0,07111	0,08009	0,08734	0,09314	0,09770	0,10120	0,10631	0,10941
0,5	0,01978	0,03866	0,05503	0,07111	0,08103	0,09173	0,10340	0,11035	0,11581	0,12018	0,12626	0,12003
0,6	0,02223	0,01318	0,06204	0,08009	0,09173	0,10688	0,11679	0,12471	0,12105	0,12605	0,11309	0,11719
0,7	0,02120	0,01735	0,06858	0,08734	0,10440	0,11679	0,12772	0,13653	0,14356	0,14914	0,15703	0,16129
0,8	0,02376	0,05042	0,07808	0,09314	0,11935	0,12174	0,13653	0,14607	0,15371	0,15978	0,16813	0,17389
0,9	0,02698	0,05283	0,07661	0,09770	0,11584	0,13105	0,14356	0,15371	0,16186	0,16835	0,17766	0,18357
1,0	0,02794	0,05171	0,07938	0,10120	0,12018	0,13005	0,14914	0,15078	0,16836	0,17522	0,18308	0,19120
1,2	0,02926	0,05733	0,08323	0,10431	0,12626	0,14309	0,15703	0,16813	0,17766	0,18508	0,19584	0,20278
1,4	0,02007	0,05804	0,08561	0,10941	0,13003	0,14749	0,16199	0,17383	0,18357	0,19139	0,20278	0,21029
1,6	0,03058	0,05094	0,08709	0,11135	0,13241	0,15028	0,16515	0,17739	0,18737	0,19616	0,20731	0,17389
1,8	0,03090	0,06058	0,08804	0,11260	0,13396	0,15207	0,16720	0,17967	0,18986	0,19814	0,21032	0,18357
2,0	0,03111	0,06100	0,08867	0,11342	0,13496	0,15326	0,16856	0,18119	0,19152	0,10994	0,21235	0,19130
2,5	0,03138	0,06155	0,08948	0,11450	0,13628	0,15183	0,17036	0,18321	0,19375	0,20236	0,21512	0,22364
3,0	0,03150	0,06178	0,08982	0,11406	0,13681	0,15550	0,17113	0,18407	0,19470	0,20341	0,21633	0,22499
4,0	0,03158	0,06194	0,00007	0,11627	0,13724	0,15508	0,17168	0,18460	0,19640	0,20417	0,21722	0,22600
5,0	0,03100	0,06199	0,09014	0,11537	0,13737	0,15612	0,17185	0,18488	0,19561	0,20440	0,21740	0,22632
6,0	0,03161	0,06201	0,09017	0,11541	0,13741	0,15617	0,17191	0,18496	0,19560	0,20449	0,21760	0,22644
8,0	0,03162	0,06202	0,00018	0,11543	0,13744	0,15621	0,17195	0,18500	0,19574	0,20455	0,21767	0,22652
10,0	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15022	0,17196	0,18502	0,19576	0,20457	0,21769	0,22654
--	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15023	0,17197	0,18602	0,19577	0,20458	0,21770	0,22656

* After Newmark (1935)

Tabel 2. 45 Angka pengaruh I_z (lanjutan)

m	n										
	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	∞
0,1	0,03058	0,03090	0,03111	0,03138	0,03150	0,03158	0,03160	0,03161	0,03162	0,03162	0,03162
0,2	0,05994	0,06058	0,06100	0,06155	0,06178	0,06194	0,06199	0,06201	0,06202	0,06202	0,06202
0,3	0,08709	0,08804	0,08867	0,08948	0,08982	0,09007	0,09014	0,09017	0,09018	0,09019	0,09010
0,4	0,11135	0,11260	0,11342	0,11450	0,11495	0,11627	0,11537	0,11541	0,11543	0,11344	0,11544
0,5	0,13241	0,13395	0,13496	0,13628	0,13684	0,13724	0,13737	0,13741	0,13744	0,13745	0,13745
0,6	0,15028	0,15207	0,15236	0,15483	0,15550	0,15508	0,15612	0,15617	0,15621	0,15622	0,15023
0,7	0,16515	0,16720	0,16856	0,17036	0,17113	0,17168	0,17185	0,17191	0,17196	0,17196	0,17197
0,8	0,17739	0,17967	0,18119	0,18321	0,18407	0,18409	0,18188	0,18496	0,18500	0,18502	0,18302
0,9	0,18737	0,18986	0,19152	0,19375	0,19470	0,10540	0,10601	0,19509	0,19574	0,19576	0,19577
1,0	0,19546	0,19814	0,19994	0,20236	0,20341	0,20417	0,20440	0,20449	0,20455	0,20457	0,20458
1,2	0,20731	0,21032	0,21235	0,21512	0,21633	0,21722	0,21749	0,21760	0,21767	0,21760	0,21770
1,4	0,21510	0,21836	0,22058	0,22364	0,22499	0,22600	0,22632	0,22044	0,22968	0,22654	0,22656
1,6	0,22025	0,22372	0,22610	0,22940	0,23088	0,23200	0,23296	0,23240	0,23258	0,23261	0,23203
1,8	0,22372	0,22736	0,22986	0,23334	0,23495	0,23617	0,23056	0,23671	0,23081	0,23684	0,23686
2,0	0,22610	0,22986	0,23247	0,23614	0,23782	0,23912	0,23954	0,23970	0,23081	0,23985	0,23087
2,5	0,22940	0,23334	0,23614	0,24010	0,24196	0,24344	0,24392	0,34412	0,24425	0,24429	0,24432
3,0	0,23088	0,23495	0,23782	0,24196	0,24394	0,21554	0,24608	0,24630	0,24646	0,24050	0,24654
4,0	0,23200	0,23617	0,23912	0,24344	0,24554	0,21720	0,24791	0,24817	0,24836	0,21812	0,24846
5,0	0,23236	0,23656	0,23954	0,24392	0,24608	0,21791	0,24857	0,24885	0,24307	0,21914	0,24910
6,0	0,23249	0,23671	0,23970	0,24412	0,24630	0,24817	0,24885	0,24916	0,24039	0,24940	0,21952
8,0	0,23258	0,23681	0,23981	0,24425	0,24646	0,21836	0,24007	0,24939	0,24964	0,21073	0,24980
10,0	0,23261	0,23684	0,23985	0,24429	0,24050	0,24842	0,24914	0,24946	0,24073	0,24081	0,24089
∞	0,23263	0,23686	0,23987	0,24432	0,24664	0,21816	0,24910	0,24952	0,24980	0,24989	0,25000

Sumber: Stainbranner, 1934

2.6 Program AllPile 7.3B

Program *AllPile* merupakan perangkat lunak yang dikembangkan oleh Civiltech Software Co. yang berbasis di Seattle-Bellevue, USA. Perangkat lunak ini biasa digunakan untuk perencanaan pondasi. Perangkat lunak ini dapat digunakan untuk merencanakan berbagai jenis pondasi, seperti *drilled shaft*, *driven pile*, *augercast pile*, *steel pipe pile*, *H-pile*, *timber pile*, *tapered pile*, *bell pile*, *shallow foundation*, dan masih banyak lagi. Dalam penggunaannya software ini menyediakan templet berbagai jenis pondasi dan pengguna dapat memasukkan parameter-parameter yang

diperlukan dalam perencanaan suatu pondasi. Perangkat lunak ini dapat melakukan beberapa perhitungan sebagai berikut (CivilTech, 2007, 4):

1. *Lateral capacity and deflection*
2. *Vertical capacity and settlement*
3. *Group vertical and lateral analysis*
4. *FHWA SHAFT program*
5. *Static and cyclic conditions*
6. *Negative and zero friction*
7. *Shallow footing*
8. *Tower foundation*