

LAPORAN PENELITIAN
INTERAKSI ANTARA TANAH DAN PONDASI
TIANG PANCANG AKIBAT BEBAN DINAMIS VERTIKAL

Dikerjakan Oleh :

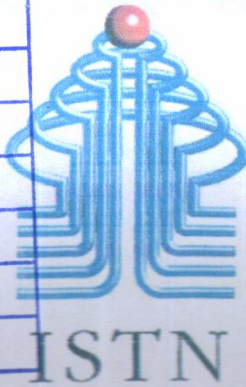
Ir. Idrus M.Sc
Staff Pengajar Jurusan Sipil ISTN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL
JAKARTA
1995

**LEMBAR PENGESAHAN
LAPORAN PENELITIAN**

Tanggal	:	05/04/1996
No. Inventaris	:	
Kode Eksemplar	:	
No. Panggil	:	
Sumber	:	
Lokasi	:	
Paraf	:	



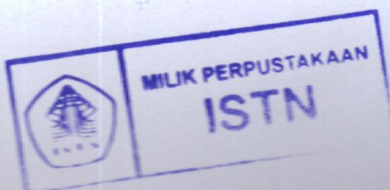
**INTERAKSI ANTARA TANAH DAN PONDASI
TIANG PANCANG AKIBAT BEBAN DINAMIS
VERTIKAL**

Dikerjakan Oleh:

Ir. Idrus M.Sc, (Staff Pengajar Jurusan Teknik Sipil)

Mengetahui :

Ketua Jurusan Teknik Sipil



Ir. Arimulyo Diah Utami, M.T

Program Studi Teknik Sipil
Institut Sain dan Teknologi Nasional
Jakarta 1995

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmanirrahim,

Alhamdulillah, segala puji dan syukur dipanjatkan ke hadirat Allah SWT, karena Rakhmat dan Karunia-Nya maka penulis dapat menyelesaikan Laporan Penelitian ini dengan sebaik-baiknya.

Pembuatan Laporan Penelitian ini merupakan salah satu syarat akademis yang harus diselesaikan pada Fakultas Teknik Sipil – Institut Sains dan Teknologi Nasional, Jakarta.

Laporan Penelitian ini berjudul **“Interaksi Antara Tanah Dan Pondasi Tiang Pancang Akibat Beban Dinamis Vertikal”**.

Dalam menyusun laporan penelitian ini, penulis menyadari masih banyak terdapat kekurangan – kekurangan, karena keterbatasan dan kemampuan yang ada. Walaupun demikian laporan penelitian ini telah dibuat dengan usaha semaksimal mungkin dengan dukungan dan bantuan yang diberikan dari berbagai pihak.

Penulis menyadari bahwa Laporan Penelitian ini masih kurang sempurna, oleh karena itu segala saran dan kritikan yang membangun akan penulis terima dengan senang hati.

Akhir kata, mudah – mudahan laporan Penelitian ini dapat memberikan sumbangan yang berarti bagi perkembangan ilmu Teknik Sipil.

Jakarta, 1995
Penulis

(Ir. IDRUS M.Sc)

1. The first part of the document is a letter from the author to the editor, dated 10/10/1998. The letter discusses the author's interest in the journal and the possibility of publishing a paper. The author mentions that they have a paper on the topic of "The Role of the State in the Development of the Economy" and that they would like to know if the journal is interested in such a paper. The author also mentions that they have a number of references and that they would like to know if the journal is interested in such a paper.

2. The second part of the document is a letter from the editor to the author, dated 10/15/1998. The editor thanks the author for their letter and for their interest in the journal. The editor mentions that the journal is interested in the author's paper and that they would like to see a full draft of the paper. The editor also mentions that they would like to know if the author has any other papers on the topic of "The Role of the State in the Development of the Economy".

3. The third part of the document is a letter from the author to the editor, dated 10/20/1998. The author thanks the editor for their letter and for their interest in the author's paper. The author mentions that they have a full draft of the paper and that they would like to know if the journal is interested in such a paper. The author also mentions that they have a number of references and that they would like to know if the journal is interested in such a paper.

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR NOTASI	ix
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
BAB I : PENDAHULUAN	1
1.1. UMUM	1
1.2. PEMBatasan MASALAH	2
1.3. METODA PENYELESAIAN	2
1.4. SISTEMATIKA PEMBAHASAN	3
BAB II : TEORI PENUNJANG	5
2.1. PENGERTIAN DASAR BEBAN DINAMIS	5
2.2. SISTEM DENGAN SATU DERAJAT KEBEBASAN	6
2.2.1. Getaran Bebas	8
2.2.1.1. Getaran Bebas Tanpa Redaman	8
2.2.1.2. Getaran Bebas dengan Redaman	10
2.2.2. Getaran dengan Pembebanan Harmonis	13
2.2.2.1. Getaran Harmonis Tak Tereadam	13
2.2.2.2. Getaran Harmonis Tereadam	14
2.3. PARAMETER DINAMIS TANAH	15
2.3.1. Modulus Geser Tanah	15
2.3.2. Redaman Tanah	17
2.3.2.1. Redaman Material	17
2.3.2.2. Redaman Geometrik	18

2.3.3.	Koreiasi Parameter Statik Dengan Parameter Dinamik Tanah	19
2.3.3.1.	Uji Penetrasi Standar (SPT)	19
2.3.3.2.	Uji Penetrasi Kerucut (CPT)	20
BAB III	: ANALISA INTERAKSI ANTARA TANAH DAN TIANG	24
3.1.	KEKAKUAN DINAMIS DAN REDAMAN DARI TIANG	24
3.1.1.	Analisa Model	24
3.1.2.	Pergetaran Vertikal Tiang	25
3.1.3.	Konstanta-konstanta Kekakuan dan Redaman	28
3.2.	REAKSI TANAH TERHADAP PONDASI TIANG PANCANG YANG BERGETAR VERTIKAL	31
3.2.1.	Analisa Model	32
3.2.2.	Pergetaran Lapisan Tanah	33
3.2.3.	Reaksi Dinamis Tanah Akibat Getaran Vertikal	36
3.3.	INTERAKSI TANAH-TIANG PADA PERGETARAN VERTIKAL	41
3.3.1.	Studi Parametrik	41
3.3.2.	Pergetaran Pada Sistem Tanah - Tiang	42
3.3.3.	Kekakuan Dinamis Sistem Tanah - Tiang	47
3.3.4.	Amplitudo Getar Vertikal Dari Tiang	51
BAB IV	: APLIKASI PROGRAM PILAY	52
4.1.	TUJUAN PENGGUNAAN PROGRAM	52
4.2.	ASUMSI - ASUMSI	52
4.3.	TEORI DASAR PROGRAM PILAY	54
4.4.	KEKAKUAN DAN REDAMAN TIANG PANCANG	55
4.4.1.	Satuan	56
4.4.2.	Tiang Kelompok	57
4.5.	INPUT	58
4.5.1.	Format Input	58
4.6.	OUTPUT	61

BAB V	: CONTOH PERHITUNGAN	62
	5.1. CONTOH KASUS	62
	5.1.1. Parameter-parameter Elastis Tanah	62
	5.1.2. Kekakuan dan Redaman dari Sistem	64
	5.1.3. Amplitudo Getar Vertikal dari Tiang	66
BAB VI	: KESIMPULAN	75
	DAFTAR PUSTAKA	77
	LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gbr 2.1. Model Matematis untuk SDOF	7
Gbr 2.2. Definisi sudut α	9
Gbr 2.3. Respons Getaran Bebas Tak Tereadam	9
Gbr 2.4. Respons Getaran Bebas dengan Peredaman Kritis	11
Gbr 2.5. Respons Getaran Bebas Pada Kondisi Kurang Tereadam	12
Gbr 2.6. Kurva Histerisis Loop	18
Gbr 2.7. Bagan Klasifikasi Tanah untuk Kerucut Listrik Baku (Menurut Robertson & Campanella (1983))	21
Gbr 2.8. Hubungan Antara Ukuran Butir Pertengahan (D50) dengan Rasio Q_c/N	21
Gbr 2.9. Korelasi Harga N_{spt} dengan Parameter Modulus Geser	22
Gbr 2.10. Korelasi Harga N_{spt} dengan Parameter Kecepatan Geser	23
Gbr 2.11. Korelasi Harga N_{spt} dengan Parameter Poisson Rasio	23
Gbr 3.1. Perpindahan-perpindahan dan Reaksi-reaksi Tiang	25
Gbr 3.2. Parameter Sw_1 dan Sw_2	26
Gbr 3.3. Parameter Kekakuan dan Redaman Pada Reaksi Vertikal untuk (a) Tiang Beton ($\rho/\rho_p=0.7$) dan (b) Tiang Kayu ($\rho/\rho_p=2.0$)	30
Gbr 3.4. Lapisan Tanah Di Atas Lapisan Dasar Kaku	34
Gbr 3.5. Perlawanan Lapisan Tanah Terhadap Perubahan Vertikal Tiang	37
Gbr 3.6. Faktor Perlawanan $\bar{\alpha}_n$ untuk Berbagai Mode n	39
Gbr 3.7. Variasi dari Faktor Perlawanan α_1 dengan Frekuensi dan Rasio Kelangsingan H/r_0 (Nomor Mode $n=1$)	40
Gbr 3.8. Efek dari Redaman Material Pada Faktor Perlawanan α_1 Dalam Mode Gelombang Pertama ($\alpha_0' = r_0 \omega / v_s$)	41

Gbr 3.9. Frekuensi Natural Pertama dari Sistem yang Berhubungan dengan Kecepatan Gelombang dan Rasio Kelangsingan	47
Gbr 3.10. Variasi dari Kekakuan Tiang yang Telah Dinormalkan dengan Frekuensi dan Kekakuan Tanah; (a) Tiang yang Sangat Pendek, (b) Tiang Sedang, (c) Tiang Langsing	49
Gbr 3.11. Variasi Bagian Riil dari Kekakuan dengan Rasio Kecepatan Gelombang dan Rasio Kelangsingan pada Frekuensi $\bar{\omega}_1=0$ dan $\bar{\omega}_1=1$	50
Gbr 3.12. Konstanta Viskos Ekuivalen c' sebagai Fungsi dari Frekuensi	51
Gbr 4.1. Tipe dari Tiang dan Notasinya	54
Gbr 4.2. Grafik Perbandingan spasi (s/d) dengan Perbandingan Kekakuan	56
Gbr 4.3. Grafik Perbandingan spasi (s/d) dengan Koefisien Redaman	57
Gbr 5.1. Tebal Masing-masing Lapisan Tanah dan Propertinya	63
Gbr 5.2. Beban di Atas Tiang Pondasi	65
Gbr 5.3. Grafik Hubungan Antara Omega dengan K_{ww}	70
Gbr 5.4. Grafik Hubungan Antara Omega dengan C_{ww}	71
Gbr 5.5. Grafik Hubungan Antara K_{ww} dengan Amplitudo	72
Gbr 5.6. Grafik Hubungan Antara C_{ww} dengan Amplitudo	73
Gbr 5.7. Grafik Hubungan Antara Omega dengan Amplitudo	74

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Nilai K Berdasarkan Indeks Plastisitas	17
Tabel 5.1. Amplitudo Getaran Vertikal Untuk Tiang Kelompok dengan Beban Statis (Wst) Sebesar 15.6701 Ton	67
Tabel 5.2. Amplitudo Getaran Vertikal Untuk Tiang Kelompok dengan Beban Statis (Wst) Sebesar 25 Ton	67
Tabel 5.3. Amplitudo Getaran Vertikal Untuk Tiang Kelompok dengan Beban Statis (Wst) Sebesar 40 Ton	68
Tabel 5.4. Amplitudo Getaran Vertikal Untuk Tiang Kelompok dengan Beban Statis (Wst) Sebesar 55 Ton	68
Tabel 5.5. Amplitudo Getaran Vertikal Untuk Tiang Kelompok dengan Beban Statis (Wst) Sebesar 70 Ton	69
Tabel 5.6. Amplitudo Getaran Vertikal Untuk Tiang Kelompok dengan Beban Statis (Wst) Sebesar 85 Ton	69

DAFTAR NOTASI

A	= luas penampang melintang tiang
a	= parameter
a_0	= $r_0\omega\sqrt{\rho/G}$ = frekuensi non dimensi
b	= parameter
C_i	= konstanta integrasi
c	= koefisien internal viscous damping tiang
c_{ij}	= konstanta redaman tiang tunggal
E_p	= Modulus Young tiang
F_i	= fungsi frekuensi
$f_{j,1}$	= parameter kekakuan tiang
$f_{j,2}$	= parameter redaman tiang
G	= modulus geser tanah
I	= momen inersia dari penampang melintang tiang
i	= $\sqrt{-1}$ = imajiner
K	= parameter non dimensi
k_{ij}	= konstanta kekakuan tiang tunggal
L	= parameter non dimensi
l	= panjang tiang, tebal lapisan tanah
N	= gaya aksial (normal) pada tiang
N_{st}	= beban statis dari tiang
R_i	= reaksi tiang dalam arah l
r_0	= jari-jari tiang, yang sama dengan jari-jari tiang untuk tiang non lingkaran
S_{w1}	= bagian real dari reaksi lapisan untuk arah vertikal
S_{w2}	= bagian imajiner dari reaksi lapisan untuk arah vertikal
T	= gaya geser pada tiang

- t = waktu
 V_s = $\sqrt{G/\rho}$ = kecepatan gelombang geser tanah
 v_c = $\sqrt{E_p/\rho_p}$ = kecepatan gelombang longitudinal pada tiang
 w = perpindahan vertikal tiang
 w_h = perpindahan vertikal dari kepala tiang
 w_g = perpindahan vertikal dari ujung tiang
 z = koordinat vertikal
 Λ = parameter frekuensi untuk reaksi vertikal
 Λ_0 = parameter frekuensi untuk tiang tunggal
 $\Lambda_{1,2}$ = bagian real dan imajiner dari Λ
 ρ = kerapatan massa tanah
 ρ_p = kerapatan massa tiang
 ω = frekuensi eksitasi melingkar
 ω_0 = frekuensi natural dari pergetaran vertikal
 $\omega_{1,2}$ = frekuensi natural dari gerak gabungan
 a_n = frekuensi natural non dimensi ke-n dari lapisan tanah ($a_n = \eta h_n$)
 a_0 = $H\omega/V_s$ = frekuensi non dimensi dalam hubungannya dengan tebal lapisan
 a_0' = $r_0\omega/V_s$
 \bar{a}_1 = $a_0/(\eta h_1) = a_0/a_1$ = rasio frekuensi eksitasi dengan frekuensi natural pertama dari lapisan tanah
 b_1 = ω/ω_p = rasio dari frekuensi eksitasi dengan frekuensi natural pertama dari tiang tunggal
 c = konstanta viscous
 D = asumsi rasio redaman untuk $D_v = D_s$
 D_v, D_s = rasio redaman yang berhubungan dengan volumetrik dan regangan geser ($D_v = \lambda'/\lambda$, $D_s = \mu'/\mu$)
 H = panjang tiang dan kedalaman lapisan tanah diatas lapisan keras

- $h_n = (\pi/2H)(2n-1)$, $n=1,2,\dots$, = parameter
 $\bar{h}_n = Hh_n$ = parameter non dimensi
 k = kekakuan kompleks pada kepala tiang dari sistem
 \bar{k} = kekakuan non dimensi untuk k ($k=(E_p S/ro)\bar{k}$)
 k_0 = kekakuan statis untuk k
 $K(z)$ = kekakuan lokal yang independent dari lapisan tanah
 $\bar{K}(z)$ = kekakuan non dimensi untuk $K(z)$ ($K(z)=\mu\bar{K}(z)$)
 m = massa dari unit panjang tiang
 $p(z)$ = gaya perlawanan dari lapisan tanah
 $P(z)$ = beban Fourier yang diberikan pada kepala tiang
 q_n = parameter
 $\bar{q}_n = Hq_n$ = parameter non dimensi
 r, z = koordinat silinder pada arah horisontal dan vertikal
 $\bar{r} = r/H$ = koordinat relatif (jarak)
 r_0 = jari-jari tiang
 $\bar{r}_0 = r_0/H$ = rasio dari jari-jari tiang dengan tebal lapisan
 S = luas penampang melintang tiang
 $\bar{v} = v_s/v_p$ = rasio kecepatan gelombang
 $v_l = \sqrt{[(\lambda+2\mu)h\rho]}$ = kecepatan gelombang longitudinal primer pada tanah
 $v_s = \sqrt{(\mu/\rho)}$ = kecepatan gelombang geser pada tanah
 $v_p = \sqrt{(E_p/\rho_p)}$ = kecepatan gelombang longitudinal pada tiang
 $w(r,z,t)$ = perpindahan vertikal
 w = amplitudo dari pergetaran vertikal
 $\bar{z} = z/H$ = koordinat relatif (kedalaman)
 α_n = faktor perlawanan dari sebuah lapisan tanah
 $\bar{\alpha}_n = \alpha_n/2\pi\mu$ = faktor perlawanan non dimensi

- $\gamma = 2\pi(\mu H^2 / E_p S) = (2 \bar{v}^2 \bar{\rho} / \bar{r}_o^2) = \text{parameter}$
 $\eta = v/v_s = \sqrt{[(\lambda+2\mu)/\mu]} = \text{rasio kecepatan gelombang} = \sqrt{[2(1-\nu)/(1-2\nu)]}$
 $\lambda = \sqrt{[(m / E_p S)\omega^2]} = \text{parameter frekuensi}$
 $\nu = \text{poisson rasio dari tanah}$
 $\lambda, \mu = \text{bagian real dari konstanta Lamé untuk tanah}$
 $\lambda', \mu' = \text{bagian imajiner dari konstanta Lamé untuk tanah}$
 $\bar{\lambda} = H\lambda = \text{parameter frekuensi non dimensi}$
 $\rho = \text{kerapatan massa tanah}$
 $\rho_p = \text{kerapatan massa tiang}$
 $\bar{\rho} = \rho/\rho_p = \text{rasio massa}$
 $\tau_{rz} = \text{tegangan geser pada tanah}$
 $\omega_p = (\pi/2H)\sqrt{(E_p S)/m} = \text{frekuensi natural pertama dari tiang tunggal}$

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran A Data - data Tanah
- Lampiran B Input dan Output PILAY
- Lampiran C Tabel Hubungan N_{spt} dengan Beberapa Parameter Tanah
- Lampiran D Grafik Batas Amplitudo Perpindahan Akibat Pergetaran
- Lampiran E Data - data Mesin



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. UMUM

Tugas akhir ini akan membahas masalah interaksi antara tanah dan tiang pondasi yang diakibatkan oleh beban dinamis arah vertikal. Pergetaran yang diakibatkan oleh beban dinamis menyebabkan terjadinya interaksi antara tanah dan tiang pondasi, kemudian memodifikasikan kekakuan tiang dan *damping* (redaman).

Beban terbagi atas beban statis dan beban dinamis. Beban statis adalah beban yang tidak bergerak atau berubah menurut waktu. Sedangkan beban dinamis adalah setiap beban yang besarnya, arahnya dan posisinya berubah menurut waktu, seperti misalnya angin, gempa bumi, putaran mesin, getaran hammer pada pelaksanaan konstruksi dan lain - lain.

Terdapat berbagai macam pondasi yang kita kenal saat ini, antara lain pondasi telapak, pondasi sumuran dan pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan/atau baja, yang digunakan untuk meneruskan beban - beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah. Ini merupakan distribusi vertikal daripada beban sepanjang poros tiang pancang atau pemakaian beban secara langsung kepada stratum yang lebih rendah melalui ujung tiang pancang.

Penelitian secara teori sistematis dari interaksi antara tanah dan tiang pondasi dipelajari oleh Permelee, Penzien, Scheffey, Tajimi, Novak dan beberapa peneliti lainnya. Terdapat beberapa asumsi yang dibuat untuk menyelesaikan permasalahan ini.

Karena untuk menyelesaikan permasalahan interaksi tanah dan pondasi ini memerlukan banyak perhitungan yang cukup rumit, maka dibutuhkan alat bantu komputer. Dalam hal ini M. Novak dan M. Sheta membuat suatu program yang dinamakan "*Pilay*". Program ini dibuat dalam bahasa Fortran IV. Dengan program *Pilay*, kekakuan dinamis, *damping* (redaman), gaya-gaya dalam dan lendutan untuk semua model vibrasi sebuah tiang pondasi yang dipancang vertikal pada tanah yang berlapis-lapis dapat dihitung.

1.2. PEMBATASAN MASALAH

Dalam tugas akhir ini, pondasi dan tanah yang akan dibahas mempunyai sifat - sifat :

- * Pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang pancang.
- * Pondasi sangat elastis, tegak, dan berpenampang lingkaran serta mempunyai ikatan yang sempurna dengan tanah.
- * Gerakan pondasi adalah harmonis.
- * Perpindahan horisontal akibat pergetaran (vibrasi) vertikal dapat diabaikan
- * Tanah bersifat elastis linier, homogen dan merupakan lapisan isotropis di atas tanah keras. *Material damping*-nya tidak tergantung dari frekuensi dan merupakan *damping histerisis* (redaman histerisis).
- * Tidak ada tegangan normal maupun geser di permukaan tanah
- * Beban dinamis yang diperhitungkan adalah putaran mesin yang menyebabkan pergetaran arah vertikal.

1.3. METODA PENYELESAIAN

Dalam tugas akhir ini digunakan metoda studi literatur untuk pengumpulan data-data teknis. Sedangkan untuk perencanaannya digunakan metoda contoh perhitungan.

Untuk menyelesaikan masalah interaksi antara tanah dan tiang pondasi secara teoritis, digunakan asumsi-asumsi yang dibuat oleh M. Novak. Novak

mengasumsikan linearitas dari sebuah lapisan tipis yang mengarah ke tak hingga. Pada model ini gelombang hanya merambat pada arah horisontal dan tidak ada regangan pada arah vertikal.

Kekakuan dinamis, *damping* (redaman), gaya-gaya dalam dan lendutan untuk semua model vibrasi sebuah pondasi tiang yang dipancang vertikal pada tanah yang berlapis-lapis, dapat dihitung dengan menggunakan sebuah program komputer yang dinamakan "*Pilay*".

1.4. SISTEMATIKA PEMBAHASAN

Dalam penulisan tugas akhir ini, banyak digunakan istilah-istilah asing seperti misalnya, *damping* dan *plane strain*. Hal ini disebabkan karena kesulitan mencari perpadanan katanya di dalam bahasa Indonesia.

Tugas akhir ini dibagi menjadi beberapa bab dan sub bab. Pembahasan secara umum untuk setiap bab adalah sebagai berikut :

BAB I :

Membahas gambaran permasalahan secara umum, sasaran-sasaran yang ingin dicapai dan lain sebagainya.

BAB II :

Membahas teori penunjang yang menjadi dasar untuk bab - bab selanjutnya.

BAB III :

Pada bagian ini dibahas analisa untuk mencari kekakuan dan *damping* (redaman) dari sistem tanah - pondasi tiang pancang. Bab ini dibuat berdasarkan teori yang dikembangkan oleh Milos Novak.

BAB IV :

Membahas aplikasi program *pilay* yang bertujuan untuk menganalisa respon dinamis tiang pondasi dan tanah.

BAB V :

Berisi tentang penyelesaian sebuah contoh perhitungan.

BAB VI :

Sebagai penutup, diambil beberapa kesimpulan mengenai pengaruh tanah terhadap respon dinamis sebuah pondasi tiang pancang.

Beberapa gambar dan grafik turut disertakan untuk lebih menjelaskan isi dan tujuan tugas akhir ini.



BAB II

TEORI PENUNJANG

2.1. PENGERTIAN DASAR BEBAN DINAMIS

Pada kenyataannya, beban merupakan kombinasi dari beban-beban dinamis dan beban statis. Beban statis adalah beban yang disebabkan oleh beban mati maupun beban sendiri dari superstruktur dan substruktur.

Istilah dinamis dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu, sehingga dapat dikatakan bahwa beban dinamis adalah setiap beban yang besar, arah, dan posisinya berubah menurut waktu.

Problem-problem yang berhubungan dengan design dari pondasi untuk menahan beban dinamis membutuhkan penyelesaian khusus yang dipengaruhi oleh kondisi lokal dari tanah dan lingkungannya. Pondasi harus memenuhi kriteria dari pembebanan statis, juga harus mampu menahan kondisi-kondisi dinamis.

Tipe pembebanan dinamis dapat dibagi menjadi dua kategori dasar, yaitu:

a) Pembebanan Periodik

Beban berulang dengan memperlihatkan variasi waktu yang sama berturut-turut untuk sejumlah siklus yang besar. Pembebanan ini dapat disebabkan oleh mesin-mesin yang berotasi pada struktur bangunan.

b) Pembebanan Non Periodik

Pembebanan ini mungkin berbentuk pembebanan impulsif yang berlangsung singkat seperti pada akibat ledakan, sedangkan beban-beban yang berlangsung lama dapat diakibatkan oleh gempa bumi.

Pembebanan-pembebanan dinamis yang disebabkan oleh gaya-gaya alam seperti gempa, angin, gelombang air atau gaya-gaya yang dibuat oleh

manusia seperti ledakan, lalu-lintas, pembangunan, getaran mesin, mungkin akan menjalar ke pondasi melalui sistem struktural atau melalui tanah.

Parameter-parameter yang penting dari suatu sistem struktur yang elastis linier yang dikenakan pada beban dinamis, mempunyai komponen-komponen yang meliputi:

- massa (m)
- gaya pemulihan atau kekakuan (k)
- gaya peredam (c)
- gaya penggetar atau sumber luar eksitasi (f)

Dalam Mekanika Vibrasi dikenal derajat kebebasan (*degree of freedom*) yaitu jumlah koordinat bebas yang diperlukan untuk menetapkan susunan atau posisi sistem pada setiap saat.¹ Berdasarkan derajat kebebasannya, struktur dapat dibagi dalam :

- *Single degree of freedom*, yaitu struktur dengan satu derajat kebebasan.
- *Multi degree of freedom*, yaitu struktur dengan lebih dari satu derajat kebebasan.

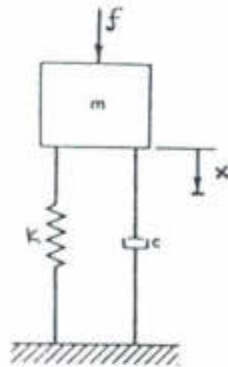
Pada penulisan tugas akhir ini, beban dinamis yang dibahas adalah beban dinamis dengan pembebanan periodik yang sudah ditentukan akibat getaran mesin yang berotasi pada struktur bangunan. Sedangkan getaran yang diperhitungkan hanya getaran pada arah vertikal. Untuk perhitungannya dipakai sistem dengan satu derajat kebebasan atau *single degree of freedom*.

2.2. SISTEM DENGAN SATU DERAJAT KEBEBASAN

Sistem ini hanya membutuhkan satu persamaan gerak, gerakannya diuraikan menurut koordinat tunggal. Analisa getaran dibahas dengan memakai sistem koordinat umum yang massanya terdistribusi merata.

Sistem ini dapat digambarkan dalam bentuk model matematis, seperti tergambar di bawah ini:

¹ Paz, Mario, "Dinamika Struktur", Penerbit Erlangga, Jakarta, 1990, hal 3.



Gambar 2.1. Model matematis untuk SDOF

Gaya - gaya yang bekerja sesuai dengan derajat perpindahannya adalah $f(t)$ dan gaya-gaya yang terjadi akibat gerak. Sesuai dengan prinsip keseimbangan akan diperoleh persamaan gerak berikut:

$$f_I + f_D + f_s = f(t) \quad (2.1)$$

dimana:

$$f_I = \text{gaya inersia}$$

$$f_D = \text{gaya redaman}$$

$$f_s = \text{gaya pegas elastis}$$

Gaya-gaya yang berada di ruas kiri persamaan merupakan fungsi perpindahan x atau turunannya, yaitu:

$$f_s = kx \quad (2.2a)$$

$$f_D = c \dot{x} \quad (2.2b)$$

$$f_I = m \ddot{x} \quad (2.2c)$$

Kemudian persamaan (2.2) disubstitusikan ke dalam persamaan (2.1) untuk memperoleh persamaan gerak untuk Sistem dengan Satu Derajat Kebebasan Tunggal, sebagai berikut:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad (2.3)$$

Ditinjau dari gaya redamannya, getaran dibagi menjadi:

- a. getaran tak teredam (*undamped vibration*)
- b. getaran dengan redaman (*damped vibration*)

Bila ditinjau dari gaya luar yang bekerja:

- a. getaran tanpa beban dinamis (*free vibration*)
- b. getaran dengan beban dinamis (*forced vibration*)

2.2.1. Getaran Bebas (Free Vibration)

Yang dimaksud dengan getaran bebas adalah bila gerak yang terjadi dengan gaya yang dikenakan sama dengan nol, dimana persamaan geraknya adalah:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad (2.4)$$

2.2.1.1. Getaran Bebas Tanpa Redaman

Persamaan gerak dinamisnya adalah:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (2.5)$$

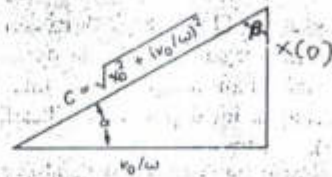
Solusi dari persamaan diferensial gerak di atas adalah:

$$x = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (2.6)$$

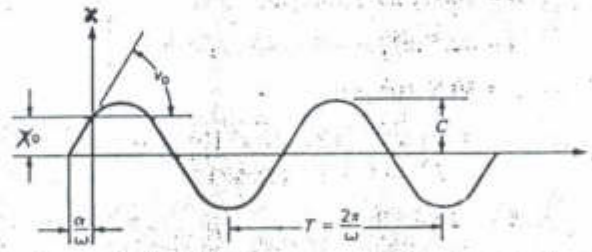
A dan B adalah konstanta yang bergantung pada kondisi awal ($t=0$) untuk kondisi perpindahan awal ($x=x(0)$) dan kecepatan awal ($\dot{x} = v(0)$), dengan mudah dapat dilihat bahwa $x(0)=A$ dan $v(0)=B\omega$, sehingga bentuk persamaannya menjadi:

$$x = x(0) \cos \omega t + \frac{v(0)}{\omega} \sin \omega t \quad (2.7)$$

Bentuk pergerakannya digambarkan pada diagram berikut ini:



Gambar 2.2. Definisi sudut α



Gambar 2.3. Respons getaran bebas tak teredam

Persamaan di atas dapat ditulis dalam bentuk:

$$x = R \cos(\omega t - \alpha) \quad (2.8)$$

dimana:

$$R = \sqrt{x(0)^2 + \left[\frac{v(0)}{\omega}\right]^2} \quad (2.9)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{v(0)}{\omega x(0)} \quad (2.10)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.11)$$

= frekuensi natural melingkar (angular natural frequency) dalam rad/det

$$f = \omega / 2\pi = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.12)$$

= frekuensi natural (natural frequency) dalam siklus perdetik

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.13)$$

= perioda getar

2.2.1.2. Getaran Bebas dengan Redaman

Persamaan gerak dinamisnya adalah:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.14)$$

atau

$$m\dot{x}^2 + cx + k = 0 \quad (2.15)$$

akar dari persamaan kuadrat di atas adalah:

$$x_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left[\frac{c}{2m}\right]^2 - \frac{k}{m}} \quad (2.16)$$

Terdapat tiga kemungkinan yang dapat terjadi dari persamaan di atas:

a. Kondisi Peredaman Kritis

Terjadi bila akar pada persamaan (2.16) ditentukan sama dengan nol, jelas bahwa $c/2m = \omega$, sehingga nilai peredaman kritis c_c adalah:

$$c_{cr} = 2m\omega \quad (2.17)$$

Maka nilai $x_{1,2}$ yang terdapat pada persamaan (2.16) adalah:

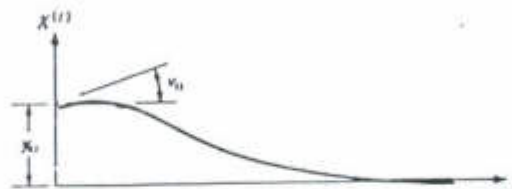
$$x_1 = x_2 = -\frac{c}{2m} = -\omega \quad (2.18)$$

karena:

$$\left[\frac{c_{cr}}{2m} \right]^2 - \frac{k}{m} = 0 \quad (2.19)$$

Akhirnya dapat diperoleh persamaan diferensial:

$$x(t) = (C_1 + C_2 t) e^{-(c_{cr}/2m)t} \quad (2.20)$$



Gambar 2.4. Respon getaran bebas dengan peredaman kritis

b. Kondisi Teredam Berlebihan

Pada kondisi ini ditentukan harga di bawah akar pada persamaan (2.16) adalah > 0 , atau:

$$c > c_{cr} \quad (2.21)$$

Ini menunjukkan bahwa nilai di bawah akar pada persamaan (2.16) adalah positif. Sehingga penyelesaiannya dapat langsung digunakan untuk persamaan berikut:

$$x(t) = C_1 e^{s_1 t} + C_2 t e^{s_2 t} \quad (2.22)$$

c. Kondisi Kurang Teredam

Sistem ini terjadi bila hasil pengurangan di bawah akar pada persamaan (2.16) lebih kecil dari nol, atau $c < c_{cr}$. Sehingga ekspresi di bawah akar merupakan bilangan negatif.

Solusi umum persamaan kondisi kurang teredam ini adalah:

$$x(t) = e^{-(c/2m)t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \quad (2.23)$$

dimana:

$$\omega_D = \sqrt{\frac{k}{m} - \left[\frac{c}{2m}\right]^2} \quad (2.24)$$

diketahui bahwa

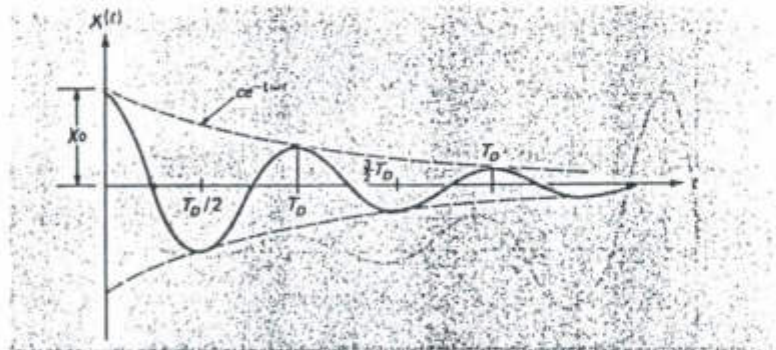
$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.25)$$

sehingga diperoleh:

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.26)$$

Kemudian persamaan (2.23) dapat juga ditulis sebagai:

$$x(t) = C e^{-\xi \omega t} \cos(\omega_D t - \alpha) \quad (2.27)$$



Gambar 2.5. Respon getaran bebas pada kondisi kurang teredam

Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa:

$$C = \sqrt{x_0^2 + \frac{(v_0 + x_0 \xi \omega)^2}{\omega_D^2}} \quad (2.28)$$

$$\tan \alpha = \frac{(v_0 + x_0 \xi \omega)}{\omega_D x_0} \quad (2.29)$$

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} \quad (2.30)$$

2.2.2. Getaran dengan Pembebanan Harmonis

Struktur yang dimodelkan sebagai sistem berderajat kebebasan tunggal yang dipengaruhi secara harmonis adalah struktur yang dibebani gaya atau perpindahan yang besarnya dinyatakan oleh fungsi sinus atau kosinus terhadap waktu.² Struktur sering dibebani oleh aksi dinamis dari mesin-mesin yang menghasilkan getaran harmonis.

2.2.2.1. Getaran Harmonis Tak Tereadam

Bila dimisalkan gaya yang bekerja bersifat harmonis, maka persamaan diferensialnya adalah:

$$m \ddot{x} + kx = F_0 \sin \bar{\omega} t \quad (2.31)$$

Penyelesaian persamaan (2.31) dapat diberikan dalam bentuk:

$$x(t) = x_c(t) + x_p(t) \quad (2.32)$$

dimana:

x_c = solusi komplementer persamaan homogen

x_p = solusi partikular persamaan non-homogen

Masing - masing persamaan dapat diekspresikan sebagai berikut:

$$x_c(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (2.33)$$

dan,

$$x_p(t) = Y \sin \bar{\omega} t \quad (2.34)$$

Substitusi dari persamaan (2.34) ke dalam persamaan (2.31) adalah:

²Paz, Mario, "Dinamika Struktur", Penerbit Erlangga, Jakarta, 1990, hal 34.

$$Y = \frac{F_o}{k - m\bar{\omega}^2} = \frac{F_o / k}{1 - r^2} \quad (2.35)$$

dimana:

$$r = \bar{\omega} / \omega \quad (2.36)$$

= rasio frekuensi

Y = harga puncak dari solusi partikular

F_o = amplitudo puncak

$\bar{\omega}$ = frekuensi dari gaya dalam rad/detik

Dengan mengkombinasikan persamaan (2.33) ke dalam persamaan (2.35) dan (2.32), didapat persamaan gerak:

$$x(t) = A \cos \omega \cdot t + B \sin \omega \cdot t + \frac{F_o / k}{1 - r^2} \sin \bar{\omega} t \quad (2.37)$$

2.2.2.2. Getaran Harmonis Teredam

Persamaan getaran dinamis akibat getaran harmonis yang bekerja adalah:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_o \sin \bar{\omega} t \quad (2.38)$$

Solusi persamaan homogennya adalah:

$$x_c(t) = e^{-\zeta\omega t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \quad (2.39)$$

dan solusi persamaan non-homogennya adalah:

$$x_p = \frac{x_{st} \sin(\bar{\omega} t - \alpha)}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad (2.40)$$

dimana:

$$\tan \alpha = \frac{2\xi \cdot r}{1 - r^2} \quad (2.41)$$

$$x_{st} = F_o / k \quad (2.42)$$

= lendutan statis dari pegas

- r = rasio frekuensi
- F_o = gaya luar yang bekerja
- $\xi = c / c_{cr} =$ rasio redaman

2.3. PARAMETER DINAMIS TANAH

2.3.1. Modulus Geser Tanah

Modulus geser merupakan perbandingan antara tegangan geser dengan regangan geser. Nilai modulus geser tanah digunakan untuk menghitung kecepatan geser tanah (V_s) dalam perhitungan kekakuan dan redaman sistem tanah-tiang, dengan hubungan sebagai berikut:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (2.43)$$

- dimana:
- $\rho = \gamma / g$ = massa jenis tanah
 - γ = berat isi tanah
 - g = percepatan gravitasi

Untuk mendapatkan nilai Modulus Geser, digunakan rumus Empiris yang memakai satuan SI (kN/m).

a. Untuk tanah pasir (Hardin & Black, 1968)

$$G = \sqrt{\frac{6908(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o} \quad \text{untuk pasir bulat} \quad (2.44)$$

$$G = \sqrt{\frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o} \quad \text{untuk pasir pipih} \quad (2.45)$$

b. Untuk tanah lempung (Hardin & Drnevich, 1972)

$$G = \sqrt{\frac{1230(2.97 - e)^2}{1 + e} (OCR)^k \sigma_o} \quad (2.46)$$

dimana :

- e = nilai banding rongga = V_v / V_s
- V_v = volume rongga

- V_s = volume padat tanah
 σ_o = tegangan efektif rata-rata
 OCR = nilai banding konsolidasi lebih

Nilai banding konsolidasi lebih (OCR) didefinisikan sebagai perbandingan tekanan efektif yang lalu p_c' terhadap tekanan tanah penutup yang ada sekarang sebesar p_o' :

$$OCR = \frac{p_c'}{p_o'} \quad (2.47)$$

Suatu tanah yang $OCR < 1$ tak mempunyai arti, tanah terkonsolidasi normal mempunyai $OCR = 1$, dan tanah prakonsolidasi mempunyai $OCR > 1$.

Suatu elemen tanah mendapatkan beban lebih yang menghasilkan sebuah tegangan vertikal efektif (σ_1) dan tegangan lateral efektif (σ_2 dan σ_3) yang disebabkan oleh tanah sekitarnya. Elemen tanah yang berbentuk silinder dan bujursangkar mendapat tegangan lateral efektif yang sama $\sigma_2 = \sigma_3$ atau $\sigma_h2 = \sigma_h3$, sedangkan elemen tanah dengan bentuk lain memiliki tegangan lateral efektif yang berbeda $\sigma_h2 \neq \sigma_h3$.

$$\sigma_o = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.48)$$

dimana:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \gamma' \cdot h = \sigma_v \\ \sigma_2 &= \sigma_3 = \sigma_1 \cdot K_o = \sigma_v \cdot K_o \end{aligned} \quad (2.49)$$

dengan nilai koefisien tekanan lateral dalam keadaan diam (K_o) sebesar:

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (2.50)$$

dimana:

ϕ' = sudut geser dalam bahan

maka untuk elemen tanah dengan nilai $\sigma_h2 = \sigma_h3$:

$$\begin{aligned} \sigma_o &= \frac{\sigma_v + \sigma_v \cdot K_o + \sigma_v \cdot K_o}{3} \\ \sigma_o &= \frac{\sigma_v + 2\sigma_v K_o}{3} \end{aligned}$$

$$\sigma_o = \frac{(1 + 2K_o)\sigma_v}{3} \quad (2.50)$$

Sedangkan nilai K merupakan rasio tegangan horisontal σ_h terhadap tegangan vertikal efektif p_o yang berlaku untuk setiap kedalaman z pada setiap saat. Nilai K ini juga bergantung pada indeks plastisitas tanah, seperti yang terdapat pada tabel 2.1.

Indeks plastisitas (PI)	K
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
>100	0.50

Tabel 2.1. Nilai K berdasarkan Indeks Plastisitas

2.3.2. Redaman Tanah

Sewaktu tiang pondasi bergetar, energi yang terjadi akan disalurkan ke dalam tanah sekitarnya. Sebagian energi yang disalurkan akan diserap oleh massa tanah, dan sisanya akan menyebar di dalam tanah dan berubah menjadi radiasi panas. Energi yang diserap ini merupakan redaman material. Sedangkan energi yang menyebar adalah redaman geometrik.

2.3.2.1. Redaman Material

Redaman ini diakibatkan oleh adanya friksi, berupa *viscous damping*. Redaman material ini dapat diperoleh dari resonansi column test (*decay curve*). Dari persamaan logaritma:

$$\delta = \log \frac{Z_1}{Z_2} \quad (2.51)$$

dimana Z_1 dan Z_2 adalah dua buah puncak gelombang secara berturutan.
 Didapat rasio redaman (*damping ratio*) :

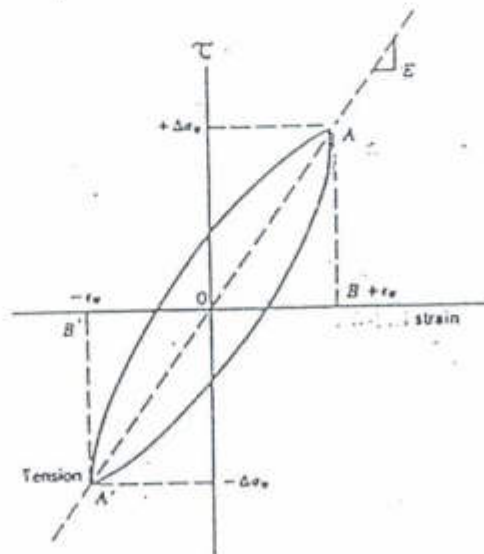
$$D = \frac{\delta^2}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (2.52)$$

2.3.2.2. Redaman Geometrik (*Geometric Damping*)

Redaman geometrik ini besarnya sekitar tiga kali redaman material. Energi getaran yang diberikan pada tanah akan di-dissipasi ke dalam massa tanah dalam bentuk gelombang permukaan dan gelombang badan.

Dari kurva tegangan geser-regangan geser (kurva histeresis loop), dapat diperoleh besarnya rasio redaman :

$$D = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{areahisteresisloop}}{\text{areaOAB} + \text{OA'B'}} \quad (2.53)$$



Gambar 2.6. Kurva histeresis loop

2.3.3. Korelasi Parameter Statik Dengan Parameter Dinamik Tanah

Untuk mencari data-data tanah, seperti misalnya N (jumlah pukulan untuk menghasilkan penetrasi), dan jenis-jenis tanah dapat ditempuh dengan berbagai macam cara diantaranya dengan Uji Penetrasi Standar (SPT) dan Uji Penetrasi Kerucut (CPT). Dalam bagian ini akan dibahas mengenai kedua uji penetrasi tersebut.

2.3.3.1. Uji Penetrasi Standar (SPT)

Uji penetrasi standar yang dikembangkan pada tahun 1972, dewasa ini merupakan sarana paling populer dan paling ekonomis untuk mendapatkan informasi dari lapisan bawah permukaan tanah.

Pengujiannya terdiri dari:

1. Pemancangan alat pengambil contoh bahan silinder belah standar sejak 460 mm (18 inci) ke dalam tanah di dasar lubang bor.
2. Perhitungan banyaknya pukulan untuk memasukkan tabung sejarak 305 mm (12 inci) yang terakhir untuk mendapatkan bilangan N.
3. Dengan menggunakan massa pendorong (atau palu) sebesar 63.5 kg (140 lb) yang jatuh bebas dari ketinggian 760 mm (30 inci).

Batang bor diberi tiga buah tanda kapur yang berjarak-selang 150 mm, dan batang pemandunya ditandai pada jarak 762 mm. Susunan peralatan ini dipasang ke dalam lubang bor. Kemudian didorong sejauh 150 mm untuk mendudukannya pada tanah yang tak tertangu dan hitungan pukulannya juga dicatat. Hitungan pukulan untuk setiap dua pertambahan 150 mm berikutnya dipakai sebagai hitungan penetrasi (N).

Buku catatan pemboran dapat menunjukkan suatu rasio sebagai 70/100 atau 50/100 yang menunjukkan bahwa 70 (atau 50) kali pukulan menghasilkan penetrasi sebesar 100 mm (4 in). Pada waktu hitungan pukulan berjumlah banyak, maka akan menyebabkan keausan berlebihan atas peralatan maupun jarak hasil pemborannya menjadi sangat berkurang.

2.3.3.2. Uji Penetrasi Kerucut (CPT)

Cone Penetration Test (CPT) adalah uji sederhana yang dipakai semakin luas untuk lempung lunak dan pasir halus sampai pasir setengah kasar. Pengujian ini dilakukan dengan mendorong kerucut baku yang mempunyai ujung 60° dan diameter dasar 35.7 mm ke dalam tanah dengan kecepatan 10 sampai 20 mm/detik. Pembacaan data setiap 20 cm secara periodik adalah tahanan ujung konus q_c dan tahanan gesek selongsong q_s . Karena banyaknya data pada suatu dorongan yang menerus, maka biasanya dipakai peralatan untuk mengumpulkan data secara elektronik.

Keuntungan khusus CPT adalah untuk mendapatkan profil yang menerus sejauh tidak ditemui tanah atau batuan yang sangat keras untuk kedalaman yang diminati. Uji ini juga sangat cepat bila dipakai peralatan elektronik.

Selain untuk menguatkan metode-metode pengujian lain CPT dapat juga dipakai untuk memperkirakan klasifikasi tanah dalam rentang dimana pengujian diterapkan.

Secara khas, tahanan ujung konus dan gesekan selongsong dipakai untuk menghitung rasio gesekan FR sebagai,

$$F_R = \frac{q_s}{q_c} \times 100\% \quad (2.54)$$

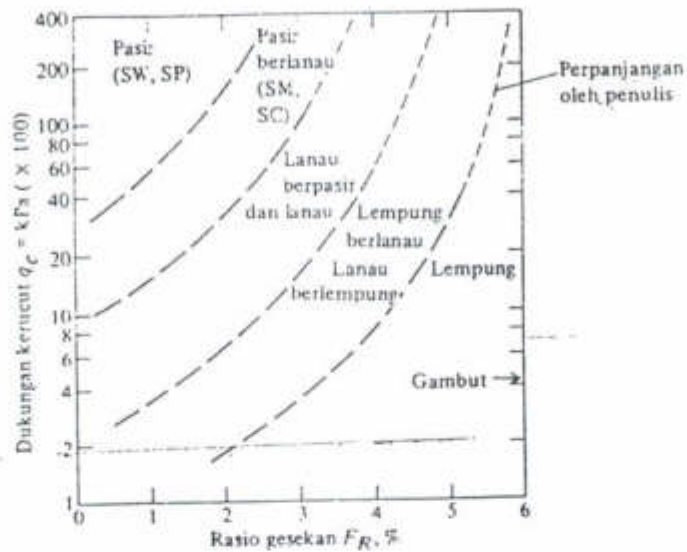
dimana:

FR = rasio gesekan

q_s = tahanan gesekan selongsong

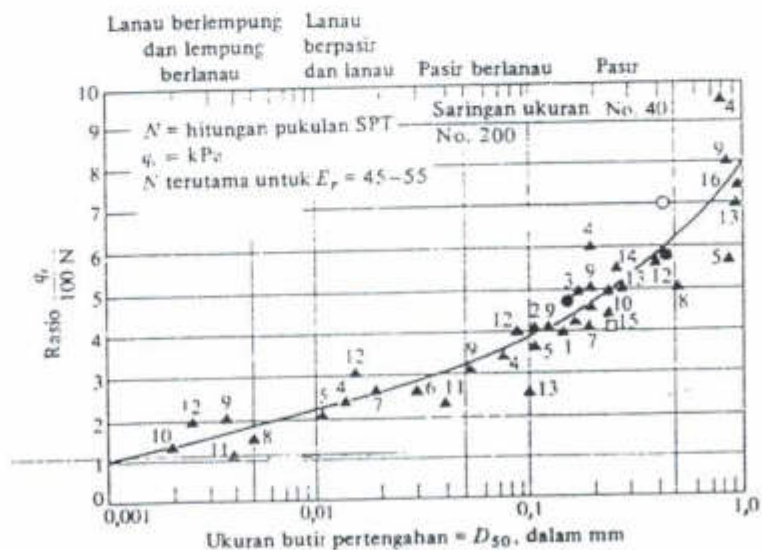
q_c = tahanan ujung konus/kerucut

Dari hubungan antara FR dengan tahanan ujung (q_c) dapat ditentukan jenis-jenis tanahnya, seperti yang diperlihatkan pada gambar 2.7.



Gambar 2.7. Bagan klasifikasi tanah untuk kerucut listrik baku (Menurut Robertson dan Campanella(1983))

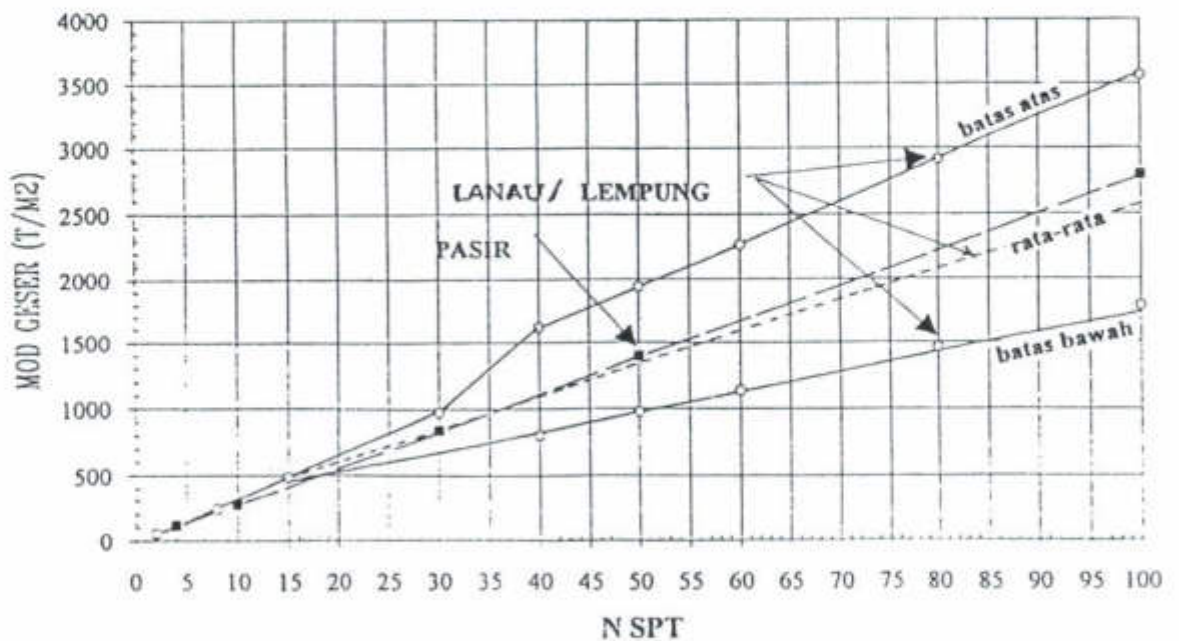
Nilai N_{spt} dapat ditentukan dengan melihat gambar 2.8 yang menghubungkan ukuran butir pertengahan= D_{50} dengan rasio q_c/N .



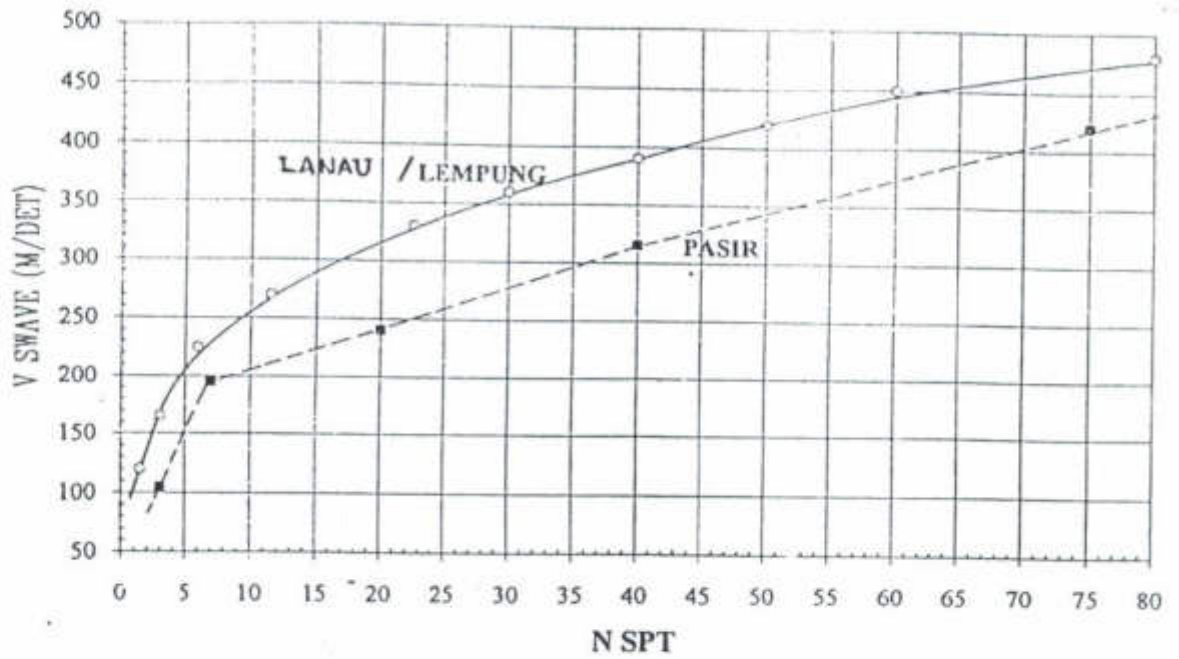
Gambar 2.8. Hubungan antara ukuran butir pertengahan (D_{50}) dengan rasio q_c/N .

Dengan diperolehnya nilai N_{spt} , maka parameter-parameter tanah seperti kecepatan geser tanah (V_s), poisson rasio (ν) dan modulus geser (G) dapat ditentukan yaitu dengan melihat grafik yang menghubungkan N_{spt} - G , N_{spt} - V_s , dan N_{spt} - ν , yang telah dikompilasi oleh Dr. Masyhur Irsyam (gambar 2.9, 2.10 dan 2.11) atau dari tabel hubungan N_{spt} dengan beberapa parameter tanah (lihat lampiran). Sedangkan parameter berat isi tanah (γ) dapat ditentukan dengan batas-batas sebagai berikut:

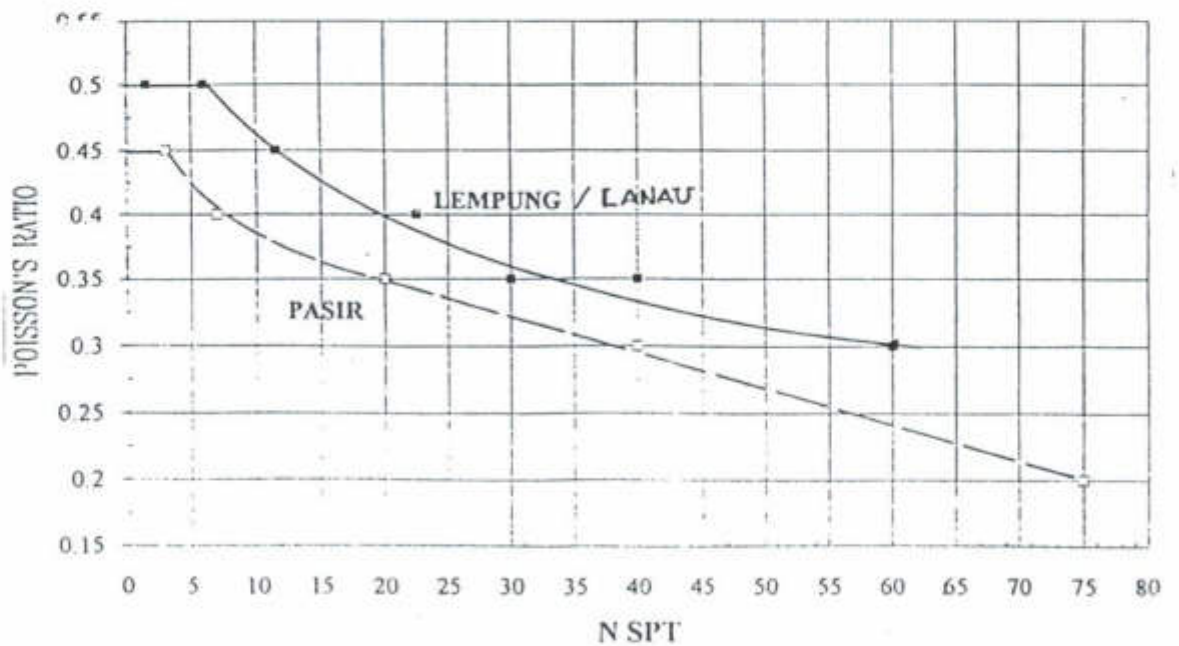
- tanah pasir = 1.7-2.0 ton/m³
- tanah lempung = 16-17 ton/m³



Gambar 2.9. Korelasi harga N_{spt} dengan parameter Modulus Geser (Masyhur Irsyam and Associates - Lab Geoteknik PAU ITB)



Gambar 2.10. Korelasi harga Nspt dengan parameter Kecepatan Geser (Masyhur Irsyam and Associates - Lab. Geoteknik PAU ITB)



Gambar 2.11. Korelasi harga Nspt dengan parameter poisson rasio (Masyhur Irsyam and Associates - Lab. Geoteknik PAU ITB)



BAB III

ANALISA INTERAKSI ANTARA TIANG DAN TANAH

3.1. KEKAKUAN DINAMIS DAN REDAMAN DARI TIANG

Reaksi dinamis dari pondasi yang ditumpu oleh tiang, dapat diperkirakan bila kekakuan dinamis dan *damping* (redaman) yang dinyatakan dengan interaksi tanah-tiang dapat didefinisikan. Pendekatan analitis yang teliti didasarkan pada elastisitas linier telah dijelaskan, yang mana memungkinkan untuk menetapkan parameter-parameter tak berdimensi dari problem, dan untuk mendapatkan perumusan- perumusan yang tepat untuk kekakuan dan redaman dari tiang.

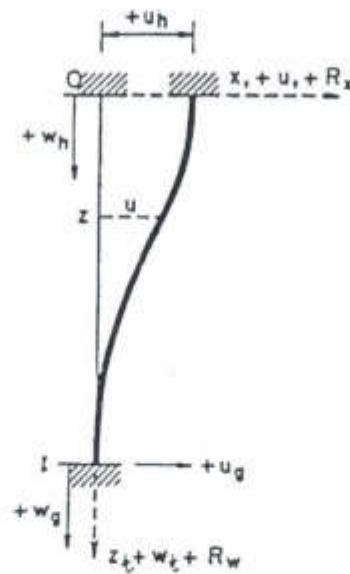
3.1.1. Analisa Model

Dinamika dari tiang telah mendapatkan perhatian yang mendalam sehubungan dengan aplikasinya pada struktur-struktur yang menahan beban - beban dinamis, seperti angin, getaran mesin dan gempa.

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai pendekatan alternatif yang dapat memperhitungkan secara teliti interaksi tanah-tiang dengan cara yang relatif sederhana. Perhitungan didasarkan pada asumsi bahwa tanah terdiri dari susunan lapisan horisontal independen yang sangat tipis dan terbentang sampai tak terhingga. Asumsi selanjutnya bahwa, tiang-tiang adalah vertikal, tidak saling mempengaruhi, pergerakan tiang adalah harmonik dan terbatas pada suatu bidang vertikal. Kemudian, reaksi dinamis tanah persatuan panjang tiang maupun penyelesaian dari reaksi dinamis tiang dapat diperoleh dari bentuk perumusan- perumusan.

3.1.2. Pergetaran Vertikal Tiang

Reaksi dinamis dari tiang yang berhubungan dengan gerakan vertikal dari kepala tiang dapat diperoleh dengan menggunakan asumsi-asumsi yang sama. Untuk selanjutnya diasumsikan bahwa ujung bagian bawah dari tiang adalah tetap.



Gambar 3.1. Perpindahan-perpindahan dan reaksi-reaksi tiang

Reaksi vertikal tanah yang bekerja pada ketinggian z dari elemen tiang dz adalah:

$$G(S_{w1} + iS_{w2})w(z, t)dz \quad (3.1)$$

dimana:

$$S_{w1} = 2\pi a_0 \frac{J_1(a_0)J_0(a_0) + Y_1(a_0)Y_0(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} \quad (3.2)$$

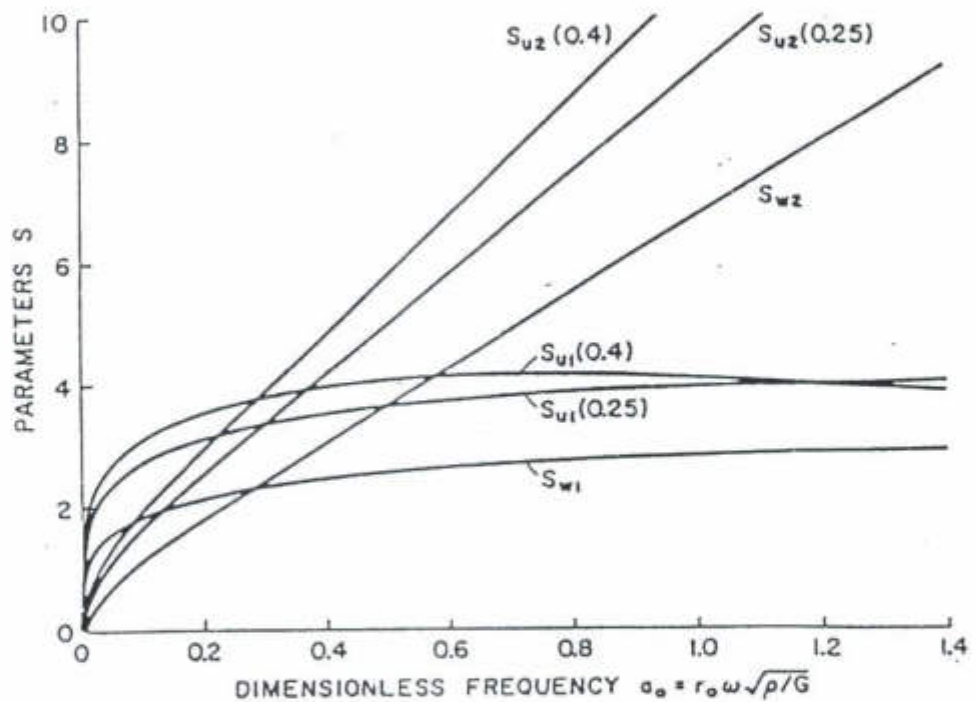
$$S_{w2} = \frac{4}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} \quad (3.3)$$

dimana:

$J_0(a_0), J_1(a_0)$ = fungsi Bessel bentuk pertama orde ke-nol dan pertama secara berurutan

$Y_0(a_0), Y_1(a_0)$ = fungsi Bessel bentuk kedua orde ke-nol dan pertama

S_{w1}, S_{w2} = fungsi dari frekuensi non dimensi a_0 seperti yang terlihat pada gambar 3.2.



Gambar 3.2. Parameter S_{w1} & S_{w2}

Dengan reaksi tanah yang didefinisikan oleh persamaan (3.1), persamaan diferensial dari getaran aksial teredam $w(z,t)$ dari tiang adalah :

$$\mu \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + c \frac{\partial w(z,t)}{\partial t} - E_p A \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + G(S_{w1} + iS_{w2})w(z,t) = 0 \quad (3.4)$$

dimana: A = luas penampang tiang

Dengan sebuah gerakan perpindahan harmonis:

$$w(z, t) = w(z)e^{i\omega t} \quad (3.5)$$

persamaan diferensial biasa yang dihasilkan oleh persamaan (3.4):

$$w(z) \left[-\mu\omega^2 + i c\omega + G(S_{w1} + iS_{w2}) \right] - E_p A \frac{d^2 w(z)}{dz^2} = 0 \quad (3.6)$$

penyelesaian untuk persamaan ini adalah:

$$w(z) = C_5 \cos \Lambda \frac{z}{l} + C_6 \sin \Lambda \frac{z}{l} \quad (3.7)$$

parameter frekuensi kompleks dalam kasus ini adalah:

$$\Lambda = l \sqrt{\frac{1}{E_p A} [\mu\omega^2 - GS_{w1} - i(c\omega + GS_{w2})]} \quad (3.8)$$

Bila,

$$\Lambda_o = l \sqrt{\frac{\mu\omega^2}{E_p A}}, \quad K = \frac{l^2 G}{E_p A} \quad (3.9)$$

maka untuk sebuah tiang yang berpenampang melingkar:

$$\Lambda_o = \frac{l}{r_o} \sqrt{\frac{\rho_p G}{\rho E_p}} a_o = \frac{l}{r_o} \frac{V_s}{v_c} a_o \quad (3.10)$$

dan,

$$K = \frac{1}{\pi} \frac{G}{E_p} \left(\frac{l}{r_o} \right)^2 = \frac{1}{\pi} \frac{\rho}{\rho_p} \left(\frac{V_s l}{v_c r_o} \right)^2 \quad (3.11)$$

Untuk selanjutnya dapat dibuat:

$$a = \Lambda_o^2 - KS_{w1}, \quad b = -K \left(c\omega \frac{1}{G} + S_{w2} \right) \quad (3.12)$$

Kemudian r dan ϕ dapat dicari dengan:

$$r = \sqrt{a^2 + b^2}, \quad \tan \phi = \frac{b}{a} \quad (3.13)$$

dan parameter Λ adalah:

$$\Lambda = \Lambda_1 + i\Lambda_2 \quad (3.14)$$

dimana:

$$\Lambda_1 = \sqrt{r} \cos \frac{\phi}{2}, \quad \Lambda_2 = \sqrt{r} \sin \frac{\phi}{2} \quad (3.15)$$

Amplitudo dari gaya aksial adalah sebesar:

$$N(z) = E_p A \frac{dw(z)}{dz} \quad (3.16)$$

dimana dari persamaan (3.7):

$$\frac{dw(z)}{dz} = -C_5 \frac{\Lambda}{l} \sin \Lambda \frac{z}{l} + C_6 \frac{\Lambda}{l} \cos \Lambda \frac{z}{l} \quad (3.17)$$

Konstanta-konstanta integrasi C_5 dan C_6 didapatkan dari kondisi-kondisi ujung. Karena gerakan kompleks vertikal dari kepala tiang $w_h(t)$ (gambar 3.1) dan ujung bawah tiang $w_g(t)$, reaksi vertikal dari tiang $R_w(t)$ pada batas kepala tiang adalah:

$$R_w(t) = -\frac{E_p A}{l} F_{18}(\Lambda) w_h(t) + \frac{E_p A}{l} F_{19}(\Lambda) w_g(t) \quad (3.18)$$

dimana:

$$\begin{aligned} F_{18}(\Lambda) &= \Lambda \cot an\Lambda = F_{18}(\Lambda)_1 + iF_{18}(\Lambda)_2 \\ F_{19}(\Lambda) &= \Lambda \cos ec\Lambda = F_{19}(\Lambda)_1 + iF_{19}(\Lambda)_2 \end{aligned} \quad (3.19)$$

Inisial 1 dan 2 menunjukkan bagian nyata dan imajiner dari fungsi.

3.1.3. Konstanta - konstanta Kekakuan dan Redaman

Dengan reaksi-reaksi di atas, gerakan dari tiang yang memikul struktur dapat diperkirakan.

Persamaan diferensial dari gerak vertikal tiang adalah:

$$m \frac{d^2 w(t)}{dt^2} + \sum \frac{E_p A}{l} [F_{18}(\Lambda)_1 + iF_{18}(\Lambda)_2] w(t) = P \exp(i\omega t) \quad (3.20)$$

dimana:

m = massa dari badan

$w(t)$ = perpindahan vertikal dari badan

$P_{exp}(i\omega t)$ = gaya dinamis vertikal

Konstanta-konstanta ekuivalen dari kekakuan k' dan redaman c' untuk sebuah tiang:

Untuk translasi vertikal:

$$k_{zz}' = \frac{E_p A}{r_o} f_{18,1} \quad (3.21)$$

dimana:

$$f_{18,1} = \frac{F_{18}(\Lambda)_1}{l / r_o} \quad (3.22)$$

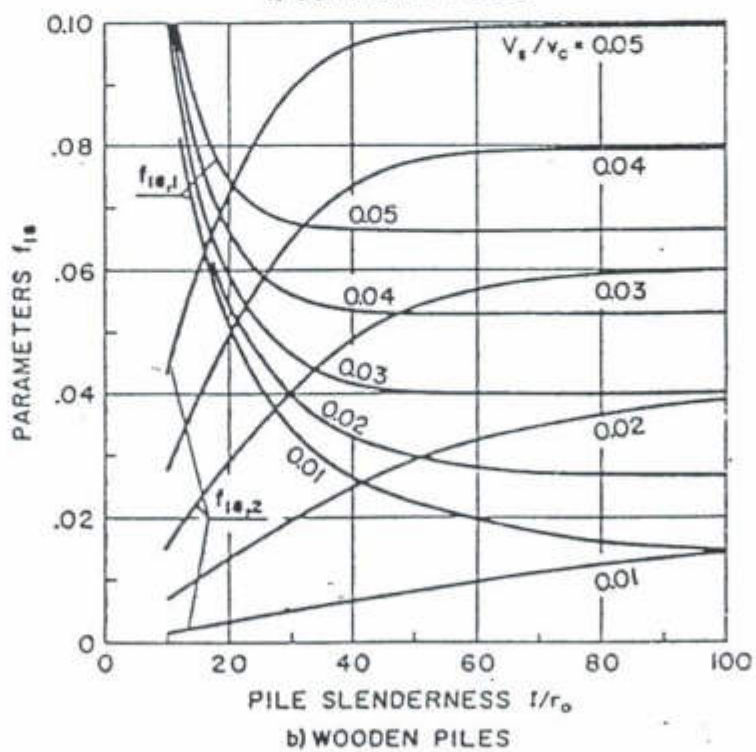
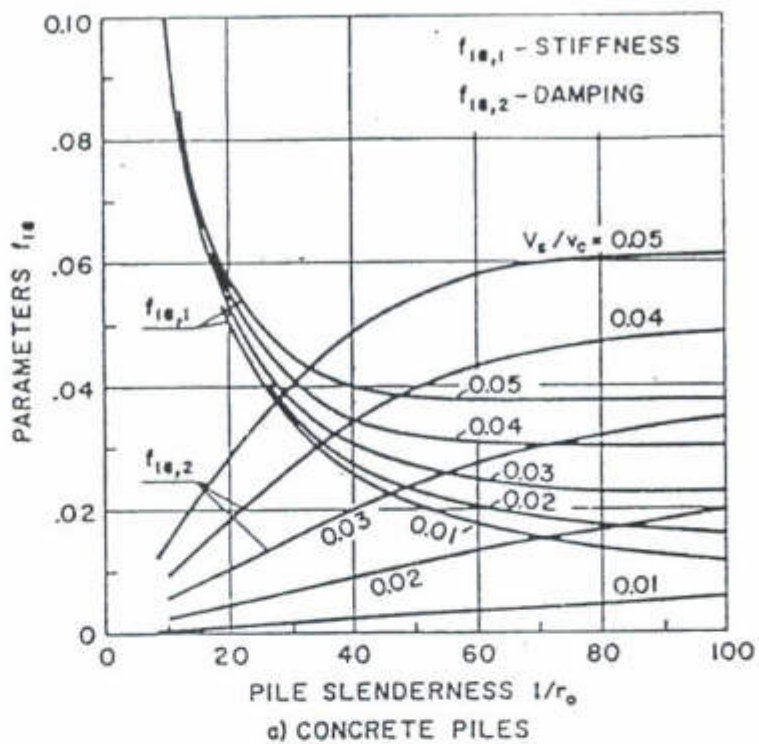
$$c_{zz}' = \frac{E_p A}{V_s} f_{18,2} \quad (3.23)$$

dimana:

$$f_{18,2} = \frac{F_{18}(\Lambda)_2}{a_o l / r_o} \quad (3.24)$$

Parameter-parameter kekakuan dan redaman untuk gerakan vertikal dari kepala tiang sangat tergantung pada panjang tiang seperti yang terlihat pada gambar 3.3a dan b. Parameter - parameter $f_{18,1}$ dan $f_{18,2}$ tidak tergantung pada Poisson rasio, dan pada gambar 3.3 dapat dilihat sebuah daerah rasio kelangsingan dan kecepatan gelombang yang besar.

Gambar 3.3 memudahkan untuk memperkirakan kekakuan dinamis dari tiang dan redaman geometris yang dihasilkan dari radiasi energi.



Gambar 3.3. Parameter kekakuan dan redaman pada reaksi vertikal untuk
 (a) tiang beton ($\rho/\rho_p=0.7$) dan (b) tiang kayu ($\rho/\rho_p=2.0$)

Parameter kekakuan dinamis dan redaman geometris tiang tergantung pada interaksi tanah-tiang dan dihasilkan oleh parameter-parameter tak berdimensi di bawah ini:

- massa spesifik tanah dibagi massa spesifik tiang (rasio massa)
- kecepatan gelombang geser pada tanah dibagi kecepatan gelombang longitudinal pada tiang (rasio kecepatan gelombang)
- panjang tiang (tebal dari lapisan tanah) dibagi jari-jari tiang (rasio kelangsingan)
- frekuensi tak berdimensi

Pada arah vertikal, efek dari panjang tiang tidak berkurang dalam batas praktis dari kelangsingan, karena kekakuan dari tiang sendiri dianggap lebih layak bila dibandingkan dengan kasus dengan eksitasi horisontal.³ Parameter kekakuan dan redaman untuk arah vertikal diberikan pada sebuah bentuk grafis yang telah mencakup semua aplikasi.

3.2. REAKSI TANAH TERHADAP PONDASI TIANG PANCANG YANG BERGETAR VERTIKAL.

Perlawanan dari suatu lapisan tanah terhadap getaran vertikal harmonis dari sebuah tiang elastis secara teoritis telah diselidiki. Tiang diasumsikan vertikal dan berpenampang lingkaran. Tanah dimodelkan sebagai suatu lapisan viscoelastis yang linier dengan redaman material histerisis. Suatu bentuk penyelesaian yang mendekati dibuat untuk menghitung perlawanan dari tanah terhadap getaran. Perlawanan ini tergantung pada modulus geser tanah, frekuensi getar, kelangsingan tiang l/r_0 , redaman material dan Poisson rasio. Perlawanan dari lapisan tanah dapat dinyatakan dalam suatu bentuk yang dapat dipakai secara langsung dalam penyelesaian problem interaksi tanah-tiang.

³ Novak, M, "Dynamics Stiffness and Damping of Piles", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, 1974, hal 593.

3.2.1. Analisa Model

Getaran vertikal dari tiang terjadi pada struktur akibat dari gaya dinamis mesin. Reaksi dari suatu tiang terhadap gaya luar, kekakuan dan redaman yang bergabung dengan reaksi adalah hasil dari interaksi antara tiang elatis dengan tanah yang mengelilinginya. Novak menggunakan suatu model elatis linier yang mana hanya gelombang horisontal yang diijinkan, tanpa adanya regangan dalam arah vertikal, oleh karena itu model ini dapat dipandang sebagai kasus *plane strain* (regangan bidang).

Asumsi - asumsi yang digunakan:⁴

1. Sifat - sifat tiang:
 - elatis
 - vertikal
 - penampang melintang berupa lingkaran
 - mempunyai lekatan yang sempurna dengan tanah
2. Sifat - sifat tanah
 - elatis linier
 - berupa lapisan yang homogen dan isotropik yang terdapat di atas lapisan bed rock (tanah keras)
 - redaman material adalah tipe histerisis yang tidak tergantung pada frekuensi (*frequency independent hysteretic type*)
3. Tidak adanya tegangan normal dan tegangan geser pada permukaan bebas dari tanah
4. Perpindahan horisontal akibat getaran vertikal sangat kecil dan diabaikan
5. Getaran harmonis

Sebagian dari asumsi di atas tampak terlalu ideal.

Dasar dari beberapa pendekatan terhadap masalah interaksi tanah-tiang adalah definisi dari perlawanan dinamis lapisan tanah terhadap gerakan dari

⁴ Novak, M and Nogami, T, "Soil-Pile Interaction in Vertical Vibration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, hal. 277.

tiang. Perlawanan ini dijelaskan dan dianalisa, hasilnya digunakan untuk menyelesaikan masalah respon dinamis dari tiang.

3.2.2. Pergetaran Lapisan Tanah

Lapisan tanah yang elastis menutupi lapisan yang kaku, ditunjukkan pada gambar 3.4 dimana ditunjukkan pula sistem koordinatnya. Dengan mengabaikan adanya perpindahan horisontal, persamaan dari pergerakan vertikal $w(r,z,t)$ dari medium visco-elastis, dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} & \left[(\lambda + 2\mu) + i(\lambda' + 2\mu') \right] \frac{\gamma^2}{\gamma z^2} w(r, z, t) \\ & + (\mu + i\mu') \left(\frac{1}{r} \frac{\gamma}{\gamma'} + \frac{\gamma^2}{\gamma'^2} \right) w(r, z, t) = \rho \frac{\gamma^2}{\gamma'^2} w(r, z, t) \end{aligned} \quad (3.25)$$

Dengan pergerakan harmonis:

$$w(r, z, t) = w(r, z) e^{i\omega t} \quad (3.26)$$

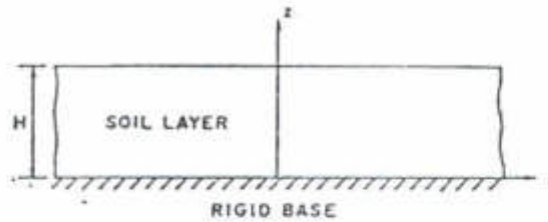
Persamaan (3.25) mengarah kepada amplitudo dari perpindahan vertikal

$w = w(r, z)$:

$$\left\{ \eta^2 + i \left[D_v (\eta^2 - 2) + 2D_s \right] \right\} \frac{\gamma^2 w}{\gamma z^2} + (1 + iD_s) \left(\frac{1}{r} \frac{\gamma w}{\gamma'} + \frac{\gamma^2 w}{\gamma'^2} \right) = - \left(\frac{\omega}{v_s} \right)^2 w \quad (3.27)$$

Pada persamaan di atas, λ, μ = bagian riil dari konstanta Lamé, λ', μ' = koefisien viskositas dari λ dan μ , ρ = kepadatan tanah, ω = frekuensi eksitasi, $i = \sqrt{-1}$, $\eta = v_l/v_s = \sqrt{[(\lambda + 2\mu)/\mu]}$ dimana v_s, v_l = kecepatan gelombang geser dan gelombang longitudinal pada medium elastis.

$D_v = \lambda' / \lambda$ dan $D_s = \mu' / \mu$ adalah rasio-rasio redaman histerisis yang berhubungan dengan tegangan volumetrik dan tegangan geser. Rasio-rasio ini dianggap tidak bergantung pada frekuensi, dimana hal ini berhubungan dengan sifat-sifat histerisis dari hampir semua tanah sebagaimana pula material lainnya.



Gambar 3.4. Lapisan tanah diatas lapisan dasar kaku

Rasio redaman histerisis berhubungan dengan energi yang terbuang pada satu putaran ΔW dengan tegangan energi W sesuai dengan hubungan yang telah dikenal sebelumnya, $D_{v,s} = \Delta W_{v,s} / (2\pi W_{v,s})$. Redaman histerisis merupakan model yang dipakai dalam pergerakan harmonis.

Variabel-variabel r dan z dapat dipisahkan dengan mengasumsikan:

$$w = R(r) Z(z) \quad (3.28)$$

Disubstitusikan dengan persamaan (3.27) akan menghasilkan:

$$\left\{ \eta^2 + i[D_v(\eta^2 - 2) + 2D_s] \right\} \frac{1}{Z} \frac{\gamma^2 Z}{\gamma^2} + (1 + iD_s) \left(\frac{\gamma^2 R}{\gamma^2} + \frac{1}{r} \frac{\gamma R}{\gamma} \right) \frac{1}{R} = - \left(\frac{\omega}{v_s} \right)^2 \quad (3.29)$$

Persamaan (3.29) dapat dipisahkan menjadi dua persamaan diferensial:

$$\begin{aligned} \frac{d^2 Z}{dz^2} + h^2 Z &= 0 \\ \frac{d^2 R}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dR}{dr} - q^2 R &= 0 \end{aligned} \quad (3.30)$$

Konstanta h dan q harus memenuhi:

$$- \left\{ \eta^2 + i[D_v(\eta^2 - 2) + 2D_s] \right\} h^2 + (1 + iD_s) q^2 = - \left(\frac{\omega}{v_s} \right)^2 \quad (3.31)$$

Dari persamaan ini:

$$q^2 = \frac{\left\{ \eta^2 + i[D_v(\eta^2 - 2) + 2D_s] \right\} h^2 - (\omega / v_s)^2}{1 + iD_s} \quad (3.32)$$

Hasil dari persamaan (3.30) adalah:

$$\begin{aligned} R(r) &= AK_0(qr) + BI_0(qr) \\ Z(z) &= C \sin(hz) + D \cos(hz) \end{aligned} \quad (3.33)$$

Dimana $I_0(qr)$ dan $K_0(qr)$ adalah fungsi-fungsi Bessel jenis pertama dan kedua secara berturut-turut dari orde ke-0 yang telah dimodifikasi, dan A,B,C dan D adalah konstanta-konstanta integrasi yang telah dideterminan oleh kondisi batas.

Kondisi batas dari lapisan tanah diatas sebuah lapisan tanah kaku seperti yang diperlihatkan pada gambar 3.4 adalah:⁵

1. Tidak ada tegangan normal dan tegangan geser pada permukaan bebas.
2. Tegangan-tegangan dan perpindahan yang mendekati nol pada sebuah bidang horisontal yang tak terhingga.

Kondisi 2 menunjukkan $B = 0$. Kondisi 1 menunjukkan $D = 0$ dan $h_n = (\pi / 2H)(2n-1)$ dengan $n=1,2,3,\dots$

Perpindahan w pada persamaan (3.28) dapat juga ditulis sebagai berikut:

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} A_n K_0(q_n r) \sin(h_n z) \quad (3.34)$$

dimana $A_n =$ konstanta a dan q_n adalah hasil kalkulasi dari persamaan (3.32) dengan nilai $h = h_n$.

Dengan amplitudo perpindahan w yang ada, amplitudo tegangan geser τ_{rz} diambil dari:

$$\tau_{rz} e^{i\omega t} = (\mu + i\mu') \frac{\gamma}{\gamma'} (w e^{i\omega t}) \quad (3.35)$$

Sesudah disubstitusi dengan persamaan (3.34):

$$\tau_{rz} = -\mu(1 + iD_s) \sum_{n=1}^{\infty} A_n q_n K_1(q_n r) \sin(h_n z) \quad (3.36)$$

⁵ Novak, M and Nogami, T, "Soil-Pile Interaction in Vertical Vibration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, hal. 277.

dimana $K_1(qnr)$ adalah fungsi Bessel kedua dari orde pertama yang telah dimodifikasikan.

Untuk analisa selanjutnya, perlu diperhatikan persamaan berikut:

$$\bar{h}_n = Hh_n = \frac{\pi}{2}(2n-1), \quad \bar{q}_n = Hq_n \quad (3.37)$$

$$a_o = \frac{H}{v_s} \omega, \quad \bar{z} = \frac{z}{H}, \quad \bar{r} = \frac{r}{H} \quad (3.38)$$

Dimana:

$$\bar{q}_n^2 = \frac{\left\{ \eta^2 + i \left[D_v (\eta^2 - 2) + 2D_s \right] \right\} \bar{h}_n^2 - a_o^2}{1 + iD_s} \quad (3.39)$$

Frekuensi natural yang tidak teredam dari lapisan tanah pada arah vertikal dapat ditunjukkan dari kondisi yang, pada saat resonansi, amplitudo akan bertambah secara tidak beraturan. Kondisi ini menghasilkan $\bar{q}_n = 0$ dengan $D_v = D_s = 0$. Oleh karena itu, persamaan frekuensi natural tanpa dimensi dari persamaan (3.39) adalah:

$$a_n = \eta \bar{h}_n = \frac{\pi}{2}(2n-1) \frac{v_t}{v_s} \quad (3.40)$$

3.2.3. Reaksi Dinamis Tanah Akibat Getaran Vertikal

Jika sebuah pondasi mengalami deformasi vertikal, lapisan tanah di sekelilingnya akan berusaha untuk menahan deformasi seperti yang ditunjukkan pada gambar 3.5.⁶ Dengan mengasumsikan sebuah ikatan yang sempurna antara pondasi dan lapisan tanah, deformasi vertikal w pada lingkaran pondasi dan gaya perlawanan $p(z)$ dari lapisan tanah dapat diperoleh dari persamaan (3.34) dan (3.35):

$$w(r_o, z) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n K_o(\bar{q}_n \bar{r}_o) \sin \bar{h}_n \bar{z} \quad (3.41)$$

⁶ Novak, M and Nogami, T, "Soil-Pile Interaction in Vertical Vibration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, hal. 280.

$$p(z) = -2\pi \bar{r}_o \mu (1 + iD_s) \sum_{n=1}^{\infty} A_n \bar{q}_n K_1(\bar{q}_n \bar{r}_o) \sin \bar{h}_n \bar{z} \quad (3.42)$$

dimana:

$$\bar{r}_o = r_o / H$$

Dengan menganggap faktor perlawanan dari lapisan tanah α , maka dapat didefinisikan sebagai berikut:

$$p = -\alpha w \quad (3.43)$$

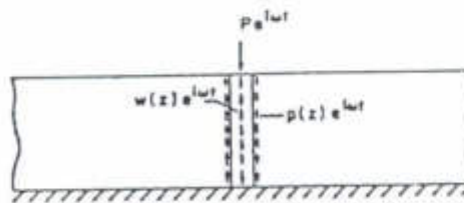
Kemudian bila digabungkan dengan persamaan (3.43) akan menghasilkan faktor perlawanan tanah pada mode gelombang ke-n, yaitu:

$$\alpha_n = 2\pi\mu \bar{\alpha}_n \quad (3.44)$$

dimana $\bar{\alpha}_n$ adalah faktor perlawanan tanpa dimensi yang dihasilkan dari:

$$\bar{\alpha}_n = \bar{r}_o (1 + iD_s) \bar{q}_n \frac{K_1(\bar{q}_n \bar{r}_o)}{K_0(\bar{q}_n \bar{r}_o)} \quad (3.45)$$

Faktor perlawanan di atas merupakan bilangan kompleks dengan bagian-bagian yang riil dan imajiner, yang menggambarkan kekakuan dan redaman dari reaksi tanah.



Gambar 3.5. Perlawanan lapisan tanah terhadap perubahan vertikal tiang

Seperti yang ditunjukkan oleh persamaan (3.42) atau (3.44), nilai total reaksi tanah lokal dari aksi gelombang mode tunggal setiap segi dari unsur kekakuan dan redaman. Kekakuan dan redaman bergantung dari modulus geser tanah dan poisson rasio, frekuensi eksitasi, jumlah mode dari gelombang, rasio H/r_0 serta redaman material.⁷

Gambar 3.6 menunjukkan sebuah contoh dari variasi faktor perlawanan $\bar{\alpha}_n$ dengan jumlah mode dan frekuensi eksitasi $\bar{\alpha}_1$. Rasio $\bar{\alpha}_1$ ini ditunjukkan sebagai rasio dari frekuensi eksitasi tanpa dimensi terhadap frekuensi natural pertama dari lapisan tanah. Dimana $\bar{\alpha}_1 = \alpha_0 / (\eta \bar{h}_1)$. Pada contoh $D_s = D_v = D$ dan diasumsikan $D = 0.02$. Resonansi dengan frekuensi natural nampak pada $\bar{\alpha}_1 = 1, 3, 5, \dots$ yaitu pada saat kekakuan minimum.

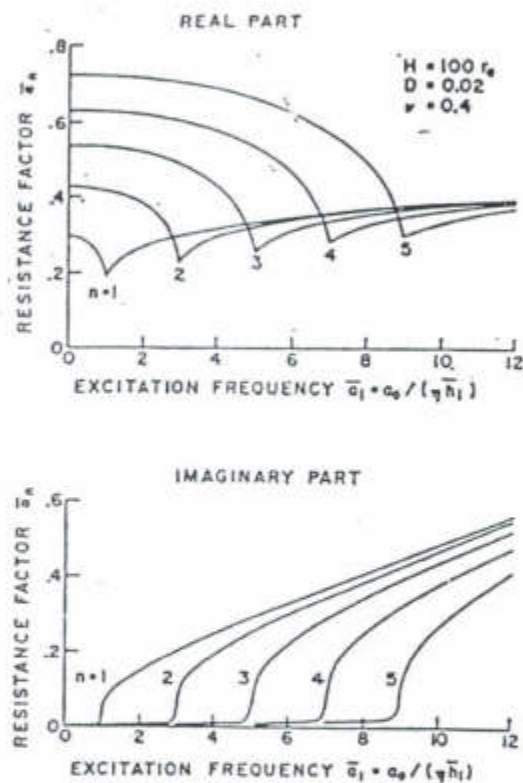
Terdapat perbedaan yang menarik pada kekakuan dan redaman dari faktor perlawanan antara daerah yang berada di bawah dan di atas frekuensi resonansi.

Di bawah frekuensi resonansi, kekakuan sangat banyak bergantung pada nomor mode, sedangkan redaman sangat terbatas, secara otomatis tidak bergantung pada frekuensi dan hal ini lebih banyak disebabkan oleh redaman material dibanding oleh radiasi energi. Bagian-bagian ini dikarenakan oleh lemahnya gelombang progresive yang merambat pada lapisan yang mengalami redaman material. Hambatan tanah didominasi oleh gelombang berdiri. Jika lapisan tidak memiliki redaman material, tidak ada gelombang progresive yang merambat pada daerah frekuensi ini.

Di atas resonansi, sebuah gelombang progresive akan muncul secara tiba-tiba pada lapisan tanah tanpa redaman material dan sebagai kelanjutannya ada kenaikan yang tajam pada pelepasan (disipasi) energi. Energi yang terbuang akibat radiasi redaman adalah sebanding dengan frekuensi eksitasi.

⁷ Novak, M and Nogami, T, "Soil-Pile Interaction in Vertical Vibration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, hal. 280.

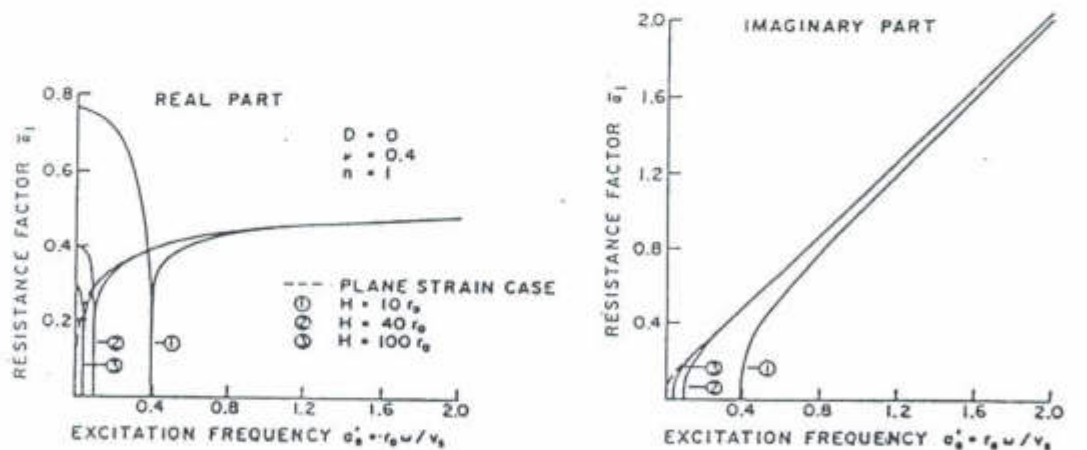
Pada waktu frekuensi makin meningkat, gelombang akan merambat lebih horisontal. Efek dari gelombang progressive meningkat ketika gelombang berdiri menurun, dan nomor mode menjadi kurang begitu penting.



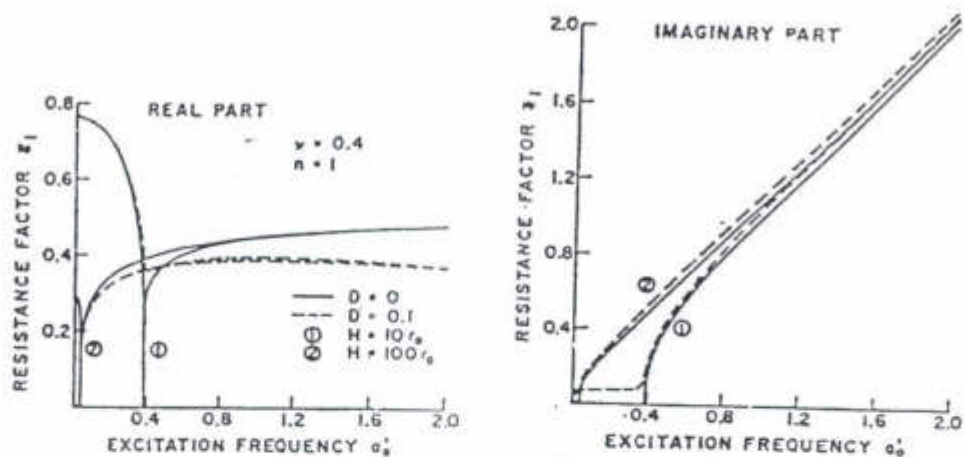
Gambar 3.6. Faktor perlawanan $\bar{\alpha}_n$ untuk berbagai mode n

Efek dari rasio H/r_0 ditunjukkan oleh gambar 3.7. Pada gambar ini frekuensi tanpa dimensi $\omega_0' = r_0 \omega / v_s$ digunakan karena lebih sederhana. Hal ini dapat dilihat dari efek kondisi batas yang sangat terlihat di dalam batas-batas frekuensi rendah, dimana kekakuan pada lapisan dangkal terjadi pada kenaikan tertentu.

Dengan kenaikan frekuensi, faktor perlawanan menjadi kurang bergantung pada kedalaman lapisan dan dengan cepat mencapai kasus *plane strain*, dimana gelombang merambat hanya pada arah horisontal. Hal ini dapat juga terlihat bahwa efek dari kedalaman lapisan menjadi kurang begitu penting dengan H/r_0 yang lebih besar dari 40. Akibat dari redaman material ditunjukkan oleh gambar 3.8. Di bawah resonansi, ditunjukkan dengan minima yang tajam di bagian riil dari faktor penahan, redaman material memiliki efek yang kecil terhadap kekakuan tetapi menghasilkan semua redaman yang ada. Pada resonansi, redaman material menaikkan kekakuan yang dapat membuatnya tidak nol. Di atas frekuensi natural, redaman material menurunkan kekakuan dan pada saat penurunan ini, frekuensi menjadi naik, efek dari redaman material terhadap total redaman tidak terlalu berpengaruh dan hampir konstan. Dimana banyak dari total redaman yang diawali dari redaman radiasi di daerah frekuensi tinggi.



Gambar 3.7. Variasi dari faktor perlawanan α_1 dengan frekuensi dan rasio kelangsingan H/r_0 . (Nomor mode $n=1$)



Gambar 3.8. Efek dari redaman material pada faktor perlawanan α_1 dalam mode gelombang pertama ($\omega_0 = r_{00}/v_s$)

3.3. INTERAKSI TANAH - TIANG PADA PERGETARAN VERTIKAL

Interaksi antara tanah dan tiang elastis yang bergetar vertikal telah diteliti secara teoritis. Tanah dimodelkan secara linier, lapisan viskoelastis yang terletak di atas tanah keras. Tiang diasumsikan vertikal. Suatu penyelesaian langsung yang telah dikembangkan menghasilkan rumus-rumus untuk perpindahan tiang, kekakuan dan redaman. Suatu studi parametrik menjelaskan peran dari parameter-parameter yang terlibat, menggambarkan tentang interaksi antara tanah dengan tiang yang menunjukkan sifat-sifat kekakuan dan redaman dari sistem tanah-tiang untuk nilai-nilai dari parameter yang menentukan.

3.3.1. Studi Parametrik

Suatu tiang yang dibebani gaya vertikal sehubungan dengan digunakan sebagai struktur pondasi yang bergetar akibat mesin akan berinteraksi dengan

tanah di sekelilingnya. Hasil dari interaksi ini adalah modifikasi dari kekakuan tiang dan redaman melalui radiasi energi dan penyerapan energi. Radiasi energi merupakan hasil dari penyebaran gelombang. Penyerapan energi disebabkan oleh redaman material tanah dan dari redaman material tiang serta lekatan antara tiang dan tanah.

Studi ini didasarkan pada definisi dari perlawanan lapisan tanah terhadap pergerakan tiang yang telah disajikan pada sub bab terdahulu.

Asumsi - asumsi utama dari penyelesaian adalah:

- a) **Tanah** : linier, viskoelastis, bebas pada permukaan dan melekat pada dasarnya. Redaman material adalah tipe histerisis yang tidak tergantung pada frekuensi.
- b) **Tiang** : vertikal, homogen, elastis dan berpenampang melintang lingkaran serta ujungnya melekat pada tanah.

Asumsi - asumsi yang sama telah digunakan pada sub bab terdahulu.

Asumsi yang mirip telah dibuat oleh Tajimi yang mengasumsikan *viscous damping* (redaman liat) yang tergantung pada frekuensi. Novak mengasumsikan suatu model yang lebih sederhana yang hanya mempertimbangkan penyebaran gelombang secara horisontal. Asumsi ini identik dengan kondisi *plane strain*, hal ini menghasilkan perumusan-perumusan yang sederhana dan akurasi yang baik untuk tiang-tiang yang langsing dan untuk frekuensi yang lebih tinggi daripada frekuensi natural pertama dari lapisan tanah.

Pengembangan dari pendekatan lebih lanjut memberikan pengertian yang mendasar ke dalam mekanisme interaksi tanah-tiang. Hasilnya dapat digunakan untuk pegangan dalam perencanaan atau ketika memilih parameter-parameter untuk pendiskritan model.

3.3.2. Pergetaran Pada Sistem Tanah - Tiang

Diasumsikan sebuah tiang pondasi yang bergetar secara vertikal akibat adanya beban luar yang terdistribusi $P(z)e^{i\omega t}$. Selama bergetar, sekeliling tiang pondasi mendapat perlawanan dari tanah yang mempunyai amplitudo sama

besar dengan gaya geser keliling $p(z)$ yang diberikan oleh persamaan (3.42)(dapat dilihat pada gambar 3.5). Dimana persamaan diferensial dari gerakan harmonis tiang pondasi dapat ditulis sebagai berikut:

$$m \frac{\gamma^2}{\gamma^2} (w e^{i\omega t}) - E_p S \frac{\gamma^2}{\gamma^2} (w e^{i\omega t}) = P(z) e^{i\omega t} + p(z) e^{i\omega t} \quad (3.46)$$

dimana:

m = massa dari setiap satuan panjang tiang pondasi

E_p = modulus Young dari tiang

S = luas penampang tiang pondasi

w = $w(z)$ = amplitudo kompleks dari gerakan tiang,

ω = frekuensi eksitasi dan

$P(z)$ = amplitudo dari gaya luar yang didistribusikan sepanjang tiang pondasi,

Persamaan (3.41) menunjukkan bahwa distribusi vertikal dari pergeseran tanah secara umum dapat digambarkan sebagai deretan sinus dari argumen z . Mode getaran dari sebuah tiang pondasi tunggal juga berbentuk sinusoidal. Oleh karena itu, maka diasumsikan bahwa amplitudo dari hasil persamaan (3.46) berada dalam keadaan steady state:

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sinh_n z \quad (3.47)$$

dimana C_n dapat ditentukan dari suatu kondisi batas.

Karena antara tanah dan tiang pondasi dianggap mempunyai suatu ikatan yang sempurna, maka pergeseran vertikal dari lapisan tanah yang diberikan oleh persamaan (3.41) harus sama dengan pergeseran tiang pondasi yang diberikan oleh persamaan (3.47). Oleh karena itu perlawanan tanah $p_n(z)$ pada mode ke- n diambil berdasarkan persamaan (3.43) dan (3.44), seperti:

$$p_n(z) = -2\pi\mu \bar{\alpha}_n w_n \quad (3.48)$$

Dengan menggabungkan persamaan (3.47) dan (3.48), dapat dihasilkan suatu perlawanan tanah pada kedalaman z:

$$p(z) = -2\pi\mu \sum_{n=1}^{\infty} C_n \bar{\alpha}_n \sinh_n z \quad (3.49)$$

Amplitudo dari eksitasi diskret gaya P yang bekerja pada ujung kepala tiang pondasi dapat dijabarkan pada seri Fourier, seperti:

$$P(z) = \frac{2P}{H} \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \sinh_n z \quad (3.50)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan (3.47), (3.49) dan (3.50) kedalam persamaan (3.46), maka akan dihasilkan:

$$E_p S \sum_{n=1}^{\infty} C_n (h_n^2 - \lambda^2) \sinh_n z = \frac{2P}{H} \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \sinh_n z - 2\pi\mu \sum_{n=1}^{\infty} C_n \bar{\alpha}_n \sinh_n z \quad (3.51)$$

dimana:

$$\lambda^2 = \frac{m}{E_p S} \omega^2$$

Penyelesaian dari persamaan (3.51) adalah untuk harga Cn sebesar:

$$C_n = \frac{2P}{H} \frac{(-1)^{n-1}}{E_p S (h_n^2 - \lambda^2) + 2\pi\mu \bar{\alpha}_n} \quad (3.52)$$

Yang dimaksud dengan kuantitas non dimensi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \bar{\rho} &= \frac{\rho}{\rho_p} \\ \bar{v} &= \frac{v_s}{v_p} = \sqrt{\left(\frac{\mu}{E_p} \frac{\rho_p}{\rho} \right)} \\ \bar{\lambda}^2 &= \frac{mH^2}{E_p S} \omega^2 = \bar{v}^2 \alpha_o^2 \end{aligned} \quad (3.53)$$

dan,

$$\gamma = 2\pi \frac{\mu H^2}{E_p S} = \frac{2 \bar{v}^2 \bar{\rho}}{\bar{r}_o^2} \quad (3.54)$$

Amplitudo dari gerakan tiang pondasi adalah:

$$w = \frac{Pr_o}{E_p S} \bar{w} \quad (3.55)$$

dimana:

$$\bar{w} = \frac{2}{\bar{r}_o} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{\bar{h}_n^2 - \bar{\lambda}^2 + \gamma \bar{\alpha}_n} \sin(\bar{h}_n \bar{z}) \quad (3.56)$$

Kekakuan kompleks dari sistem tanah dan tiang pondasi pada batas kepala tiang yang diambil berdasarkan persamaan (3.55) adalah:

$$k = \frac{E_p S}{r_o} \bar{k} \quad (3.57)$$

dimana parameter kekakuan tanpa dimensi:

$$\bar{k} = \bar{r}_o / \left(2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{\bar{h}_n^2 - \bar{\lambda}^2 + \gamma \bar{\alpha}_n} \right) \quad (3.58)$$

Frekuensi natural dari sistem tanah dan tiang pondasi dapat ditentukan dari persamaan (3.56), dan juga dengan menyelesaikan persamaan untuk a_o :

$$\bar{h}_n^2 - \bar{\lambda}^2 + \text{Real}(\gamma \bar{\alpha}_n) = 0 \quad (3.59)$$

atau,

$$a_o^2 = \left(\frac{\bar{h}_n}{\bar{v}} \right)^2 + 2 \frac{\bar{\rho}}{r_o^2} \text{Real}[\bar{\alpha}_n(a_o)] \quad (3.60)$$

Untuk mencapai kemudahan pada hasil numerik, kuantitas tanpa dimensi b_1 , k' dan w' dapat didefinisikan sebagai berikut:

$$b_1 = \omega/\omega_p$$

dimana:

$$\omega_p = \frac{\pi}{2H} \sqrt{(E_p S / m)} = \text{frekuensi natural pertama}$$

untuk tiang tunggal

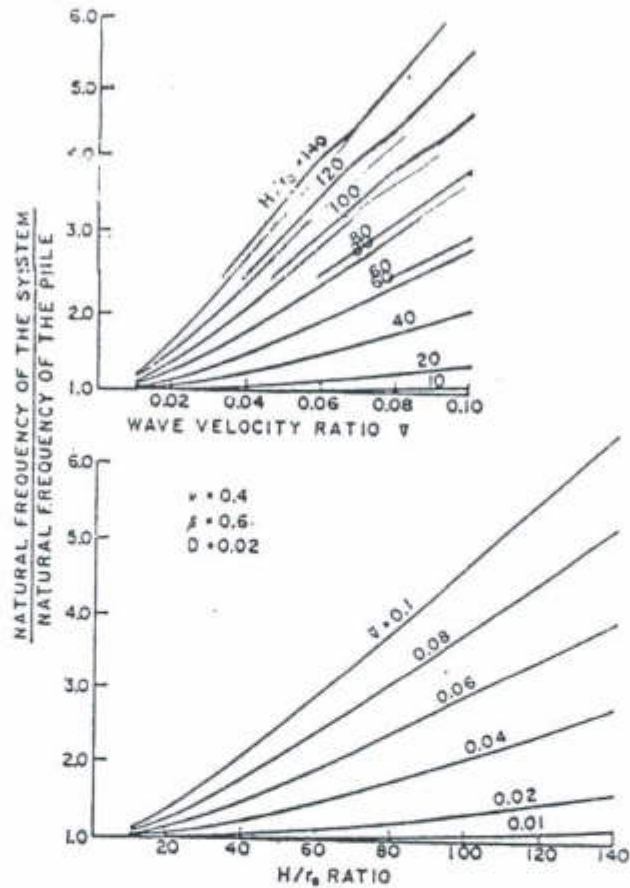
$$k' = (k \text{ pada } \omega) / (k \text{ pada } \omega=0)$$

$$w' = (w \text{ pada } \omega) / (w \text{ pada } \omega=0)$$

Oleh karena itu, k' dan w' merupakan kekakuan dan pergeseran yang dinormalisasikan oleh angka statis dengan nilai $\omega = 0$.

Sistem lapisan tanah dan pondasi yang kompleks, dapat diwakilkan dengan kekakuan kepala pondasi pada suatu analisa struktur yang didukung oleh tiang pondasi. Oleh karena itu, karakteristik-karakteristik pergetaran hampir seluruhnya dipelajari dari artian kekakuan dan pergeseran kepala tiang pondasinya. Pada studi parameter, faktor redaman histerisis D ($= D_v = D_s$) sekali lagi diasumsikan sebesar 0.02, dimana kelihatannya sudah mencukupi untuk regangan yang kecil pada tanah, rasio massa $\bar{\rho} = 0.6$ dan poisson rasio $\nu = 0.4$. Variasi kekakuan dijelaskan oleh rasio kecepatan gelombang \bar{v} yang berhubungan dengan rasio modulus Young \bar{E} . Lalu parameter-parameter tanah tanpa dimensi dari sistem ini adalah $\bar{v}, \bar{r}_o, \bar{\rho}, \alpha_o, \nu, \text{ dan } D$ seperti yang ditunjukkan pada persamaan-persamaan di atas.

Frekuensi natural dari sistem tanah-tiang pondasi, diambil berdasarkan persamaan (3.60). Variasi-variasi dari frekuensi natural pertama dari sistem dengan kelangsingan pondasi H/r_o dan rasio kecepatan gelombang \bar{v} , diperlihatkan pada gambar 3.9. Gambar ini juga menunjukkan rasio dari frekuensi natural dari sistem sampai frekuensi natural dari tiang pondasi itu sendiri. Dalam hal ini terlihat bahwa efek dari tanah terhadap pondasi adalah untuk meningkatkan frekuensi naturalnya. Kenaikan ini hampir seimbang dengan rasio kecepatan gelombang dan rasio kelangsingan, kecuali pada batas bawah dari parameter-parameter ini.



Gambar 3.9. Frekuensi natural pertama dari sistem yang berhubungan dengan kecepatan gelombang dan rasio kelangsingan

3.3.3. Kekakuan Dinamis Sistem Tanah - Tiang

Kekakuan yang kompleks dari pondasi diberikan pada persamaan (3.57). Bagian nyatanya mewakili kekakuan elastis yang sesungguhnya, sedangkan bagian imajiner nya mewakili pelepasan energi.

Variasi-variasi frekuensi dengan kekakuan dinamis yang dinormalisasikan oleh kekakuan statis pada $\omega = 0$, dapat dilihat pada gambar 3.10. Pada waktu pondasi sangat kaku dan tanah sangat lembek, bagian riil dari kekakuan menjadi berkurang secara parabolis bersamaan dengan

meningkatnya frekuensi.⁶ Nilai-nilai nol didapatkan pada frekuensi natural pertama dari sistem tanah-pondasi ini. Pada waktu efek tanah menjadi dominan, misalnya pada keadaan dengan sebuah pondasi yang langsing dan tanah yang keras, bagian riil dari kekakuan cenderung menjadi tidak bergantung pada frekuensi setelah terjadi penurunan secara tiba-tiba di sekitar resonansi dan lapisan tanah. Pada daerah ini, bila redaman histerisis tidak terjadi pada tanah maka bagian riil dari kekakuan menjadi nol.

Kenaikan yang cepat dari redaman dengan frekuensi diatas lapisan resonansi tanah yang pertama ini sebagian besar disebabkan oleh radiasi energi dan secara umum dapat menggabungkan *viscous damping*.

Karakteristik-karakteristik bagian riil dari kekakuan lebih lanjut ditunjukkan pada gambar 3.11, dimana kekakuan dinamis untuk frekuensi $\bar{\omega}_1=1$ bersama kekakuan statis ($\bar{\omega}_1=0$) dibandingkan dengan rasio kecepatan gelombang dan rasio kelangsingan secara berturut-turut.

Pada waktu perhitungan perilaku getaran struktur yang didukung oleh tiang pondasi, bagian imajiner dari kekakuan dari sistem tanah-tiang sering dituliskan sebagai konstanta viscous yang berdasarkan dari hubungan:

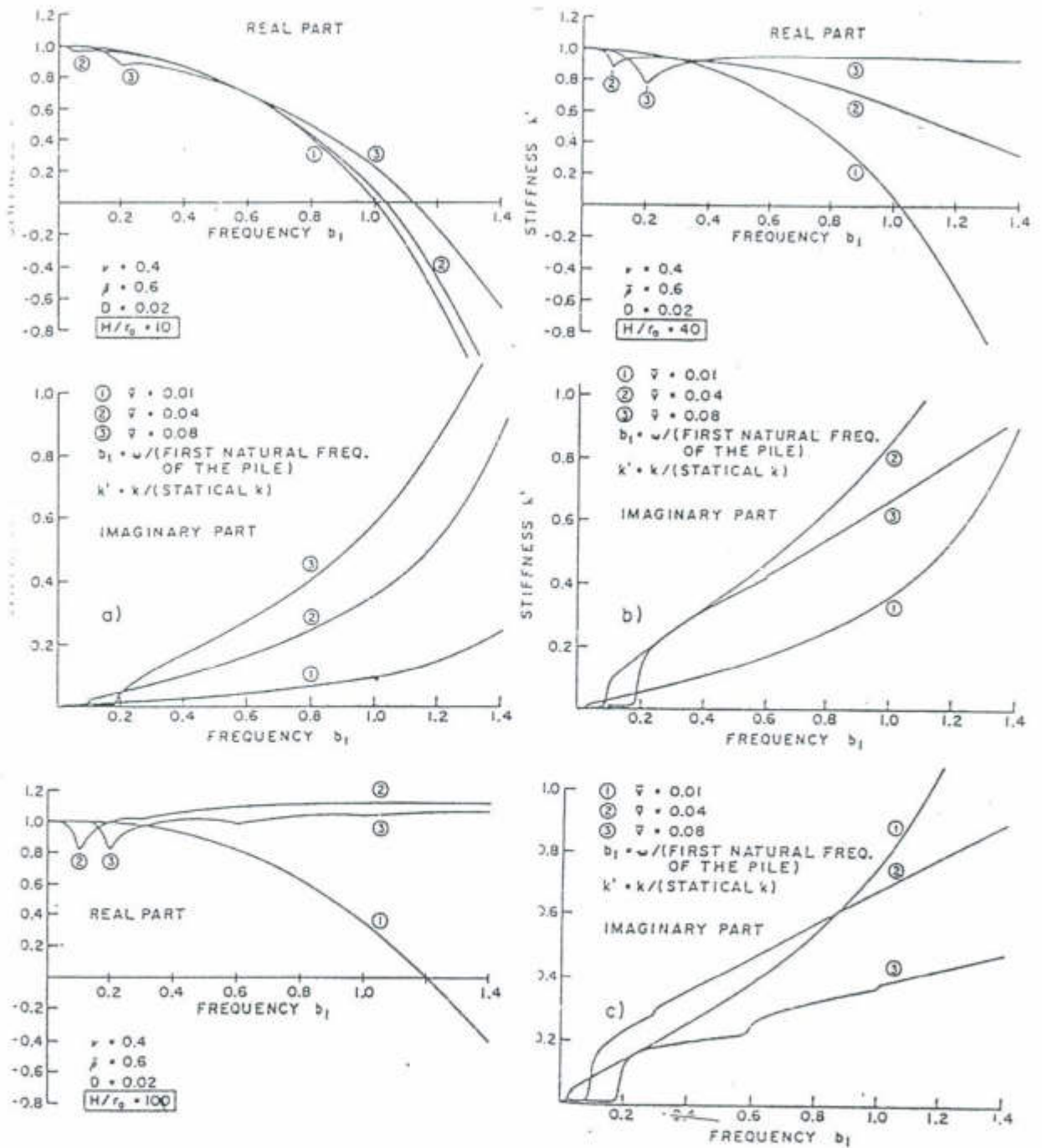
$$c = \frac{\text{Im } ag.(k)}{\omega} \quad (3.61)$$

Konstanta ekuivalen dari *viscous damping* dapat juga ditunjukkan dalam bentuk tanpa dimensi, yaitu sebagai:

$$c' = \frac{\text{Im } ag.(k)}{a_0 \bar{v} k_0} \quad (3.62)$$

dimana k_0 adalah kekakuan statis yang didapatkan dengan $\omega = 0$.

⁶ Novak, M and Nogami, T, "Soil-Pile Interaction in Vertical Vibration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, hal. 287.



Gambar 3.10. Variasi dari kekakuan tiang yang telah dinormalkan dengan frekuensi dan kekakuan tanah; (a) tiang yang sangat pendek, (b) tiang sedang, (c) tiang panjang

Konstanta viskos ekuivalen ditunjukkan pada gambar 3.12 untuk tiga rasio kelangsingan dan frekuensi. Konstanta biasanya bervariasi dengan frekuensi pada bagian dari resonansi lapisan tanah atau pondasi. Tetapi ada juga bagian dari frekuensi dimana konstanta viskos ekuivalen menjadi lebih kurang tidak tergantung pada frekuensi. Kasus ini biasanya timbul pada pondasi yang lebih kaku dan tanah yang lebih lunak.

Pada beberapa teori, berbagai asumsi diambil untuk menjelaskan kekakuan dari tanah dan redaman pada tingkat z didalam hubungannya dengan kekakuan station independent lokal dan konstanta redaman. Kekakuan lokal ini didapatkan dari:

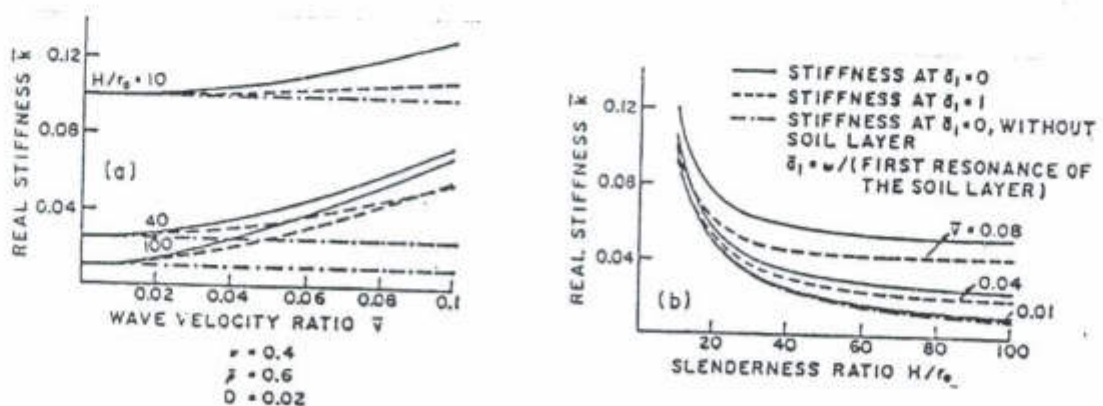
$$K(z) = \frac{p(z)}{w(z)} = \mu \bar{K}(z) \quad (3.63)$$

dimana:

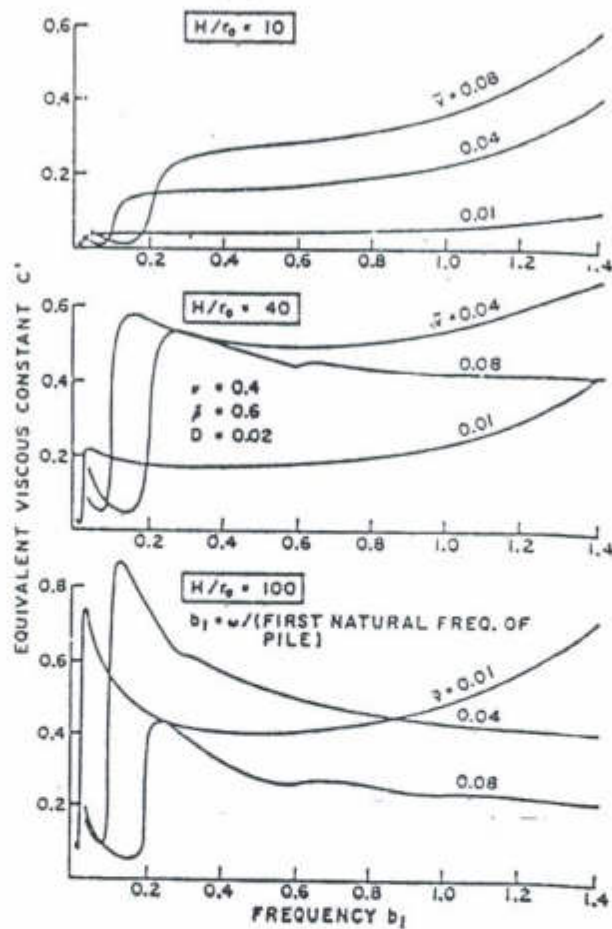
$\bar{K}(z)$ = kekakuan lokal tanpa dimensi

μ = modulus geser tanah.

Distribusi vertikal dari kekakuan kompleks $K(z)$ tergantung dari semua parameter yang terlibat. Dalam hal ini, parameter-parameter yang dominan adalah rasio kelangsingan, rasio kecepatan gelombang, dan frekuensi.



Gambar 3.11. Variasi bagian riil dari kekakuan dengan rasio kecepatan gelombang dan rasio kelangsingan pada frekuensi $\bar{\omega}_1=0$ dan $\bar{\omega}_1=1$



Gambar 3.12. Konstanta viskos ekuivalen c' sebagai fungsi dari frekuensi ($\nu=0.4, \bar{\rho}=0.6, D=0.02$)

3.3.4. Amplitudo Getar Vertikal dari Tiang

Dari output data Pily dapat dihitung amplitudo getaran vertikal dari tiang dengan perumusan sebagai berikut:

$$A = \frac{Q_o}{K} M \quad (3.64)$$

dimana:

A = amplitudo yang besarnya sama dengan perpindahan arah vertikal dari tiang

K = konstanta kekakuan arah vertikal dari interaksi tanah-tiang yang be-

sarnya= K_{ww} (didapat dari output Pilay)

$Q_0 = P$ = beban vertikal yang ditahan oleh tiang

M = besaran tak berdimensi yang dapat dihitung sebagai berikut:

Menghitung M

$$M = \left\{ \left(1 - \frac{f^2}{f_n^2} \right)^2 + \left(2D \frac{f}{f_n} \right)^2 \right\}^{-1/2} \quad (3.65)$$

dimana:

$f = \omega/2\pi$ = frekuensi eksitasi

$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$ = frekuensi natural

$m = W_{st}/g$ = massa di atas pondasi

$D = C/C_c$ = rasio redaman

C = konstanta redaman arah vertikal dari interaksi tanah-tiang yang
besarnya= C_{ww} (didapat dari output Pilay)

$C_c = 2 \sqrt{Km}$ = redaman kritis



BAB IV

APLIKASI PROGRAM PILAY

4.1. TUJUAN PENGGUNAAN PROGRAM

Pemakaian tiang pancang (*pile*) untuk pondasi mesin dan struktur sering melibatkan gaya dinamis yang mempunyai komponen vertikal, horisontal, rotasi dan menghasilkan torsi pada sumbu vertikal. Respon yang diakibatkan dalam arah vertikal dan horisontal sering mendapatkan perhatian yang besar namun pengaruh daripada torsi sering diabaikan dan terbatas pada kasus statis.

Program Pilay merupakan program komputer untuk menghitung kekakuan dan redaman tiang pancang akibat beban dinamis pada tanah berlapis - lapis. Program ini dibuat oleh Prof. Novak M dari jurusan Teknik Sipil, Universitas Western Ontario di London dan Dr. M Sheta dari Saudi Geotechnical Services.

Program ini mengevaluasi kekakuan dinamis dan redaman dari sebuah tiang pancang yang dipancang vertikal pada tanah berlapis - lapis, gaya - gaya dalam dan *displacement* untuk semua model vibrasi. Dengan kekakuan dan redaman yang ada, respon dari tiang pancang dan struktur terhadap beban dinamis dapat diprediksi untuk pondasi dangkal (dengan teknik yang sama).

4.2. ASUMSI - ASUMSI

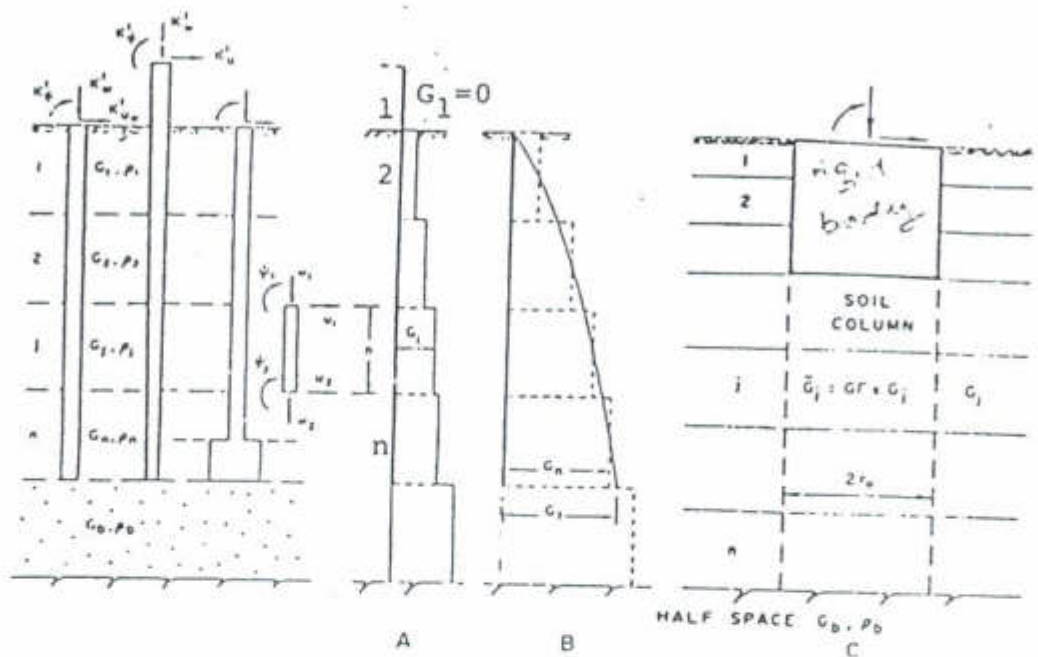
Tiang Pancang :

Tiang pancang vertikal, elastis linear dan redaman materialnya dapat diabaikan. Penampang dari tiang pancang dapat konstan maupun bervariasi untuk setiap kedalamannya. Tiang pancang dapat memiliki tumpuan seperti tiang pancang Franki dan suatu derajat kekakuan yang berubah - ubah pada

ujung tiang pancang. Kepala tiang dapat terjepit maupun tidak terjepit dan dapat menonjol di atas tanah. Tiang pancang diselubungi tanah secara sempurna.

Tanah :

Tanah adalah elastis linear dan propertinya dapat berbeda pada setiap lapisan horizontal. Pada setiap lapisan, sifat - sifat tanah diberi karakteristik oleh kecepatan gelombang geser V_s , berat jenis γ , Poisson rasio ν dan redaman material $D = \tan \delta$, dimana $\delta = \text{loss angle}$. Juga, $D = G'/G$ dimana G' , G adalah bagian imajiner dan real dari modulus geser kompleks tanah. Harga D berkisar antara 0.05 dan 0.1 untuk regangan yang kecil. Jika tanah homogen seperti lapisan padat dari sejenis pasir, kekakuannya (G atau V_s) dapat bervariasi dalam perilaku yang kontinu akibat peningkatan tekanan *confine* yang kontinu. Dalam suatu kasus, variasi kontinu dari kekakuan tanah diganti dengan variasi bertahap (*stepwise variation*), seperti tampak pada gambar 4.1. Jika tiang pancang mempunyai suatu penyangga, tanah yang bersebelahan dipertimbangkan sebagai satu lapisan. Dengan cara serupa lapisan tanah pelengkap diasumsikan jika *displacement* dan gaya-gaya dalam tiang pancang dibutuhkan pada titik-titik selain lapisan-lapisan *interface*. *Interface-interface* pelengkap ditambahkan pada titik-titik dimana penampang tiang tiap lapis. Fleksibilitas tanah di bawah atau di sekitar ujung tiang pancang didefinisikan oleh G_b atau G_t (Gambar IV-1). Dengan *rigid body*, tanah di bawah dasar dapat berlapis-lapis dan kekakuan kolom tanah di bawah dasar dapat berbeda dengan di luarnya (di luar kolom tanah) pada setiap lapisan. Asumsi tanah linier dapat diterima bila regangan kecil. Bila regangan besar sebenarnya tidak ada penyelesaian non linier.



Gambar 4.1. Tipe dari tiang dan notasinya

4.3. TEORI DASAR PROGRAM PILAY

Teori yang dipakai sebagai dasar dari program PILAY ini adalah teori yang dijelaskan dalam bab III. Teorinya secara matematis akurat untuk asumsi - asumsi yang dibuat. Asumsi - asumsi yang mempengaruhi tiang pancang adalah standar. Reaksi - reaksi tanah terhadap gerakan tiang pancang didapatkan secara tepat untuk suatu tiang pancang bulat dengan panjang tak terhingga di bawah suatu perpindahan yang seragam pada arah horisontal atau arah vertikal. Untuk perpindahan-perpindahan (*displacement*) lainnya, reaksi - reaksi tanah hanya merupakan pendekatan. Walaupun perbandingan dengan penyelesaian-penyelesaian yang lebih tepat memungkinkan untuk satu lapisan tanah yang homogen menunjukkan bahwa pendekatan reaksi tanah

memberikan hasil yang sangat baik, khususnya untuk frekuensi-frekuensi tak berdimensi.

$a_0 = \omega r_0 / v_s$ lebih besar dari sekitar 0.1.

Bagian real dari reaksi tanah lenyap untuk a_0 mendekati nol, yang mana merupakan suatu konsekuensi dari bidang regangan, tetapi dengan sangat cepat mencapai nilai - nilai yang realistis. Untuk alasan ini, bagian real dari reaksi tanah disesuaikan dalam program untuk a_0 yang sangat kecil dengan mengambil $a_0 = 0.3$.

4.4. KEKAKUAN DAN REDAMAN TIANG PANCANG

Kekakuan kompleks dari satu tiang, K^1 , didefinisikan sebagai gaya yang diperlukan untuk menghasilkan satu satuan amplitudo getaran dari kepala tiang pada arah yang disyaratkan.

Kekakuan kompleks dari sebuah tiang pancang beraksi dalam arah i bila amplitudo kepala tiang dalam arah j dapat ditulis sebagai :

$$K_y^1 = k_y^1 + i\omega c_y^1 \quad (4.1)$$

dimana :

k_y^1 = kekakuan real dari sebuah tiang pancang

c_y^1 = koefisien dari *viscous damping* ekivalen,

$i = \sqrt{-1}$

ω = kecepatan sudut.

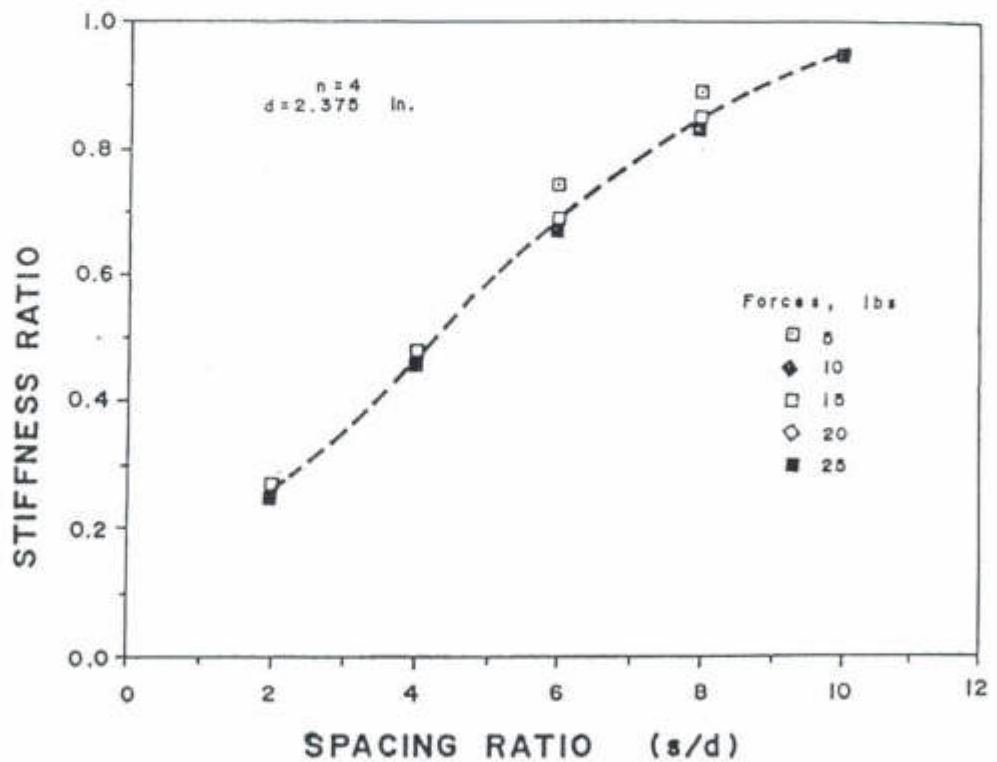
Perlawanan dari tiang pancang dalam arah i terhadap pergerakan dari kepala Δ_j adalah :

$$k_y^1 \Delta_j + c_y^1 \frac{d\Delta_j}{dt} = (k_y^1 + i\omega c_y^1) \Delta_j \quad (4.2)$$

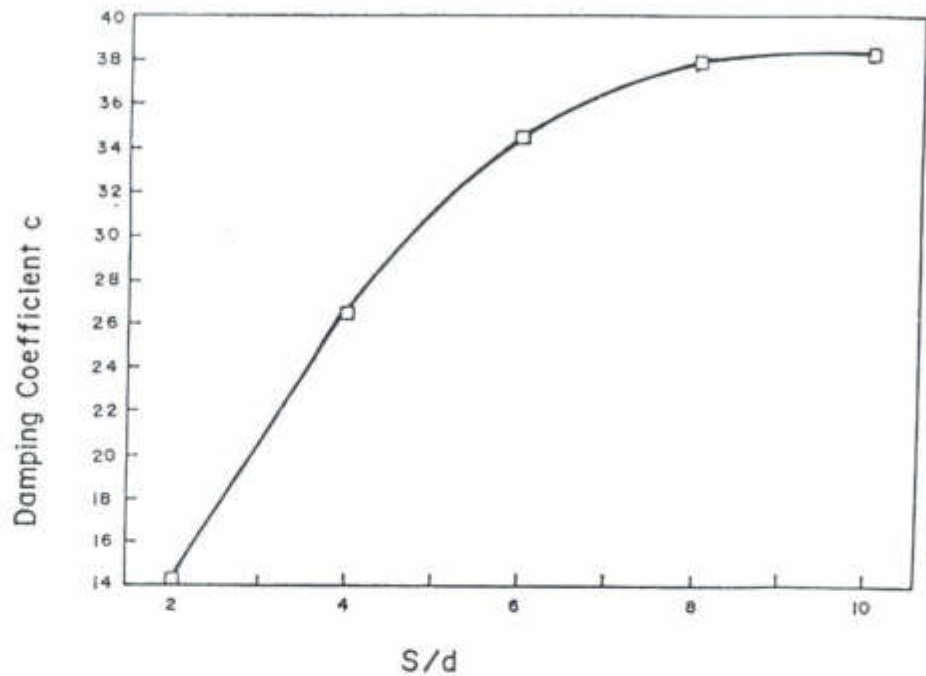
Program menghasilkan semua konstanta-konstanta kekakuan k_y^1 , dan konstanta damping c_y^1 , dihubungkan dengan translasi horisontal u , translasi vertikal w , rotasi ψ dan torsi ζ .

4.4.1. Satuan

Segala satuan dapat digunakan, namun harus konsisten. Outputnya akan keluar dalam satuan yang sama dengan yang diinputkan. Misal lbs, ft, s atau ton (Mp), m, s dapat digunakan.



Gambar 4.2. Grafik perbandingan spasi (s/d) dengan perbandingan kekakuan



Gambar 4.3. Grafik perbandingan rasio (s/d) dengan koefisien redaman

4.4.2. Tiang Kelompok

Bila diperlukan suatu kelompok tiang untuk mendukung beban superstruktur, untuk perhitungan beban dinamis agar lebih efisien s/d diatur sedemikian rupa ≥ 10 .

Kekakuan dan redaman dari kelompok tiang dengan nilai s/d (spacing/diameter) lebih besar atau sama dengan 10 bisa didapatkan sebagai penjumlahan masing - masing komponen kekakuan dan redamannya :

$$K_{ww} = \sum_r k_{ww}^i \quad \text{dan} \quad (4.3)$$

$$C_{ww} = \sum_r c_{ww}^i \quad (4.4)$$

Bila nilai s/d tidak memungkinkan \geq dari 10 maka cara perhitungan dilakukan dengan mengalikan konstanta kekakuan dan redaman dengan jumlah tiang, kemudian dikalikan dengan nilai koefisiennya. Nilai koefisien ini dapat dilihat dalam gambar 4.2 dan gambar 4.3. Dengan demikian dapat dihitung kekakuan dan redaman dari kelompok tiang pancang.

4.5. INPUT

Perilaku dari tiang, lapisan - lapisan tanah sekitar tiang dan di bawah ujung tiang serta frekuensi ditampilkan dalam input. Data input semuanya harus dimasukkan dalam satuan yang sama. Pilihan khusus dipakai untuk kasus - kasus dimana tanah adalah homogen, kecuali modulus gesernya bervariasi dalam arah vertikal berbentuk fungsi kuadrat parabola. Variasi dari G tersebut menyatakan efek dari tekanan *confine*. Untuk kasus ini sebuah tiang diasumsikan berpenampang konstan. Fungsi parabola dimodelkan oleh 30 lapisan tanah. Untuk 20 lapis pertama mempunyai suatu ketebalan yang sama dengan satu setengah dari tebal lapisan - lapisan sisanya.

Sebuah pilihan lagi digunakan untuk rigid body yang didukung oleh media berlapis. Hal ini lebih sesuai untuk tiang yang tipis dimana efek - efek dari geser dan inersia rotasi (rotatory inertia) adalah penting. Ketiga pilihan dasar ditunjukkan pada gambar 4.1a,b,c.

4.5.1. Format Input

Deskripsi input baris demi baris :

Baris 1 : Suatu integer yang sebanding dengan jumlah dari kasus yang akan dianalisa dalam format (15)

Ada 3 pilihan kasus yang dapat dipilih, yaitu :

- A. Tiang dalam media berlapis
- B. Tiang dengan modulus geser tanah berdistribusi parabola
- C. *Rigid footing* dalam media berlapis

Karena pembahasan tugas akhir dibatasi hanya pada tiang dalam media berlapis, maka format input adalah sebagai berikut :

Dalam kasus ini membutuhkan $(3+NE+1+NF)$ baris, dimana :

NE = jumlah lapisan di atas ujung tiang

NF = jumlah frekuensi yang dipertimbangkan

Baris - baris ini secara berurutan adalah :

- **1 baris** : berisi 2 bilangan integer dalam format (2I5)
 1. Isikan "1" pada kolom ke lima untuk menspesifikasikan pilihan tiang dalam media berlapis
 2. Jumlah frekuensi yang akan dianalisa (I5)
- **1 baris** : berisi 7 sifat - sifat tanah dalam format (5F10.3,2E12.4)
 1. Panjang total tiang (F10.3)
 2. Berat jenis tiang (F10.3)
 3. Poisson rasio tiang (F10.3)
 4. Percepatan tanah (g) (F10.3)
 5. Koefisien kekakuan dalam geser ($k = 1.334$ untuk penampang lingkaran) (F10.3)
 6. Modulus Young dari tiang (E12.4)
 7. Beban statis pada tiang (E12.4)
- **1 baris** : berisi satu bilangan integer yang menyatakan jumlah lapisan (NE) yang sama dengan jumlah elemen tiang dalam format (I5)
- **NE baris** : setiap baris menyatakan sifat - sifat dari satu lapisan tanah dan elemen tiang dalam lapisan tersebut dengan format (I2,6F8.3,3E10.3) dan dimulai pada lapisan yang paling atas.
 1. Nomor lapisan (I2)
 2. Tebal lapisan (F8.3)

3. Kecepatan gelombang geser pada lapisan(F8.3)
 4. Berat jenis tanah (F8.3)
 5. Poisson rasic tanah (F8.3)
 6. Material damping lapisan ($\tan \delta$) (F8.3)
 7. Jari - jari luar dari elemen tiang (F8.3)
 8. Luas penampang elemen tiang (E10.3)
 9. Momen inersia dari penampang elemen tiang (E10.3)
 10. Konstanta kekakuan torsional penampang elemen tiang (E10.3)
- **1 baris** : menyatakan sifat - sifat tanah di bawah ujung tiang dalam format (4F8.3)
 1. Kecepatan gelombang geser dari tanah di bawah ujung tiang (F8.3)
 2. Berat jenis tanah di bawah ujung tiang (F8.3)
 3. Poisson rasio di bawah ujung tiang (F8.3)
 4. Material damping tanah ($\tan \delta$) di bawah ujung tiang (F8.3)
 - **NF baris** : masing - masing berisi dua bilangan dalam format (I5,F10.3) dan menggambarkan pilihan dan frekuensi.
 1. Sebuah nomor yang menyatakan pilihan :
 - "1" bila gaya - gaya dalam dan displacement dibutuhkan. (I5)
 - "0" bila gaya-gaya dalam dan displacement tidak dibutuhkan. (I5)
 2. Frekuensi ω dalam radian/detik (F10.3)

Setiap baris mendeskripsikan satu pilihan (1 atau 0) dan satu frekuensi.

Baris ini melengkapi input yang dibutuhkan untuk kasus ini (tiang dalam media berlapis).

4.6. OUTPUT

Hasil cetaknya meliputi data - data berikut untuk setiap kasus :

1. Data input dalam dimensi dasar yang sama seperti yang dibaca.
2. Rasio - rasio tak berdimensi dari data input.
3. Parameter - parameter f dari kekakuan dan redaman (tak berdimensi) tampak pada persamaan

Konstanta kekakuan dan redaman dari satu tiang, k^1, c^1 dengan notasi yang dijelaskan pada hal 57. Dimensi dasarnya sama dengan yang diberikan pada input. Kekakuan vertikal k_{ww} dan redaman c_{ww} untuk kepala tiang yang tidak terjepit, dicetak pada kolom yang terakhir.



BAB V

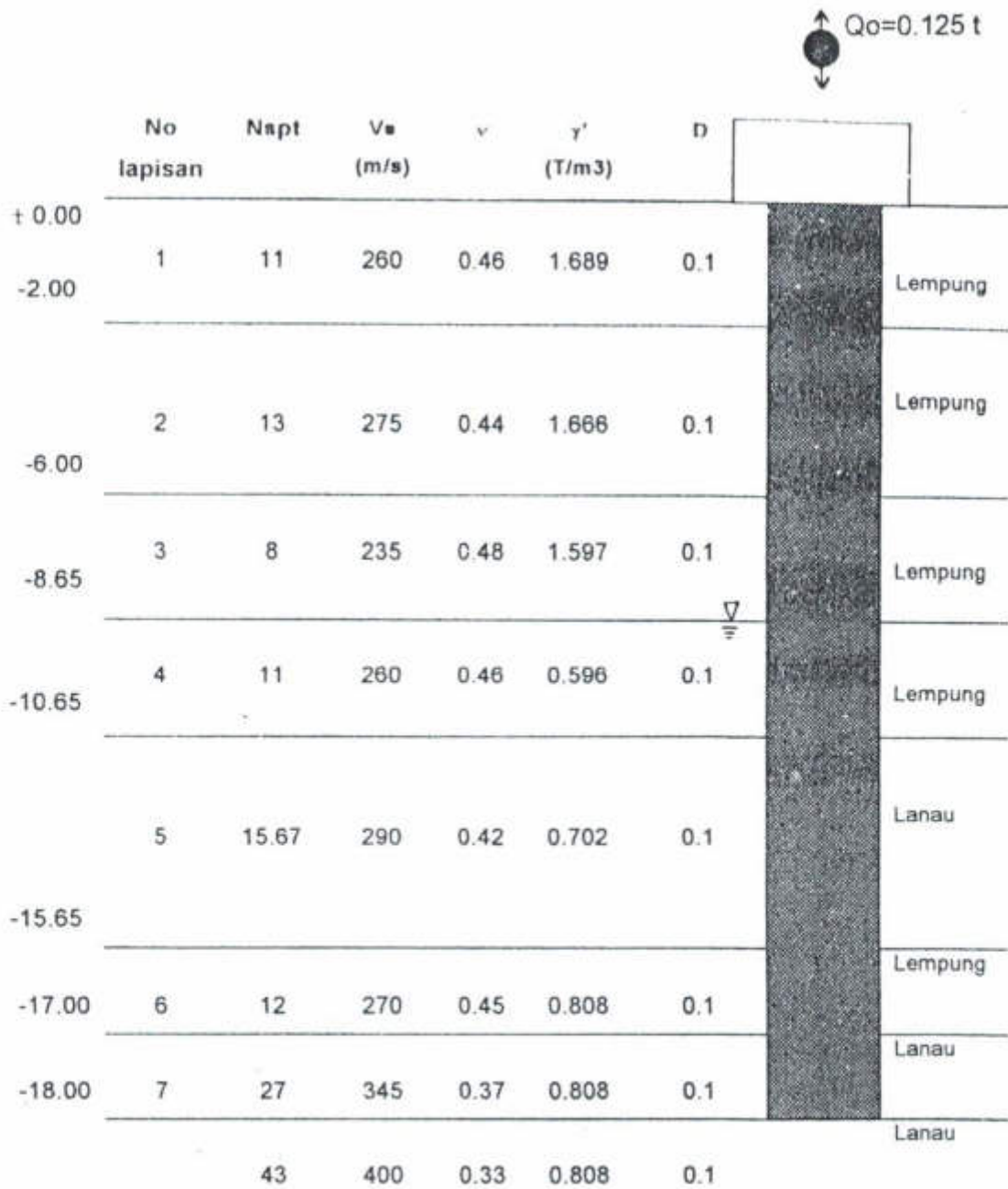
CONTOH PERHITUNGAN

5.1. CONTOH KASUS

Suatu pondasi untuk mesin yang dibuat sesuai dengan data tanah di lapangan, akan dianalisa secara dinamis (akibat getaran mesin). Data mesin diambil dari data mesin Air Compressor di G.G. Brown Laboratory ($W_{st}=3.992$ ton, $\omega=124.972$ rad/sec dan $Q_0=0.125$ ton). Mesin ditanam di atas pile cap yang berdimensi $3.1m \times 3.1m \times 0.8m$ ($W_{st}=18.4512$ ton). Mesin dan pile cap ditumpu oleh empat buah pondasi tiang pancang beton yang masing-masing mempunyai berat statis (W_{st}) sebesar 2.1873 ton. Sehingga berat statis total yang ditumpu masing-masing tiang adalah: $W_{st}=[3.992+18.4512+2.1873(4)]/4 = 7.7981$ ton. Sebagai perbandingan akan dianalisa variasi nilai ω serta variasi beban statis yang lainnya. Sesuai dengan pembatasan tugas akhir, maka hanya ditinjau interaksi antara tanah - tiang pancang, sehingga didapatkan besaran konstanta kekakuan dan redaman dari sistem tersebut. Dengan demikian dapat dihitung amplitudo getar vertikal dari sistem ini.

5.1.1. Parameter-Parameter Elastis Tanah

Dari data tanah Boring dapat diperoleh tebal tiap lapisan, nilai γ' dan nilai N_{spt} , dengan mempergunakan grafik $N_{spt}-V_s$, $N_{spt}-v$, $N_{spt}-G$ yang telah dikompilasi oleh DR. Masyhur Irsyam, didapat nilai V_s , v , dan G yang dapat digunakan untuk data input. Sedangkan nilai redaman material (D), diasumsikan sebesar 0.1 (dari literatur). Jenis tanah untuk tiap lapisan diasumsikan homogen ke arah samping sampai tak berhingga seperti yang telah disyaratkan pada bab III.



HALF SPACE

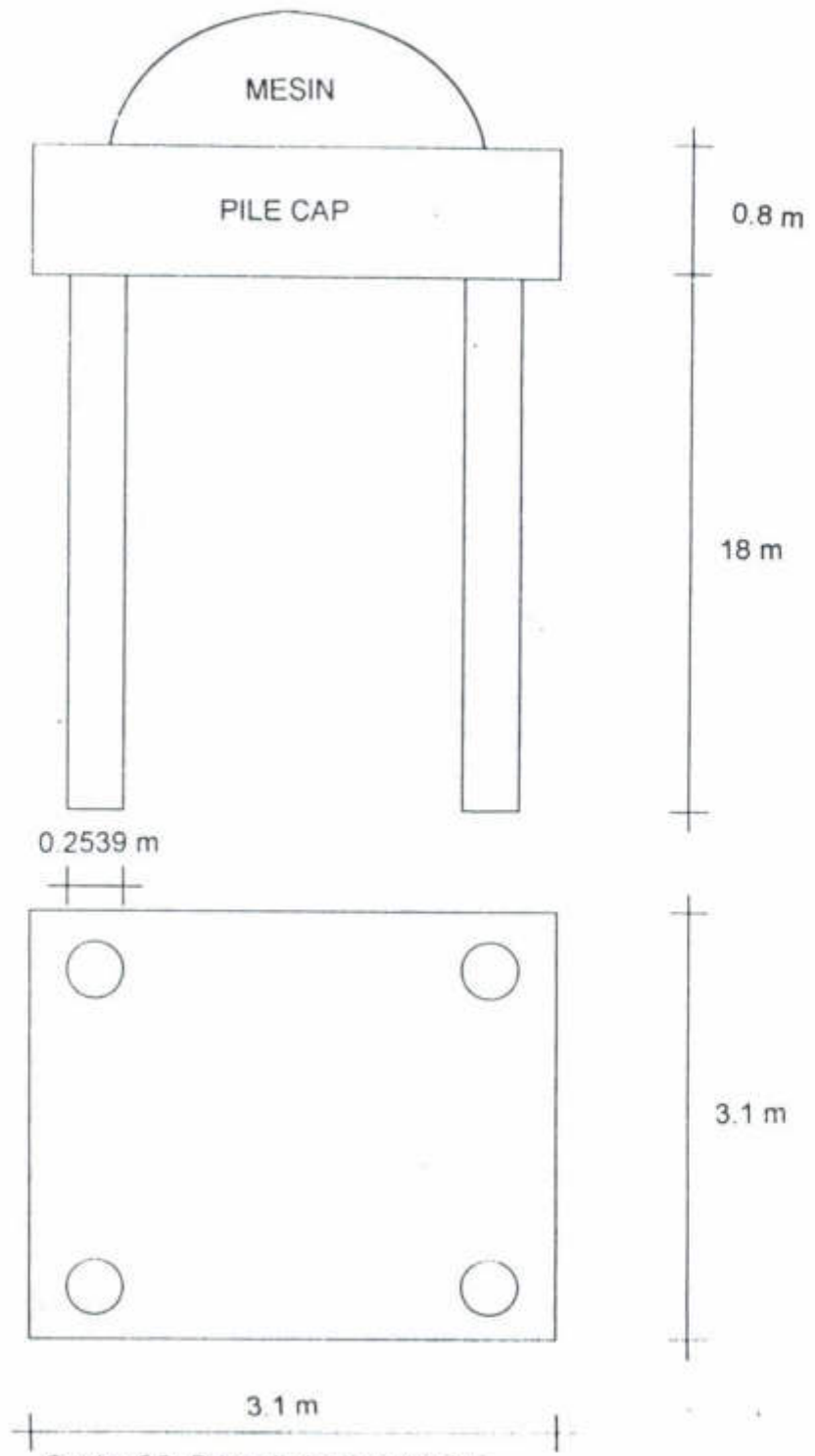
Gambar 5.1. Tebal masing-masing lapisan tanah dan propertinya

Data-data tiang:

- diameter = 0.2539 m
- panjang tiang = 18 m
- $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$
- $V = 0.25$
- Coef. of rigidity (k) = 1.334
- Modulus Young = $E_p = 0.2860 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
- Material damping = $\tan \delta = 0.1$
- Luas penampang = $5.0631 \times 10^{-2} \text{ m}^2$
- Momen inersia = $\pi R^4 / 4 = 2.0399 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
- Konstanta kekakuan torsi = $2I = 4.0799 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
- Konstanta gravitasi = 9.81 m/s^2
- Beban statis yang ditahan tiang = 7.7981, 25, 40, 55, 70, 85 ton
- $\omega = 124.972, 135, 145, 155, 165, 175, 185, 195, 205, 215, 225 \text{ rad/sec}$

5.1.2. Kekakuan dan Redaman dari Sistem

Untuk menghitung kekakuan dan redaman dari interaksi tanah dan tiang, dipakai program aplikasi PILAY, yang dibuat oleh M. Novak berdasarkan teori-teori yang dijelaskan pada bab IV. Pengisian data dari program tersebut dibuat berupa file text ASCII/non dokumen, yang dapat dibuat dengan program-program editor biasa. Input harus berupa file yang disusun sedemikian rupa seperti dijelaskan pada sub-bab 4.5, untuk kasus yang merupakan tiang dalam media berlapis (pile in layered media) seperti pada gambar 5.1. Input dan output PILAY untuk perhitungan kekakuan dan redaman dalam contoh ini terdapat pada lampiran. Konstanta kekakuan dan redaman yang terdapat pada output PILAY adalah konstanta kekakuan dan redaman untuk tiang tunggal, sedangkan dalam contoh perhitungan ini digunakan empat buah tiang sehingga nilai konstanta kekakuan dan redaman harus dikalikan dengan banyaknya tiang (tidak perlu dikalikan dengan koefisiennya karena $S/d \geq 10$).



Gambar 5.2. Beban di atas tiang pondasi

5.1.3. Amplitudo Getar Vertikal dari Tiang

Dari output data PILAY seperti tercantum di atas dapat dihitung amplitudo getaran vertikal dari tiang, dengan perumusan sebagai berikut:

$$A = \frac{Q_0}{K} M$$

dimana:

A= amplitudo yang besarnya sama dengan displacement arah vertikal dari tiang

K= konstanta kekakuan arah vertikal dari interaksi tanah-tiang yang besarnya = Kww (didapat dari output PILAY)

Q₀= besarnya gaya luar arah vertikal akibat beban mesin

M = besaran tak berdimensi yang dapat dihitung sebagai berikut:

5.1.3.1. Menghitung M:

$$M = \left\{ \left(1 - \frac{f^2}{f_n^2} \right)^2 + \left(2D \frac{f}{f_n} \right)^2 \right\}^{-1/2}$$

dimana:

f = frekuensi eksitasi = $\omega/2\pi$

f_n = frekuensi natural = $\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$

m = massa di atas pondasi = W_{st}/g

D = rasio redaman = C/C_c

C = konstanta redaman arah vertikal dari interaksi tanah-tiang yang besarnya = Cww (dari output PILAY)

C_c = $2\sqrt{Km}$ = konstanta redaman kritis

Wst (ton)	ω (rad/s)	Kww	Cww	Qo (ton)	A (m)
7.7981	124.972	245612	240.752	0.125	5.3162E-07
	135	245768	240.592	0.125	5.3522E-07
	145	245936	240.420	0.125	5.3912E-07
	155	246116	240.236	0.125	5.4336E-07
	165	246304	240.044	0.125	5.4794E-07
	175	246504	239.840	0.125	5.5288E-07
	185	246712	239.624	0.125	5.5819E-07
	195	246932	239.400	0.125	5.6388E-07
	205	247160	239.168	0.125	5.6998E-07
	215	247396	238.928	0.125	5.765E-07
	225	247644	238.676	0.125	5.8345E-07

Tabel 5.1 Amplitudo getaran vertikal untuk tiang kelompok dengan beban statis (Wst) sebesar 7.7981 ton

Wst (ton)	ω (rad/s)	Kww	Cww	Qo (ton)	A (m)
25	124.972	245612	240.752	0.125	6.0097E-07
	135	245768	240.592	0.125	6.1896E-07
	145	245936	240.420	0.125	6.3942E-07
	155	246116	240.236	0.125	6.6277E-07
	165	246304	240.044	0.125	6.8945E-07
	175	246504	239.840	0.125	7.2001E-07
	185	246712	239.624	0.125	7.5511E-07
	195	246932	239.400	0.125	7.9555E-07
	205	247160	239.168	0.125	8.4234E-07
	215	247396	238.928	0.125	8.9666E-07
	225	247644	238.676	0.125	9.5991E-07

Tabel 5.2 Amplitudo getaran vertikal untuk tiang kelompok dengan beban statis (Wst) sebesar 25 ton

Wst (ton)	ω (rad/s)	Kww	Cww	Qo (ton)	A (m)
40	124.972	245612	240.752	0.125	6.7787E-07
	135	245768	240.592	0.125	7.1631E-07
	145	245936	240.420	0.125	7.624E-07
	155	246116	240.236	0.125	8.1827E-07
	165	246304	240.044	0.125	8.867E-07
	175	246504	239.840	0.125	9.7149E-07
	185	246712	239.624	0.125	1.0779E-06
	195	246932	239.400	0.125	1.2128E-06
	205	247160	239.168	0.125	1.3846E-06
	215	247396	238.928	0.125	1.5992E-06
	225	247644	238.676	0.125	1.8464E-06

Tabel 5.3. Amplitudo getaran vertikal untuk tiang kelompok dengan beban statis (Wst) sebesar 40 ton

Wst (ton)	ω (rad/s)	Kww	Cww	Qo (ton)	A (m)
55	124.972	245612	240.752	0.125	7.7694E-07
	135	245768	240.592	0.125	8.4909E-07
	145	245936	240.420	0.125	9.4184E-07
	155	246116	240.236	0.125	1.064E-06
	165	246304	240.041	0.125	1.2291E-06
	175	246504	239.840	0.125	1.4573E-06
	185	246712	239.624	0.125	1.7728E-06
	195	246932	239.400	0.125	2.1701E-06
	205	247160	239.168	0.125	2.4816E-06
	215	247396	238.928	0.125	2.3719E-06
	225	247644	238.676	0.125	1.9303E-06

Tabel 5.4. Amplitudo getaran vertikal untuk tiang kelompok dengan beban statis (Wst) sebesar 55 ton

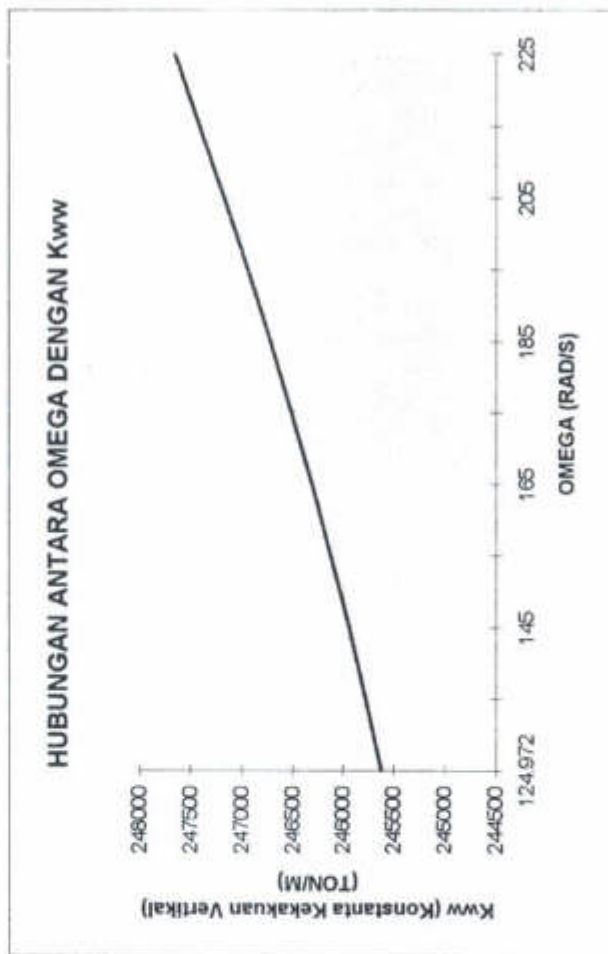
Wst (ton)	ω (rad/s)	Kww	Cww	Qo (ton)	A (m)
70	124.972	245612	240.752	0.125	9.0909E-07
	135	245768	240.592	0.125	1.04E-06
	145	245936	240.420	0.125	1.2249E-06
	155	246116	240.236	0.125	1.4979E-06
	165	246304	240.044	0.125	1.9114E-06
	175	246504	239.840	0.125	2.4781E-06
	185	246712	239.624	0.125	2.8153E-06
	195	246932	239.400	0.125	2.3731E-06
	205	247160	239.168	0.125	1.7363E-06
	215	247396	238.928	0.125	1.2868E-06
	225	247644	238.676	0.125	9.9483E-07

Tabel 5.5. Amplitudo getaran vertikal untuk tiang kelompok dengan beban statis (Wst) sebesar 70 ton

Wst (ton)	ω (rad/s)	Kww	Cww	Qo (ton)	A (m)
85	124.972	245612	240.752	0.125	1.0934E-06
	135	245768	240.592	0.125	1.3345E-06
	145	245936	240.420	0.125	1.7201E-06
	155	246116	240.236	0.125	2.3511E-06
	165	246304	240.044	0.125	3.0523E-06
	175	246504	239.840	0.125	2.7168E-06
	185	246712	239.624	0.125	1.8741E-06
	195	246932	239.400	0.125	1.3182E-06
	205	247160	239.168	0.125	9.8557E-07
	215	247396	238.928	0.125	7.7394E-07
	225	247644	238.676	0.125	6.3002E-07

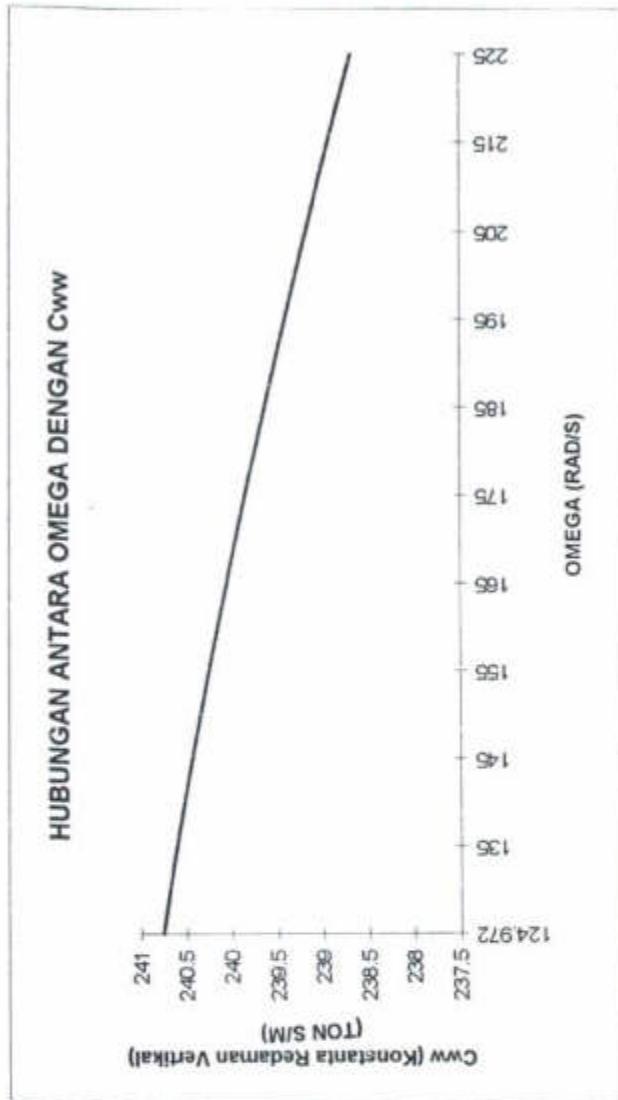
Tabel 5.6. Amplitudo getaran vertikal untuk tiang kelompok dengan beban statis (Wst) sebesar 85 ton

ω	K _{ww}
124.972	245612
135	245768
145	245936
155	246116
165	246304
175	246504
185	246712
195	246932
205	247160
215	247396
225	247644

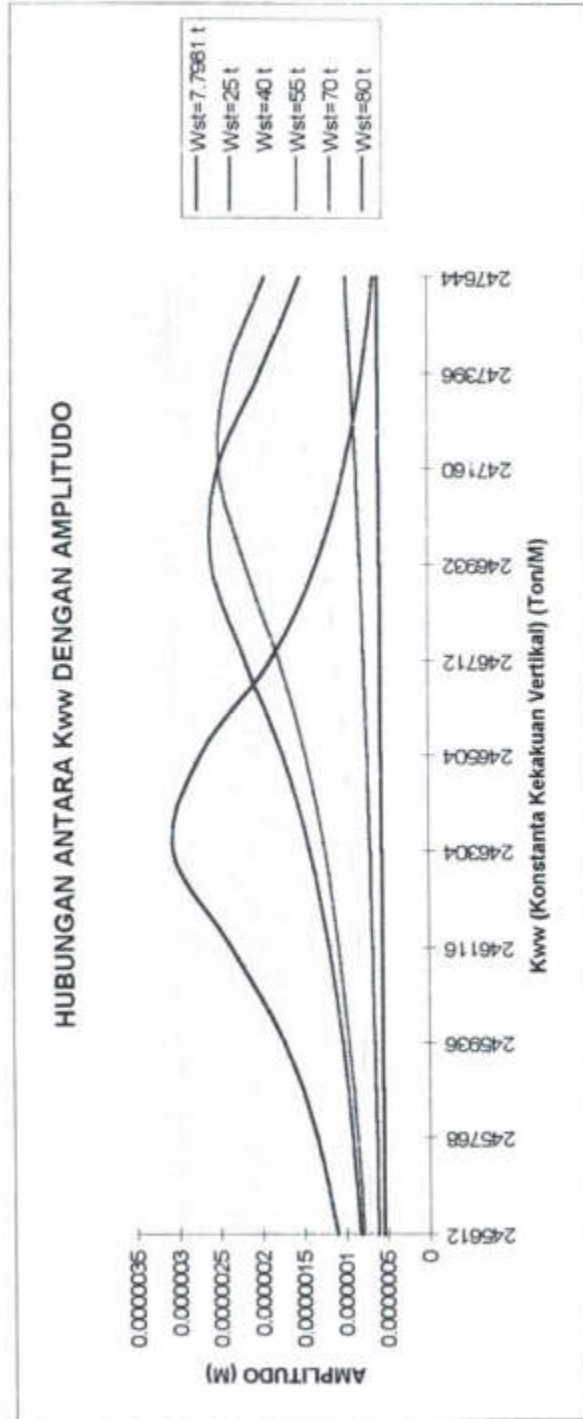


Gambar 5.3. Grafik hubungan antara Omega dengan K_{ww}

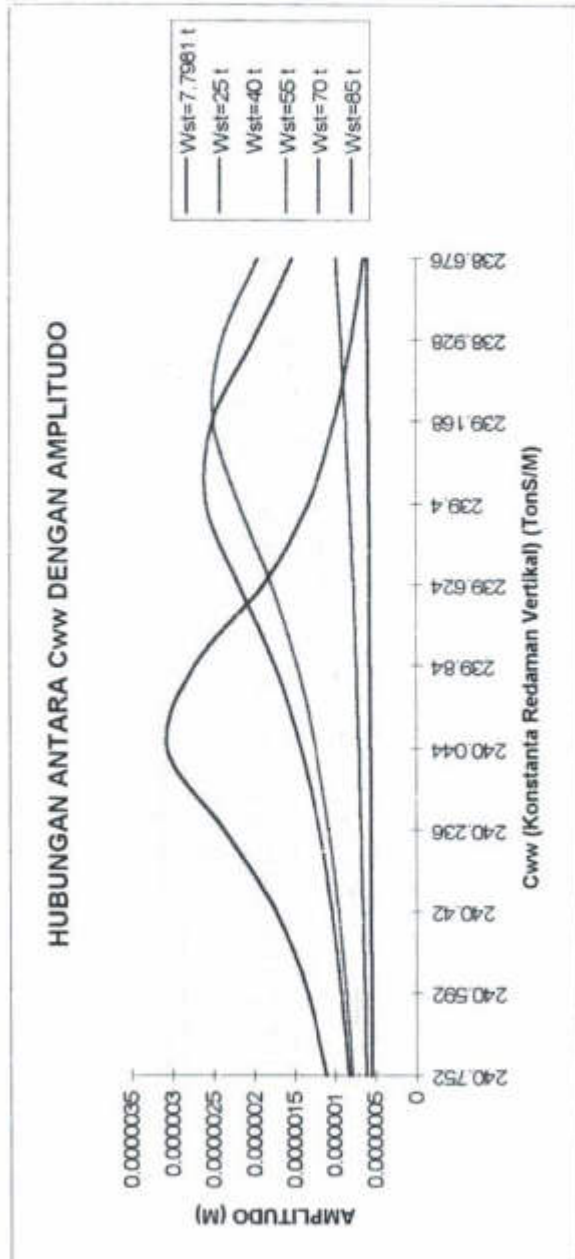
ω	C _w
124.972	240.752
135	240.592
145	240.42
155	240.236
165	240.044
175	239.84
185	239.624
195	239.4
205	239.168
215	238.928
225	238.676



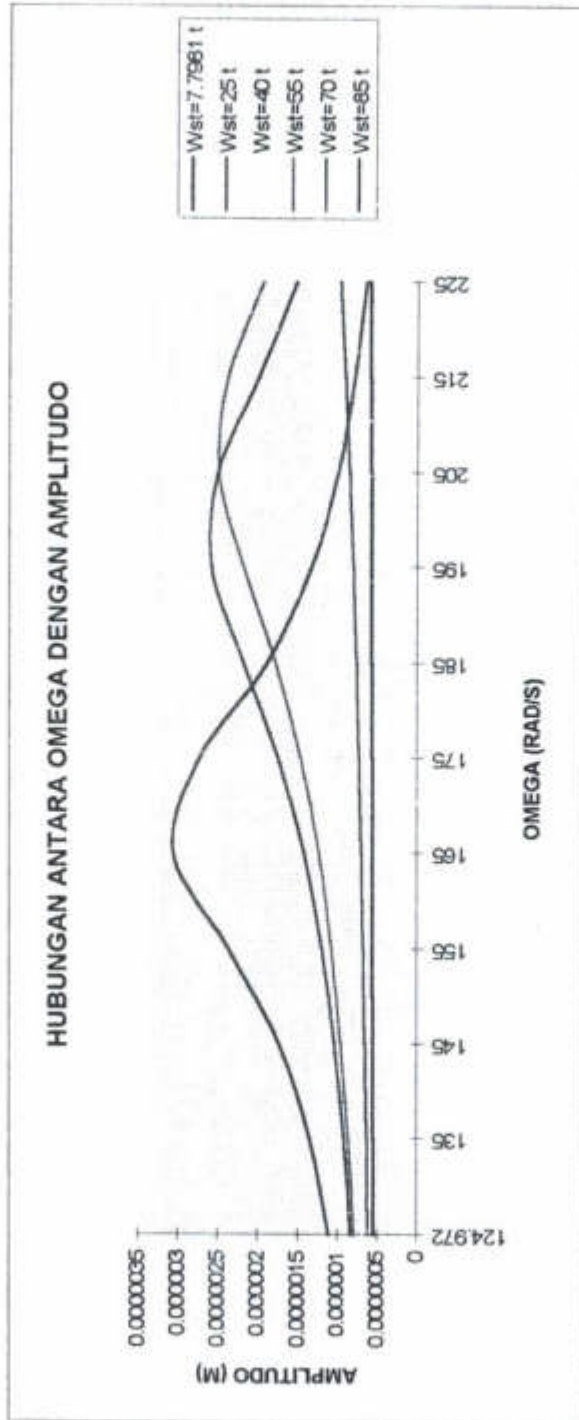
Gambar 5.4. Grafik hubungan antara Omega dengan C_w



Gambar 5.5. Grafik hubungan antara K_{ww} dengan Amplitudo



Gambar 5.6. Grafik hubungan antara C_{ww} dengan Amplitudo



Gambar 5.7. Grafik hubungan antara Omega dengan Amplitudo



BAB VI

KESIMPULAN

Dalam tugas akhir ini dibahas mengenai pengaruh kekakuan dan redaman yang terjadi pada sistem tanah-tiang akibat beban dinamis mesin yang bekerja pada arah vertikal tiang. Tugas akhir ini bertujuan untuk memberikan gambaran dan pengenalan kepada masalah yang sesungguhnya, sehingga dapat dipergunakan sebagai dasar untuk meningkatkan pengertian tentang masalah yang terjadi pada interaksi tanah-tiang yang menerima beban dinamik pada umumnya dan beban mesin pada khususnya.

Karakteristik-karakteristik getaran dari tiang pondasi di dalam tanah merupakan hasil interaksi antara tiang pondasi dan lapisan tanah. Interaksi ini diatur oleh beberapa parameter non dimensi, yaitu rasio kecepatan gelombang (\bar{v}), rasio kelangsingan (H/ro), rasio massa ($\bar{\rho}$), poisson rasio (ν), rasio redaman histerisis (D) dan frekuensi non dimensi ($a\omega$).

Dari analisa yang ada, didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

- * Besar konstanta kekakuan dan redaman pada frekuensi yang sama adalah tetap (sama besar) walaupun beban statis berubah-ubah.
- * Untuk beban yang sama, konstanta kekakuan (K_{ww}) makin besar bila frekuensi eksitasi (ω) makin besar, sebaliknya konstanta redaman (C_{ww}) makin kecil bila frekuensi eksitasinya (ω) makin besar.
- * Amplitudo getaran vertikal makin besar bila konstanta kekakuan (K_{ww}) makin besar sedangkan amplitudo getaran vertikal makin besar bila konstanta redaman (C_{ww}) makin kecil. Dan pada harga K_{ww} dan C_{ww} tertentu amplitudo getaran vertikal akan menurun.

- Amplitudo maksimum terjadi pada frekuensi kritis (frekuensi kritis adalah besarnya frekuensi pada saat amplitudo mencapai nilai maksimum atau puncak), jika beban statis diperbesar frekuensi kritis menurun.
- Berkaitan dengan point keempat diatas dapat dilihat pada grafik hubungan omega - amplitudo yang telah ditampilkan pada bab V, untuk $W_{st} = 7.7981$ ton amplitudo maksimum pada frekuensi kritis belum tercapai, begitu pula untuk $W_{st} = 25$ ton dan $W_{st} = 40$ ton. Sedangkan pada $W_{st} = 55$ ton amplitudo maksimum terjadi pada frekuensi kritis ± 205 rad/s. Pada $W_{st} = 70$ ton amplitudo maksimum terjadi pada frekuensi kritis ± 195 rad/s, dan pada $W_{st} = 85$ ton amplitudo maksimum terjadi pada frekuensi kritis sebesar ± 165 rad/s.

Pada kasus di atas, amplitudo maksimum yang terjadi masih dalam batas aman (dapat dilihat pada grafik batas amplitudo perpindahan akibat pergetaran yang terdapat pada lampiran D). Walaupun amplitudo masih dalam batas aman, sebaiknya frekuensi kritis tetap dihindari.

Dari kasus di atas dapat diambil kesimpulan bahwa dalam perencanaan penggunaan tiang untuk beban dinamis mesin sebaiknya frekuensi eksitasi yang didukung oleh tiang tidak mendekati frekuensi kritis, karena pada saat itu amplitudo yang terjadi mencapai maksimum. Selain itu perlu diperhatikan beban statisnya karena bila beban statis yang diakibatkan oleh mesin, pile cap dan tiang makin besar maka frekuensi kritis akan semakin cepat tercapai dan amplitudo getaran vertikal akan mencapai maksimum.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, Joseph E., "Analisis Dan Desain Pondasi",
edisi keempat, 1992, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Clough, Ray W., dan Penzien, Joseph., "Dinamika Struktur",
jilid 1, 1988, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Das, Braja M., "Fundamentals of Soil Dynamics",
Elsevier Science Publishing Co., Inc.
- Djoko Soelarno Sidji, DR. Ir., "Azas-azas Dinamika Tanah",
Makalah Ceramah I.U.C. ITB 26 November 1986,
Parahyangan University, Bandung.
- Irsyam, Masyhur, DR. Ir., "Dinamika Tanah",
Diktat Kuliah S-2 Institut Teknologi Bandung.
- Novak, M and Nogami, T., "Soil-Pile Interaction In Vertical Vibration",
International Journal of Earthquake and Structural Dynamics,
Vol. 4, 1976, pp. 277-293.
- Novak, M., "Dynamics Stiffness and Damping of Piles",
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, 1974, pp. 574-598.
- Novak, M., "User Manual of PILAY Computer Program",
Faculty of Engineering Science, The University of Western Ontario.
- Paz, Mario., "Dinamika Struktur",
edisi kedua, 1990, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Poulos, H G, and Davis, E H., "Pile Foundation Analysis And Design",
1980, John Wiley & Sons, Inc.
- S, Hassini., "Static And Dynamic Behaviour of Pile Groups", A Dissertation
Submitted in Partial Full Fillment of The Requirements for The Degree
of Doctor of Philosophy (Civil Engineering)
in The University of Michigan, 1990.