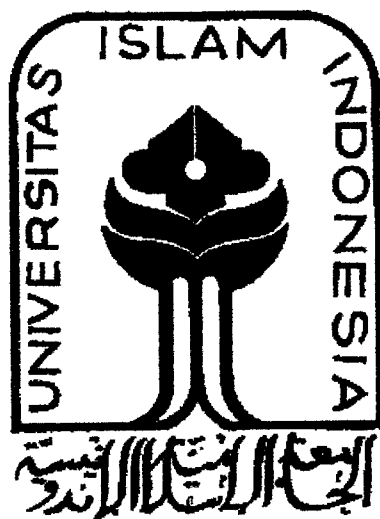


TUGAS AKHIR
PERENCANAAN PONDASI *BARRETTE PILES*
UNTUK GEDUNG BERTINGKAT
PADA TANAH LEMPUNG
(STUDI KASUS PONDASI GEDUNG UMY)



Disusun oleh :

DWI NURHIDAYAT 95 310 110

NIRM. : 950051013114120108

MUHAMAD ARIFIN 95 310 112

NIRM. : 950051013114120110

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
JOGJAKARTA
2002

LEMBAR PENGESAHAN TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN PONDASI BARRETTE PILES
UNTUK GEDUNG BERTINGKAT
PADA TANAH LEMPUNG**

Disusun oleh :

DWI NURHIDAYAT 95 310 110

NIRM. 950051013114120108

MUHAMAD ARIFIN 95 310 112

NIRM. 950051013114120110

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

IR. H. IBNU SUDARMADJI, MS

Dosen Pembimbing I


Tanggal : 30/8/02

IR. H. A. HALIM HASMAR, MT.

Dosen Pembimbing II


Tanggal : 30/8/02

“ Dan tidaklah Aku ciptakan jin dan manusia melainkan supaya mereka beribadah kepada-Ku “

(Adz-Dzaariyaat : 56)

..... Katakantlah : “ Adakah sama orang-orang yang mengetahui dengan orang-orang yang tidak mengetahui? Sesungguhnya orang yang berakallah yang dapat menerima pelajaran “

(Az-Zumar : 9)

“ Bacalah dengan menyebut nama Tuhanmu Yang Menciptakan. Dia telah menciptakan manusia dari segumpal darah. Bacalah! Dan Tuhanmulah yang paling Pemurah. Yang mengajarkan (manusia) dengan perantaraan kalam. Dia telah mengajarkan kepada manusia apa yang tidak diketahuinya. “

(Al-Alaq : 1 - 5)

“ Allah meninggikan orang yang beriman di antara kamu dan orang-orang yang berilmu pengetahuan, beberapa derajat..... ”

(Al-Mujaadilah : 11)

“ Sesungguhnya Allah tidak akan merubah keadaan suatu kaum sehingga mereka merubah keadaan yang ada pada diri mereka sendiri “

(Ar-Ra'd : 11)

HALAMAN PERSEMBAHAN

Special Dayat thank's to :

Alhamdulillahirrabil'alamiin,

Thank's Allah SWT. For blessing me,

Sholawatuwassalam to rasulullah SAW.

Ayah dan bunda tercinta yang telah mempertaruhkan segalanya

Mas To and Mbak Eni atas dukungannya

Om Warno (matur nuwun sanget Foto Copinya)

D' Nurul, Lulu, Lia, Lela and the Gank makasih for everything

Teman-teman :

Singo Band atas inspirasinya (kapan buat Album)

Singo Joyo atas kamarnya buat nyusun TA

Sam Basrun atas godaannya tiap malam (ingat 01.30 pulang dong!)

Sepoer (bawa rokok nggak bang?), Komo (Kaose & Martabaknya endi Mo?),

Ade, Chu'eb, last but and not least master Khirul.

DAN

My partner Bang Arifin makasih pengertian dan kerjasamanya PISS man!

Special Pino thank's to :

Alhamdulillahirrabil'alamiin,

Thank's Allah SWT. For blessing me,

Sholawatuwassalam to rasulullah SAW.

Terima kasih kepada bapak dan ibu atas segala dukungan baik moral maupun material sehingga kami dapat menyelesaikan tugas akhir ini.

Mas Fu'ad n mba' Nurul makasih atas fasilitas dan dukungannya.

Adikku Endah & Weny thanks for your spirit

Teman - teman Singo band makasih (kapan konser lagi)

Idi 12 gank, Bang Kirul makasih petuahnya dan ide revolusinya, Agung makasih kalo tidur jangan nglindur, Sam Basrun makasih eh jangan

ngorok ya. Kang Ade makasih jangan nsegame terus, Bang Andre rokoknya jangan nyepoer terus, Bang Su'aeb oleh-olehe endi Dab, Komo kapan badminton lagi, Nurul, Lia, Lela n' the gank thank's for everything

My partner Bang Dayat makasih pengertian dan kerjasamanya

Buat Teman-teman semua yang tidak bisa kami sebutkan satu persatu

" JANGANLAH MENUNTUT KESEMPURNAAN KARENA

KESEMPURNAAN TERSEBUT TINGGAL MENUNGGU

REKURANGANNYA"

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum wr. wb.

Alhamdulillah rabbil'amin, segala puji kehadiran Allah SWT, yang telah memberikan taufiq serta hidayah-Nya kepada penyusun. Shalawat serta salam selalu kami tujukan kepada junjungan kita Nabi Muhammad SAW, beserta para shahabat dan keluarganya. Atas berkat dan ridho-Nya penyusun dapat menyelesaikan tugas akademik yang berupa Tugas Akhir.

Tugas Akhir ini merupakan syarat untuk jenjang kesarjanaan pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Untuk dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini, penyusun memperoleh bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penyusun banyak mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bp. Ir. Widodo, MSCE, Ph.D., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Bp. Ir. H. Munadhir, MS., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Bp. Ir. H. Ibnu Sudarmadji, MS. , selaku Dosen Pembimbing I.
4. Bp. Ir. H. A. Halim Hasmar, MT. , selaku Dosen Pembimbing II.
5. Bp. Ir. Akhmad Marzuko, MT. , selaku Dosen Tamu.

6. Yang tercinta Bapak, Ibu, Kakak, Adik dan teman-teman terdekat yang telah banyak memberikan bantuan dalam bentuk apapun.
7. Semua pihak yang tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu yang telah banyak membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

Walaupun telah berusaha semaksimal mungkin, penyusun menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu, kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penyusun harapkan untuk perbaikan di masa yang akan datang.

Semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi kita semua. *Amin.*

Wassalamu'alaikum wr. wb.

Jogjakarta, Juli 2002

Penyusun

DAFTAR ISI

	Halaman
HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
HALAMAN PERSEMBAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
INTISARI	xiv
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Pokok Permasalahan	2
1.3. Tujuan Penelitian	2
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Manfaat Penelitian	3

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1. Pondasi	4
2.2. Jenis-jenis Pondasi Dalam	9
2.3. Pondasi <i>Barrette Piles</i>	11
2.3.1. Keunggulan dan Kerugian Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	12
2.3.2. Bahan Pendukung Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	14
2.4. Karakteristik dan Klasifikasi Tanah	16
2.4.1 Sistem Klasifikasi Tanah <i>Unified (USC)</i>	18
2.4.2 <i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)</i>	19

BAB III LANDASAN TEORI

3.1. Metode Statis	22
3.2. Teori Perhitungan Daya Dukung	23
3.2.1. Daya Dukung Tiang Berdasarkan Data Uji Laboratorium	25
3.2.2. Daya Dukung Dengan Menggunakan Data Uji Lapangan	32

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1. Pelaksanaan Penelitian	37
4.1.1 Persiapan	37
4.1.2 Studi Pendahuluan	37
4.1.3 Rumusan Masalah.....	37
4.1.4 Pengumpulan Data.....	38
4.1.5 Data Uji.....	38
4.1.6 Analisis.....	39
4.1.7 Kesimpulan	39
4.2. Alat Penelitian	39

BAB V ANALISA PEMBEBANAN

5.1. Analisis Pembebanan	42
5.2. Data Bangunan	42
5.3. Analisis Struktur Portal.....	43
5.3.1. Hitungan Pembebanan Portal	44
5.3.2. Pembebanan Balok Anak	46
5.4. Analisis Struktur	48
5.4.1. Perhitungan Pembebanan Portal As 1 dan As 6	50
5.4.2. Perhitungan Pembebanan Portal As 2 dan As 5	54
5.4.3. Perhitungan Pembebanan Portal As 3 dan As 4	58

5.4.4. Perhitungan Pembebanan Portal As A dan As G.....	62
5.4.5. Perhitungan Pembebanan Portal As B dan As E	66
5.4.6. Perhitungan Pembebanan Portal As C dan As D.....	71
5.4.7. Perhitungan Pembebanan Portal As F	74

BAB VI PERENCANAAN PONDASI *BARRETTE PILES* dan

PEMBAHASAN

6.1. Data Tanah	81
6.2. Daya Dukung Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	83
6.2.1. Perkiraan Daya Dukung Dengan Data Uji Laboratorium ..	83
6.2.2. Perkiraan Daya Dukung Dengan Data Uji Lapangan	86
6.2.3. Analisis Penurunan Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	87
6.2.4. Pembahasan Hasil Analisis Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	89

BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

7.1. Kesimpulan	92
7.2. Saran-saran.....	92

DAFTAR PUSTAKA	94
-----------------------------	----

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

			Halaman
Gambar	2.1.	Bentuk Standar Tampang Tiang <i>Barrette</i>	12
Gambar	2.2.	Diagram Plastisitas.....	20
Gambar	3.1	Sketsa Daya Dukung Pondasi	24
Gambar	3.2	Daya Dukung Pondasi Dalam Tanah	25
Gambar	3.3	Grafik N_c^* dan N_q^* dengan Sudut Geser Dalam ..	27
Gambar	3.4	Grafik Nilai α Rekomendasi API.....	29
Gambar	3.5	Grafik Nilai α vs S_u dan P_I	29
Gambar	3.6	Grafik Nilai α yang Rekomendasikan Tomlinson ...	29
Gambar	3.7	Grafik Koefisien Lekatan λ	31
Gambar	3.8	Grafik L_b/B dengan Sudut Geser Tanah	34
Gambar	4.1	Diagram Alir Penelitian	41
Gambar	5.1	Distribusi Beban Merata Pada Bentang Pendek	45
Gambar	5.2	Distribusi Beban Merata Pada Bentang Panjang	46
Gambar	5.3	Distribusi Beban Merata Bentang Pendek	46
Gambar	5.4	Distribusi Beban Merata Bentang Panjang	47
Gambar	5.5	Balok Grid Balok Anak.....	49
Gambar	5.6	Beban Mati Pada Portal As 1 dan As 6	52
Gambar	5.7	Beban Hidup Pada Portal As 1 dan As 6	53
Gambar	5.8	Beban Mati Pada Portal As 2 dan As 5	56

Gambar	5.9	Beban Hidup Pada Portal As 2 dan As 5	57
Gambar	5.10	Beban Mati Pada Portal As 3 dan As 4	60
Gambar	5.11	Beban Hidup Pada Portal As 3 dan As 4	61
Gambar	5.12	Beban Mati Pada Portal As A dan As G	64
Gambar	5.13	Beban Hidup Pada Portal As A dan As G	65
Gambar	5.14	Beban Mati Pada Portal As B dan As E	69
Gambar	5.15	Beban Hidup Pada Portal As B dan As E	70
Gambar	5.16	Beban Mati Pada Portal As C dan As D	72
Gambar	5.17	Beban Hidup Pada Portal As C dan As D	73
Gambar	5.18	Beban Mati Pada Portal As F	76
Gambar	5.19	Beban Hidup Pada Portal As F	77
Gambar	6.1	Sketsa Lapisan Tanah	81
Gambar	6.2	Profil Tampang Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	83
Gambar	6.3	Tegangan Efektif Tanah.....	83
Gambar	6.4	Penurunan Pondasi Tiang <i>Barrette</i>	87

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Jenis-jenis Pondasi dan Kegunaannya	6
Tabel 2.2	Keuntungan Tiang <i>Barrette</i>	13
Tabel 2.3	Simbol Kelompok Tanah Sistem USC	19
Tabel 2.4	Karakteristik Tanah	20
Tabel 3.1	Nilai α yang Direkomendasikan Tomlinson	30
Tabel 3.2	Koefisien Untuk m dan n	33
Tabel 3.3	Koefisien Kapasitas Dukung Ujung Tiang	35
Tabel 5.1	Beban Mati	44
Tabel 5.2	Beban Titik Balok Anak	50
Tabel 5.3	Gaya Aksial Maksimum Kolom	78
Tabel 5.4	Beban Perkolom	79
Tabel 5.5	Beban Total Rencana Terpakai	80
Tabel 6.1	Daya Dukung Pondasi <i>Barrette</i>	90
Tabel 6.2	Tinjauan Keamanan Daya Dukung Ijin Pondasi <i>Barrette</i> Terhadap Baban Aksial Total	90

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1** Kartu peserta Tugas Akhir.
- Lampiran 2** Undangan dan daftar hadir seminar proposal Tugas Akhir
- Lampiran 3** Surat bimbingan Tugas Akhir.
- Lampiran 4** Denah rencana Proyek Gedung Kampus Terpadu UMY.
- Lampiran 5** Perhitungan SAP portal as 3 dan as 4, portal as C dan as D.
- Lampiran 6** Data Uji Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia.
- Lampiran 7** Data Uji Lapangan Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia.
- Lampiran 8** Data tes pembebanan pondasi *barrette piles* pada gedung C Proyek Bank Indonesia.

INTISARI

Pondasi tiang *Barrette* baru digunakan di beberapa proyek gedung bertingkat di negara maju dan di Jakarta, sehingga belum banyak dikenal secara luas. Untuk itu pada penelitian ini akan dikaji bagaimana merencanakan pondasi tiang *Barrette* yang aman untuk gedung bertingkat pada tanah lempung lunak.

Analisis perencanaan pondasi tiang *Barrette* menggunakan metode statis untuk mendapatkan daya dukung tiang yang aman, berdasarkan data uji laboratorium menurut Meyerhorf, berdasarkan data uji lapangan SPT dan CPT. Analisis pembebanan menggunakan faktor beban rencana terpakai berupa beban mati (WD) dan beban hidup (WL). Analisis struktur portal menggunakan program SAP 90.

Dari analisis yang dilaksanakan didapatkan gaya aksial terbesar pada kolom K2 yaitu 211,7428 ton. Dengan dimensi pondasi tiang *Barrette* dengan tampang (1,2 m x 2,7 m) dan tinggi 25 m, didapat daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji laboratorium 212,427 ton, data uji SPT 648 ton, dan data uji CPT 640 ton. Penurunan pondasi tiang *Barrette* sebesar 2,0 cm < 7,5 cm (menurut Mc Donald dan Skempton, 1955) sehingga masih aman untuk penurunan. Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang *Barrette* aman mendukung beban tiang terberat.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan pertumbuhan ekonomi menyebabkan pembangunan di Indonesia mengalami perkembangan yang pesat baik dari pembangunan fisik maupun pembangunan non fisik. Pembangunan fisik diantaranya adalah pembangunan jalan, bangunan irigasi, dan gedung.

Pembangunan gedung khususnya di kota-kota besar selalu bertambah banyak dari waktu ke waktu seiring dengan pertumbuhan penduduk dan meningkatnya tuntutan pemenuhan bangunan untuk keperluan perkantoran, hunian, dan fasilitas umum lainnya seperti rumah sakit, gedung perkuliahan, dan lain-lain. Dengan ketersediaan lahan yang terbatas dan mahalnya harga tanah, mendorong para pemilik modal untuk menggunakan lahannya seefisien mungkin. Pembangunan gedung tidak lagi dilakukan dengan pola horizontal, tetapi dilakukan dengan pola vertikal. Lokasi yang sudah penuh dengan bangunan di sekitarnya, akan riskan bila dipakai pondasi pancang yang menimbulkan getaran pada waktu pemancangan.

Munculnya berbagai tipe struktur bangunan bertingkat, dengan beragam tipe dan karakteristik tanah dasar tidak menjadikan penghalang bagi pembangunan gedung bertingkat dewasa ini. Hal itu disebabkan karena perkembangan teknologi yang semakin pesat di bidang perancangan pondasi untuk bangunan bertingkat.

Untuk mencegah adanya getaran yang ditimbulkan pada pemancangan tiang pancang pada pembangunan gedung di kawasan perkotaan, kini mulai diaplikasikan tiang cor di tempat dengan penampang berbentuk empat persegi panjang yang perkembangannya dikenal dengan nama tiang *barrette*. Pondasi tiang *barrette* ini masih relatif baru dan baru digunakan di beberapa gedung bertingkat di Jakarta.

Penggunaan pondasi tiang *barrette* ini adalah selain mempertimbangan besarnya beban yang harus dipikul oleh pondasi, yang menjadi pemikiran lainnya adalah gedung yang harus dibangun tak jarang berada pada lokasi yang berada di antara gedung-gedung lainnya. Untuk itu diperlukan suatu struktur bangunan yang pelaksanaannya tidak mengganggu bangunan di sekitarnya, yaitu dengan menggunakan bentuk atau tipe pondasi tiang *barrette*.

1.2 Pokok Permasalahan

Barrette piles baru digunakan di beberapa proyek gedung bertingkat di negara maju dan di Jakarta, sehingga belum banyak dikenal secara luas. Untuk itu pada penelitian ini akan dikaji bagaimana merencanakan pondasi *barrette piles* yang aman untuk gedung bertingkat pada tanah lempung lunak.

1.3 Tujuan Penelitian

1. Menganalisis daya dukung pondasi *barrette piles* pada tanah lempung berdasarkan data uji laboratorium.
2. Menganalisis daya dukung pondasi *barrette piles* pada tanah lempung berdasarkan data uji lapangan.

3. Menganalisis penurunan pondasi *barrette piles* pada tanah lempung.

1.4 Batasan Masalah

1. Data tanah berdasarkan Laporan Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia tahun 1992 pada Proyek Pembangunan Bank Indonesia Jakarta.
2. Beban struktur berdasarkan data perencanaan Proyek Pengembangan Kampus Terpadu Universitas Muhammadiyah Yogyakarta tahun 2000.
3. Analisis perancangan pondasi menggunakan metode statis.
4. Faktor gempa, gaya lateral dan gaya angkat pada pondasi tidak diperhitungkan.
5. Beban rencana struktur atas terpakai adalah beban struktur (WD), beban hidup (WL).
6. Pondasi yang digunakan adalah pondasi *barrette piles* bentuk tampang I (persegi empat).
7. Penulangan pondasi tidak dihitung.
8. Biaya perencanaan pondasi tidak dihitung.
9. Bentuk penelitian adalah perencanaan.

1.5 Manfaat Penelitian

Dengan adanya penelitian ini diharapkan dapat digunakan sebagai tambahan ilmu tentang perencanaan pondasi *barrette piles* sebagai alternatif tipe pondasi pada bangunan bertingkat khususnya pada kondisi tanah lunak.

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Pondasi

Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan pada tanah di bawahnya karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang sangat besar dan dapat pula mengakibatkan keruntuhan pada struktur.

Berdasarkan distribusi atau penerusan beban dari *uper structure* ke tanah dasar, pondasi dapat dibedakan menjadi dua macam yaitu sebagai berikut ini (Bowles, J.E, 1986).

1. Pondasi Dangkal

Suatu pondasi dikatakan pondasi dangkal apabila rasio kedalaman (D) dengan lebar alas (B) adalah $D/B \leq 1$. Pondasi dangkal ini contohnya adalah pondasi menerus, telapak, telapak sebar atau pondasi rakit. Pondasi jenis ini digunakan jika tanah dasar mempunyai kuat dukung yang tinggi, sehingga mampu menerima beban berat yang bekerja dan letak tanah baik relatif dangkal.

2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam mempunyai rasio kedalaman (D) dengan lebar alas pondasi (B) adalah $D/B \geq 4$. Pondasi dalam contohnya adalah pondasi tiang paucang, tembok atau tiang yang dibor atau kaison yang dibor.

Pondasi dalam merupakan suatu elemen struktur yang terbuat dari baja, beton, kayu yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya ke dalam tanah dengan mekanisme interaksi berupa tahanan ujung dan tahanan gesek permukaan. (Ralp B. Peck, 1986).

Kondisi tanah setempat sangat menentukan dalam pemilihan jenis pondasi pada suatu struktur. Bila daya dukung tanah yang ada tidak dapat mendukung beban dari pondasi tersebut, maka besar kemungkinan akan terjadi penurunan (*settlement*) yang berlebihan, sehingga akan mengakibatkan kerusakan pada pondasi atau bahkan keruntuhan struktur.

Untuk menentukan jenis pondasi yang sesuai perlu dilihat persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi, antara lain sebagai berikut (Bowles, J.E. 1986).

1. Kedalaman tanah harus memadai untuk menghindarkan pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi, khususnya untuk pondasi telapak dan pondasi rakit.
2. Kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Sistem harus aman dari penggulingan, rotasi, penggelinciran atau pergeseran tanah (kegagalan kekuatan geser)
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat di dalam tanah.

5. Metode pemasangan pondasi harus seekonomis mungkin.
6. Pergerakan tanah keseluruhan (umumnya penurunan) dan pergerakan diferensial harus dapat ditolerir oleh pondasi dan elemen bangunan atas
7. Pondasi dan konstruksinya harus memenuhi syarat standar untuk perlindungan lingkungan.

Pertimbangan-pertimbangan lain untuk menentukan pondasi mana yang sesuai dengan persyaratan-persyaratan yang ada dan kondisi tanah sekitar, dapat dilihat tabel 2.1.

Tabel 2.1 Jenis-jenis pondasi dan kegunaannya (Bowles, J E, 1986)

Jenis pondasi	Kegunaan	Kondisi tanah yang sesuai
Pondasi telapak sebar dan dinding	Kolom individu, dinding pilar jembatan	Sembarang kondisi asalkan daya dukung mampu memikul beban yang bekerja. Dapat diletakkan pada stratum tunggal, lapisan keras di atas lapisan lunak atau lapisan lunak di atas lapisan keras. Periksa penurunan segera, diferensial dan konsolidasi.
Pondasi rakit	Sama dengan pondasi telapak sebar dan dinding. Beban kolom yang berat. Biasanya memperkecil penurunan diferensial dan keseluruhan.	Umumnya daya dukung tanah lebih kecil dari pada untuk pondasi telapak. lebih setengah luas gedung tertutup oleh pondasi telapak yang individu. Periksa penurunan.
Pondasi tiang pancang terapan atau <i>floating</i>	Dibuat dalam kelompok (paling sedikit 2) untuk memikul beban kolom yang berat, beban dinding memerlukan kelapa tiang	Tanah permukaan dan tanah dekat permukaan jelek. Tanah dengan daya dukung yang tinggi berada 20-50 m di bawah ruangan bawah tanah atau permukaan tanah, tetapi dengan

Tabel 2.1 Lanjutan

	atau poer (<i>pile cap</i>).	menyebarkan beban sepanjang keliling tiang maka kekuatan tanah memadai. Tanah kerosif mungkin memerlukan tiang pancang beton atau kayu.
Tahanan ujung atau <i>bearing</i>	Dibuat dalam kelompok (paling sedikit 2) untuk memikul beban kolom yang berat, beban dinding memerlukan kepala tiang.	Tanah permukaan dan tanah dekat permukaan tanah jelek, tanah dengan daya dukung yang tinggi (tahanan ujung) berada pada 8-50 m di bawah permukaan tanah.
Kaison (lubang berdiameter 75 cm atau lebih) umumnya tahanan ujung atau kombinasi tahanan ujung dengan gesekan keliling.	Beban kolom yang lebih besar dari pada untuk tiang pancang, menghilangkan keperluan kepala tiang dengan menggunkan kaison sebagai perhiasan kolom.	Tanah permukaan dan tanah dekat permukaan tanah jelek, tanah dengan daya dukung yang tinggi (tahanan ujung) berada pada 8-50 m di bawah permukaan tanah.
Dinding penahan, kepala jembatan	Konstruksi penahanan permanen.	Setiap jenis tanah tetapi daerah tertentu, di belakang dinding yang biasanya memerlukan bahan urugan yang khusus.
Konstruksi dinding papan tumpu	Konstruksi penahan sementara seperti galian, konstruksi yang dekat air, bendungan elak.	Setiap tanah konstruksi dekat air mungkin memerlukan campuran logam khusus atau perlindungan terhadap korosi. Bendungan elak memerlukan bahan urugan yang khusus.

Menurut Suyono Sostodarsono dan Kazuto Nakazawa (1990) :

1. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau kedalaman 2-3 meter di bawah permukaan tanah, pondasinya adalah pondasi telapak (*spread foundation*).

2. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 m di bawah permukaan tanah, dipakai pondasi tiang atau pondasi tiang apung (*floating pile foundation*).
3. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman 20 m di bawah permukaan tanah, akan ditentukan oleh penurunan (*settlement*) yang diijinkan. Bila tidak boleh terjadi penurunan, biasanya digunakan pondasi tiang pancang (*pile driven foundation*), tetapi bila terdapat batu besar (*cobble stones*) pada lapisan antara, maka pemakaian kaisan lebih menguntungkan.
4. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 m di bawah permukaan tanah, biasanya digunakan kaisan terbuka, tiang baja atau tiang yang dicor di tempat.
5. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman 40 m di bawah permukaan tanah, yang paling baik adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

Menurut Wesley, L.D. (1970) keadaan tanah di mana lapisan keras sangat dalam sehingga pembuatan dan perencanaan tiang sampai ke lapisan tersebut sukar dilaksanakan, dalam hal ini dapat digunakan tiang adhesif, yaitu tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dengan tanah, yang disebut juga tiang terapung. Dalam hal ini yang disebut perlawanan ujung akan jauh lebih kecil dari pada perlawanan akibat pelekatan antara tiang dengan tanah, karena itu dalam menghitung daya dukung tiang ini harus dapat menentukan besarnya gaya pelekatan antara tiang dengan tanah.

Untuk lapisan lempung, pembuatan bangunan di atasnya akan selalu menimbulkan tegangan pori, yang tidak akan segera menyusut. Biasanya waktu yang diperlukan untuk penyusutan tegangan air pori jauh lebih lama dari pada waktu yang diperlukan untuk mendirikan bangunan di atasnya. Hal ini berarti bahwa kekuatan geser lempung tidak akan banyak mengalami perubahan selama masa pembangunan, karena itu daya dukung lempung biasanya dihitung dengan memakai kekuatan geser *undrained*. Dengan cara ini ϕ dianggap nol dan kekuatan geser (s) sama dengan kohesi (c) (Wesley, L.D., 1970).

2.2 Jenis-jenis Pondasi Dalam

Di Indonesia telah dikenal beberapa jenis tiang pondasi yang digunakan sebagai struktur bawah bangunan (*sub structure*) yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari bangunan atas (*upper structure*) ke lapisan tanah yang memiliki daya dukung yang baik. Dari jenis-jenis pondasi yang telah digunakan di Indonesia antara lain :

1. Tiang Pancang Beton P.C. Pracetak

Merupakan tiang pondasi yang dalam pelaksanaannya dipancang dengan menggunakan palu pancang. Ada dua jenis tiang pancang beton P.C pracetak yaitu :

- a. Tiang yang dicetak terlebih dahulu berbentuk bujur sangkar penuh (*solid*) berukuran sampai 50 x 50 cm (mutu beton K-500) yang masih tergolong tiang kecil. Tiang jenis ini sangat banyak digunakan di Indonesia setelah tahun 1974.
- b. Tiang berbentuk lingkaran berongga (*hollow*) yang dibuat secara khusus dengan ukuran sampai ϕ 60 cm (mutu beton K-500) yang tergolong tiang besar. Tiang yang demikian disebut tiang *spin*, dibuat dengan teknologi maju.

2. Tiang Pancang Baja

Merupakan tiang pondasi yang terbuat dari besi baja berbentuk huruf H (*H-pile*) dan berbentuk pipa (*pipe pile*) dipancang ke dalam tanah dengan menggunakan palu pancang. Tiang baja ini tidak terlalu populer digunakan karena masalah biaya relatif tinggi. Beberapa gedung tinggi di Jakarta yang menggunakan tiang baja bentuk H adalah gedung BPPT dan gedung Indosat, sedangkan yang menggunakan tiang baja bentuk pipa diantaranya adalah gedung Wisma Dharmala.

3. Tiang Pancang *Franki*

Merupakan tiang pancang beton cor di tempat (*cast in-situ*) berdiameter batang standar ϕ 28 dan 32 cm dengan kaki/dasar yang diperbesar (*bottom driven*) dengan palu *drop*. Tiang *franki* ini berasal dari Belgia dan telah banyak digunakan sejak tahun 1974 untuk gedung berlantai banyak sampai 30 lantai lebih. Daya pikulnya mencapai 130-140 ton/tiang dan dapat diperbesar lagi dengan memperbesar diameter tiang standarnya.

4. Tiang Bor

Merupakan tiang beton *cast in-place* yang dalam pelaksanaannya mengebor lapisan tanah sampai menemui lapisan tanah keras dan kemudian dicor dengan adukan beton menggunakan alat Benoto (Francis) yang dilengkapi dengan bagian khusus yang sangat kuat untuk instalasi casing. Masalah yang dihadapi oleh tiang bor adalah kedalamannya, di Jakarta kedalamannya mencapai sekitar 45 m pada gedung Plaza Indonesia tahun 1990.

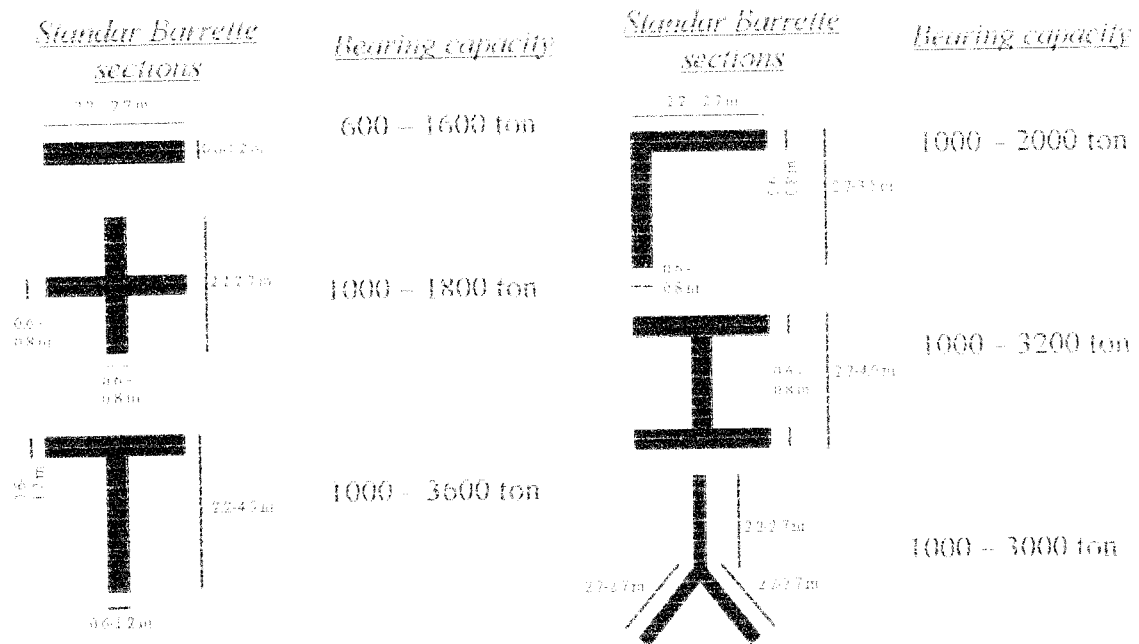
5. Tiang *Barrette*

Merupakan tiang beton *cast in-place* yang merupakan hasil rekayasa dari dinding diafragma yang dalam hal metode pelaksanaannya menggunakan alat besar menyerupai *Clamshell (grab)* dan dioperasikan dengan menggunakan kabel (*Kelly Bar*) sebagai alat penggali tanahnya. Tiang *Barrette* mempunyai beberapa kesamaan dengan tiang bor sebagai tiang pondasi yang mengandalkan daya dukung dasar kaki dan lekatan permukaan tiang untuk menyalurkan beban dari bangunan atas ke lapisan tanah keras.

2.3 Pondasi *BarrettePiles*

Pondasi tiang *barrette* adalah suatu pondasi dalam yang dicor di tempat seperti pondasi tiang bor dengan dasar penampang berupa empat persegi panjang (*strip*). Dari bentuk dasar empat persegi panjang ini dapat dibuat bentuk-bentuk penampang lainnya seperti huruf L, H, T, I, dan lain sebagainya yang dibuat untuk menahan gaya lateral dan momen yang cukup besar untuk keadaan tanah dasar tertentu.

Istilah lain untuk tiang *Barrette* adalah tiang beraneka bentuk (*multi-shapped pile*) atau di luar negeri (Amerika Serikat) dikenal dengan nama *Diaphragm Pier* karena bentuk dan metode pelaksanaannya yang menyerupai dinding diafragma atau di Belanda dikenal dengan nama *Diep Wand Pelen* (tiang dinding dalam). Yang menarik dari tiang *barrette* ini adalah bentuk penampangnya yang dapat dibuat beraneka ragam dan kedalamannya yang sangat dalam (sepanjang kabel yang digunakan pada *clamshell*).



Gambar 2.1 Bentuk Standar Tampang Tiang *Barrette*

(Sumber : *Bachy Soletanche Brochure*, tahun 1995)

2.3.1 Keunggulan dan Kerugian Pondasi Tiang *Barrette*

Pondasi tiang *barrette* mempunyai kelebihan di antaranya sebagai berikut :

1. Pelaksanaan pembuatan tiang *barrette* tidak terpengaruh oleh muka air tanah selama lumpur *bentonite* digunakan untuk menjaga stabilitas dinding galian dan permukaan lumpur *bentonite* dipertahankan agar tidak turun pada *guide wall* (dinding pengarah).
2. Pelaksanaan pembuatan tiang *barrette* tidak menimbulkan kebisingan dan getaran yang dapat mengganggu lingkungan sekitarnya.
3. Kedalaman lubang tiang *barrette* hanya terbatas pada panjang kabel yang digunakan *crane* yang merupakan masalah pada jenis tiang pondasi lainnya juga terhadap tiang bor.

4. Susunan tanah dasar galian dapat diketahui dan diperiksa keberadaannya dengan meneliti hasil galian tanah.
5. Lapisan berbatu dapat ditembus dengan menggunakan pahat (*chisel*) dan *hydrofraise reverse circulation rig (cutter)*.
6. Dengan kedalaman dan luas penampang yang sama, bentuk penampang empat persegi panjang tiang *barrette* dapat menyalurkan lekatan permukaan (*skin friction*) yang lebih besar dengan tiang bor.
7. Tiang *barrette* dapat menahan gaya lateral dan momen yang besar karena bentuknya yang dapat dibuat sesuai rencana.
8. Beban aksial yang sangat besar dapat dipikul oleh satu atau beberapa tiang *barrette* dibandingkan dengan jenis tiang pondasi lain yang membutuhkan banyak tiang (kelompok tiang).

Tabel 2.2. Keuntungan Tiang *Barrette*

(Sumber: *Bachy Solctanche Brochure*, tahun 1995)

<i>COMPARATIVE SUMMARY Of Foundation Characteristics</i>	<i>Low Noise</i>	<i>Low vibration</i>	<i>No interference With G. W. L.</i>	<i>Unlimited Depth</i>	<i>Ability To With stand High Bending Moment</i>	<i>High Bearing Capacity</i>	<i>Microsofi Wall</i>
<i>BARRETTE</i>	*	*	*	*	*	*	*
<i>HANG DUG CAISSONS</i>	*	*			*	*	
<i>BORED PILES</i>	*	*			*	*	
<i>DRIVEN PILES</i>			*				

Sebagaimana umumnya setiap metode konstruksi, disamping keunggulan yang ada pondasi tiang *barrette* ini juga mempunyai kekurangan, diantaranya sebagai berikut :

1. Kualitas tiang yang terbentuk tidak dapat dikontrol dengan seksama.
2. Kualitas tiang sangat tergantung pada pelaksanaan dan kondisi lingkungan.
3. Pengawasan (*supervis*) harus benar-benar ketat karena pelaksanaan yang rumit.
4. Karena pengecoran tiang *barrette* dilaksanakan dibawah permukaan tanah maka sulit untuk diperiksa hasilnya secara visual sehingga masih harus dikonfirmasi dengan percobaan beban statis
5. Karena pelaksanaan tiang *barrette* dilaksanakan di bawah permukaan air maka memerlukan teknik khusus untuk melakukannya.
6. Biaya yang relatif tinggi jika digunakan untuk membangun gedung yang beban kolomnya tidak besar
7. Teknologi yang baru menyebabkan harus menggunakan peralatan dengan teknologi maju dan tenaga yang ahli pula.
8. Tiang *barrette* tidak dapat dilaksanakan selama proses *dewatering*.
9. Lumpur *bentonite* yang digunakan menghasilkan limbah yang tak dikehendaki dan memerlukan tersendiri. Namun sekarang sudah ada cairan penstabil *polimer* yang akrab lingkungan, diantaranya *supermud*.

2.3.2 Bahan Pendukung Pondasi Tiang *Barrette*

Pembuatan tiang *barrette* membutuhkan berbagai macam bahan selain bahan pokok berupa beton dan tulangan. Yang paling khusus dari tiang *barrette* adalah digunakannya *slurry bentonite* dan dinding pengarah.

Slurry bentonite atau lumpur *bentonite* adalah bahan yang digunakan dalam pelaksanaan tiang *barrette* atau struktur bawah tanah lainnya yang berfungsi untuk menahan dinding galian agar tetap stabil. Karena adanya tekanan hidrostatik dari lumpur *bentonite* yang akan menahan butiran tanah agar tidak lepas dan longsor.

Lumpur *bentonite* akan membentuk lapisan kedap air pada permukaan tanah yang kontak dengannya. Lapisan tersebut terbentuk saat lumpur *bentonite* meresap ke dalam pori-pori tanah dan perlahan-lahan menutupi pori-pori tanah tersebut kemudian akan terbentuk selapis film pada permukaan dinding galian. Lapisan kedap air ini akan mencegah meresapnya lumpur *bentonite* ke dalam tanah dan sebaliknya akan mencegah mengalirnya air tanah ke dalam lubang galian. Lapisan kedap air ini hanya akan terbentuk bila tekanan hidrostatik lumpur lebih besar dari tekanan air tanah yang bekerja dan akan masuk ke dalam galian.

Dinding pengarah bisa berupa dinding beton bertulang atau tanpa tulangan yang bersifat sementara yang dibangun pada muka tanah sesuai dengan tampang tiang *barrette* yang akan digali. Adapun fungsi dinding pengarah adalah sebagai berikut :

1. Melindungi sisi atas galian akibat hantaman alat penggali.
2. Mencegah (mengurangi) pergerakan horizontal lapisan tanah pada saat dilakukan penggalian.
3. Penstabil permukaan tanah dari keruntuhan.
4. Dapat dibuat lebih tinggi dari muka tanah asli agar cairan penstabil dapat diisi lebih tinggi dari muka tanah asli sehingga akan didapat tekanan yang lebih besar.
5. Sebagai tumpuan penggantungan tulangan pondasi.

2.4 Karakteristik dan Klasifikasi Tanah

Lempung (*clay*) adalah partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel ini merupakan sumber utama dari kohesi di dalam tanah yang kohesif. Lanau (*silt*) merupakan partikel batuan berukuran dari 0,002 - 0,075 mm (AASHTO, 1970). Apabila suatu ukuran partikel merupakan deposit yang terbanyak, maka deposit tersebut akan diberi nama partikel tadi, misalnya pasir, kerikil, kerikil kepasiran, lempung dan sebagainya. Perkecualan terdapat pada lempung dan lanau, di mana deposit lanau yang dominan dengan kandungan lempung dari 10% sampai 25%, akan disebut lempung. Dengan prosentase relatif ini partikel-partikel yang lebih besar akan terlarut dalam matriks tanah berbutir halus. Apabila 80-90% dari bahan deposit lebih kecil dari saringan No. 200 (0,075 mm), cukup 5-10% lempung yang ada telah menyebabkan tanah tersebut kohesif.

Deposit tanah kohesif dapat lunak, kaku, keras, dan sebagainya, tergantung pada kadar air waktu itu dan sejarah geologisnya dalam menghasilkan setiap penggabungan partikel-partikel. Campuran yang diperlukan untuk membuat suatu deposit tanah menjadi bersifat kohesif adalah mineral lempung, terkadang disebut jumlah kohesi tergantung kepada ukuran relatif dan jumlah dari berbagai butiran tanah.

Tanah kohesif (berbutir halus) dapat didefinisikan sebagai kumpulan dari partikel-partikel mineral yang mempunyai indeks plastistas sesuai dengan batas *Atterberg* dimana pada saat mengering membentuk suatu masa yang bersatu sehingga diperlukan gaya untuk memisahkan butiran mikrokopis itu. Tanah disebut kohesif

apabila karakteristik fisis yang selalu terdapat pada massa butir-butir tanah bersatu sesamanya sehingga suatu gaya diperlukan untuk memisahkan dalam keadaan kering tersebut. Tanah disebut tak kohesif apabila butir-butir tanah terpisah-pisah sesudah dikembangkan dan hanya bersatu apabila berada dalam keadaan basah karena gaya tarik permukaan di dalam air.

Tanah merupakan suatu agregat alam dari batuan mineral, dengan atau tanpa konsituen organik yang dapat dipisahkan dengan cara mekanis ringan seperti pengadukan dalam air (Ralp B. Peck, 1996).

Tanah selalu mempunyai peranan yang penting pada suatu lokasi pekerjaan. Struktur tanah adalah pondasi pendukung suatu bangunan, bahan konstruksi dari pondasi itu sendiri seperti bendungan atau tanggul atau kadang-kadang sebagai penyebab timbulnya gaya luar pada bangunan seperti tembok atau dinding penahan tanah.

Suatu klasifikasi tanah diperlukan untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat-sifat tanah dalam menghadapi perencanaan dan pelaksanaan. Klasifikasi tanah diperlukan antara lain untuk hal-hal sebagai berikut :

1. Perkiraan hasil eksplorasi tanah.
2. Perkiraan standar kemiringan lereng dan penggalian tanah atau tebing.
3. Perkiraan pemilihan bahan (penentuan tanah yang harus disingkirkan, pemilihan tanah dasar, bahan tanah timbunan dan lain-lain).
4. Perkiraan persentase muai dan susut.
5. Pemilihan jenis konstruksi dan peralatan untuk konstruksi (pemilihan cara penggalian dan rancangan penggalian)

6. Perkiraan kemampuan peralatan untuk konstruksi.
7. Pemilihan jenis konstruksi dan perhitungan pembebanan akibat tanah.

Tanah dapat diklasifikasikan secara umum sebagai tanah kohesif dan tanah tidak kohesif (Bowles, J.E., 1988). Istilah ini terlalu umum, sehingga memungkinkan terjadinya identifikasi yang sama untuk tanah-tanah yang hampir bersamaan sifatnya dan tidak cukup lengkap untuk menentukan apakah tanah itu sesuai untuk suatu bahan konstruksi.

Dalam keadaan tertentu haruslah sangat berhati-hati dalam menentukan sifat-sifat tanah untuk kedalaman yang mungkin penting, sehingga dapat ditentukan dengan tepat pondasi dalam yang digunakan. Sifat-sifat tanah yang dipergunakan dalam perencanaan diambil dari program penyelidikan tanah.

Dari beberapa klasifikasi tanah yang ada, terdapat dua sistem klasifikasi yang umum dipakai, yaitu sebagai berikut ini.

2.4.1 Sistem Klasifikasi Tanah *Unified (Unified Soil Classification/USC)*

Sistem ini merupakan sistem yang paling banyak dipakai untuk pekerjaan teknik pondasi seperti untuk bendungan, bangunan dan konstruksi yang hampir sama.

Berdasarkan sistem USC, tanah dibagi menjadi tiga kelompok besar, yaitu tanah berbutir kasar, halus, dan sangat organik. Batas antara tanah berbutir kasar dan halus adalah lubang ayakan No. 200 (Terzaghi, Ralph B. Peck, 1987). Tanah dikatakan berbutir halus bila lebih dari 50 % dapat melewati saringan No. 200 (0,074 mm), selanjutnya tanah berbutir halus dibagi menjadi tiga kelompok yaitu lanau (M), lempung (C) dan organik (O).

2.4.2 *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*

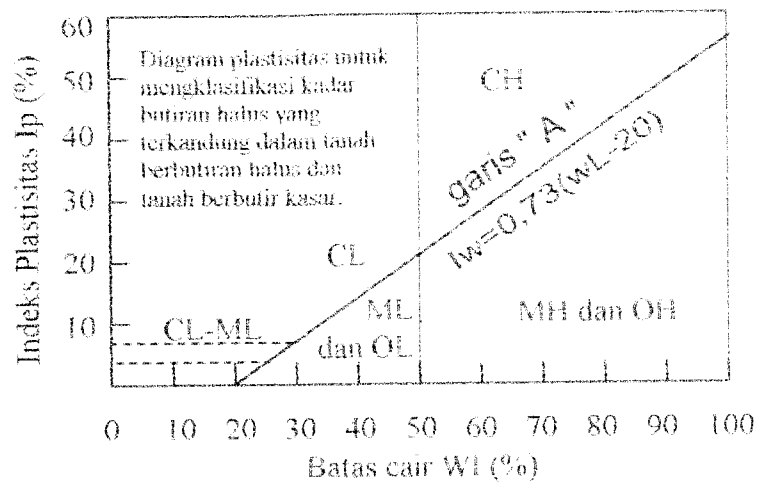
Dipakai oleh beberapa departemen transportasi dari negara bagian di Amerika untuk spesifikasi pekerjaan tanah pada transportasi.

Dari kedua klasifikasi tanah di atas, klasifikasi yang sering dipakai adalah USC, karena berkaitan dengan perencanaan pondasi. Kelompok-kelompok utama tanah pada sistem ini disajikan dalam tabel 2.3 yang memperlihatkan tanah ditentukan lewat simbol kelompok terdiri dari sebuah prefiks dan sufiks. Prefiks menunjukkan jenis tanah dan sufiks menunjukkan subdivisi di dalam tanah

Tabel 2.3 Simbol Kelompok Tanah Sistem USC (Bowles, J.E, 1986)

Jenis tanah	Prefiks	Subkelompok	Sufiks
Kerikil	G	Gradasi baik	W
Pasir	S	Gradasi buruk	P
		Berlanau	M
Lanau	M	Berlempung	C
Lempung	C		
Organis	O	WI < 50%	L
Gambut	Pt	WI > 50%	H

Perbedaan antara lempung organik (C) dan lanau organik (M) dan tanah organik (O) dibuat berdasarkan grafik plastisitas yang dimodifikasi yang dapat dilihat pada diagram berikut ini.



Gambar 2.2 Diagram Plastisitas (Suyono S, 1990)

Tanah CH dan CL disajikan oleh titik-titik diatas garis A, sedangkan tanah OH, OL dan MH berkaitan dengan posisi di bawahnya. Tanah ML kecuali untuk sebagian kecil pasir halus lempungan juga dinyatakan oleh titik-titik di bawah garis A. Tanah organik O dibedakan dari tanah organik M dan C oleh karakteristik warna yang lebih gelap dan bau akibat perombakan mikroba. Di lapangan tanah berbutir halus dapat dibedakan oleh kekuatan kering, reaksi uji guncangan atau kekerasannya disekitar batas plastis. Karakteristik-karakteristik berkaitan dengan hal diatas ditunjukkan dalam tabel 2.4 berikut.

Tabel 2.4 Karakteristik tanah

Ket	Kekuatan kering	Reaksi terhadap uji guncangan	Kekerasan pada batas cair
ML	Tidak ada sampai sangat rendah	Cepat sampai lambat	Tidak ada
CL	Sedang sampai tinggi	Tidak ada sampai sangat lambat	Sedang
OL	Sangat rendah sampai	Lambat	Sedikit

Tabel 2.1 Lanjutan

MH	sedang Sangat rendah sampai sedang	Lambat sampai tidak ada	Sedikit sampai sedang
CH	Tinggi sampai sangat tinggi	Tidak ada	Tidak
OH	Sedang sampai tinggi	Tidak ada sampai rendah	Sedikit sampai sedang

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Metode Statis

Perhitungan dengan metode statis ini adalah perhitungan dengan menggunakan *bearing capacity formula* dengan kekuatan yang diperoleh dari data uji lapangan maupun uji laboratorium atau dengan menggunakan rumus-rumus empiris langsung berdasarkan hasil uji lapangan (CPT, SPT) atau data uji laboratorium. Parameter tanah yang dibutuhkan untuk analisa tiang pancang statik terdiri dari sudut dalam tanah (ϕ) dan kohesi tanah (c). Parameter tanah yang ditentukan dari pengujian triaksial di laboratorium dilakukan pada sampel tanah yang tak terganggu (Bowles, J.E., 1991).

Menurut Terzaghi (1987) hasil CPT dan SPT *in-situ* pada pondasi dalam memberikan gambaran yang lebih baik tentang perilaku bangunan dari pada gambaran yang dapat diberikan oleh hasil-hasil laboratorium atas contoh tanah yang tak terganggu (*undisturbed soil*).

Pemilihan penggunaan harga tekanan konus dari *Cone Penetration Test* (CPT) dan harga N dari *Standard Penetration Test* (SPT) sangat efektif untuk perhitungan daya dukung tanah dan penurunan (*settlement*) tiang. Karena kedua harga tersebut memberikan gambaran secara langsung mengenai sifat-sifat tanah pendukung secara

in-situ dari setiap lapisan tanah. Hasil uji CPT dan SPT memberikan data secara langsung dan tepat mengenai:

1. Kekuatan geser (*strength parameter*).
2. Jenis tanah (lanau, lempung, pasir, dan lain-lain).
3. Kekuatan daya dukung ultimate masing-masing lapisan.
4. Kedalaman dan tebal masing-masing lapisan tanah.
5. Sifat *compressibility* dan *deformation properties*.

3.2 Teori Perhitungan Daya Dukung

Pondasi tiang *barrette* mempunyai kapasitas daya dukung tiang yang cukup besar sehubungan dengan dimensi tiang yang besar pula. Pada lokasi dengan lapisan tanah tidak terlalu keras, pondasi tiang *barrette* lebih diharapkan kekuatan gesekan permukaannya atau *skin friction* daripada daya dukung keseimbangan dasar (*point bearing capacity*). Jika dibandingkan dengan bentuk penampang lingkaran dengan luas yang sama akan didapat keliling yang lebih besar pada bentuk penampang empat persegi panjang, hal ini sesuai dengan pondasi tiang *barrette* yang mempunyai bentuk penampang dasar empat persegi panjang, sehingga luas selimut tiang *barrette* lebih besar dari tiang bor.

Daya dukung aksial pondasi dalam pada umumnya terdiri dari dua bagian, yaitu daya dukung akibat gesekan sepanjang badan tiang dan daya dukung ujung tiang, seperti diformulasikan berikut ini.

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b \dots\dots\dots(3.01)$$

$$Q_{ult} = q_s \cdot A_s + q_b \cdot A_b \dots\dots\dots(3.02)$$

Keterangan :

Q_{ult} = daya dukung batas tiang

Q_s = daya dukung akibat gesekan sepanjang badan tiang

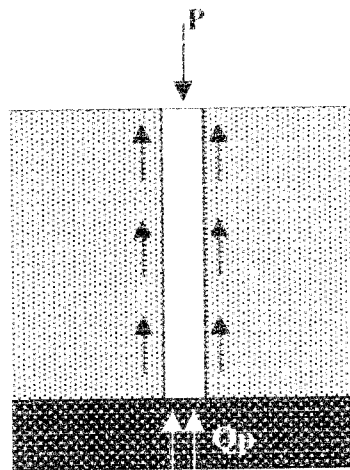
Q_b = daya dukung ujung tiang

q_b = daya dukung keseimbangan dasar (*point bearing capacity*).

q_s = gesekan permukaan (*skin friction*).

A_b = luas penampang kaki/dasar

A_s = luas selimut tiang.



Gambar 3.1 Sketsa daya dukung pondasi (Braja M. Das., 1985)

Untuk tiang yang berada di dalam suatu tanah yang berlapis-lapis, gesekan permukaan q_s pada umumnya bukan merupakan gesekan yang sebenarnya bekerja sepanjang batang tiang melainkan suatu harga rata-rata atau suatu harga ekuivalen.

$$Q_u = q_b \cdot A_b + \sum_{i=1}^n (q_{s_i} \cdot A_{s_i}) \dots \dots \dots (3.03)$$

Keterangan :

q_b = daya dukung keseimbangan dasar (*point bearing capacity*)

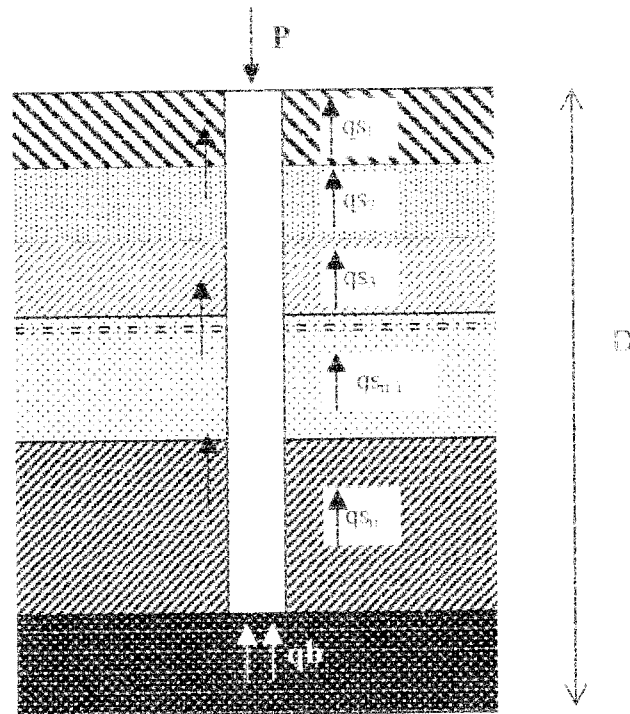
q_{s_i} = gesekan permukaan (*skin friction*) ke- i

A_b = luas penampang kaki/dasar

A_{s_i} = luas selimut tiang lapisan ke- i

n = jumlah lapisan

i = nomor lapisan



Gambar 3.2 Daya dukung pondasi dalam lapisan tanah

Berdasarkan sumber data tanah yang digunakan, biasanya terdapat dua cara untuk memperkirakan daya dukung aksial tiang. Cara pertama adalah dengan menggunakan parameter-parameter kuat geser tanah yang didapat dari uji laboratorium, yaitu kohesi dan sudut geser dalam tanah. Kedua adalah dengan menggunakan data uji lapangan, antara lain dengan menggunakan data uji dari SPT, ataupun CPT (sondir).

3.2.1 Daya Dukung Tiang Berdasarkan Data Uji Laboratorium

A. Daya Dukung Ujung Tiang (*End Bearing Capacity*)

Kapasitas daya dukung ujung tiang dapat dihitung menurut beberapa rumus yang diusulkan oleh Meyerhoff, Terzaghi dan Tomlinson, tahun 1971.

1. Menurut Mayerhoff

a. Pada tanah lempung

$$Q_b = A_p \cdot c \cdot N_c^* \dots \dots \dots (3.04)$$

b. Pada tanah pasir

$$Q_b = A_p \cdot \gamma \cdot B \cdot B_k \dots \dots \dots (3.05)$$

Keterangan :

A_p = Luas penampang tiang

c = Kohesi tanah pada ujung tiang

N_c^* = Faktor daya dukung (biasanya diambil 9/sembilan)

γ = Berat volume tanah

B = Lebar/diameter alas tiang

B_k = konstanta yang didapatkan dari grafik ϕ vs D/B

2. Menurut Terzaghi

a. Pada tanah lempung

$$Q_b = A_p \cdot N_c^* \cdot c \dots \dots \dots (3.06)$$

b. Pada tanah pasir

$$Q_b = A_p \cdot (L \cdot \gamma \cdot N_q^* + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y^*) \dots \dots \dots (3.07)$$

Keterangan :

A_p = Luas penampang tiang

N_y^* = Faktor daya dukung untuk tanah di bawah ujung tiang

N_q^* = Faktor daya dukung untuk tanah di bawah ujung tiang

γ = Berat volume tanah

B = Lebar alas tiang

L' = 15 x diameter/lebar tiang

c = Kohesi tanah pada ujung tiang

3. Menurut Tomlinson

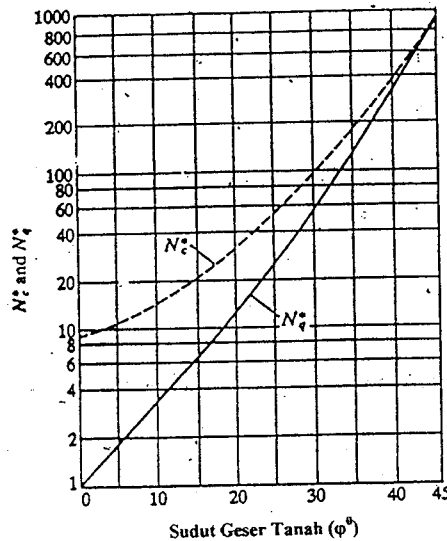
$$Q_b = A_p \cdot c \cdot N_c^* \dots\dots\dots (3.08)$$

Keterangan :

c = Kohesi tanah pada ujung tiang

N_c^* = Faktor daya dukung untuk tanah di bawah ujung tiang

A_p = Luas penampang tiang



Gambar 3.3 Grafik N_c^* dan N_q^* dengan sudut geser tanah (Meyerhof, 1976)

B. Daya Dukung Gesekan Sepanjang Badan Tiang

$$Q_s = f \cdot A_s \dots\dots\dots (3.09)$$

Keterangan :

f = koefisien gesekan sepanjang badan tiang

A_s = luas bidang tiang = keliling tiang x panjang tiang

1. Koefisien gesek pada tanah lempung

a. Metode Alpha

Metode Alpha diusulkan oleh Tomlinson, 1971. Tahanan kulit pada dasarnya dihitung sebagai berikut :

$$f = \alpha \cdot Su \dots\dots\dots (3.10)$$

$$Q_s = f \cdot A_s \dots\dots\dots (3.11)$$

Keterangan .

- α = faktor lekatan (adhesi) antara tiang dengan tanah didapat secara empiris
- Su = nilai kuat geser (kohesi) *undrained*
- A_s = luas bidang tiang = keliling tiang x panjang tiang

Menurut O'Neil dan Reese, 1972 nilai adhesi ditinjau secara umum, yaitu :

$$f = \alpha \cdot Su \dots\dots\dots (3.12)$$

$$\alpha_{rata2} = (\alpha_{11} + \alpha_{12} + \alpha_{13}) \cdot \alpha_2 \cdot K \dots\dots\dots ; \text{ adhesi rata-rata}$$

$$\alpha_{11} = 0,65 \dots\dots\dots ; \text{ pengaruh instalasi}$$

$$\alpha_{12} = \alpha_{13} = 1 - 25/D \times 0,1 \dots\dots\dots ; \text{ akibat perpindahan air beton}$$

$$\alpha_2 = 1,0 \dots\dots\dots , \text{ faktor adhesi}$$

$$K = 0,6 \text{ (faktor pengaruh pengeboran menggunakan bentonit/casing)}$$

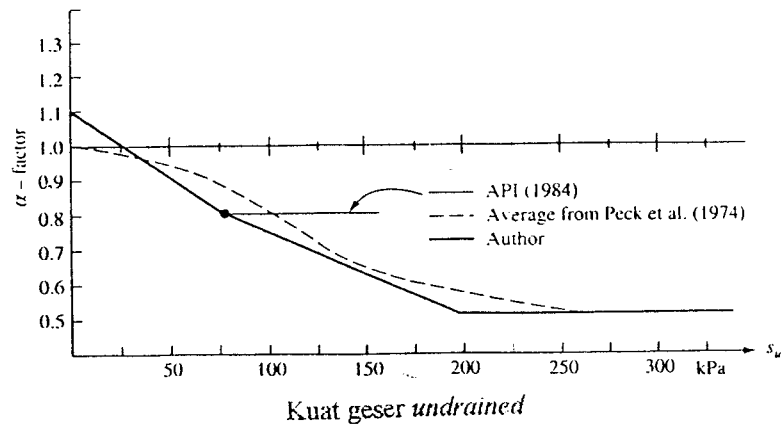
$$K = 1,0 \text{ (pengeboran kering)}$$

$$K = 2,8 \text{ (menurut Thomlinson)}$$

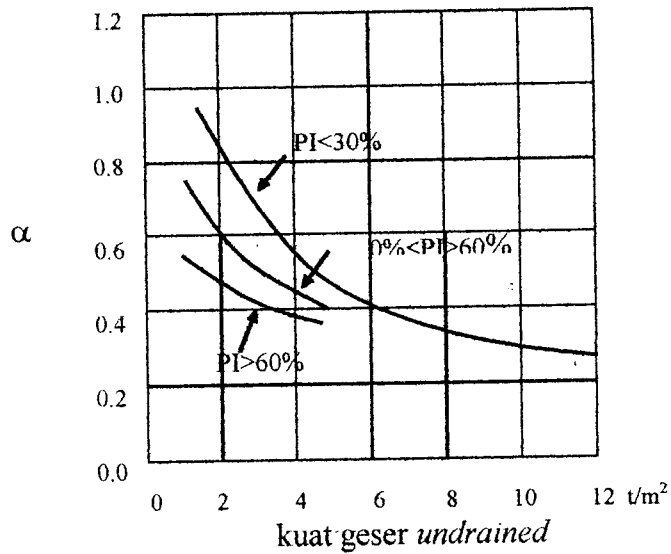
Menurut Skempton faktor α dapat diambil sebagai berikut :

$\alpha = 0,45$ untuk tiang panjang yang dikerjakan pada kondisi normal dimana mulai dari pengeboran sampai pengecoran dilakukan dengan cepat dan lancar.

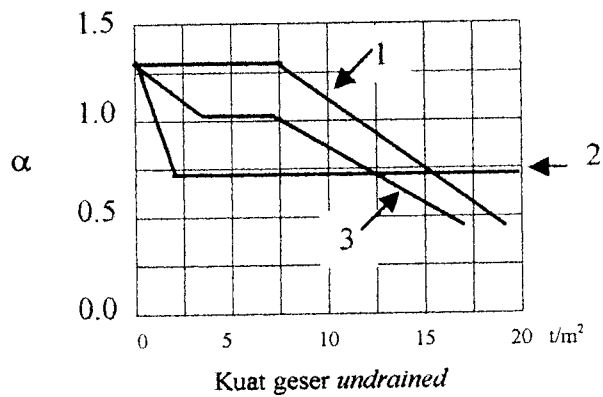
$\alpha = 0,30$ untuk tiang pendek dimana pelaksanaannya kurang lancar.



Gambar 3.4 Grafik Nilai α rekomendasi API, 1984 (sumber : Bowles, 1986)



Gambar 3.5 Grafik Nilai α vs S_u dan PI (sumber : Simon & Hanzien, 1977)



Gambar 3.6 Grafik Nilai α yang direkomendasikan Tomlinson, 1971

Untuk keterangan pada gambar 3.6 dapat dilihat pada tabel 3.1 sebagai berikut :

Tabel 3.1 Nilai α yang direkomendasikan Tomlinson, 1971

No	Kasus	Kedadaan Tanah	Rasio penetrasi PR	α
1	1	Pasir yang didasari oleh	< 20	1,25
		lempung kaku <i>stiff</i>	> 20	kurva 1
2	2	Lempung lunak atau lanau	$8 < PR < 20$	0,40
		didasari lempung kaku	> 20	kurva 2
3	3	Lempung kaku yang <i>uniform</i>	$8 < PR < 20$	0,40
			> 20	kurva 3

$$\text{Rasio Penetrasi} = \frac{\text{Kedalaman pondasi di atas tanah kohesif}}{\text{Lebar (diameter) tiang}}$$

b. Metode Lambda

Metode Lambda ini diperkenalkan oleh Vijayvergiya dan Focht 1972. Cara ini hanya berlaku untuk tanah berbutir halus (*c-soil*). Besarnya kapasitas daya dukung friksi (Q_f) adalah :

$$Q_f = \lambda (\sigma_v' + 2.S_u).A_s \dots\dots\dots (3.13)$$

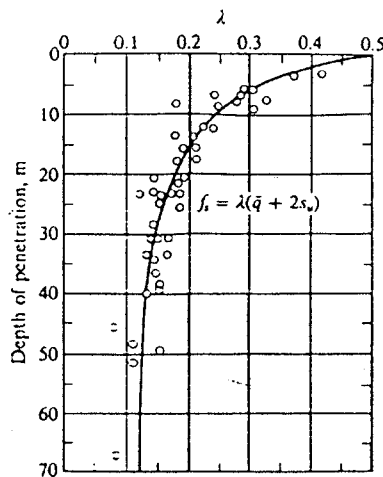
Keterangan :

λ = koefisien tanpa dimensi dari Vijayvergiya dan Focht

σ_v' = tegangan vertikal efektif tanah

S_u = nilai kuat geser (kohesi) *undrained*

A_s = Luas selimut tiang



Gambar 3.7 Grafik Koefisien lekatan λ (sumber : Vijayvergiya dan Focht, 1972)

c. Metode Betha

Metode Betha ini dikembangkan oleh Burland, 1973 (Bowles J.E.,1991) dengan menggunakan asumsi-asumsi sebagai berikut :

1. Permukaan tiang, paling tidak dalam skala mikroskopik adalah kasar,
2. Pada bidang kontak tiang dengan tanah, tanah hingga derajat tertentu selalu dalam keadaan terganggu sehingga menghilangkan kohesi (*cohesion intercept*) yang diturunkan dari lingkaran Mohr hingga nol.
3. Kekasaran permukaan tiang akan berarti permukaan bidang keruntuhan akan selalu berada sedikit di luar permukaan tiang dan ini merupakan fenomena yang sering terlihat dalam kenyataan.

Dalam metode Betha gesekan dinyatakan sebagai berikut ini.

- a. Untuk tanah lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*)

$$f = \beta \sigma_v' \dots\dots\dots (3.14)$$

- b. Untuk tanah lempung yang sudah terkonsolidasikan (*over consolidated*)

$$f = \beta \sqrt{\text{OCR}} \cdot \sigma_v' \dots\dots\dots (3.15)$$

Keterangan

$$\beta = 0,3 \pm 0,1$$

OCR = rasio konsolidasi (*Over Consolidated Ratio*)

σ_v' = tegangan vertikal efektif tanah

c. Untuk tanah pasir koefisien daya dukung gesek diperkirakan dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$f = K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta' \dots\dots\dots (3.16)$$

Keterangan .

$K = 1 - \sin \phi$ = koefisien tekanan tanah lateral pada tiang.

σ_v' = tegangan vertikal efektif tanah,

δ' = sudut gesekan antara tiang dengan tanah.

ϕ = sudut geser dalam tanah.

Nilai δ' tergantung dari kekerasan material tiang yang digunakan dan biasanya dihubungkan dengan sudut geser dalam dari tanah. Untuk pondasi *bored piles* $\delta' = \frac{2}{3} \phi$.

3.2.2 Daya Dukung Dengan Menggunakan Data Uji Lapangan

Uji lapangan yang banyak digunakan untuk perkiraan daya dukung tiang ini antara lain adalah *SPT (Standart Penetration Test)* dan *soudir* atau *CPT (Cone Penetration Test)*.

1. *SPT (Standart Penetration Test)*

Percobaan penetrasi standar pada saat ini merupakan metode yang paling banyak digunakan untuk menentukan kondisi-kondisi tanah. Percobaan ini

mempunyai sejumlah kekurangan ataupun sumber-sumber kesalahan, tetapi mempunyai keuntungan utama yaitu dapat dilangsungkan dengan cepat. Keuntungan lainnya yaitu banyaknya data yang menunjukkan keberhasilan percobaan ini di samping kesederhanaannya yang juga merupakan pertimbangan utama. Semua faktor ini memungkinkan dilakukannya banyak percobaan secara cepat dengan biaya yang relatif rendah (Bowles J.E., 1986).

Rumus yang digunakan dalam menerapkan hasil uji SPT untuk memperkirakan daya dukung dapat diambil rumus sebagai berikut.

$$Q_{ult} = m \cdot N \cdot A_p + n \cdot N_r \cdot A_s \dots \dots \dots (3.17)$$

Keterangan :

N = nilai N-SPT pada dasar tiang diambil 8B keatas – 3B ke bawah

Nr = nilai N-SPT rata-rata

A_p = luas dasar (ujung) tiang pondasi

A_s = luas badan tiang

m = koefisien perlawanan ujung tiang

n = koefisien perlawanan gesek badan tiang

Besarnya nilai m dan n dapat diambil dari tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Koefisien untuk m dan n

	Jenis tanah	Jenis tiang	m	n	Batasan
1.	Meyerhof (1976) Pasiran	Pondasi dalam	40	0,2	
				0,5	
2.	Okahara (1992) Pasiran	Tiang pancang	40	0,2	≤ 10 t/m ²
		Cor di tempat	12	0,5	≤ 20 t/m ²
		<i>Inner digging</i>		0,1	≤ 5 t/m ²

Tabel 3.2 Lanjutan

Kohesif	Tiang pancang	1,0	$\leq 15 \text{ t/m}^2$
	Cor di tempat	1,0	$\leq 15 \text{ t/m}^2$
	<i>Inner digging</i>	0,5	$\leq 10 \text{ t/m}^2$
3. Takahashi (1992)			
Pasiran	Tiang pancang	30	0,2
4. Gouw Tjie Liong (1994)			
Kohesif (CH/MH)			
Pasiran (SM)	Tiang pancang	30	0,6
	Beton	40	0,2
Kohesif (CH/MH)		10	0,3
Pasiran (SM)	Tiang bor	13	0,1

Menurut Meyerhof, (1956,1976) Rumus yang digunakan dalam menerapkan hasil uji SPT untuk memperkirakan daya dukung tiang dapat diambil rumus sebagai berikut.

$$Q_u = A_p \cdot (40N) L_b/B \leq A_p \cdot (380N) \dots \dots \dots (3.18)$$

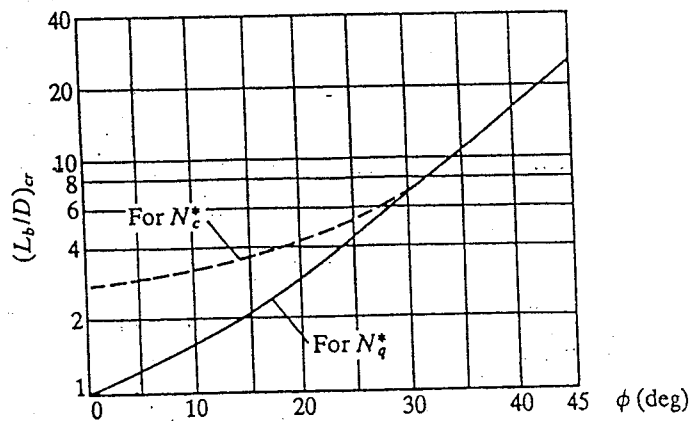
Keterangan :

A_p = Luas dasar tiang

N = Nilai rata-rata N-SPT pada 8B ke atas – 3B ke bawah dari ujung tiang

L_b = kedalaman penetrasi tiang

B = Lebar / dasar tiang



Gambar 3.8 Grafik L_b/B dengan sudut geser tanah (Meyerhof, 1976)

1. Sondir (*Cone Penetration Test*)

Salah satu cara yang digunakan adalah cara Vesic, 1967 (H.G. Poulos dan E.H. Davis, 1980).

$$P_u = K_c \cdot C_{kd} \cdot A_b + f_c \cdot A_s \dots\dots\dots (3.19)$$

Keterangan :

P_u = Daya dukung ultimit tiang (ton)

C_{kd} = Nilai konus pada ujung tiang (t/m^2)

f_c = Friksi selimut rata-rata sepanjang tiang (t/m^2)

A_b = Luas dasar tiang (m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

K_c = koefisien kapasitas dukung ujung tiang

Tabel 3.3 Koefisien Kapasitas Dukung Ujung Tiang (*LCPC Method, 1991*)

No	Soil Type	Cone End Bearing Factor, K_c	
		Drilled shafts	Piles
1	Clays and silts	0,375	0,600
2	Sand and gravels	0,150	0,375
3	Chalk	0,200	0,400

Beberapa keuntungan yang biasa terdapat dalam *Cone Penetration Test* ini adalah sebagai berikut :

1. Sangat cepat terutama apabila digunakan peralatan elektronis untuk mencatat tekanan ujung dan atau tahanan samping.
2. Memungkinkan pencatatan yang menerus dari tahanan tanah pada lapisan-lapisan yang ingin diselidiki.

3. Sangat berguna pada tanah yang sangat lunak dari mana pengambilan contoh yang tidak terganggu akan menjadi sangat sukar.
4. Memungkinkan digunakannya sejumlah korelasi di antara tahanan kerucut dan sifat teknis tanah yang diinginkan.

Kekurangannya adalah.

1. Metode ini hanya dapat dipakai pada deposit berbutir halus (lempung, lanau, pasir halus) yang materialnya tidak mempunyai tahanan yang besar terhadap penetrasi kerucut.
2. Interpretasi dari jenis tanah yang menghasilkan tahanan kerucut ini akan membutuhkan pengalaman yang cukup dan pengambilan contoh untuk pengujian korelasi.

3.3 Analisis Penurunan Pondasi

Penurunan pondasi pada tanah kohesif dapat terdiri dua macam yaitu :

1. Penurunan seketika (*short term settlement*), terjadi segera setelah beban bekerja.
2. Penurunan jangka panjang (konsolidasi) yang terjadi secara berangsur-angsur bersamaan dengan dissipasi tekanan air pori.

Penurunan akibat konsolidasi dapat dihitung dengan formula sebagai berikut :

$$S = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \dots\dots\dots 3.20$$

Untuk tanah lempung *overconsolidated*, jika $P_o + \Delta p < P_c$ maka :

$$S = \frac{C_r \cdot H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \dots\dots\dots 3.21$$

Untuk tanah lempung *overconsolidated*, jika $P_o + \Delta p > P_c$ maka :

$$S = \left[\frac{C_r \cdot H}{1 + e_o} \log \frac{P_c}{P_o} \right] + \left[\frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_c} \right] \dots\dots\dots 3.22$$

dengan,

$$\Delta p = \frac{(B \cdot L)}{(B + Z)(L + Z)} \cdot \left[\frac{P}{(B \cdot L)} - \sum h \gamma \right] \dots\dots\dots 3.23$$

Keterangan :

S = Penurunan total

C_r = indek kompresi / pemampatan dari tanah lempung (*overconsolidated*)

C_c = indek kompresi / pemampatan dari tanah lempung (*normally consolidated*)

H = tebal lapisan lempung desain

P_c = tekanan prakonsolidasi

P_o = tekanan efektif dari muka tanah sampai $\frac{1}{2}$ lapisan lempung desain

e_o = kadar pori awal dari lapisan tanah lempung di bawah pondasi

Δp = penambahan tekanan akibat pembebanan

B = lebar dasar pondasi

L = panjang dasar pondasi

P = beban yang di dukung pondasi

h = tebal lapisan tanah

γ = berat volume tanah

Z = tebal lapisan tanah yang ditinjau dari $\frac{2}{3}$ panjang tiang sampai dengan $\frac{1}{2}$ dari lapisan tanah di bawah pondasi.

$\sum h \gamma$ = tegangan efektif tanah sepanjang tiang

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Pelaksanaan Penelitian

4.1.1 Persiapan

Dalam tahap persiapan ini peneliti mengumpulkan data dan buku-buku literatur. Tugas akhir ini mengambil kasus pada Proyek Pembangunan Kampus Terpadu UMY tahun 2000. Observasi lapangan dilakukan pada Proyek Pengembangan Gedung Kuliah Universitas Muhammadiyah Yogyakarta tahun 2000 sebagai pertimbangan perencanaan struktur atas dengan menyesuaikan denah pada gambar rencana dan pelaksanaan riil di lapangan.

4.1.2 Studi Pendahuluan

Tahap ini merupakan merupakan studi pustaka dan observasi terhadap gedung administrasi yang menjadi subyek dalam penelitian ini terutama untuk analisis pembebanan struktur atas dari pondasi yang akan direncanakan.

4.1.3 Rumusan Masalah

Tahapan dimana penelitian yang lebih spesifik mulai dilakukan. Dalam tahapan ini kami mulai melakukan studi pustaka tentang pondasi tiang *barrette*.

4.1.4 Pengumpulan Data

Data yang diperlukan adalah data yang diperlukan untuk perencanaan pondasi yang meliputi data struktur untuk pembebanan, dan data penyelidikan tanah untuk analisis dan perencanaan pondasi tiang *barrette*. Berdasarkan jenisnya, data yang diperlukan berupa data kuantitatif. Berdasarkan sumbernya, diperlukan dua jenis data, yaitu :

1. Data Primer

Data yang diperoleh dari Tim Swadaya Pengembangan Kampus Terpadu Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Data tersebut diperoleh dari dokumen atau arsip-arsip yang ada. Data tersebut meliputi data analisis dan pembebanan struktur gedung administrasi kampus terpadu Universitas Muhammadiyah Yogyakarta yang digunakan untuk merencanakan pondasi tiang *barrette*.

2. Data Sekunder

Data yang diperoleh dari literature-literatur, majalah, internet, bahan kuliah, serta hal-hal lain yang berhubungan dengan perencanaan pondasi tiang *barrette*.

4.1.5 Data Uji

Sebagai materi penelitian digunakan data lapangan sebagai berikut :

1. Data tanah berdasarkan Laporan Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia tahun 1992 pada Proyek Pembangunan Bank Indonesia Jakarta, berupa :
 - a. Data hasil sondir 1 titik dan boring.
 - b. Data hasil pengujian tekan bebas.

- c. Data pengujian batas cair
 - d. Data hasil konsolidasi pada sampel tanah.
- 2 Struktur atas adalah data Perencanaan Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Universitas Muhammadiyah Yogyakarta tahun 2000 antara lain :
- a. Denah rencana pondasi.
 - b. Denah rencana kolom lantai 1,2,3,4, dan 5.
 - c. Beban rencana pada masing-masing kolom lantai 1,2,3,4, dan 5.

4.1.6 Analisis Data

Analisis perencanaan pondasi *barrette piles* menggunakan metode statis untuk mendapatkan gaya dukung tiang yang aman, masih dalam batas toleransi dengan faktor beban rencana struktur atas terpakai berupa beban mati (WD), beban hidup (WL) yang bekerja pada struktur kolom.

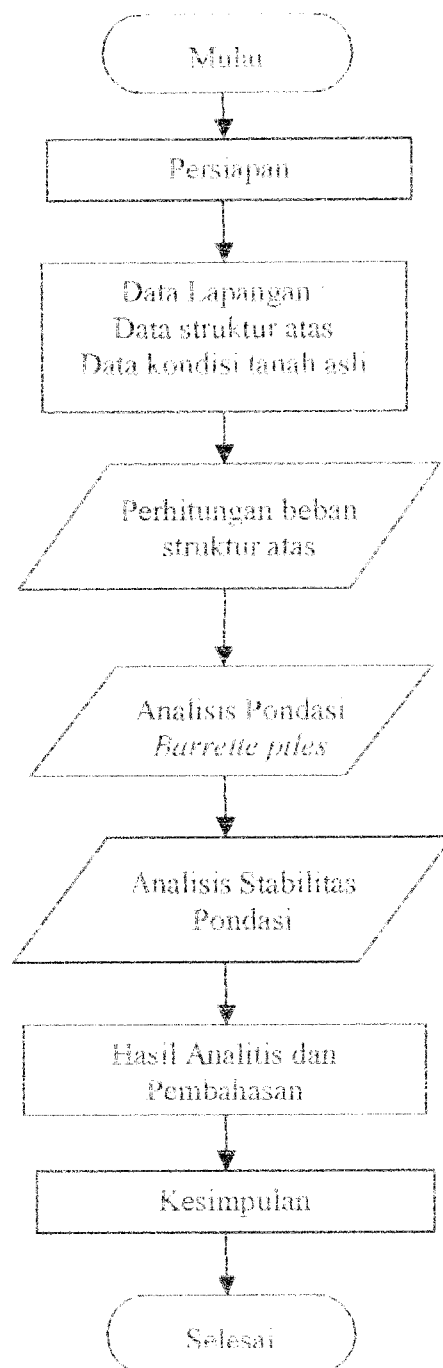
4.1.7 Pembahasan dan Kesimpulan

Membuat kesimpulan mengenai pondasi tiang *barrette* yang telah direncanakan aman untuk pondasi gedung administrasi kampus terpadu Universitas Muhammadiyah Yogyakarta serta membuat kesimpulan tentang keunggulan dari pondasi tiang *barrette* tersebut.

4.2 Alat Penelitian

Alat yang digunakan dalam membantu dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut .

1. Kalkulator, digunakan unutkan analisa perhitungan.
2. Komputer, digunakan untuk analisis program dan penyusunan laporan.



Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS PEMBEBANAN

5.1 Analisis Pembebanan

Pembebanan diambil berdasarkan data perhitungan beban struktur pada proyek Pembangunan Gedung Ruang Kuliah dan Kantor Fakultas Kampus Terpadu Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Proyek tersebut terdiri dari satu gedung kantor fakultas lima lantai, empat gedung ruang kuliah tiga lantai dan bangunan *hall* sebagai penghubung. Pada penelitian ini penyusun mengambil data struktur gedung kantor fakultas lima lantai sebagai dasar perhitungan beban struktur untuk perencanaan pondasi *barrette pile*.

Analisa pembebanan meliputi beban gravitasi akibat berat sendiri struktur (WD), dan beban hidup (WL). Data struktur atas terpakai dalam analisa pembebanan struktur atap, lantai 5, lantai 4, lantai 3, lantai 2 dan lantai 1.

5.2 Data Bangunan

Data bangunan meliputi sebagai berikut :

Nama	: Gedung Adminitrasi dan Kuliah UMY
Jenis struktur	: beton, baja, dan kayu
Kolom	: beton bertulang
Balok	: beton bertulang
Dinding	: pasangan bata ½ batu

Atap : genteng bentuk limasan
Jumlah lantai : 5 lantai
Luas bangunan : 596,160 mm²
Fungsi bangunan : sebagai ruang kantor

5.3 Analisis Struktur Portal

Analisis struktur berdasar pada hasil dari laporan Hitungan Struktur Gedung Kulliah Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Pada Tugas Akhir ini penyusun merencanakan pondasi tiang *barrette* dengan menggunakan beban yang terbesar sebagai dasar perencanaan.

Analisis struktur portal dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP90, dengan pemasukan data-data sebagai berikut.

1. Nomor joint dan frame, disesuaikan dengan bentuk dan ukuran portal.
2. Dukungan portal dianggap jepit.
3. Ukuran penampang balok dan kolom
4. Modulus elastisitas beton $E = 4700 \sqrt{f_c'}$ dengan $f_c' = 25$ MPa.
5. jadi $E = 4700 \sqrt{25} = 23500$ MPa
6. Pembebanan portal, meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa.
7. Jenis pembebanan, beban merata dan beban terpusat

Data-data input program komputer disajikan dalam lampiran-lampiran. Hasil output dari perhitungan analisis struktur portal, berupa reaksi dukungan, joint displacements, dan gaya-gaya dalam untuk keperluan perhitungan desain balok dan kolom sebagai elemen portal, disajikan dalam lampiran-lampiran. Langkah-langkah pemrograman SAP90 menurut (Wilson dan Habibullah, 1990).

Selanjutnya akan dibahas mengenai perhitungan pembebanan portal sebagai input dalam program aplikasi komputer SAP 90 untuk kepentingan analisis struktur portal.

5.3.1 Hitungan Pembebanan Portal

Pembebanan portal meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa kiri/kanan. Besarnya beban yang dipakai sesuai dengan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987.

1. Beban yang digunakan meliputi :

a. Beban Mati

Beban mati ditetapkan seperti tercantum pada Tabel 5.1

Tabel 5.1 Beban Mati (Sumber PPI, tahun 1990)

No.	Jenis Material	Beban
1.	Beton bertulang	24 kN/m ³
2.	Tegel per	24 kN/m ³
3.	Spesi	21 kN/m ³
4.	<i>Plafond</i>	0,18 kN/m ²
5.	Aspal	14 kN/m ³
6.	Tembok	2,5 kN/m ²

Perhitungan pembebanan *plat* lantai untuk beban mati per m²:

$$\text{- Plat beton} = 0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Tegel} = 0,02 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Spesi} = 0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 21 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Plafond} &= 1,0 \cdot 1,0 &= 0,18 \text{ kN/m}^2 + \\
 & & 4,40 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan pembebanan plat atap untuk beban mati per m².

$$\begin{aligned}
 - \text{Plat beton} &= 0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{Aspal} &= 0,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 14 = 0,56 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{Plafond} &= 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,18 = 0,18 \text{ kN/m}^2 + \\
 & 3,62 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup

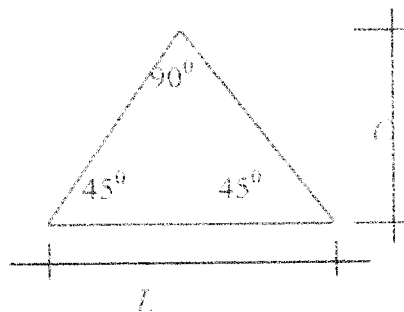
Beban hidup untuk ruang kuliah ditetapkan = 2,5 kN/m², dan beban hidup untuk pekerja atap ditetapkan = 1 kN/m².

2. Jenis Pembebanan Portal

a. Pembebanan Merata

Pembebanan merata adalah distribusi beban plat ke balok tumpuan, dalam hal ini digunakan cara pembebanan anuplop, dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

- Untuk beban bentang pendek:

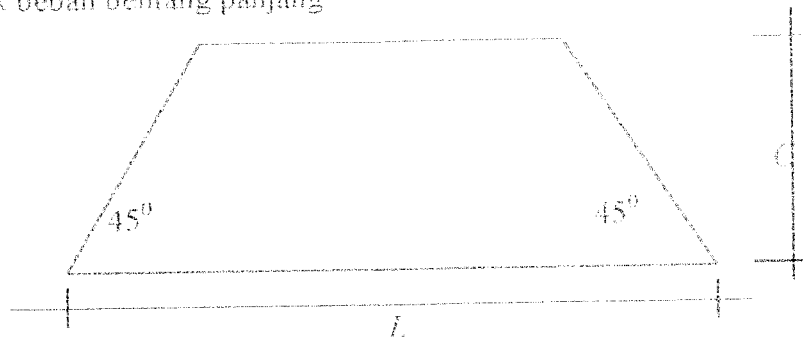


Gambar 5.1 Distribusi Beban Merata Pada Bentang Pendek.

Beban merata = beban per m² · 2/3 · C



- Untuk beban bentang panjang



Gambar 5.2 Distribusi Beban Merata Pada Bentang Panjang

Beban merata = beban per $m^2 \cdot (1 - (4/3 \cdot (C^2/L^2)))$

Distribusi pembebanan merata pada balok tumpuan dapat dilihat pada Gambar 5.3.

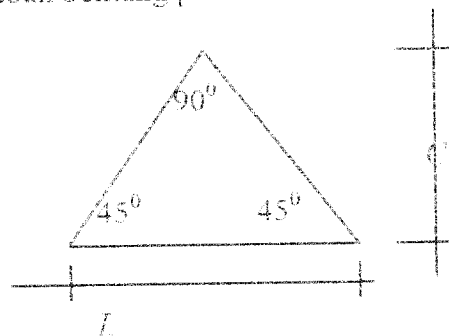
b. Pembebanan Titik

Pembebanan titik untuk beban mati dan beban hidup, berasal dari reaksi tumpuan balok anak dan reaksi tumpuan rangka baja

5.3.2 Pembebanan Balok Anak

Perhitungan beban balok anak sesuai ketentuan PPPURDG 1987, dengan distribusi beban pelat ke balok anak, menggunakan rumus sebagai berikut

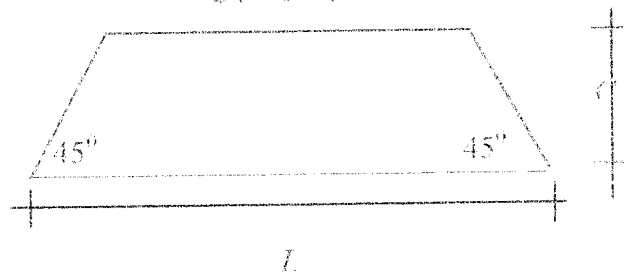
- Untuk beban bentang pendek:



Gambar 5.3 Distribusi Beban Merata Bentang Pendek Balok Anak

Beban merata = beban per $m^2 \cdot 2/3 \cdot C$

- Untuk beban bentang panjang



Gambar 5.4 Distribusi Beban Merata Bentang Panjang

$$\text{Beban merata} = \text{beban per m}^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{c^2}{L^2}\right)\right) \cdot c$$

- Distribusi pembebanan merata balok anak:

1. Balok anak lantai tipe *Ba1*, dan *Ba2*

a. Beban mati

- Pelat : $2,2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 7,008 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,4 \cdot 0,4 \cdot 24 = 3,84 \text{ kN/m} +$

$$q_D = 10,848 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah: $q_L = 2,2/3 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 4 \text{ kN/m}$

2. Balok anak lantai tipe *Ba3*

a. Beban mati

- Pelat : $2,2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 7,008 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,25 \cdot 0,3 \cdot 24 = 1,8 \text{ kN/m} +$

$$q_D = 8,808 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah: $q_L = 2,2/3 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 4 \text{ kN/m}$

3. Balok anak lantai tipe Ba4

a. Beban mati

- Pelat : $2 \cdot (1 - (4/3) \cdot (1,2^2/3,6^2)) \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 8,997 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,25 \cdot 0,3 \cdot 24 = \underline{1,8} \text{ kN/m} +$

$$q_D = 10,797 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Ruang kuliah: $q_L = 2 \cdot (1 - (4/3) \cdot (1,2^2/3,6^2)) \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 5,112 \text{ kN/m}$

4. Balok anak atap tipe Ba5

a. Beban mati

- Pelat : $2 \cdot (1 - (4/3) \cdot (1,2^2/3,6^2)) \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 7,402 \text{ kN/m}$

- Balok anak: $0,25 \cdot 0,3 \cdot 24 = \underline{1,8} \text{ kN/m} +$

$$q_D = 9,202 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Pekerja atap dan hujan: $q_L = 2 \cdot (1 - (4/3) \cdot (1,2^2/3,6^2)) \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 2,454 \text{ kN/m}$

5.4 Analisis Struktur

Analisis struktur balok anak dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP90, dengan pemasukan data-data sebagai berikut

1. Nomor *joint* dan *frame*.

2. Dukungan balok, dianggap jepit.

3. Ukuran penampang balok anak.

4. Modulus elastisitas beton $E = 4700 \sqrt{f_c}$, dengan $f_c = 25 \text{ MPa}$.

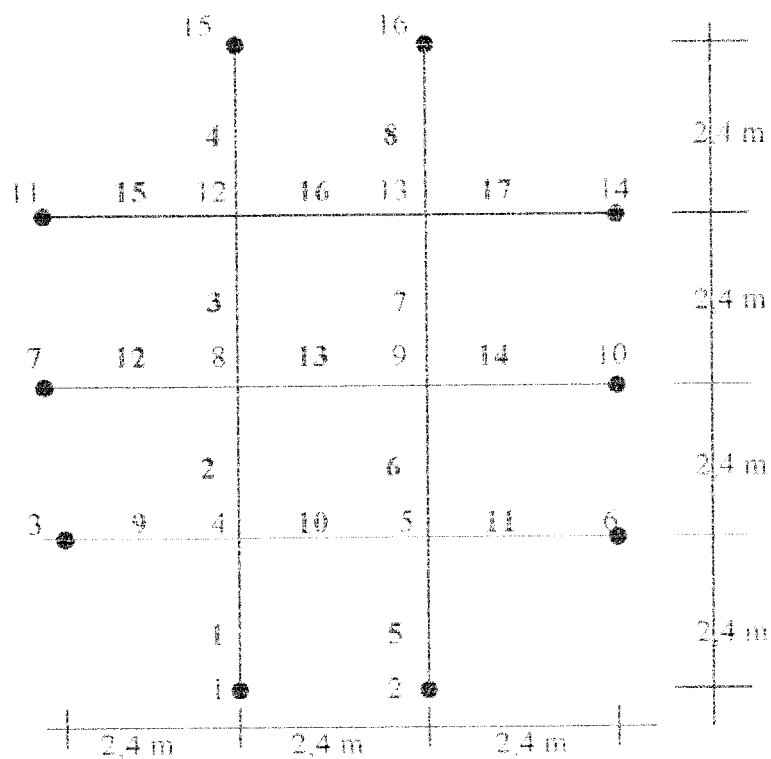
$$\text{jadi } E = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

5. Pembebanan balok anak, meliputi beban mati, dan beban hidup.

6. Jenis pembebanan, beban merata.

Data-data input program komputer dan hasil output program disajikan dalam lampiran-lampiran.

Khusus untuk balok anak tipe *Ba1* dan *Ba2* dianggap sebagai balok *grid*, input penomoran elemen dan nodal, disajikan pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Balok *Grid* untuk Balok Anak Tipe *Ba1* dan *Ba2*

Tabel 5.2. Beban Titik Balok Anak

No. Elm. Balok	V_D	V_L	V_U	Balok
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
1 s/d 4	38,1700	14,0700	68,3160	Ba1
5 s/d 8	38,1700	14,0700	68,3160	
9 s/d 11	42,3500	15,6200	75,8120	Ba2
12 s/d 14	60,2600	22,2200	107,8640	
15 s/d 17	42,3500	15,6200	75,8120	
1	10,6000	4,8000	20,4000	Ba3
1	19,4300	9,2000	38,0360	Ba4
1	16,5600	4,4200	26,9440	Ba5

Keterangan:

V_D = Beban mati

V_L = Beban hidup

$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$

5.4.1 Perhitungan Pembebanan PORTAL AS 1 dan AS 6

1. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati atap merata (elemen 64 s/d 69)

- Balok ring : $q_D = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m}$

b. Beban mati atap terpusat

- $PD1'$: Rangka atap K1 = 51,876 kN (nodal 52)

- $PD2'$: Rangka atap K2 = 49,044 kN (nodal 51 dan 53)

- $PD3'$: Rangka atap K3 = 45,663 kN (nodal 50 dan 54)

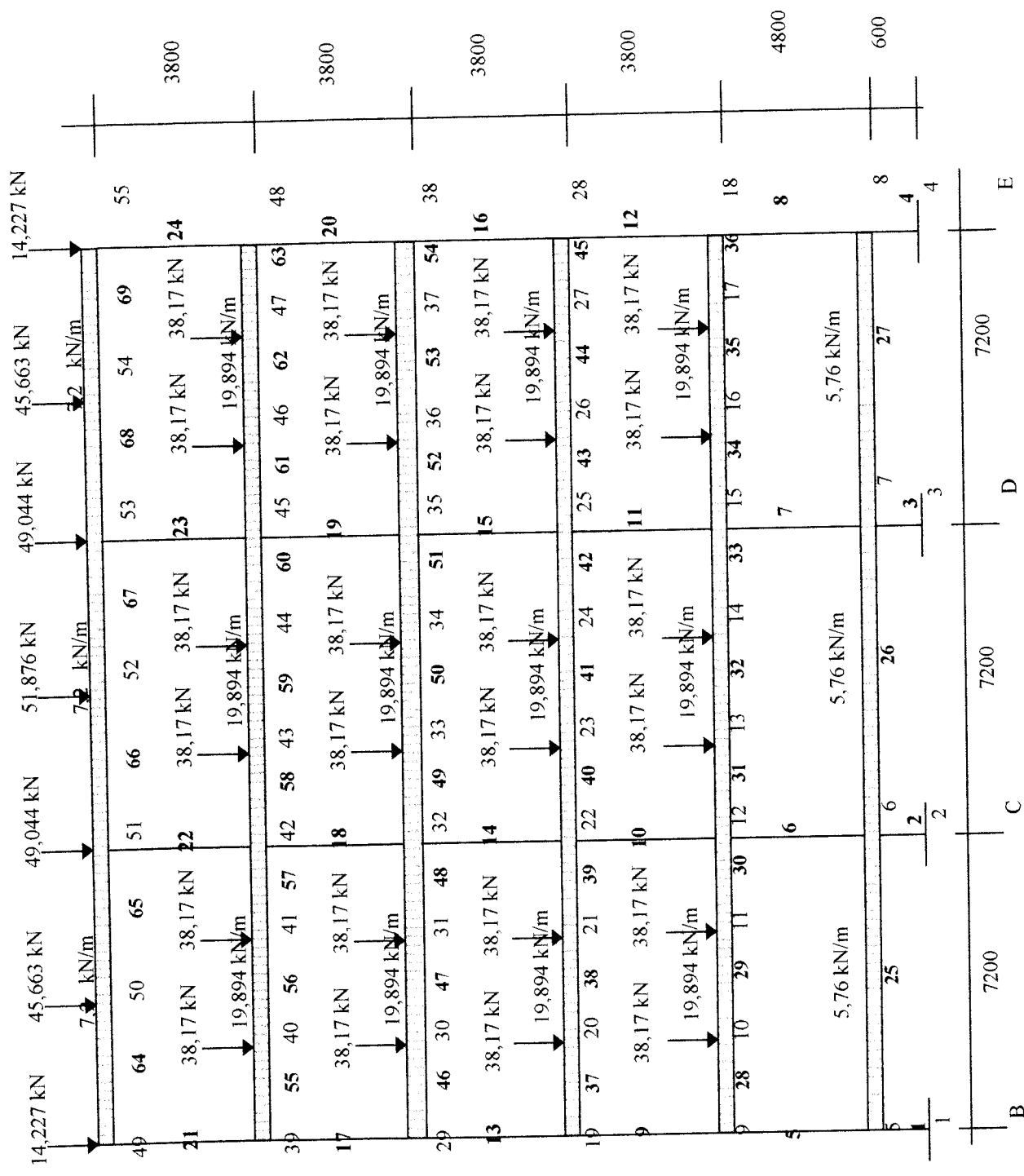
- $PD4'$: Rangka atap K4 = 14,227 kN (nodal 49 dan 55)
- c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (elemen 28 s/d 63)
- Pelat : $2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 3,52 \text{ kN/m}$
 - Balok : $(0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$
 - Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = 7,75 \text{ kN/m} +$
 $qD = 19,91 \text{ kN/m}$
- d. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal 10 s/d 47)
- PD : beban mati dari balok anak = 38,17 kN
- e. Beban mati merata *sloof* (elemen 25 s/d 27)
- Balok *sloof* : $qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m}$

Beban mati portal as 1 dan as 6 disajikan pada Gambar 5.6

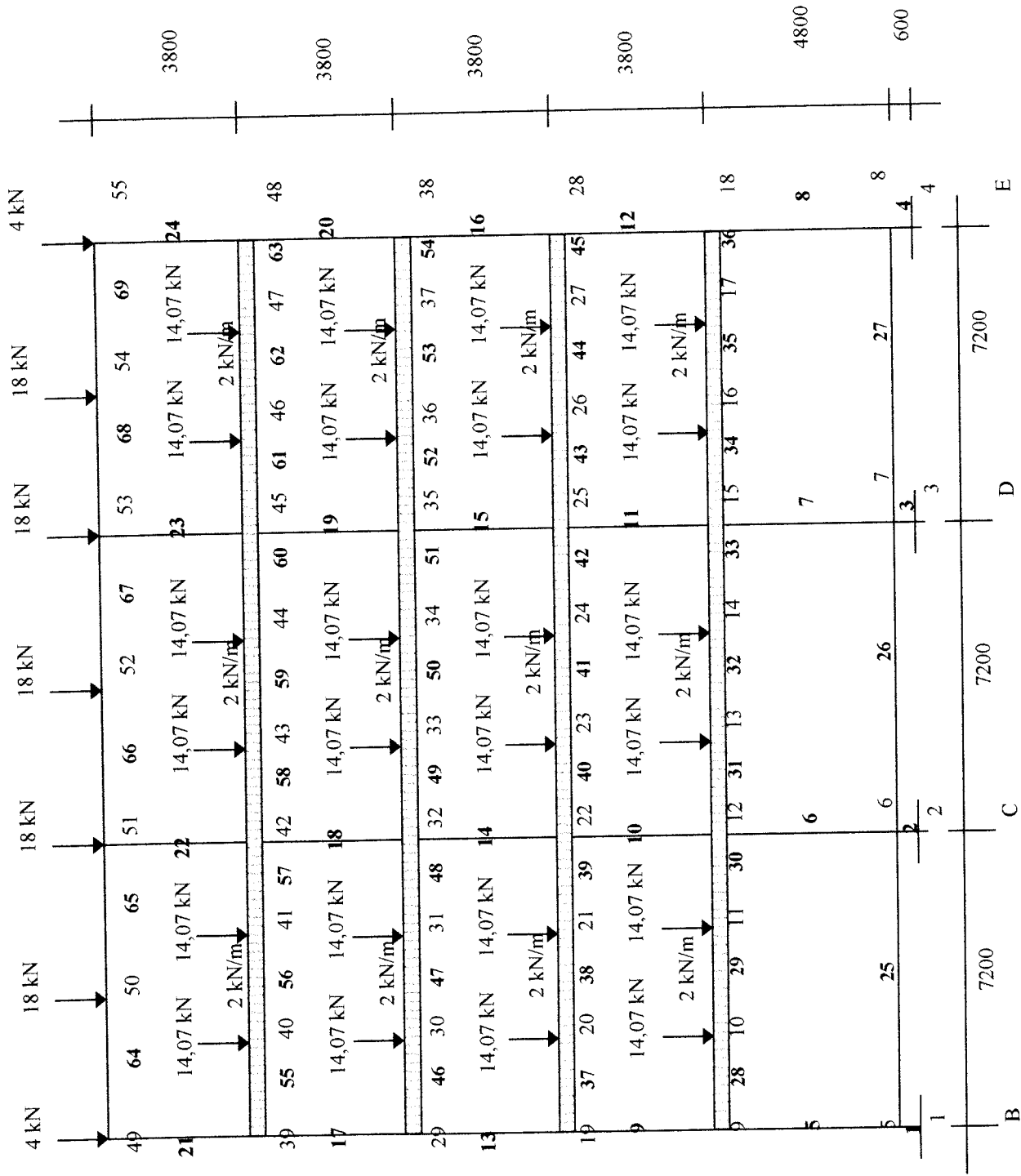
2. Beban Gravitasi Hidup

- a. Beban hidup atap terpusat
- $PL1'$: Pekerja rangka atap K1 = 18 kN (nodal 52)
 - $PL2'$: Pekerja rangka atap K2 = 18 kN (nodal 51 dan 53)
 - $PL3'$: Pekerja rangka atap K3 = 18 kN (nodal 50 dan 54)
 - $PL4'$: Pekerja rangka atap K4 = 4 kN (nodal 49 dan 55)
- b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (elemen 28 s/d 63)
- Ruang kuliah : $qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}$
- c. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal 10 s/d 47)
- PL : beban hidup dari balok anak = 14,07 kN

Beban hidup portal as 1 dan as 6 disajikan pada Gambar 5.7



Gambar 5.6 Beban mati pada Portal as 1 dan as 6



Gambar 5.7 Beban hidup pada Portal as 1 dan as 6

5.4.2 Perhitungan Pembebanan PORTAL AS 2 dan AS 5

1. Portal AS 2 (A-B) dan AS 5 (A-B)

1. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen 18)

$$\gamma = (1 - (4/3 \cdot (c^2/L^2))) = (1 - (4/3 \cdot (1,2^2/3,6^2))) = 0,852 < 1$$

- Beban pelat : $0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 3,701 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 7,061 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen 13 s/d 17)

- Pelat: $0,852 \cdot 1,2 \cdot 4,40 = 4,499 \text{ kN/m}$

- Balok: $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m}$

- Tembok: $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 15,61 \text{ kN/m}$$

Beban mati portal as2 dan as 5 (A-B) disajikan pada Gambar 5.8

2. Beban Hidup

- a. Beban hidup merata atap (no. elemen 18)

- Pekerja atap : $qL = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,022 \text{ kN/m}$

- b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen 13 s/d 17)

- Ruang kuliah : $qL = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 2,556 \text{ kN/m}$

Beban hidup portal as 2 dan as 5 (A-B) disajikan pada Gambar 5.9

2. Portal AS 2 (E-G) dan AS 5 (E-G)

1. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen: 29 s/d 30)

$$\gamma = (1 - (4/3) \cdot (c^2/L^2)) = (1 - (4/3) \cdot (1,2^2/3,6^2)) = 0,852 < 1$$

$$\text{Beban pelat} : \gamma \cdot 3,62 = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 3,701 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 7,061 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 21 s/d 28)

$$\text{- Pelat} : 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 4,38 = 5,256 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok} : (0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}} +$$

$$qD = 16,366 \text{ kN/m}$$

- c. Beban mati merata *sloof* (no. elemen: 19 s/d 20)

$$\text{- Balok } sloof : qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m}$$

Beban mati portal as 2 dan as 5 (E-G) disajikan pada Gambar 5.9

2. Beban Hidup

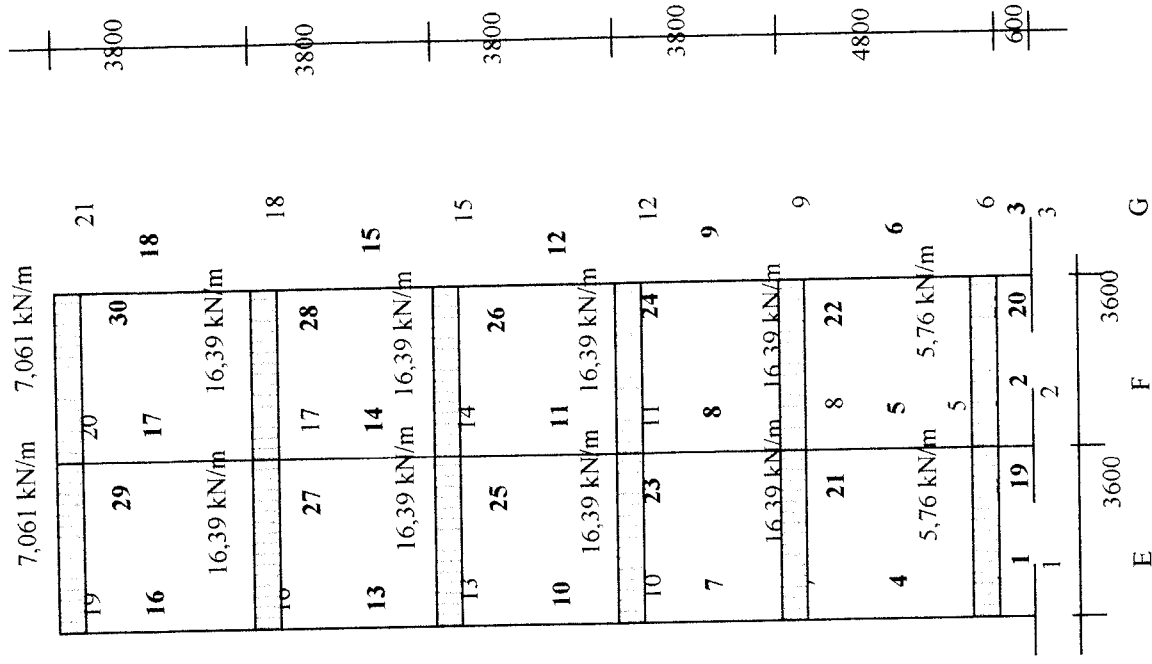
- a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 29 s/d 30)

$$\text{- Pekerja atap} : qL = 0,852 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,022 \text{ kN}$$

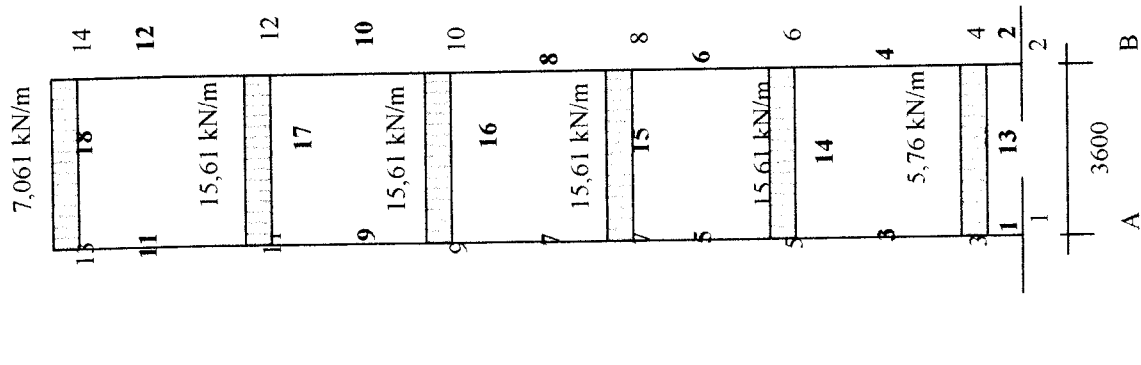
- b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 19 s/d 28)

$$\text{- Ruang kuliah} : qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 2,5 = 3 \text{ kN/m}$$

Beban hidup portal as 2 dan as 5 (E-G) disajikan pada Gambar 5.10

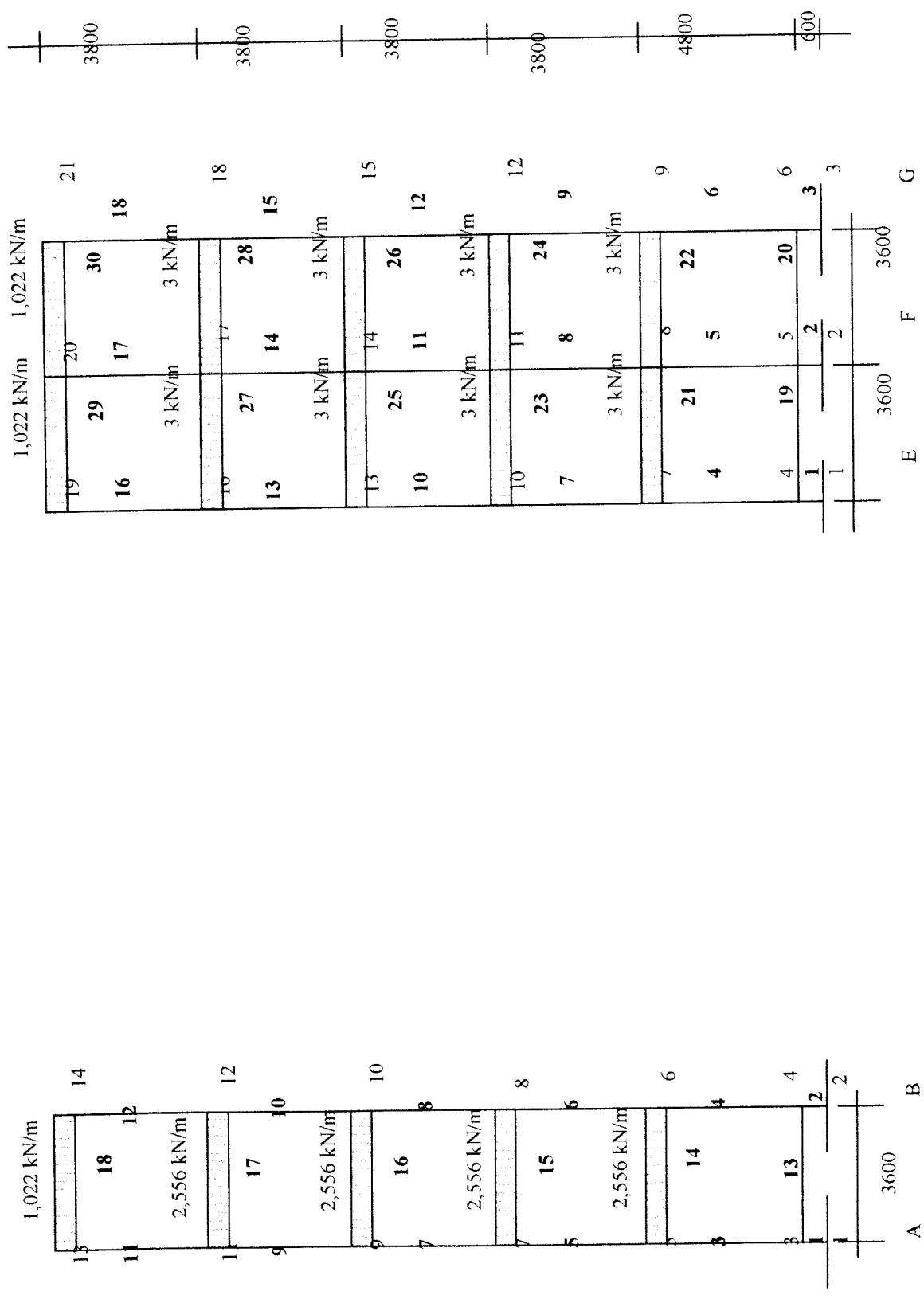


Portal as 2 (E-G) dan as 5 (E-G)



Portal as 2 (A-B) dan as 5 (A-B)

Gambar 5.8 Beban mati pada portal as 2 dan as 5



Portal as 2 (A-B) dan as 5 (A-B)

Portal as 2 (E-G) dan as 5 (E-G)

Gambar 5.9 Beban hidup pada Portal as 2 dan as 5

5.4.3 Perhitungan Pembebanan PORTAL as 3 dan as 4

1. Beban Mati

- a. Beban mati merata atap (no. elemen: 95 s/d 97)

$$\gamma = (1 - (4/3 \cdot (c^2/L^2))) = (1 - (4/3 \cdot (1,2^2/3,6^2))) = 0,852 < 1$$

$$\text{Beban pelat} : 2 \cdot \gamma \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 7,402 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = \underline{8,64 \text{ kN/m} +}$$

$$qD = 16,042 \text{ kN/m}$$

- b. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 47,59,71,dan 83)

$$\text{- Pelat} : 2 \cdot 0,852 \cdot 4,38 = 8,957 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m} +}$$

$$qD = 25,347 \text{ kN/m}$$

- c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 48-56, 60-68, 72-80, dan 84-92)

$$\text{- Pelat} : 0,852 \cdot 1,2 \cdot 4,38 = 4,478 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Pelat} : 2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,6 \cdot 4,38 = 5,256 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m} +}$$

$$qD = 26,124 \text{ kN/m}$$

- d. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 57,58,69,70,93,dan 94)

$$\text{- Pelat} : 2 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 4,38 = 7,008 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok} : (0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Tembok} : (3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m} +}$$

$$qD = 23,398 \text{ kN/m}$$

e. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal: 17-24, 30-37, 43-50,dan 56-63)

- Balok anak : $P/D = 38,17 + 10,61 = 48,78 \text{ kN}$

f. Beban mati merata *sloof*

- Berat sendiri *sloof*: $q/D = 0,4.0,6.24 = 5,76 \text{ kN/m}$ (no. elemen: 41 s/d 46)

Beban mati portal as 3 dan as 4 disajikan pada Gambar 5.10

2. Beban Hidup

a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 95 s/d 97)

- Pekerja atap : $qL = 2.0,852.1,2.1 = 2,045 \text{ kN/m}$

b. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 47,59,71,dan 83)

- Ruang kuliah : $qL = 2.0,852.1,2.2,5 = 5,112 \text{ kN/m}$

c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 48-56, 60-68, 72-80, dan 84-92)

- Ruang kuliah : $2/3.1,8.2,5 = 3 \text{ kN/m}$

- Ruang kuliah : $0,852.1,2.2,5 = \underline{2,556 \text{ kN/m}}$ +

$$qL = 5,556 \text{ kN/m}$$

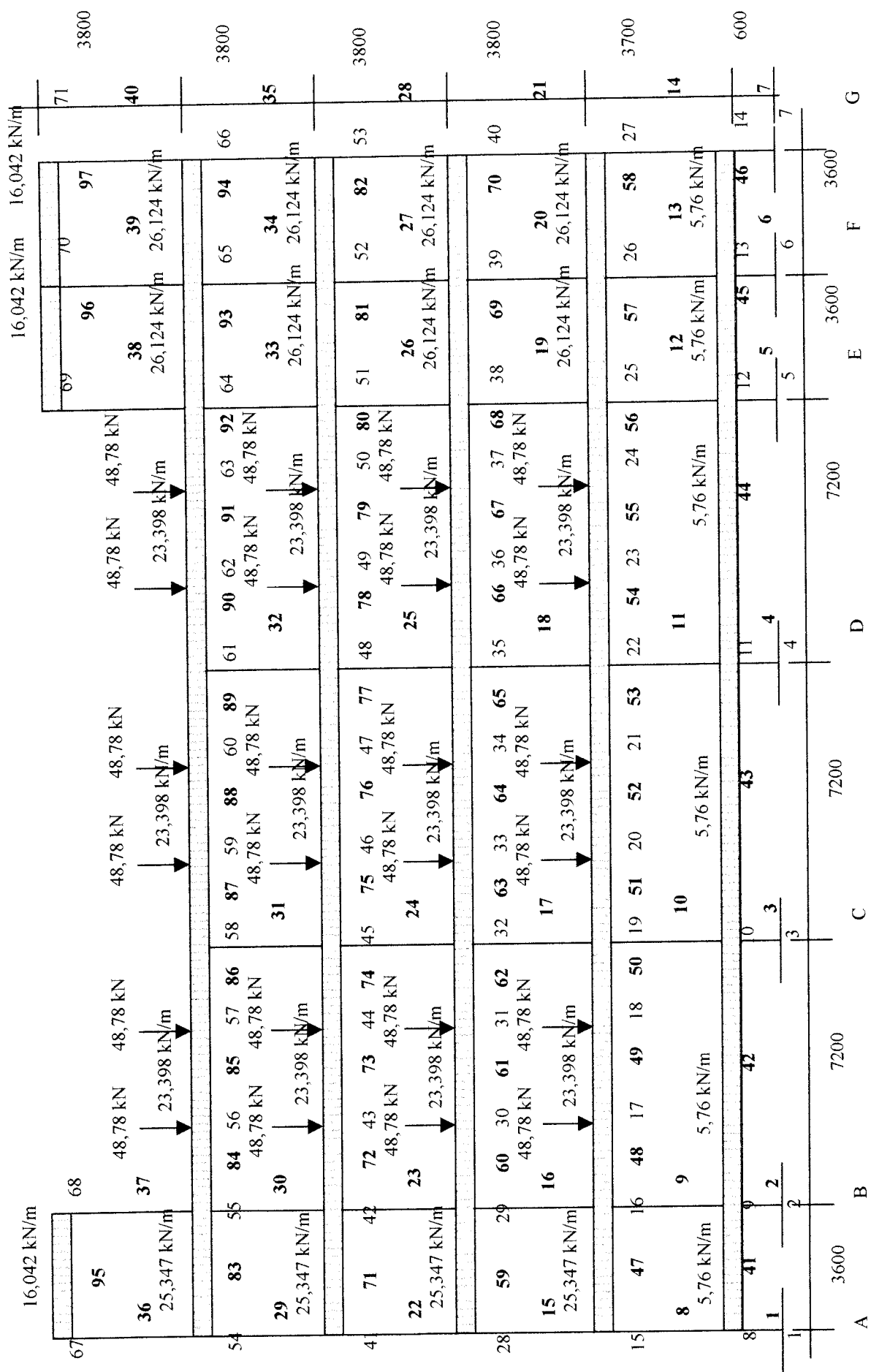
d. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 57,58,69,70,93,dan 94)

- Ruang kuliah : $qL = 2.2/3.1/2.2,4.2,5 = 4 \text{ kN.m}$

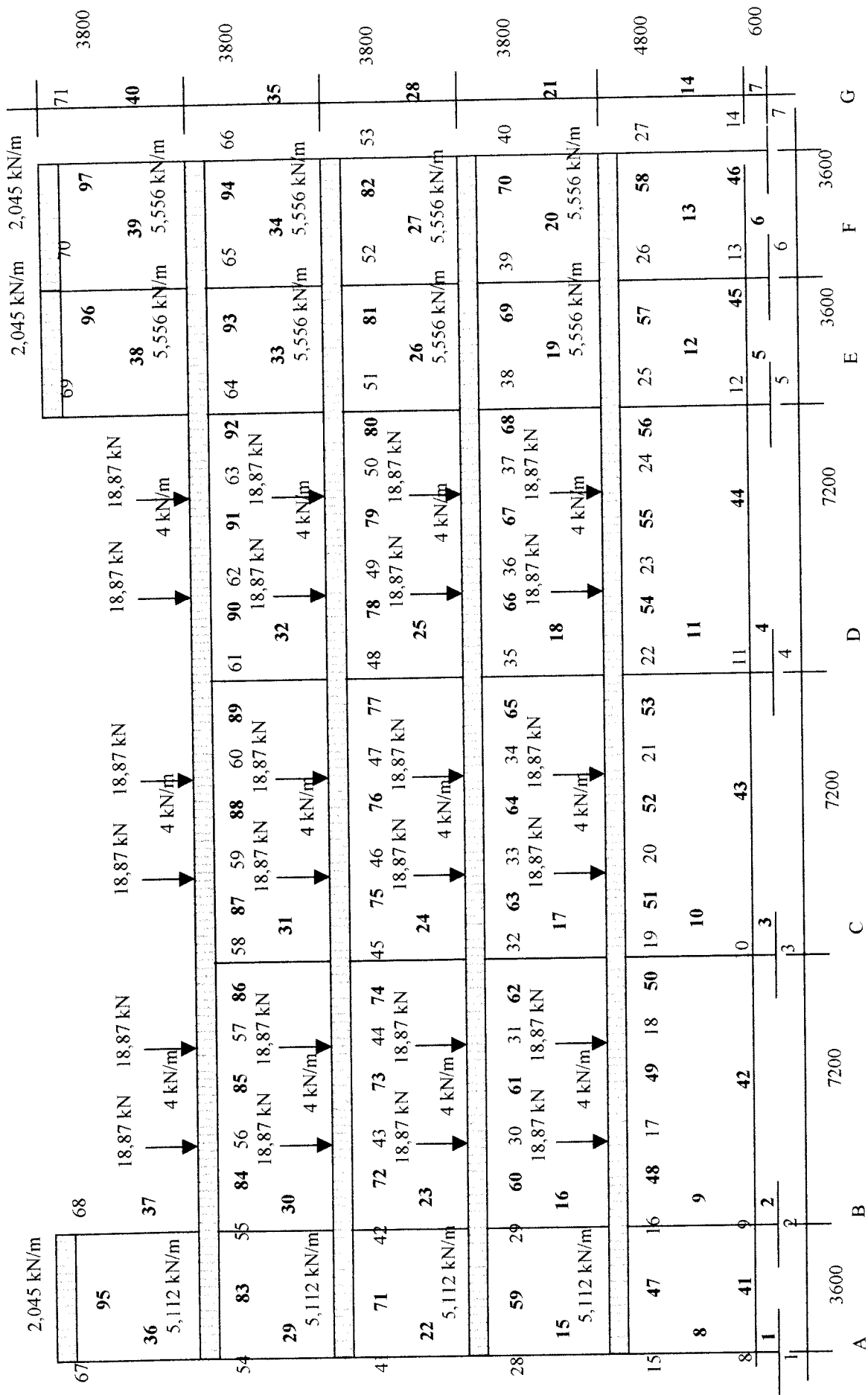
e. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4 (nodal:17-24, 30-37, 43-50,dan 56-63)

- Balok anak : $P/L = (14,07 + 4,8) = 18,87 \text{ kN}$

Beban hidup portal as 3 dan as 4 disajikan pada Gambar 5.11



Gambar 5.10 Beban mati pada Portal as 3 dan as 4



Gambar 5.11 Beban hidup pada Portal as 3 dan as 4

5.4.4 Perhitungan pembebanan PORTAL as A dan as G

1. Beban Mati

a. Beban mati merata atap (no. elemen: 48 s/d 52)

- Pelat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 3,62 \cdot 2,4 = 2,896 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 6,256 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati terpusat atap (nodal: 34 dan 37)

- Pelat beban balok anak: $2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 3,62 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 13,324 \text{ kN}$

- Balok anak: $0,3 \cdot 0,25 \cdot 24 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = \underline{3,24 \text{ kN}}$ +

$$PD = 16,564 \text{ kN}$$

c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 28 s/d 47)

- Pelat : $2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 4,38 = 3,504 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2 \cdot 0,7) \cdot 24 = 3,36 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 14,614 \text{ kN/m}$$

d. Beban mati terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 10 s/d 31)

- Pelat beban balok anak: $2 \cdot 0,852 \cdot 1,2 \cdot 4,4 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = 16,195 \text{ kN}$

- Balok anak: $0,3 \cdot 0,25 \cdot 24 \cdot 3,6 \cdot 0,5 = \underline{3,24 \text{ kN}}$ +

$$PD = 19,435 \text{ kN}$$

e. Beban mati merata *sloof* (no. elemen: 25 s/d 27)

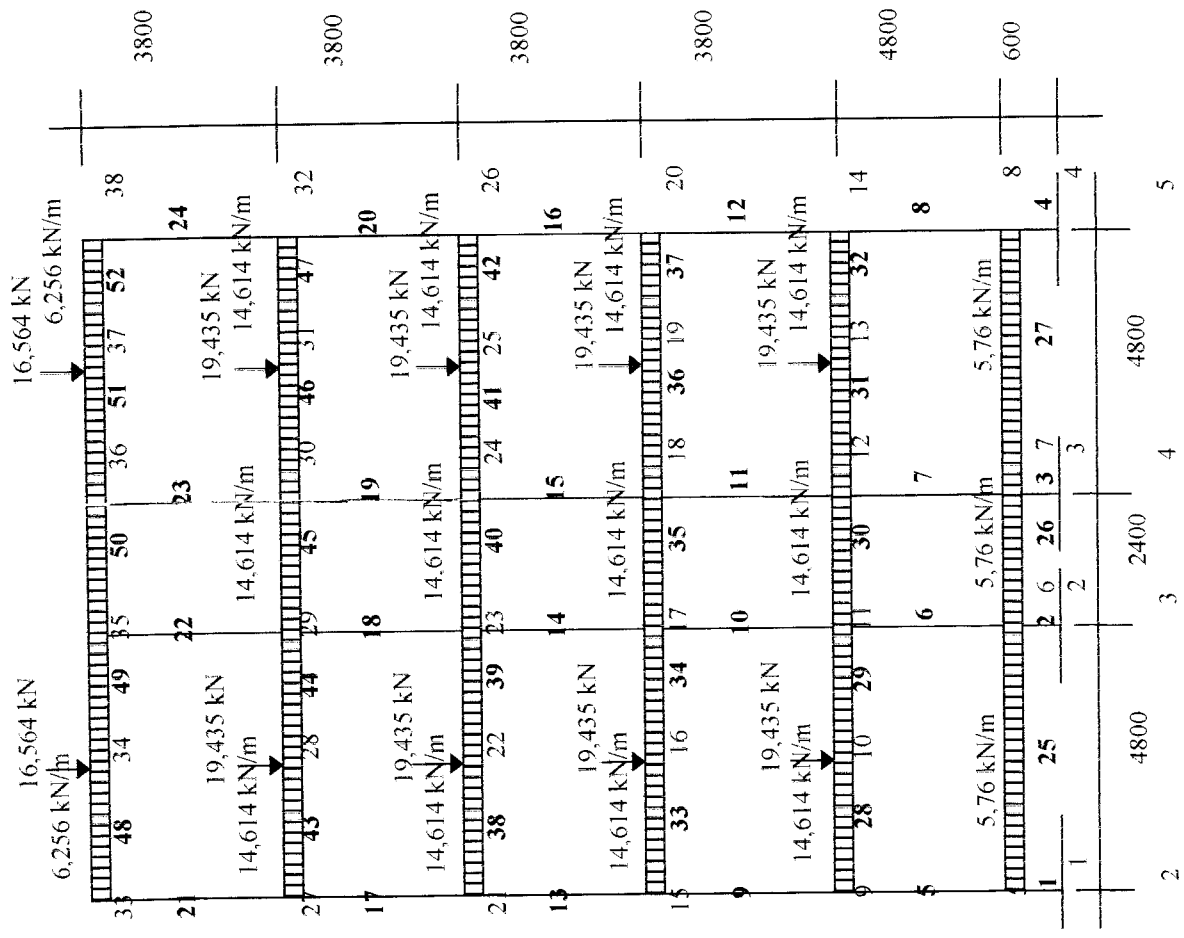
- Berat *sloof* : $qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76 \text{ kN/m}$

Beban mati portal as A dan as G disajikan pada Gambar 5.12

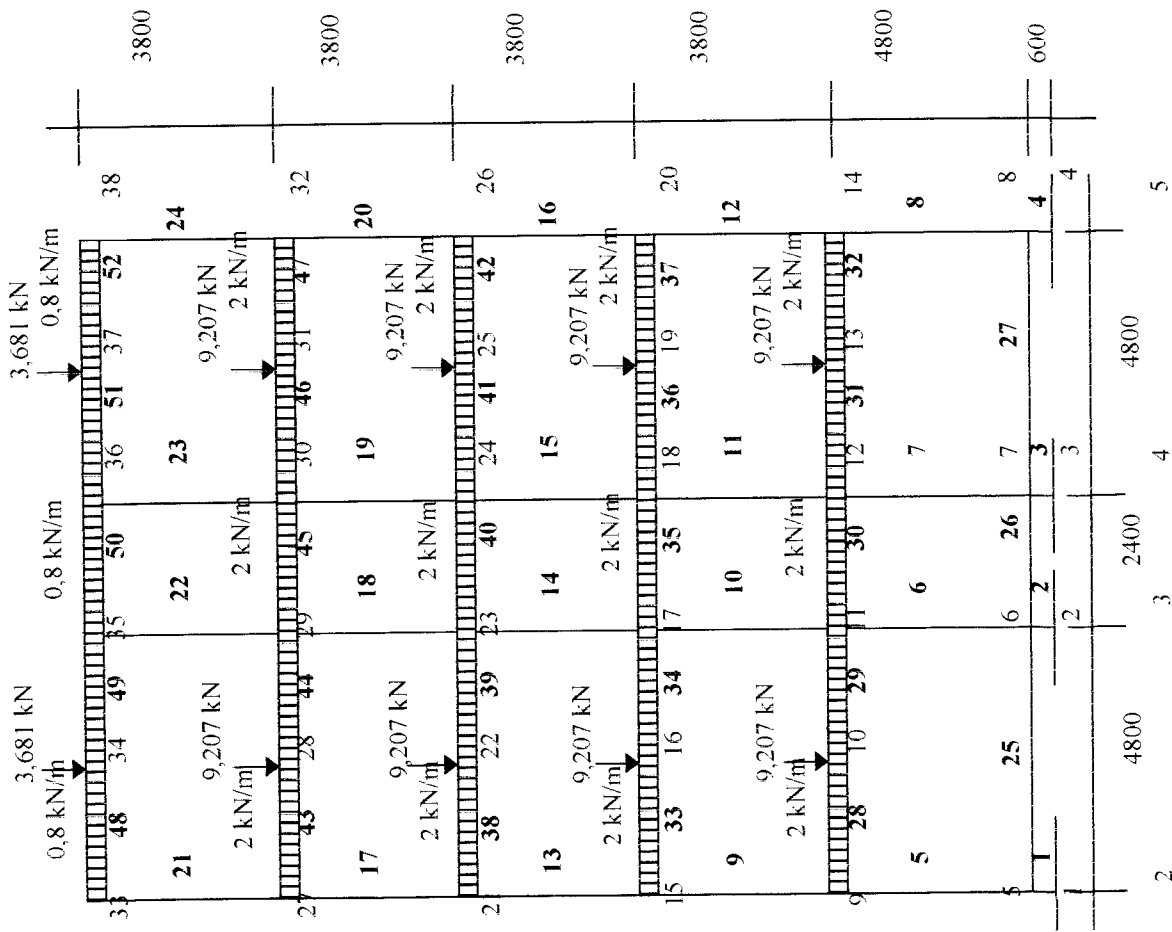
2. Beban Hidup

- a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 48 s/d 52)
 - Pekerja atap : $qL = 2/3 \cdot 1,2 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}$
- b. Beban hidup terpusat atap (nodal: 34 dan 37)
 - Beban pekerja pada balok anak: $PL = 2,0,852 \cdot 1,2 \cdot 1,3,6,0,5 = 3,681 \text{ kN}$
- c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 28 s/d 47)
 - Ruang kuliah : $qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}$
- d. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 10 s/d 31)
 - Beban pekerja pada balok anak: $PL = 2,0,852 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot 3,6,0,5 = 9,207 \text{ kN}$

Beban hidup portal as A dan as G disajikan pada Gambar 5.13



Gambar 5.12 Beban mati pada Portal as A dan as G



Gambar 5.13 Beban hidup pada Portal as A dan as G

5.4.5 Perhitungan Pembebanan PORTAL as B dan as E

1. Beban Mati

a. Beban mati atap merata (no. elemen: 78-79, dan 86-87)

- Balok ring : $qD = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 = 7,2 \text{ kN/m}$

b. Beban mati atap merata as (no. elemen: 80 s/d 85)

- Pelat: $2/3 \cdot 1,2 \cdot 3,62 = 2,896 \text{ kN/m}$

- Balok ring : $qD = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 = \underline{7,2 \text{ kN/m}}$ +
 $qD = 10,096 \text{ kN/m}$

c. Beban mati atap terpusat (nodal: 53 s/d 63)

- $PD1'$: Rangka atap K1 = 51,876 kN (nodal: 58)

$PD2'$: Rangka atap K2 + Balok anak = 49,044 + 16,564 = 65,61 kN
(nodal: 56, dan 59)

$PD3'$: Rangka atap K3 = 45,663 kN (nodal: 54, dan 60)

$PD4'$: Rangka atap K4 = 14,227 kN (nodal: 53, dan 63)

d. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4

(no elemen: 42,43,51,52,60,61,69,70,49,50,58,59,67,68,76, dan 77)

- Pelat : $2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,4 = 3,52 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8 - 0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +
 $qD = 19,91 \text{ kN/m}$

e. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4

(no. elemen: 44-48, 53-57, 62-66, dan 71-75)

- Pelat : $2 \cdot 2/3 \cdot 1,2 \cdot 4,4 = 7,04 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,6 \cdot 0,4 + 0,4 \cdot 0,3) \cdot 24 = 8,64 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8-0,7) \cdot 2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 23,43 \text{ kN/m}$$

f. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4

- PD 1: balok anak = 42,35 kN (nodal: 14,21,24,31,34,41,44,dan 51)

- PD 2: balok anak = 60,263 kN (nodal: 15,20,25,30,35,40,45,dan 50)

- PD 3: balok anak = $42,35 + 19,435 = 61,79$ (nodal: 16,19,26,29,36,39,46,dan 49)

Beban mati portal as B dan as E disajikan pada Gambar 5.14

2. Beban Hidup

a. Beban hidup atap terpusat

- PL1' : Pekerja rangka atap K1 = 18 kN (nodal: 58)

- PL2' : Pekerja rangka atap K2 + Balok anak = $18 + 3,681 = 21,681$ kN
(nodal: 56, dan 59)

- PL3' : Pekerja rangka atap K3 = 18 kN (nodal: 54, dan 60)

- PL4' : Pekerja rangka atap K4 = 4 kN (nodal: 53, dan 63)

b. Beban hidup atap merata (no elemen: 80 s/d 85)

- Pekerja : $qL = 2 \cdot 1,2 \cdot 2,4 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}$

c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4

(no elemen: 42,43,51,52,60,61,69,70,49,50,58,59,67,68,76, dan 77)

- Ruang kuliah : $qL = 2/3 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}$

d. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4

(no. elemen: 44-48, 53-57, 62-66, dan 71-75)

- Ruang kuliah : $qL = 2 \cdot 2/3 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 4 \text{ kN/m}$

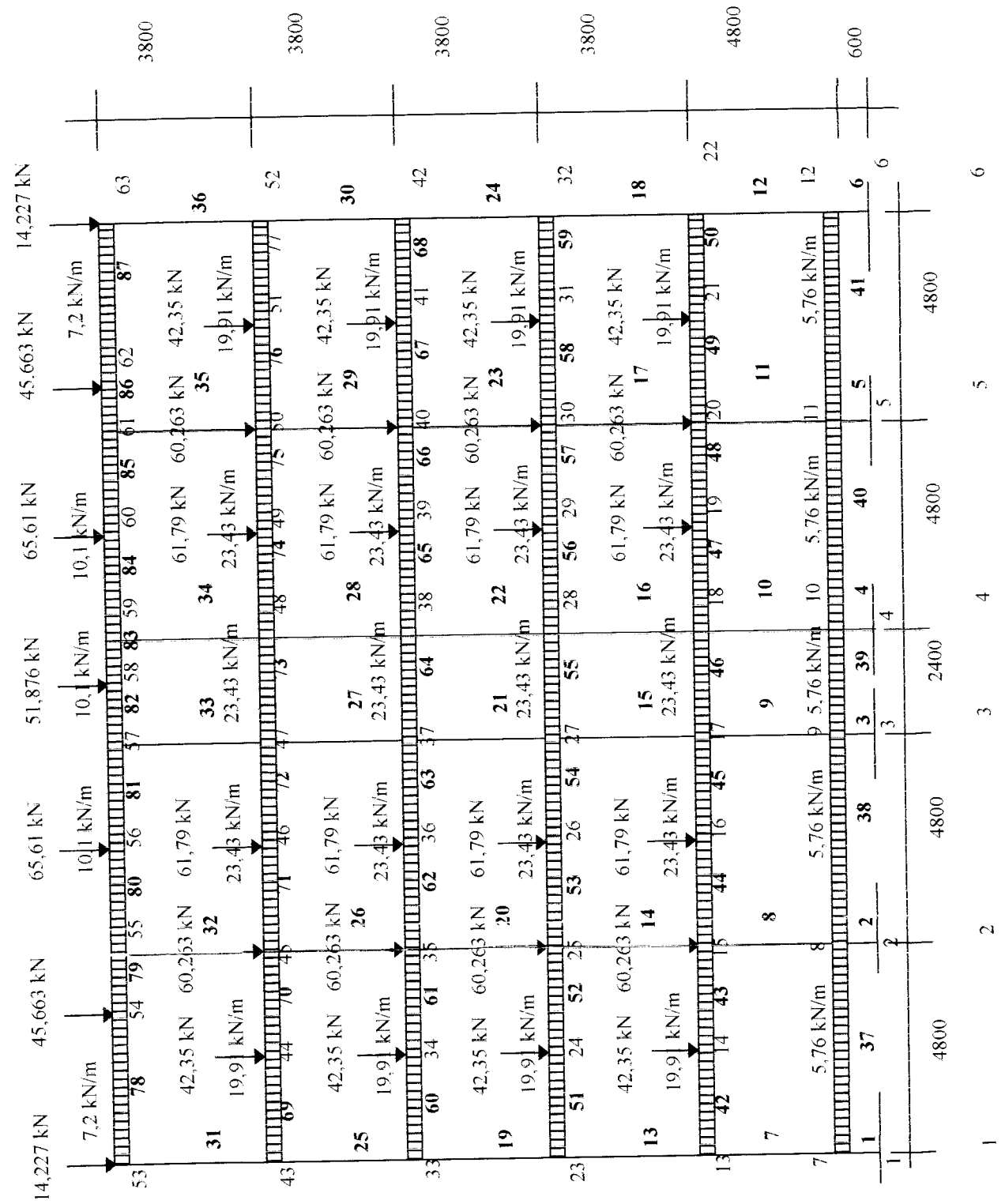
e. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4

- *PL 1* : balok anak = 15,62 kN (nodal: 14,21,24,31,34,41,44,dan 51)

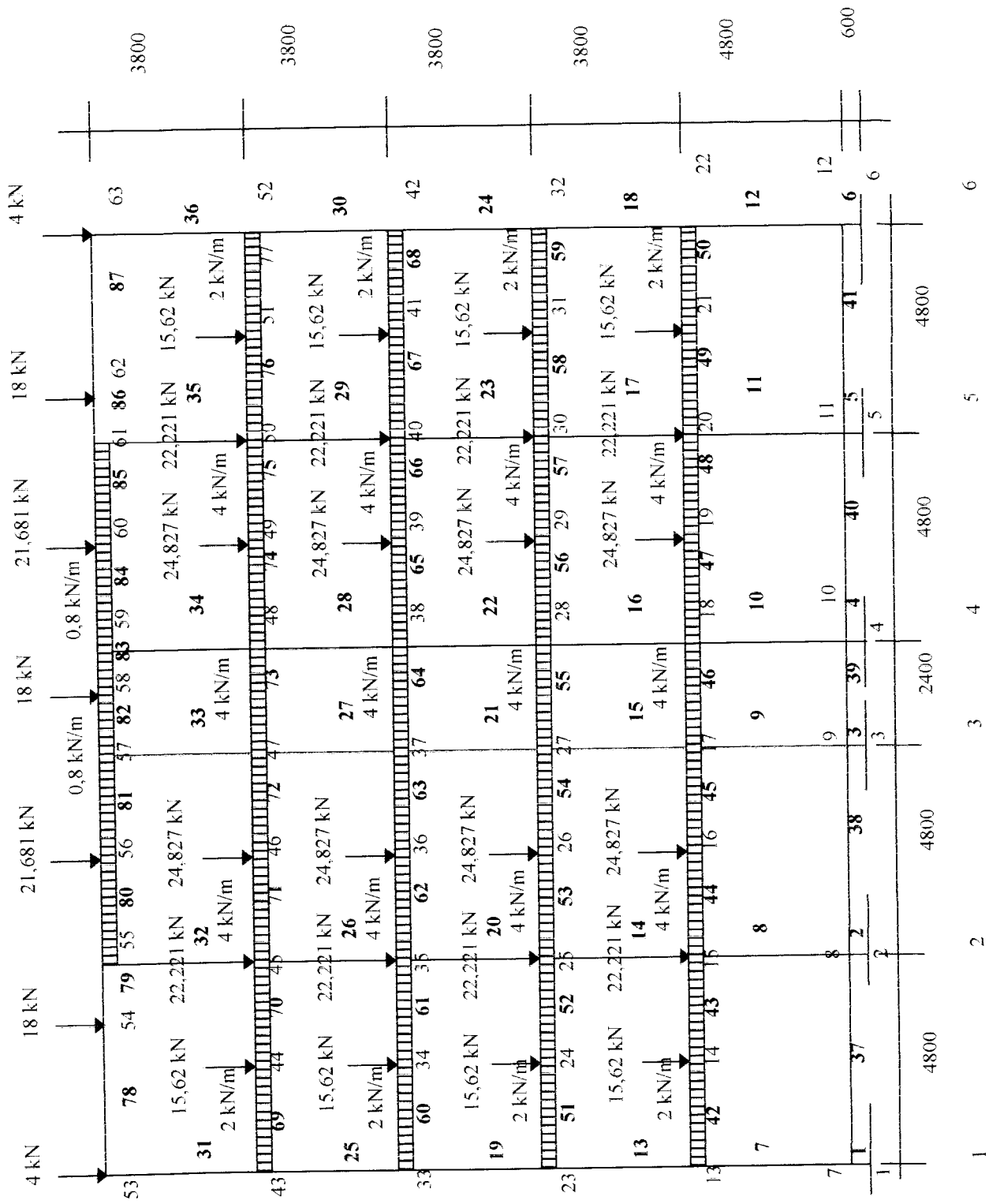
- *PL 2* : balok anak = 22,221 kN (nodal: 15,20,25,30,35,40,45,dan 50)

- *PL 3* : balok anak = $15,62+9,207 = 24,827$ kN (nodal: 16 ,19 ,26 ,29 ,36 ,39
,46 ,dan 49)

Beban hidup portal as B dan as E disajikan pada Gambar 5.15



Gambar 5.14. Beban mati pada Portal as B dan as E



Gambar 5.15 Beban hidup pada Portal as B dan as E

5.4.6 Perhitungan Pembebanan PORTAL as C dan as D

1. Beban Mati

a. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 24 s/d 59)

- Pelat : $2.2/3.1/2.2,4. 4,38 = 7,008 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,6.0,4+0,4.0,3).24 = 8,64 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 23,398 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati terpusat lantai 1,2,3, dan 4

- *PD* 1: balok anak = $2.42,35 = 84,7 \text{ kN}$ (nodal: 10, 12, 15, 17, 20, 22, 25, 27, 40, 42, 45 ,dan 47)

- *PD* 2: balok anak = $2.60,263 = 120,53 \text{ kN}$ (nodal: 11, 16, 17, 21, 26, 31, 36, 41, dan 46)

Beban mati portal as C dan as D disajikan pada Gambar 5.16

2. Beban Hidup

a. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 24 s/d 59)

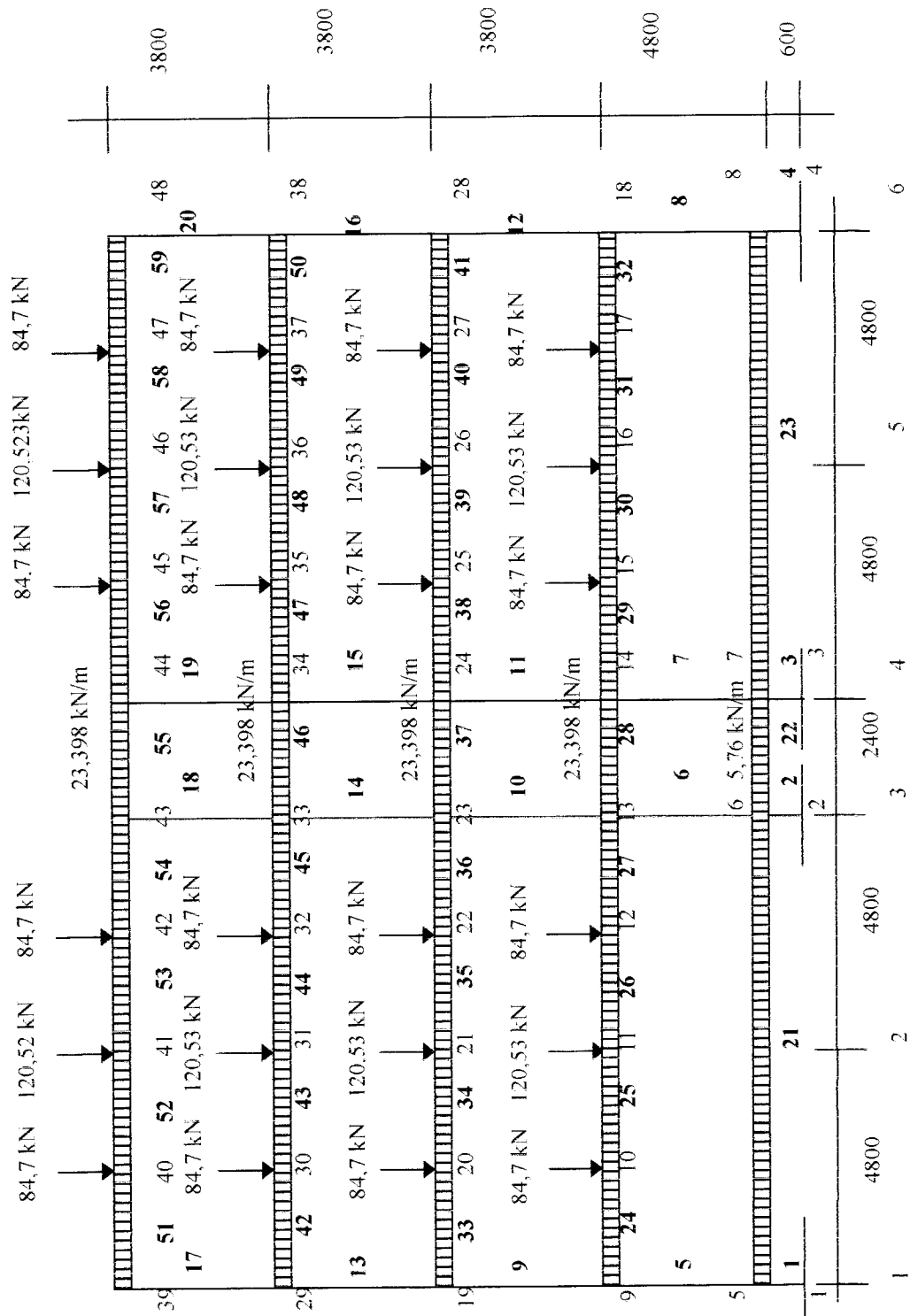
- Ruang kuliah : $qL = 2.2/3.1,2. 2,5. = 4 \text{ kN/m}$

b. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3, dan 4

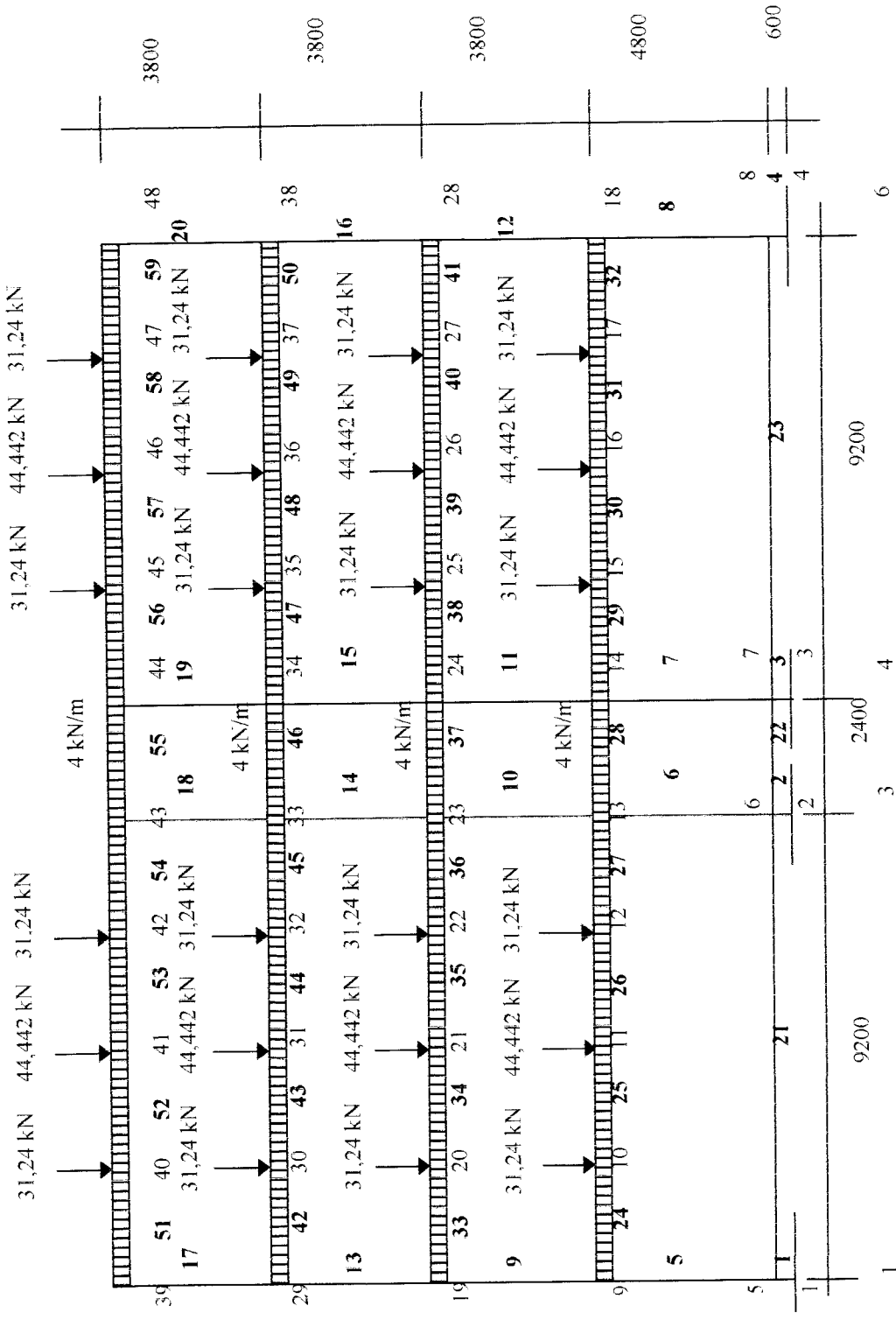
- *PL* 1 : balok anak = $2.15,62 = 31,24 \text{ kN}$ (nodal: 10, 12, 15, 17, 20, 22, 25, 27, 40, 42, 45 ,dan 47)

- *PL* 2 : balok anak = $2.22,221 = 44,442 \text{ kN}$ (nodal: 11, 16, 17, 21, 26, 31, 36, 41, dan 46)

Beban hidup portal as C dan as D disajikan pada Gambar 5.17



Gambar 5.16 Beban mati pada Portal as C dan as D



Gambar 5.17 Beban hidup pada Portal as C dan as D

6.4.7 Perhitungan pembebanan PORTAL as F

1. Beban Mati

a. Beban mati merata atap (no. elemen: 44 s/d 48)

- Beban pelat : $2.2/3.1.2.3.62. = 5,792 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2.0,7).24 = \underline{3,36 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 9,152 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati terpusat atap (nodal: 30 dan 33)

- Balok anak : $2.16,564 = 33,128 \text{ kN}$

c. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 28, 32, 36, dan 40)

- Pelat : $2.0,813.1,8.4,4 = 12,819 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2.0,7).24 = 3,36 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 23,929 \text{ kN/m}$$

d. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 29, 33, 37, dan 41)

- Pelat : $2.2/3.1/2.2,4.4,38 = 7,008 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2.0,7).24 = 3,36 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 18,118 \text{ kN/m}$$

e. Beban mati merata lantai 1,2,3, dan 4 (no. elemen: 30,31,34,35,38,39,42,dan 43)

- Pelat : $2/3.1/2.2,4.4,38 = 3,504 \text{ kN/m}$

- Balok : $(0,2.0,7).24 = 3,36 \text{ kN/m}$

- Tembok : $(3,8-0,7).2,5 = \underline{7,75 \text{ kN/m}}$ +

$$qD = 14,614 \text{ kN/m}$$

f. Beban mati terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 12, 17, 22, dan 27)

Balok lantai : 19,435 kN

g. Beban mati *sloof* (no.elemen: 25 s/d 27)

- Berat *sloof*: $qD = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 24 = 5,76$ kN/m

Beban mati portal as F disajikan pada Gambar 5.18

2. Beban Hidup

a. Beban hidup merata atap (no. elemen: 44 s/d 48)

- Pekerja atap : $qL = 2 \cdot 2/3 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,6$ kN/m

b. Beban hidup terpusat atap (nodal: 30 dan 33)

- Balok anak : 2,3,681 = 7,362 kN

c. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no.elemen: 28, 32, 36, dan 40)

- Ruang kuliah : $qL = 2 \cdot 0,813 \cdot 1,8 \cdot 2,5 = 7,312$ kN/m

d. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no.elemen: 29, 33, 37, dan 41)

- Ruang kuliah : $qL = 2 \cdot 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 4$ kN/m

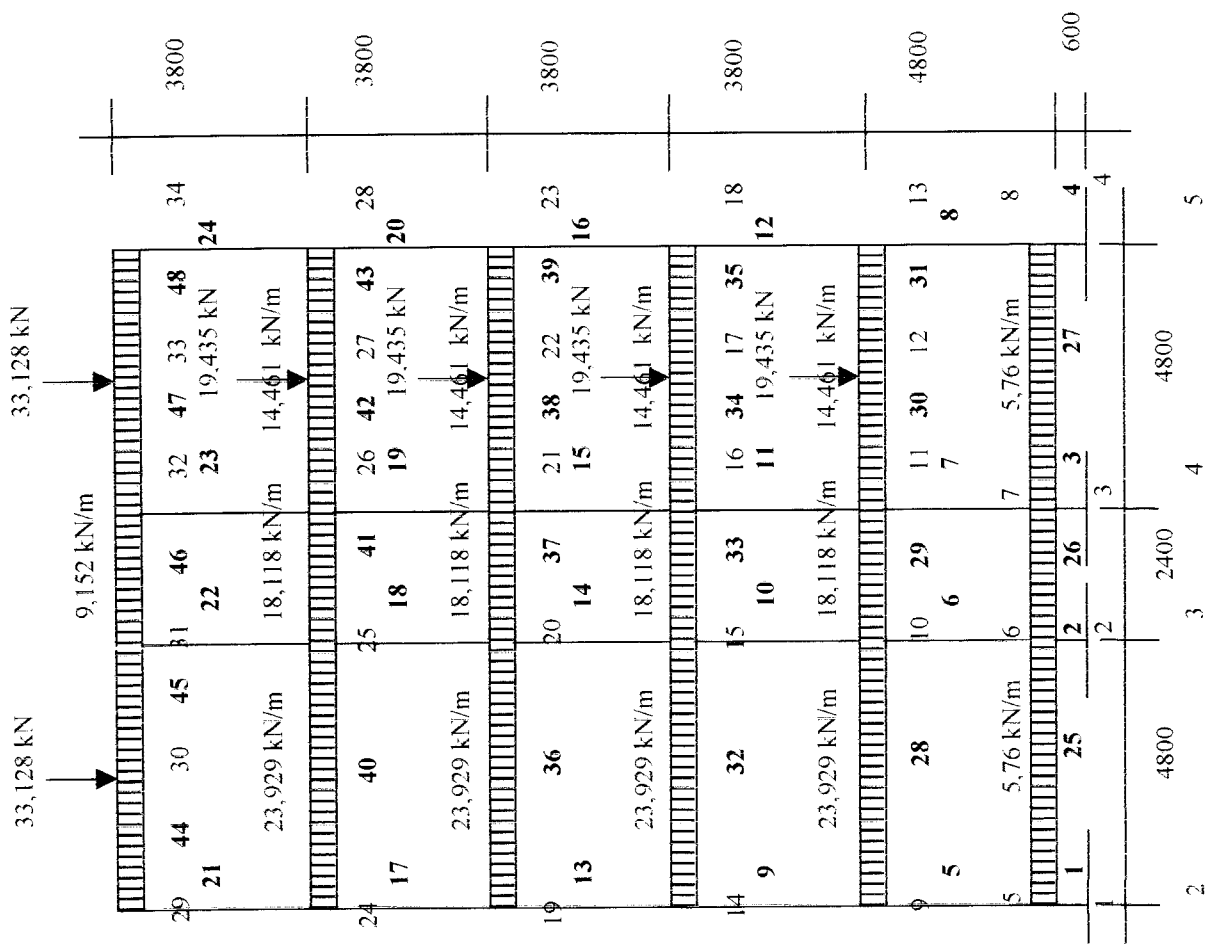
e. Beban hidup merata lantai 1,2,3, dan 4 (no.elemen: 30, 31, 34, 35, 38, 39 ,42 ,dan 43)

- Ruang kuliah : $qL = 2/3 \cdot 1/2 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 2$ kN/m

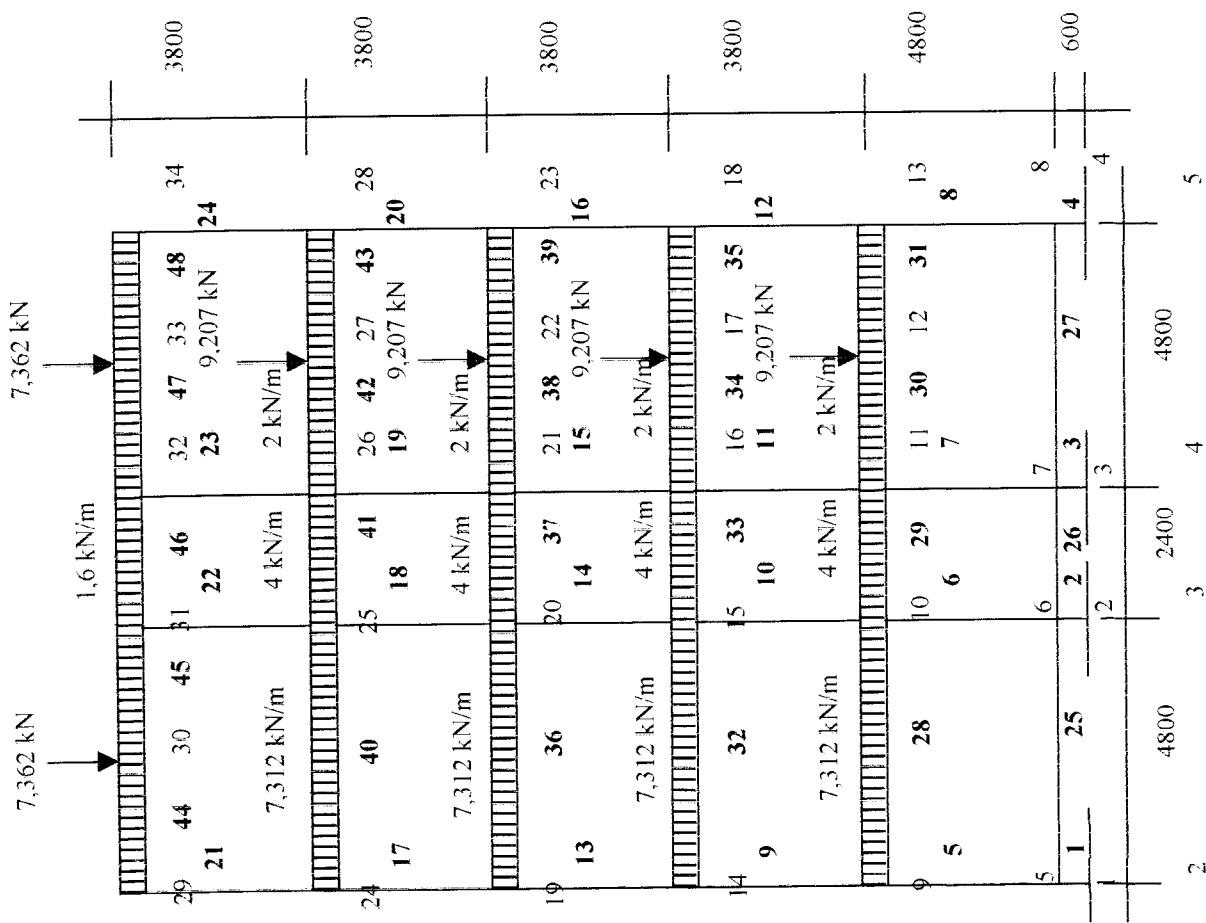
f. Beban hidup terpusat lantai 1,2,3 dan 4 (nodal: 12, 17, 22, dan 27)

- Balok anak : 9,207 kN

Beban hidup portal as F disajikan pada Gambar 5.19



Gambar 5.18 Beban mati pada Portal as F



Gambar 5.19 Beban hidup pada Portal as F

Dari analisa pembebanan dengan menggunakan program SAP 90 didapatkan beban total yang bekerja pada tiap-tiap kolom yang nantinya akan dipakai sebagai beban rencana pada analisa pondasi tiang *barrette*. Rangkuman hasil analisa SAP 90 dalam tabel 5.3

Tabel 5.3 Gaya Aksial Maksimum Kolom (satuan KN)

Ko- lom	Lantai	Sejajar Sumbu x			Sejajar Sumbu y		
		MDx	MLx	1/2MD+1/6ML	ND.k y	NL.k y	1/2ND+1/6NL
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
K1	1	-1020,3000	-287,9400	-1975,7760	-1028,4300	-334,7300	-2060,3960
	2	-764,9700	-215,8900	-1477,8880	-806,8000	-308,8700	-1676,8520
	3	-508,4400	-143,4700	-1011,3520	-587,1600	-284,1600	-1330,9200
	4	-251,3000	-70,8900	-522,2400	-368,5400	-159,8900	-805,3280
	5	-251,3000	-70,8900	-468,6120	-149,7500	-35,2500	-289,7640
K2	1	-1150,2200	-312,5500	-2117,4280	-1072,9700	-368,5900	-2114,3920
	2	-862,9200	-234,4700	-1571,5280	-804,3300	-201,3000	-1448,1480
	3	-576,8200	-156,7700	-1050,2720	-536,8900	-134,3900	-966,5480
	4	-291,3300	-79,2400	-530,0080	-269,9200	-67,6400	-485,7560
K3	1	-352,9900	-69,2400	-825,0840	-501,6400	-261,5600	-1311,1760
	2	-281,4300	-55,7900	-641,4800	-393,9100	-200,6000	-1008,1520
	3	-205,1300	-40,9300	-483,3160	-284,2200	-138,4800	-734,3040
	4	-126,1200	-25,2700	-299,0320	-173,7400	-75,9300	-437,2320
	5	-46,0200	-9,3400	-123,7960	-63,0500	-13,7500	-151,2880
K4	1	-912,4900	-234,6000	-1761,0600	-178,6500	-28,1200	-550,0840
	2	-701,0800	-179,4600	-1342,9320	-145,9500	-22,2600	-425,2560
	3	-497,2900	-126,5700	-970,9320	-110,8000	-16,0100	-330,2480
	4	-297,7600	-74,9100	-584,4240	-74,0400	-9,5400	-211,3680
	5	-100,2300	-23,8100	-212,0000	-36,0600	-2,9600	-101,6360
K5	1	-583,9300	-138,7100	-1213,3640	-775,7400	-179,7600	-1509,2160
	2	-466,3500	-111,0300	-951,7680	-589,8500	-135,8800	-1139,7280
	3	-345,8800	-82,5200	-718,7600	-404,7600	-92,2200	-804,9360
	4	-223,8700	-53,5700	-461,6120	-219,9800	-48,6700	-449,1040
	5	-100,9500	-24,3300	-213,6960	-33,9300	-4,6700	-101,8160
K6	1	-289,5800	-80,0500	-579,4000	-251,0700	-37,7100	-465,4440
	2	-217,1500	-62,0900	-436,5320	-180,6800	-27,7300	-337,7920
	3	-158,4200	-44,1700	-318,2320	-132,8300	-18,5900	-246,5960
	4	-99,2800	-26,1400	-199,2640	-88,3200	-9,9200	-160,1600
	5	-39,7600	-8,0500	-79,7440	-46,8500	-1,4700	-77,7240
K7	1	-350,9500	-92,3100	-672,6600	-385,7900	-76,2300	-691,9400
	2	-272,8000	-70,3900	-516,5920	-296,7100	-59,2800	-527,5080
	3	-196,4500	-49,2200	-371,9480	-211,0700	-40,7700	-375,9720
	4	-120,8200	-28,3400	-228,6320	-128,0700	-22,6200	-228,1800
	5	-45,3700	-7,4100	-85,4520	-49,9900	-5,5800	-88,0680

Tabel 5.3 Lanjutan

K8	1	-226,9100	-41,3900	-442,3400	-177,6600	-27,9300	-361,7040
	2	-182,3900	-32,2100	-347,0120	-145,4000	-22,1700	-286,5600
	3	-136,6600	-22,8300	-257,9760	-110,3900	-15,9500	-215,4440
	4	-90,3200	-13,3700	-168,0800	-73,6600	-9,5000	-141,8960
	5	-43,2600	-3,9300	-77,3520	-35,1000	-2,9200	-65,9440
K9	1	-333,0500	-55,3100	-591,9800	-226,3800	-43,3000	-444,7600
	2	-250,7800	-43,4700	-447,0960	-215,4300	-33,3500	-388,4840
	3	-190,1400	-32,0100	-336,8400	-124,8200	-23,6200	-245,0320
	4	-130,4300	-20,7600	-228,0360	-77,3500	-13,7000	-153,0440
	5	-72,8900	-10,1900	-122,9240	-29,3800	-3,8700	-60,6000

Dari hasil pembebanan perkolom pada masing-masing portal, diambil nilai beban terbesar yang dipikul oleh masing-masing kolom. Hal ini disebabkan dalam perhitungan SAP menggunakan analisa dua dimensi, perhitungan beban ditinjau arah sumbu x dan arah sumbu y, sehingga beban pada portal ada yang dihitung dua kali.

Tabel 5.4 Beban Perkolom (satuan KN)

Ko- lom	Lantai	Sejajar Sumbu x			Sejajar Sumbu y		
		MD_x	ML_x	$1,2MD+1,6ML$	ND_{k-y}	NL_{k-y}	$1,2MD+1,6ML$
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
K1	1	-1020,3000	-287,9400	-1975,7760	-1028,4300	-334,7300	-2060,3960
K2	1	-1150,2200	-312,5500	-2117,4280	-1072,9700	-368,5900	-2114,3920
K3	1	-352,9900	-69,2400	-825,0840	-501,6400	-261,5600	-1311,1760
K4	1	-912,4900	-234,6000	-1761,0600	-178,6500	-28,1200	-550,0840
K5	1	-583,9300	-138,7100	-1213,3640	-775,7400	-179,7600	-1509,2160
K6	1	-289,5600	-80,0500	-579,4000	-251,0700	-37,7100	-465,4440
K7	1	-350,9500	-92,3100	-672,6600	-385,7900	-78,2300	-691,9400
K8	1	-226,9100	-41,3900	-442,3400	-177,6600	-27,9300	-361,7040
K9	1	-333,0500	-55,3100	-591,9800	-226,3800	-43,3000	-444,7600

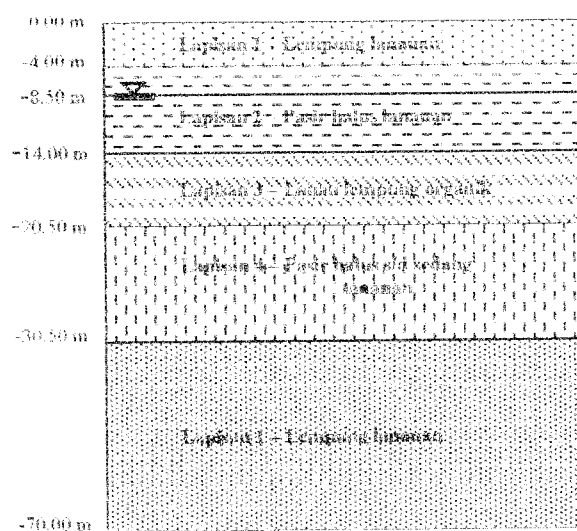
BAB VI

PERENCANAAN PONDASI *BARRETTE PILES* DAN PEMBAHASAN

6.1 Data Tanah

Data tanah diambil dari laporan hasil uji tanah oleh Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia pada Proyek Perkantoran Bank Indonesia Gedung C Jakarta (terlampir). Data tanah yang dipakai adalah data bor BH1 dan data sondir S1. Dari data tersebut menunjukkan bahwa muka air berada pada kedalaman 8,50 m di bawah muka tanah.

Di lokasi ini direncanakan dibangun gedung bertingkat dengan data struktur berdasarkan pada proyek Pembangunan Gedung Administrasi dan Kuliah UMY Blok C Yogyakarta yang berlantai 5. Keadaan lapisan tanah dapat dilihat pada sketsa berikut ini.



Gambar 6.1 Sketsa lapisan tanah

Adapun data tanah tiap lapis seperti gambar di atas adalah sebagai berikut ini.

Lapisan 1 : $c = 3,4 \text{ t/m}^2$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,96$$

$$P_o = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 2,987$$

Lapisan 2 : $c = 2,7 \text{ t/m}^2$

$$\phi = 12^\circ$$

$$\gamma_b = 1,298 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 0,43$$

$$P_o = 0,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 0,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 2,450$$

Lapisan 3 : $c = 2,5 \text{ t/m}^2$

$$\phi = 16^\circ 30'$$

$$\gamma_b = 1,465 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 3,32$$

$$P_o = 0,817 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 0,420 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 2,756$$

Lapisan 4 : $c = 10,4 \text{ t/m}^2$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,77 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,065$$

$$P_o = 1,656 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 3,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 2,477$$

Lapisan 5 : $c = 3,4 \text{ t/m}^2$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\gamma_b = 1,64 \text{ t/m}^3$$

$$e_o = 1,96$$

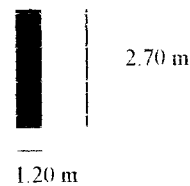
$$P_o = 0,263 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_c = 3,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 2,987$$

6.2 Daya Dukung Pondasi Tiang *Barrette*

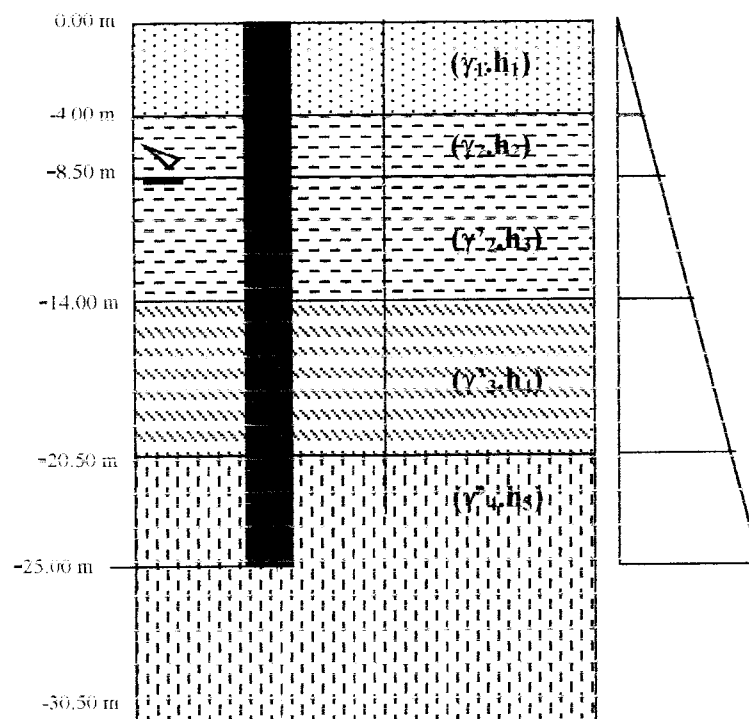
Dalam perhitungan ini direncanakan menggunakan tiang *barrette* bentuk I dengan ukuran 2,7 meter x 1,2 meter, dengan kedalaman 25 meter.



Gambar 6.2 Profil Tampang Pondasi Tiang *Barrette* (profil I)

6.2.1 Perkiraan Daya Dukung Dengan Data Uji Laboratorium

Untuk pondasi tiang *barrette* ukuran 1,2 m x 2,7 m dengan kedalaman 25 m akan diperoleh hasil-hasil dari komponen penyusun daya dukung aksial pondasi dalam sebagai berikut ini.



Gambar 6.3 Tegangan Efektif Tanah

1. Daya Dukung Ujung

Digunakan persamaan untuk tanah lempung menurut Meyerhorf

$$Q_b = A_p \cdot N_c^* \cdot c$$

$$c = 10,4 \text{ ton/m}^2 \quad N_c^* = 9$$

$$\begin{aligned} Q_b &= (2,7 \cdot 1,2) \cdot 9 \cdot 10,4 \\ &= 303,264 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Daya Dukung Gesekan Tiang Sepanjang Badan

$$Q_s = \sum f_i \cdot A_{s_i}$$

- Lapisan 1 (lapisan lempung)

$$f_{s_1} = \alpha \cdot S_u$$

$$S_u = 3,4 \text{ t/m}^2$$

$\alpha = 0,45$ (menurut Skempton $\alpha = 0,45$ untuk tiang panjang yang dikerjakan pada kondisi normal)

$$f_{s_1} = 0,45 \cdot 3,4 = 1,53 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s1} = f_{s1} \cdot A_{s1}$$

$$= 1,53 \cdot \left\{ 2(2,7 + 1,2) \cdot 4,00 \right\} = 47,736 \text{ ton}$$

- Lapisan 2 (lapisan pasir)

$$f_{s_2} = \sigma_v' \cdot K \cdot \text{tg } \delta$$

$$\delta' = 2/3 \phi = 2/3 \cdot 12^\circ = 8^\circ$$

$$\sigma_v' = \gamma b_2 \cdot h_2 + \gamma' \cdot h_3$$

$$= 1,298 \cdot 4,50 + 0,298 \cdot 5,50 = 7,48 \text{ t/m}^2$$

$$K = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 12^\circ = 0,792$$

$$f_{s2} = \sigma_v' \cdot K \cdot \text{tg } \delta'$$

$$= 7,48 \cdot 0,792 \cdot \text{tg } 8^0 = 0,833 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s2} = f_{s2} \cdot A_{s2}$$

$$= 0,833 \cdot \left\{ 2(2,7 + 1,2) \cdot 10 \right\} = 64,974 \text{ ton}$$

- Lapisan 3 (lapisan lempung)

$$f_{s3} = \alpha \cdot S_u$$

$$S_u = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$\alpha = 0,45$ (menurut Skempton $\alpha = 0,45$ untuk tiang panjang yang dikerjakan pada kondisi normal)

$$f_{s3} = 0,45 \cdot 2,5 = 1,125 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s3} = f_{s3} \cdot A_{s3}$$

$$= 1,125 \cdot \left\{ 2(2,7 + 1,2) \cdot 6,50 \right\} = 57,038 \text{ ton}$$

- Lapisan 4 (lapisan lempung)

$$f_{s4} = \alpha \cdot S_u$$

$$S_u = 10,4 \text{ t/m}^2$$

$\alpha = 0,45$ (menurut Skempton $\alpha = 0,45$ untuk tiang panjang yang dikerjakan pada kondisi normal)

$$f_{s4} = 0,45 \cdot 10,4 = 4,68 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s4} = f_{s4} \cdot A_{s4}$$

$$= 4,68 \cdot \left\{ 2(2,7 + 1,2) \cdot 4,50 \right\} = 164,268 \text{ ton}$$

$$Q_{s_{\text{tot}}} = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4}$$

$$= 47,736 + 64,974 + 57,038 + 164,268 = 334,016 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
Q_{ult} &= Q_b + Q_{s_{tot}} \\
&= 303,264 + 334,016 \\
&= 637,280 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / SF = 637,280 / 3 = 212,427 \text{ ton}$$

6.2.2 Perkiraan Daya Dukung Dengan Data Uji Lapangan

1. SPT (*Standart Penetration Test*)

$$Q_u = A_p \cdot (40N) L_b/B \leq A_p \cdot (380N)$$

$$A_p = 2,7 \cdot 1,2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{(12 + 12 + 13 + 3 + 8 + 9 + 10 + 17 + 32 + 29 + 25)}{11}$$

$$= 15,4 \approx 15$$

$$Q_u = 3,24 \cdot (40 \cdot 15) \leq 3,24 \cdot (380 \cdot 15)$$

$$= 5832 \text{ KN} = 583,2 \text{ ton}$$

$$Q_{all} = Q_u / SF$$

$$= 583,2 / 2,5 = 233,3 \text{ ton}$$

2. Sondir (*Cone Penetration Test*)

$$P_u = k_c \cdot C_{kd} \cdot A_b + f_c \cdot A_s$$

$$C_{kd} = 21,33 \text{ kg/cm}^2 = 213,3 \text{ t/m}^2 \quad K_c = 0,375 \text{ (dari tabel 3.3)}$$

$$f_c = 0,32 \text{ kg/cm}^2 = 3,2 \text{ t/m}^2$$

$$A_b = 2,7 \cdot 1,2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2(2,7+1,2) \cdot 25 = 195 \text{ m}^2$$

$$P_u = 0,375 \cdot 213,30 \cdot 3,24 + 3,2 \cdot 195$$

$$= 883,159 \text{ ton}$$

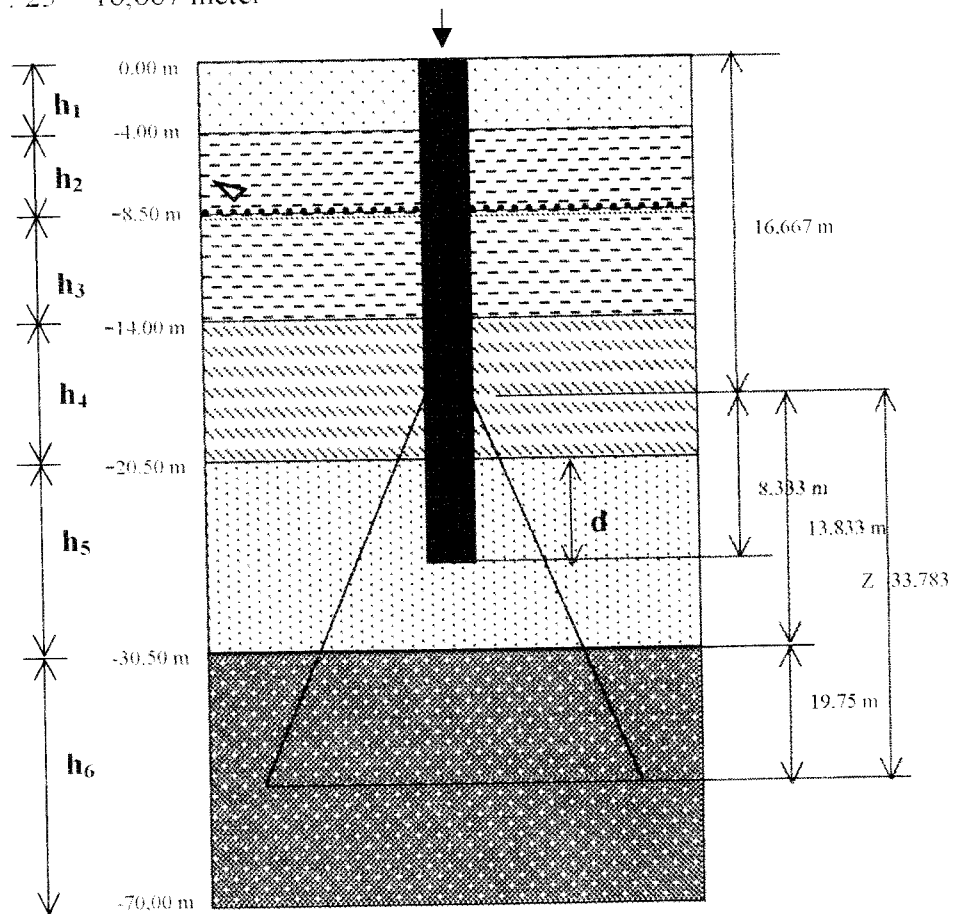
$$Q_{all} = Q_{ult} / SF$$

$$= 883,159 / 3 = 294,386 \text{ ton}$$

6.2.3 Analisis Penurunan Pondasi Tiang *Barrette*

Penurunan pondasi tiang *barrette* pada tanah lunak, biasanya terjadi akibat konsolidasi. Beban kerja yang ada dialihkan pada kedalaman $2/3 D_f$ seperti pada gambar dibawah ini :

$$2/3 D_f = 2/3 \cdot 25 = 16,667 \text{ meter}$$



Gambar 6.4 Gambar Penurunan Pondasi Tiang *Barrette*

Perhitungan penurunan konsolidasi pondasi tiang *Barrette* pada tanah lunak :

$$S = \left(\frac{C_r \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{P_c}{P_0} \right) + \left(\frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_c} \right)$$

$$\Delta p = \frac{(B \cdot L)}{(B + Z)(L + Z)} \cdot \left(\frac{P}{(B \cdot L)} - \Sigma h \gamma \right)$$

$$L = 2,7 \text{ meter}$$

$$B = 1,2 \text{ meter}$$

$$Z = 33,783 \text{ meter}$$

$$A = L \cdot B = 2,7 \cdot 1,2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$A' = (B + Z)(L + Z)$$

$$= (1,2 + 33,783)(2,7 + 33,783)$$

$$= 1276,285 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat pondasi} = A \cdot D_f \cdot \gamma_{bt} = 3,24 \cdot 25 \cdot 2,40 = 194,40 \text{ ton}$$

$$P = \text{berat sendiri} + \text{beban vertikal}$$

$$= 194,400 + 211,743 = 406,143 \text{ ton}$$

$$\Sigma h \gamma = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_2' \cdot h_3 + \gamma_3' \cdot h_4 + \gamma_4' \cdot d$$

$$= 1,64 \cdot 4 + 1,298 \cdot 4,5 + 0,298 \cdot 5,5 + 0,465 \cdot 6,5 + 0,77 \cdot 4,50$$

$$= 20,527 \text{ t/m}^2$$

$$P_0 = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_2' \cdot h_3 + \gamma_3' \cdot h_4 + \gamma_4' \cdot h_5 + \gamma_5' \cdot \frac{1}{2} h_6$$

$$= 1,64 \cdot 4 + 1,298 \cdot 4,5 + 0,298 \cdot 5,5 + 0,465 \cdot 6,5 + 0,77 \cdot 10 + 0,64 \cdot \frac{1}{2} 39,50$$

$$= 37,403 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta p = \frac{B \cdot L}{(B + Z)(L + Z)} \cdot \left(\frac{P}{(B \cdot L)} - \Sigma h \gamma \right)$$

$$\Delta p = \frac{1,2 \cdot 2,7}{(1,2 + 33,783)(2,7 + 33,783)} \cdot \left(\frac{406,143}{(1,2 \cdot 2,7)} - 20,527 \right)$$

$$\Delta p = \frac{1,2 \cdot 2,7}{1276,285} \cdot \left(\frac{406,143}{(1,2 \cdot 2,7)} - 20,527 \right)$$

$$= 0,266 \text{ t/m}^2$$

$$S = \left(\frac{C_r \cdot H}{1 + e_o} \log \frac{P_c}{P_o} \right) + \left(\frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta p}{P_c} \right)$$

$$C_c = 0,1401 \text{ (dari data laporan Consolidation Test)}$$

$$C_r = 1/10 C_c = 0,1104$$

$$P_c = 3,63 \text{ kg/cm}^2 = 36,3 \text{ t/m}^2$$

$$S = \left(\frac{0,0140 \cdot 39,5}{1 + 3,32} \log \frac{36,3}{37,403} \right) + \left(\frac{0,1401 \cdot 39,5}{1 + 3,32} \log \frac{37,403 + 0,266}{36,3} \right)$$

$$= 0,0189 \text{ m} \approx 2,0 \text{ cm}$$

6.2.4 Pembahasan Hasil Analisis Pondasi Tiang *Barrette*

Hasil perhitungan daya dukung pondasi *Barrette* dari data laboratorium dan data lapangan dapat ditabelkan pada tabel 6.1 berikut ini.

Tabel 6.1 Daya dukung pondasi *Barrette*

Data Laboratorium	Data Lapangan	
	Data N SPT	Data CPT
212,427 ton	233,3 ton	294,386 ton

Tabel 6.2 Tinjauan keamanan daya dukung ijin pondasi tiang *Barrette* (Qall) terhadap beban aksial total (Beban Total Rencana Terpakai)

No	Kolom	Qall (ton)			Ptot Rencana Terpakai	Tinjauan Keamanan Qall > Ptot
		Lab	SPT	CPT		
1	K1	212,427	233,3	294,386	206,03960	Aman
2	K2	212,427	233,3	294,386	211,74280	Aman
3	K3	212,427	233,3	294,386	131,11760	Aman
4	K4	212,427	233,3	294,386	176,10600	Aman
5	K5	212,427	233,3	294,386	150,92160	Aman
6	K6	212,427	233,3	294,386	57,94000	Aman
7	K7	212,427	233,3	294,386	69,19400	Aman
8	K8	212,427	233,3	294,386	44,23400	Aman
9	K9	212,427	233,3	294,386	59,19800	Aman

Dari hasil analisis diperoleh hasil daya dukung pondasi tiang *Barrette* dapat mendukung beban total dari struktur di atasnya.

Dari analisa terhadap kapasitas daya dukung tiang *Barrette* diperoleh hasil sebagai berikut:

1. Nilai daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji laboratorium sebesar **212,427 ton**.
2. Nilai daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji lapangan SPT sebesar **233,3 ton**.

3. Nilai daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji lapangan CPT sebesar **294,386 ton**.
4. Berdasarkan dari beban aksial yang terberat yaitu pada kolom K2, maka pondasi aman untuk kolom yang beban aksialnya lebih kecil.
5. Penurunan pondasi tiang *Barrette* sebesar **2,0 cm** < 7,5 cm (menurut Mc Donald dan Skempton, 1955) aman terhadap penurunan.

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Dari analisis yang telah dilaksanakan baik pada beban aksial pada masing-masing kolom struktur dengan menggunakan SAP 90 maupun hasil analisis daya dukung pondasi tiang *Barrette*, dapat disimpulkan sebagai berikut ini.

1. Nilai daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji laboratorium sebesar 212,427 ton.
2. Nilai daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji lapangan SPT sebesar 233,3 ton.
3. Nilai daya dukung pondasi tiang *Barrette* berdasarkan data uji lapangan CPT sebesar 294,386 ton.
4. Berdasarkan dari beban aksial yang terberat yaitu pada kolom K2 sebesar 211,7428 ton, maka pondasi aman untuk kolom yang beban aksialnya lebih kecil.
5. Penurunan pondasi tiang *Barrette* sebesar 2,0 cm < 7,5 cm (menurut Mc Donald dan Skempton, 1955) aman.

7.2 Saran

Adapun saran-saran yang kiranya perlu diperhatikan dalam perencanaan pondasi tiang *Barrette* adalah sebagai berikut :

- a. Informasi tentang karakteristik tanah yang akurat sangatlah penting di dalam menunjang ketelitian analisis, baik data hasil penyelidikan tanah di lapangan maupun hasil penyelidikan di laboratorium.
- b. Ketelitian di dalam menentukan rumus-rumus terpakai di dalam menganalisis daya dukung pondasi tiang *Barrette* mengingat banyaknya rumus yang dapat dipakai.
- c. Perlu adanya peninjauan kemampuan pondasi tiang *Barrette* terhadap beban dinamik.
- d. Perlu diperhatikan pemakaian data tanah dan pemakaian koefisien-koefisien persamaan serta angka aman yang baik dan tepat.
- e. Perlu adanya peninjauan kemampuan daya dukung pondasi tiang *Barrette* dengan beberapa tampang yang berbeda.

DAFTAR PUSTAKA

- Achmad Junaedi Latief dan Wawan Isdiarto, 1998, **Tugas Akhir Tinjauan Pemakaian Tiang Barrette Sebagai Alternatif Pondasi Dalam**, Jurusan Teknik Sipil FTSP UII Yogyakarta.
- Bowles, J.E., 1996, *Foundation Analysis and Design*, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Das, Braja M, 1990, *Principles of Foundation Engineering*, PWS-KENT Publishing Company, Boston.
- Donald P. Coduto, 1994, *Foundation Design Principles and Practices*, Prentice Hall International, Inc.
- Hary Christady Hardiyatmo, 1994, **Mekanika Tanah 2**, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Huri Prastiyanto, 1996, **Tugas Akhir Tiang Barrette Di Indonesia**, Jurusan Teknik Sipil Universitas Indonesia, Jakarta.
- Narayan V. Nayak, 1982, *Foundation Design Manual*, Dhanpat Rai & Sons Technical & Educational Publishers 1682, Nai Sarak, Delhi.
- Ralph B. Peck, Thomas H. Thornburn dan Walter E. Hanson, 1986, **Teknik Fondasi Edisi Kedua**, Gadjah Mad University Press.
- _____, 1990, **Pedoman Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung**, Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.
- _____, 1999, **Data Perencanaan Proyek Pengembangan Kampus Terpadu Universitas Muhammadiyah Yogyakarta**.
- _____, 1995, **Laporan Penyelidikan Tanah untuk Gedung Bank Indonesia Jl. Kebun Sirih Jakarta Pusat** Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

LAMPYRAN

LAMPIRAN 1

THE H. A. HALLS HALL

LAMPIRAN 2

Hal : Undangan Seminar Proposal Tugas Akhir
 JTS – FTSP – UII

Kepada Yth :
 Bpk/Ibu.....
 Di Jogjakarta

Assalamu'alaikum wr.wb.

Yang berrtanda tangan dibawah ini, kami mahasiswa Jurusan Teknik Sipil FTSP-UII

1. Nama : DWI NURHIRAYAT.....
 No. Mhs : 95.310.110.....
 2. Nama : MUHAMAD ARIFIN.....
 No. Mhs : 95.310.112.....

3. Sub. Program : Teknik Sipil : GEOTEKNIK.....

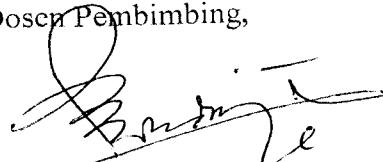
Mengundang Bapak/Ibu untuk menghadiri seminar proposal Tugas Akhir, besok pada :

Hari/Tanggal : SABTU / 06 APRIL 2007.....
 Pukul : 09.00 WIB.....
 Tempat : RUANG SIDANG E.....
 Judul/Topik : PERENCANAAN PONDASI BARBETTE.....
 PILES UNTUK BUDUNG BERTINGKAT.....
 PADA TANAH LEMPUNG

Demikian Undangan kami, atas perkenannya diucapkan terima kasih.

Wassalamu'alaikum wr.wb.

Mengetahui/menyetujui
 Dosen Pembimbing,


 (H.H. IBNU S., M.S.)

Kami,

1. Dwi Nurhidayat.....
 nama Tanda tangan
 2. Muhammad Arifin.....
 nama Tanda Tangan

Mengetahui Pengurus Jurusan


 (.....)

DAFTAR HADIR SEMINAR PROPOSAL TUGAS AKHIR

1. Hari / Tanggal : SABTU / 06 APRIL 2012
2. Judul Tugas Akhir : PERENCANAAN FONDASI BAKKETE PILES
UNTUK GEDUNG BERINTEGRASI PADA TANAH LEMLING
3. Penyaji :
1. Nama : DWI MURHIDAYAT No. Mhs. 95.310.110
2. Nama : MUHAMMAD ARIFIN No. Mhs. 95.310.112
4. Sub Program Studi : GEOTEKNIK

No.	Nama	Mhs.	Tanda Tangan.
1.	ABUNDIA S	TSY 98-221	[Signature]
2.	Aditya IVE	TS/98-128	[Signature]
3.	Andri bhurata	TS/97511266	[Signature]
4.	YERANNO	TS/98-242	[Signature]
5.	BAMBANG PRADATI	95-121	[Signature]
6.	Dono		[Signature]
7.	Dono	95-121	[Signature]
8.	A'AN SOPRIYANTO	JT - 211	[Signature]
9.	IBRAHIM	T 211	[Signature]
10.	YEKO	95-018	[Signature]
11.	Dono	95-121	[Signature]
12.	Dono	95-121	[Signature]
13.	Agus Wihandita Ap	95-277	[Signature]
14.	Agus Wihandita	95-277	[Signature]
15.	Dono	95-121	[Signature]
16.	Dono	95-121	[Signature]
17.	YATTAR. WIHENDRADITA	95-116	[Signature]
18.	POTUT ALAMANDA	95-298	[Signature]
19.	Dono	95-121	[Signature]
20.	Agus Wihandita	95-277	[Signature]
21.	Dono	95-121	[Signature]

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

[Signature]
(NIP. 195111111111111111)

(.....)

Dosen Tamu :

- 1.....
- 2.....
- 3.....

- 4.....
- 5.....
- 6.....

LAMPIRAN 3



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

KAMPUS : Jalan Kaliurang Km. 14,4 Tel. 895042, 895707, 896440, Fax. 895330, Yogyakarta 55584

Nomor : 27/Hajati/TS.2018/Pw/02002
 Lamp. :
 Hal : BIMBINGAN TUGAS AKHIR

FM-UII-AA-FEU-09
 Yogyakarta, 09 Januari 2002

Kepada Yth.
 Bapak/Ibu : **Ir. H.A. Halim Hasmar, MT.**
 di Yogyakarta

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Dengan ini kami mohon dengan hormat kepada Bapak/Ibu agar mahasiswa jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan tersebut dibawah ini :

1. Nama : Dwi Nurhidayat
 No. Mhs : 95 310 110
 Bid. Studi : TSG
 Tahun Akademi : 2001/2002 (gasal)
2. Nama : Muhammad Azzifa
 No. Mhs : 95 310 112
 Bid. Studi : TSG
 Tahun Akademi : 2001/2002 (gasal)

Dapat diberikan petunjuk, penanik, pengarahan serta bimbingan dalam melaksanakan tugas akhir.
 Kedua mahasiswa tersebut merupakan satu kelompok dengan dosen pembimbing sbb.

Dosen Pembimbing I : **Ir. Ibnu Sudaradji, MS.**
 Dosen Pembimbing II : **Ir. H. A. Halim Hasmar, MT.**
 Dengan mengantar surat.

Perencanaan pondasi Barrete Piles untuk gedung bertingkat pada tanah lempung.

Demikian atas bantuan serta kerjasamanya mengucapkan terima kasih.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.



Dosen Pembimbing I
 Jurusan Teknik Sipil
 Manaditer, MS.

Tembusan.

- Mahasiswa Yth
- Arsip



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

KAMPUS : Jalan Kaliurang Km. 14,4 Tel. 895042, 895707, 896440, Fax. 895330, Yogyakarta 55584

FM-UII-AA-FFU-09

Yogyakarta, 09 Januari 2002

Nomor : 07/Kajur.Ts.30/Bg.FIV/2002
Lamp. :
Hal : BIMBINGAN TUGAS AKHIR

Kepada Yth.
Bapak/Ibu : **Ir. Ibnu Sudarmadji, MS.**
di Yogyakarta

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Dengan ini kami mohon dengan hormat kepada Bapak/Ibu agar mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan tersebut dibawah ini :

1. Nama : **Dwi Nurhidayat**
No. Mhs : **95 310 110**
Bid. Studi : **ISG**
Tahun Akademi : **2001/2002 (gasal)**
2. Nama : **Muhammad Arifin**
No. Mhs. : **95 310 122**
Bid. Studi : **ISG**
Tahun Akademi : **2001/2002 (gasal)**

Dapat diberikan petunjuk-petunjuk, pengarahan serta bimbingan dalam melaksanakan tugas akhir.

Kedua mahasiswa tersebut merupakan satu kelompok dengan dosen pembimbing sbb :

Dosen Pembimbing I : **Ir. Ibnu Sudarmadji, MS.**
Dosen Pembimbing II : **Ir. H. A. Hafim Hasmar, MT.**
Dengan mengambil topik :

Perencanaan pondasi Barr ete Piles untuk gedung bertingkat pada tanah lempung

Demikian atas bantuan serta kerjasamanya diucapkan terima kasih.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.



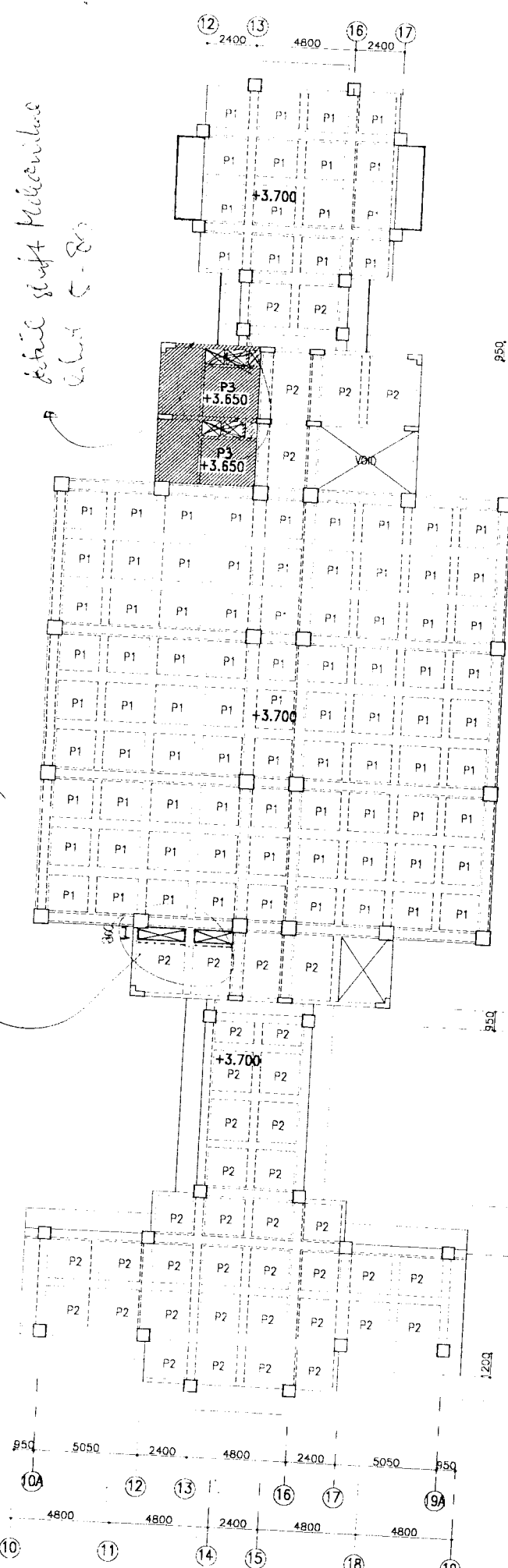
Tembusan :

- Mahasiswa Ybs.
- Arsip

LAMPIRAN 4

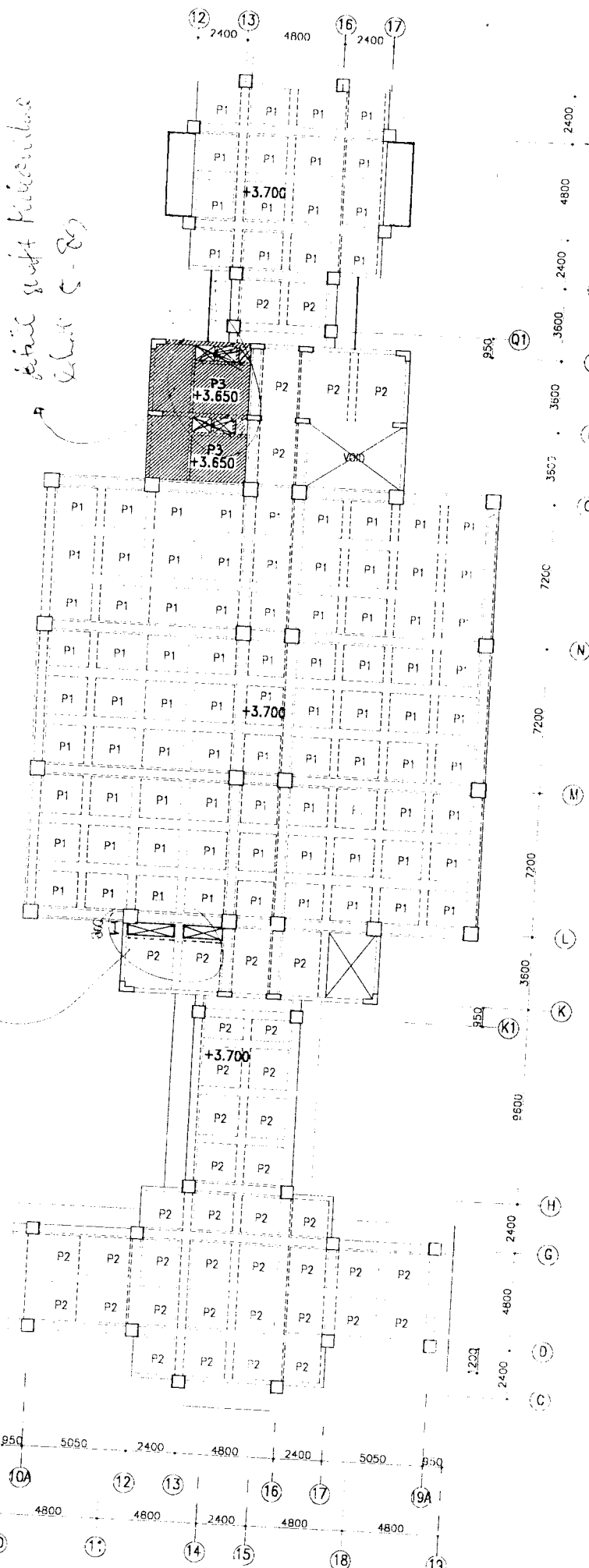
bidang S-84

detail shaft mekanikal
bidang S-83



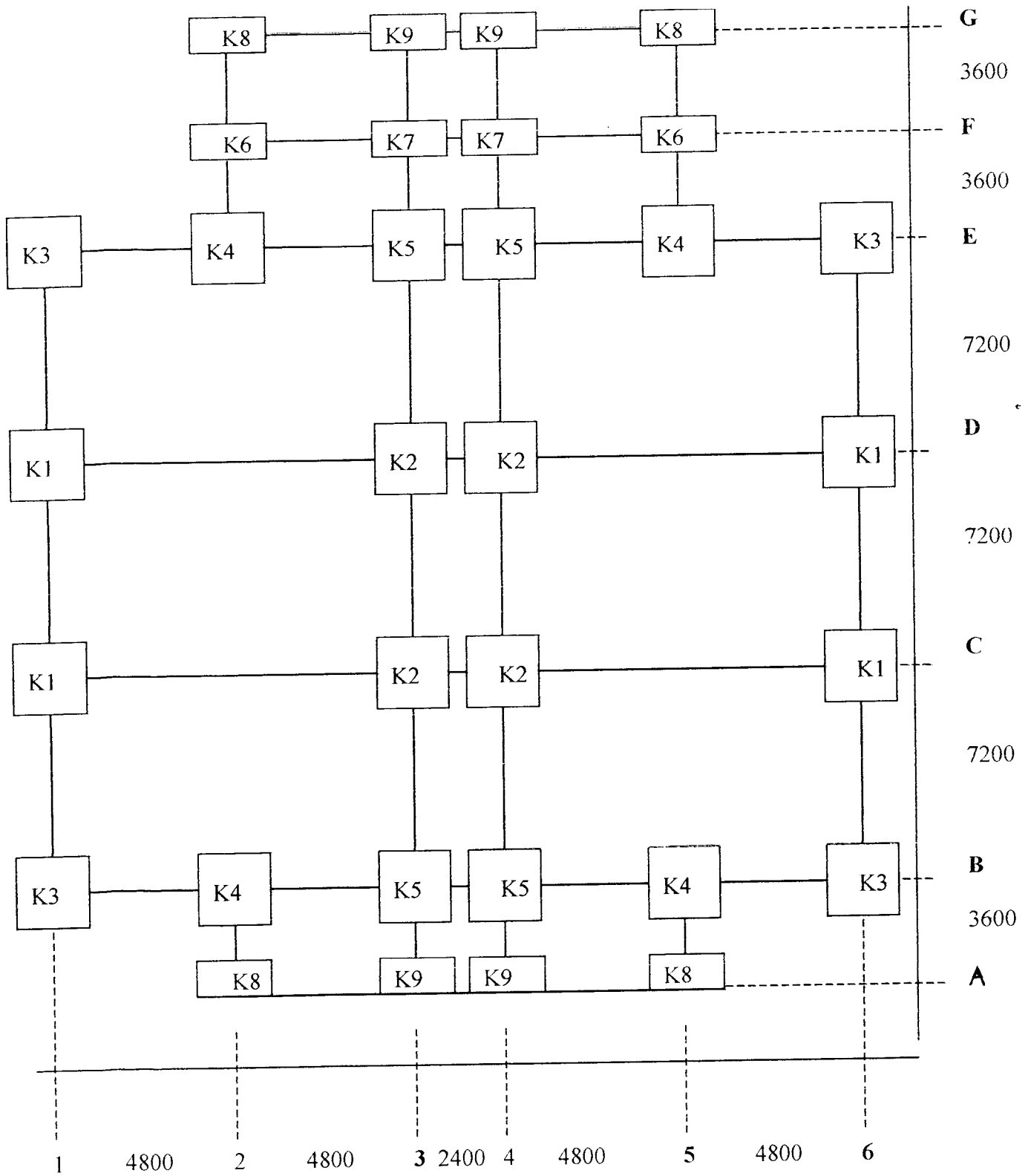
NAMA PROYEK KAMPUS TERPADU UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH YOGYAKARTA PEMBANGUNAN GEDUNG R. KULIAH DAN KANTOR ADMINISTRASI FAKULTAS	NAMA GAMBAR DENAH RENCANA PLAT LT.1 GEDUNG C (5 LT)	Dibat Oleh TIM SWAKELOLA L. FAKHRI RAHMAN PEMANGG. JAWAB STRUKTUR	Menyetujui TIM MAJU TIM KONSTRUKSI IR. JOKO SAMANTO KORDINATOR	TGL: 06-08-2000 SKALA 1 :	No GAMBAR S-90
			TITIK SWAKELOLA STRUKTUR		

*Detail shaft Elaborasi
Lantai 5 Dg*

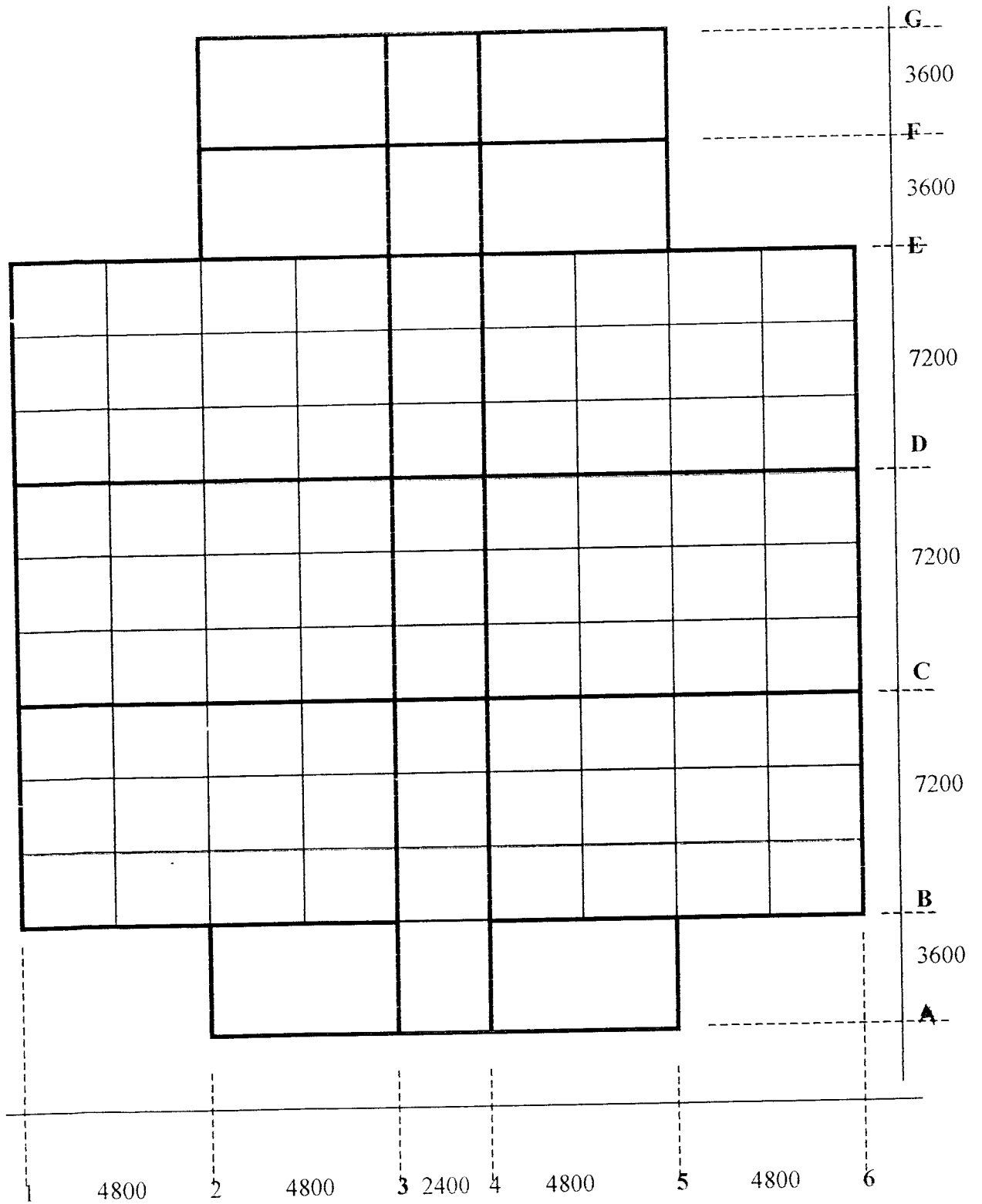


DENAH RENCANA PLAT LANTAI 1 GEDUNG C ELV. +3.700

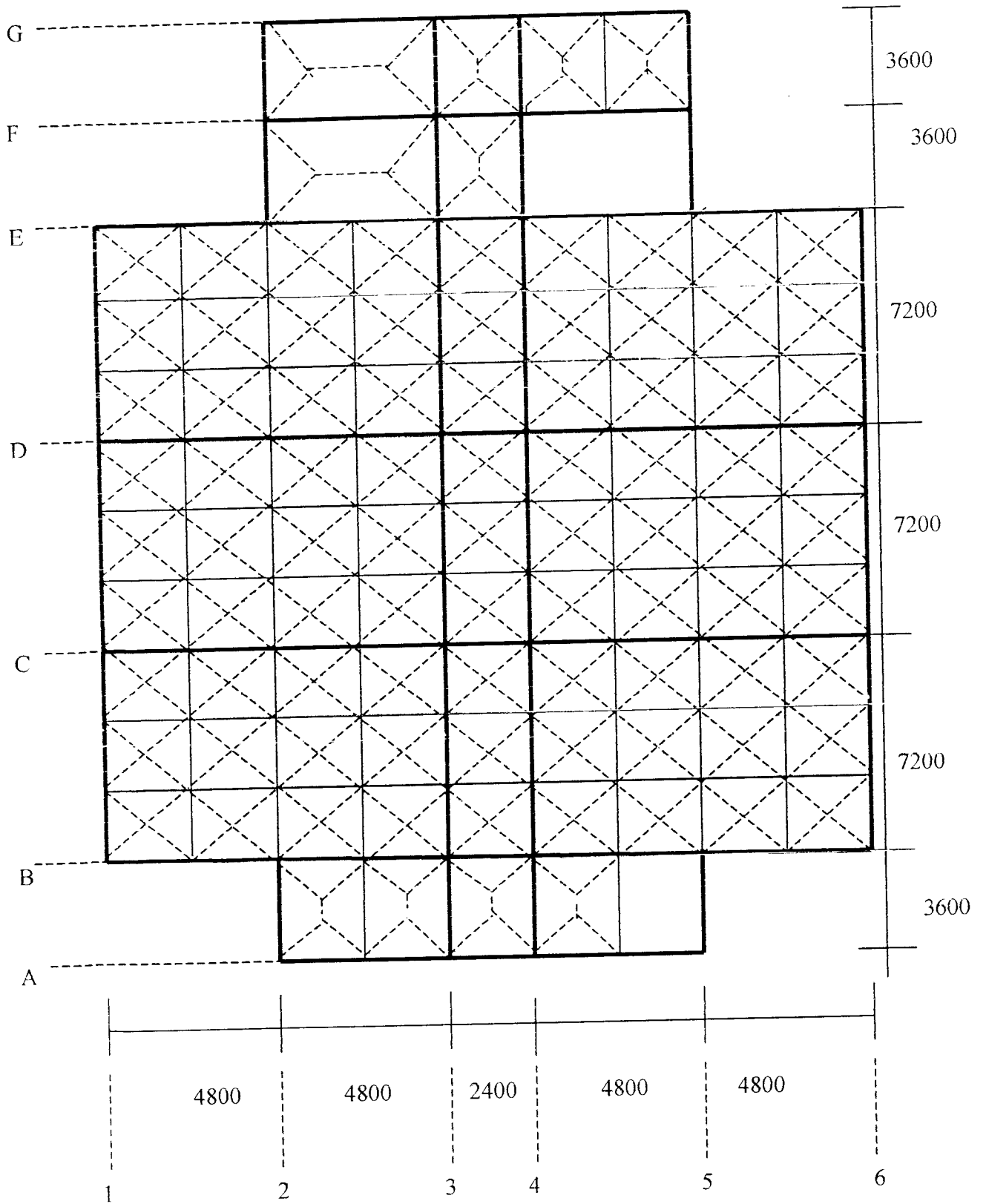
NAMA GAMBAR DENAH RENCANA PLAT LT.1 GEDUNG C (5 LT)	Menyetujui TIM MAJELIS KONSTRUKSI Ir. JOKO SHIVANTO KOORDINATOR	TGL: 06-08-2000 SKALA 1 :	No GAMBAR S-90
NAMA PROYEK KAMPUS TERPADU UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH YOGYAKARTA PEMBANGUNAN GEDUNG R. KULIAH DAN KANTOR ADMINISTRASI FAKULTAS			
TIM SWAKELOLA STRUKTUR			



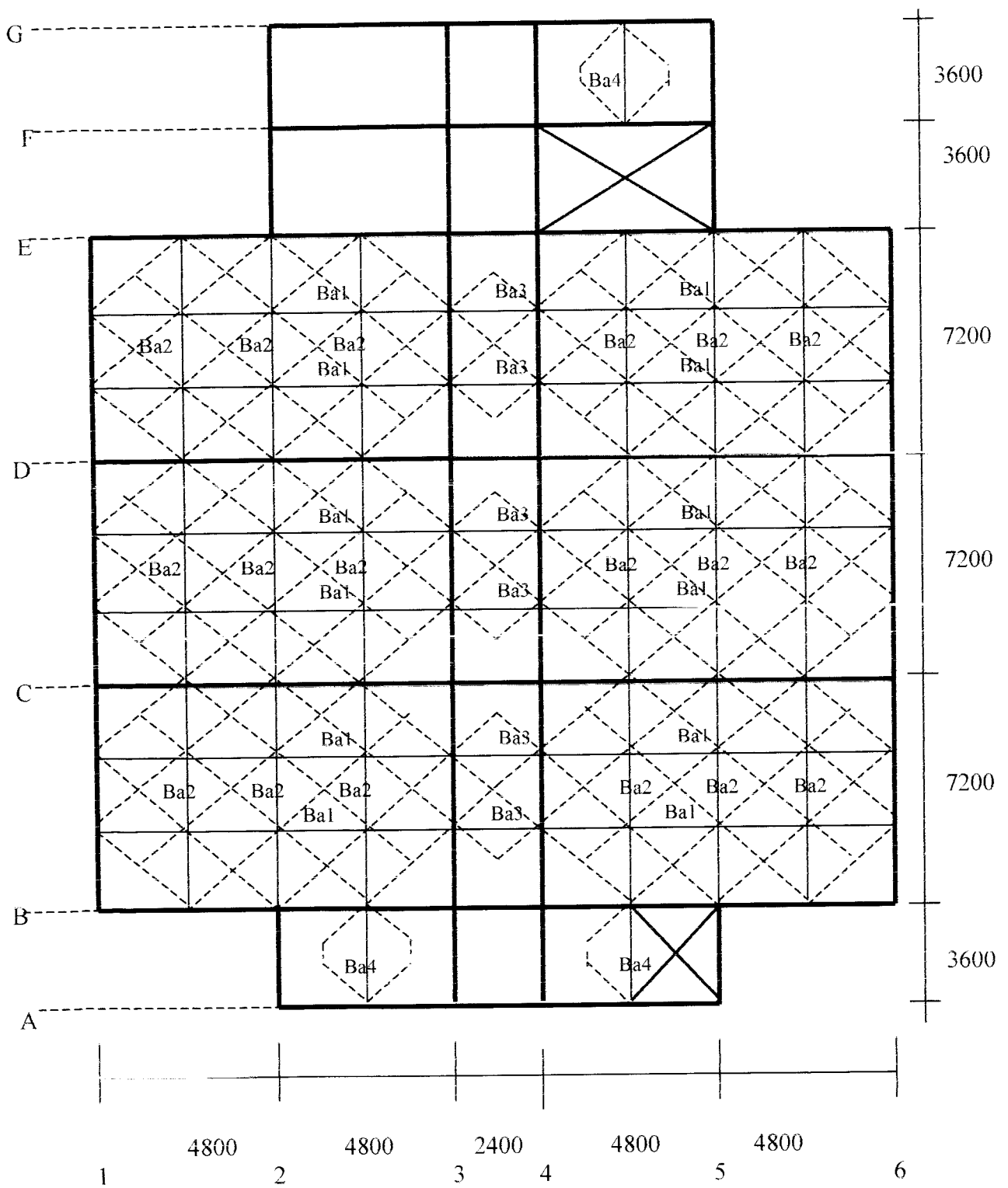
Denah Kolom



Denah Portal

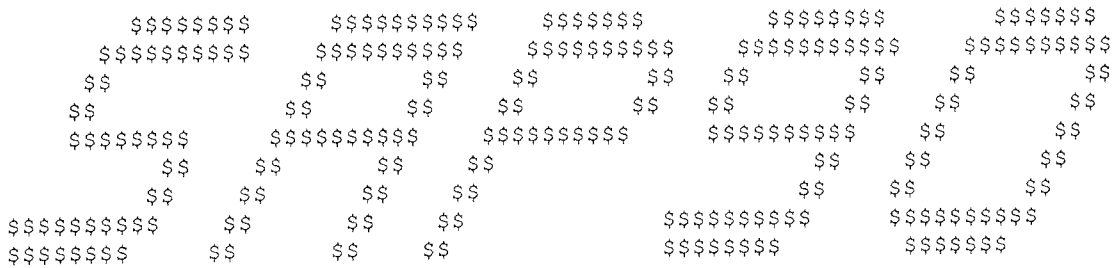


Denah portal dan pembagian beban lantai 1-4 (Skala 1 : 180)



Denah Tipe-Tipe Balok Anak dan Distribusi beban pada balok anak lantai 1-4
(Skala 1 :180)

LAMPIRAN 5



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.20

Copyright (C) 1978-1990
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
21	1	50.93	.0	28.26	-48.88			
			4.9	.00	20.44			
			9.6	-27.04	-43.02			
22	1	-17.09	.0	6.91	.41			
			1.2	.00	4.56			
			2.4	-6.91	.41			
23	1	50.93	.0	27.04	-43.02			
			4.7	.00	20.44			
			9.6	-28.26	-48.88			
24	1	61.69	.0	255.33	-441.41			
			2.4	199.17	103.98			
25	1	61.69	.0	114.47	103.98			
			2.4	58.32	311.33			
26	1	61.69	.0	-62.21	311.33			
			2.4	-118.37	94.63			
27	1	61.69	.0	-203.07	94.63			
			2.4	-259.22	-460.12			
28	1	10.85	.0	28.08	-100.90			
			1.2	.00	-84.06			
			2.4	-28.08	-100.90			
29	1	61.69	.0	259.22	-460.12			
			2.4	203.07	94.63			
30	1	61.69	.0	118.37	94.63			
			2.4	62.21	311.33			
31	1	61.69	.0	-58.32	311.33			
			2.4	-114.47	103.98			
32	1	61.69	.0	-199.17	103.98			
			2.4	-255.33	-441.41			

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
33	1	-14.63	.0	256.53	-452.48			
			2.4	200.37	95.80			
34	1	-14.63	.0	115.67	95.80			
			2.4	59.52	306.03			
35	1	-14.63	.0	-61.01	306.03			
			2.4	-117.17	92.21			
36	1	-14.63	.0	-201.87	92.21			
			2.4	-258.02	-459.66			
37	1	3.00	.0	28.08	-86.59			
			1.2	.00	-69.74			
			2.4	-28.08	-86.59			
38	1	-14.63	.0	258.02	-459.66			
			2.4	201.87	92.21			
39	1	-14.63	.0	117.17	92.21			
			2.4	61.01	306.03			
40	1	-14.63	.0	-59.52	306.03			
			2.4	-115.67	95.80			
41	1	-14.63	.0	-200.37	95.80			
			2.4	-256.53	-452.48			
42	1	59.37	.0	257.14	-459.39			
			2.4	200.99	90.36			
43	1	59.37	.0	116.29	90.36			
			2.4	60.13	302.06			
44	1	59.37	.0	-60.40	302.06			
			2.4	-116.56	89.71			
45	1	59.37	.0	-201.26	89.71			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
46	1	11.77	2.4	-257.41	-460.68			
			.0	28.08	-74.07			
			1.2	.00	-57.22			
			2.4	-28.08	-74.07			
47	1	59.37	2.4	257.41	-460.68			
			.0	201.26	89.71			
48	1	59.37	2.4	116.56	89.71			
			.0	60.40	302.06			
49	1	59.37	2.4	-60.13	302.06			
			.0	-116.29	90.36			
50	1	59.37	2.4	-200.99	90.36			
			.0	-257.14	-459.39			
51	1	-172.19	2.4	251.30	-400.58			
			.0	195.14	135.16			
52	1	-172.19	2.4	110.44	135.16			
			.0	54.29	332.84			
53	1	-172.19	2.4	-66.24	332.84			
			.0	-122.40	106.47			
54	1	-172.19	2.4	-207.10	106.47			
			.0	-263.25	-457.94			
55	1	-35.02	2.4	28.08	-158.80			
			.0	.00	-141.95			
			1.2	-28.08	-158.80			
56	1	-172.19	2.4	263.25	-457.94			
			.0	207.10	106.47			
57	1	-172.19	2.4	122.40	106.47			
			.0	66.24	332.84			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
58	1	-172.19	.0	-54.29	332.84			
			2.4	-110.44	135.16			
59	1	-172.19	.0	-195.14	135.16			
			2.4	-251.30	-400.58			
1	1	-1048.55	.0	-14.84	33.21			
			1.7	-14.84	7.99			
5	1	-1020.30	.0	-65.76	56.86			
			3.7	-65.76	-186.47			
2	1	-1184.17	.0	-11.65	3.67			
			1.7	-11.65	-16.13			
6	1	-1150.22	.0	56.37	-59.56			
			3.7	56.37	149.01			
3	1	-1184.17	.0	11.65	-3.67			
			1.7	11.65	16.13			
7	1	-1150.22	.0	-56.37	59.56			
			3.7	-56.37	-149.01			
4	1	-1048.55	.0	14.84	-33.21			
			1.7	14.84	-7.99			
8	1	-1020.30	.0	65.76	-56.86			
			3.7	65.76	186.47			
9	1	-764.97	.0	-127.46	254.95			
			3.8	-127.46	-229.39			
13	1	-508.44	.0	-112.82	223.10			
			3.8	-112.82	-205.63			
17	1	-251.30	.0	-172.19	253.76			
			3.8	-172.19	-400.58			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
10	1	-862.92	.0	107.21	-210.20			
			3.8	107.21	197.19			
14	1	-576.82	.0	89.57	-175.88			
			3.8	89.57	164.50			
18	1	-291.33	.0	137.17	-222.11			
			3.8	137.17	299.14			
11	1	-862.92	.0	-107.21	210.20			
			3.8	-107.21	-197.19			
15	1	-576.82	.0	-89.57	175.88			
			3.8	-89.57	-164.50			
19	1	-291.33	.0	-137.17	222.11			
			3.8	-137.17	-299.14			
12	1	-764.97	.0	127.46	-254.95			
			3.8	127.46	229.39			
16	1	-508.44	.0	112.82	-223.10			
			3.8	112.82	205.63			
20	1	-251.30	.0	172.19	-253.76			
			3.8	172.19	400.58			

ANALISIS PORTAL AS C DAN AS D BEBAN MATI Oleh:DAYAT & ARIFIN
SYSTEM

L=1

RESTRAINTS

1 4 1 R=1,1,1,1,1,1
5 48 1 R=0,0,1,1,1,0

JOINTS

1 X=0 Y=0
2 X=9.6 Y=0
3 X=12 Y=0
4 X=21.6 Y=0
5 X=0 Y=1.7
6 X=9.6 Y=1.7
7 X=12 Y=1.7
8 X=21.6 Y=1.7
9 X=0 Y=5.4
18 X=21.6 Y=5.4 G=9,18,1
19 X=0 Y=9.2
28 X=21.6 Y=9.2 G=19,28,1
29 X=0 Y=13
38 X=21.6 Y=13 G=29,38,1
39 X=0 Y=16.8
48 X=21.6 Y=16.8 G=39,48,1

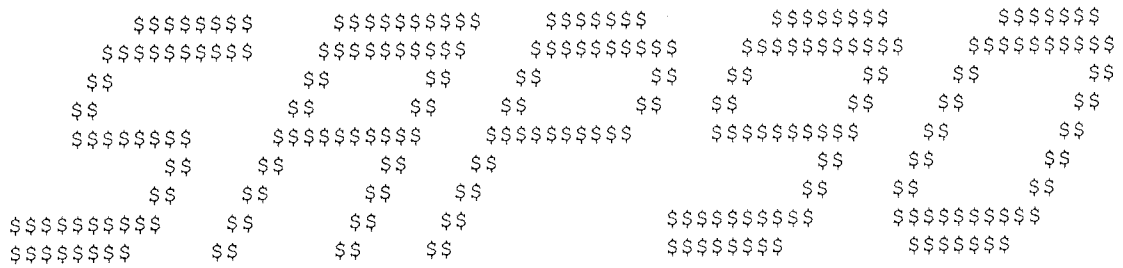
LOADS

10 40 10 F=0,-84.7
11 41 10 F=0,-120.53
12 42 10 F=0,-84.7
15 45 10 F=0,-84.7
16 46 10 F=0,-120.53
17 47 10 F=0,-84.7

FRAME

NM=3 NL=2

1 SH=R T=0.6,0.4 E=2.35E7
2 SH=T T=0.7,0.6,0.4,0.4 E=2.35E7
3 SH=R T=0.7,0.7 E=2.35E7
1 WG=0,-5.76
2 WG=0,-23.398
21 5 6 G=2,1,1,1 M=1 NSL=1 LP=1,0
24 9 10 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
33 19 20 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
42 29 30 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
51 39 40 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
1 1 5 G=1,4,4,4 M=3 LP=1,0
2 2 6 G=1,4,4,7 M=3 LP=1,0
3 3 7 G=1,4,4,7 M=3 LP=1,0
4 4 8 G=1,4,4,10 M=3 LP=1,0
9 9 19 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0
10 13 23 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0
11 14 24 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0
12 18 28 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.20

Copyright (C) 1978-1990
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
21	1	17.69	.0	.21	-1.88			
			9.6	.21	.13			
22	1	-6.56	.0	.00	2.19			
			2.4	.00	2.19			
23	1	17.69	.0	-.21	.13			
			9.6	-.21	-1.88			
24	1	20.23	.0	72.04	-129.46			
			2.4	62.44	31.93			
25	1	20.23	.0	31.20	31.93			
			2.4	21.60	95.30			
26	1	20.23	.0	-22.84	95.30			
			2.4	-32.44	28.97			
27	1	20.23	.0	-63.68	28.97			
			2.4	-73.28	-135.38			
28	1	3.50	.0	4.80	-29.04			
			1.2	.00	-26.16			
			2.4	-4.80	-29.04			
29	1	20.23	.0	73.28	-135.38			
			2.4	63.68	28.97			
30	1	20.23	.0	32.44	28.97			
			2.4	22.84	95.30			
31	1	20.23	.0	-21.60	95.30			
			2.4	-31.20	31.93			
32	1	20.23	.0	-62.44	31.93			
			2.4	-72.04	-129.46			
33	1	-4.63	.0	72.42	-133.01			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
34			2.4	62.82	29.27			
	1	-4.63	.0	31.58	29.27			
			2.4	21.98	93.54			
35			2.4	-32.06	28.11			
	1	-4.63	.0	-22.46	93.54			
			2.4	-32.06	28.11			
36			2.4	-72.90	-135.34			
	1	-4.63	.0	-63.30	28.11			
			2.4	-72.90	-135.34			
37			2.4	-4.80	-24.26			
	1	.88	.0	4.80	-24.26			
			1.2	.00	-21.38			
			2.4	-4.80	-24.26			
38			2.4	63.30	28.11			
	1	-4.63	.0	72.90	-135.34			
			2.4	63.30	28.11			
39			2.4	22.46	93.54			
	1	-4.63	.0	32.06	28.11			
			2.4	22.46	93.54			
40			2.4	-31.58	29.27			
	1	-4.63	.0	-21.98	93.54			
			2.4	-31.58	29.27			
41			2.4	-72.42	-133.01			
	1	-4.63	.0	-62.82	29.27			
			2.4	-72.42	-133.01			
42			2.4	62.99	27.71			
	1	17.47	.0	72.59	-134.98			
			2.4	62.99	27.71			
43			2.4	22.15	92.39			
	1	17.47	.0	31.75	27.71			
			2.4	22.15	92.39			
44			2.4	-31.89	27.37			
	1	17.47	.0	-22.29	92.39			
			2.4	-31.89	27.37			
45			2.4	-72.73	-135.67			
	1	17.47	.0	-63.13	27.37			
			2.4	-72.73	-135.67			
46								
	1	3.28						

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			.0	4.80	-20.65			
			1.2	.00	-17.77			
			2.4	-4.80	-20.65			
47	1	17.47						
			.0	72.73	-135.67			
			2.4	63.13	27.37			
48	1	17.47						
			.0	31.89	27.37			
			2.4	22.29	92.39			
49	1	17.47						
			.0	-22.15	92.39			
			2.4	-31.75	27.71			
50	1	17.47						
			.0	-62.99	27.71			
			2.4	-72.59	-134.98			
51	1	-50.60						
			.0	70.89	-117.73			
			2.4	61.29	40.88			
52	1	-50.60						
			.0	30.05	40.88			
			2.4	20.45	101.47			
53	1	-50.60						
			.0	-24.00	101.47			
			2.4	-33.60	32.36			
54	1	-50.60						
			.0	-64.84	32.36			
			2.4	-74.44	-134.77			
55	1	-9.80						
			.0	4.80	-45.80			
			1.2	.00	-42.92			
			2.4	-4.80	-45.80			
56	1	-50.60						
			.0	74.44	-134.77			
			2.4	64.84	32.36			
57	1	-50.60						
			.0	33.60	32.36			
			2.4	24.00	101.47			
58	1	-50.60						
			.0	-20.45	101.47			
			2.4	-30.05	40.88			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
59	1	-50.60						
			.0	-61.29	40.88			
			2.4	-70.89	-117.73			
1	1	-288.15						
			.0	.15	9.28			
			1.7	.15	9.54			
5	1	-287.94						
			.0	-17.54	11.42			
			3.7	-17.54	-53.48			
2	1	-312.34						
			.0	-8.85	3.23			
			1.7	-8.85	-11.81			
6	1	-312.55						
			.0	15.40	-13.86			
			3.7	15.40	43.12			
3	1	-312.34						
			.0	8.85	-3.23			
			1.7	8.85	11.81			
7	1	-312.55						
			.0	-15.40	13.86			
			3.7	-15.40	-43.12			
4	1	-288.15						
			.0	-.15	-9.28			
			1.7	-.15	-9.54			
8	1	-287.94						
			.0	17.54	-11.42			
			3.7	17.54	53.48			
9	1	-215.89						
			.0	-37.77	75.98			
			3.8	-37.77	-67.53			
13	1	-143.47						
			.0	-33.13	65.49			
			3.8	-33.13	-60.41			
17	1	-70.89						
			.0	-50.60	74.57			
			3.8	-50.60	-117.73			
10	1	-234.47						
			.0	32.13	-63.22			
			3.8	32.13	58.87			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
14	1	-156.77	.0	26.62	-52.21			
			3.8	26.62	48.93			
18	1	-79.24	.0	40.81	-66.10			
			3.8	40.81	88.97			
11	1	-234.47	.0	-32.13	63.22			
			3.8	-32.13	-58.87			
15	1	-156.77	.0	-26.62	52.21			
			3.8	-26.62	-48.93			
19	1	-79.24	.0	-40.81	66.10			
			3.8	-40.81	-88.97			
12	1	-215.89	.0	37.77	-75.98			
			3.8	37.77	67.53			
16	1	-143.47	.0	33.13	-65.49			
			3.8	33.13	60.41			
20	1	-70.89	.0	50.60	-74.57			
			3.8	50.60	117.73			

ANALISIS PORTAL AS C DAN AS D BEBAN HIDUP Oleh:DAYAT & ARIFIN
SYSTEM

L=1

RESTRAINTS

1 4 1 R=1,1,1,1,1,1
5 48 1 R=0,0,1,1,1,0

JOINTS

1 X=0 Y=0
2 X=9.6 Y=0
3 X=12 Y=0
4 X=21.6 Y=0
5 X=0 Y=1.7
6 X=9.6 Y=1.7
7 X=12 Y=1.7
8 X=21.6 Y=1.7
9 X=0 Y=5.4
18 X=21.6 Y=5.4 G=9,18,1
19 X=0 Y=9.2
28 X=21.6 Y=9.2 G=19,28,1
29 X=0 Y=13
38 X=21.6 Y=13 G=29,38,1
39 X=0 Y=16.8
48 X=21.6 Y=16.8 G=39,48,1

LOADS

10 40 10 F=0,-31.24
11 41 10 F=0,-44.442
12 42 10 F=0,-31.24
15 45 10 F=0,-31.24
16 46 10 F=0,-44.442
17 47 10 F=0,-31.24

FRAME

NM=3 NL=1
1 SH=R T=0.6,0.4 E=2.35E7
2 SH=T T=0.7,0.6,0.4,0.4 E=2.35E7
3 SH=R T=0.7,0.7 E=2.35E7
1 WG=0,-4
21 5 6 G=2,1,1,1 M=1 LP=1,0
24 9 10 G=8,1,1,1 M=2 NSL=1 LP=1,0
33 19 20 G=8,1,1,1 M=2 NSL=1 LP=1,0
42 29 30 G=8,1,1,1 M=2 NSL=1 LP=1,0
51 39 40 G=8,1,1,1 M=2 NSL=1 LP=1,0
1 1 5 G=1,4,4,4 M=3 LP=1,0
2 2 6 G=1,4,4,7 M=3 LP=1,0
3 3 7 G=1,4,4,7 M=3 LP=1,0
4 4 8 G=1,4,4,10 M=3 LP=1,0
9 9 19 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0
10 13 23 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0
11 14 24 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0
12 18 28 G=2,4,10,10 M=3 LP=1,0

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
41	1	-0.61						
			.0	10.59	-4.63			
			1.8	.00	5.10			
			3.6	-10.15	-3.84			
42	1	11.19						
			.0	21.18	-26.71			
			3.7	.00	12.23			
			7.2	-20.29	-23.52			
43	1	7.59						
			.0	20.71	-24.83			
			3.6	.00	12.40			
			7.2	-20.76	-25.03			
44	1	11.18						
			.0	20.21	-23.29			
			3.5	.00	12.18			
			7.2	-21.26	-27.05			
45	1	-1.22						
			.0	11.23	-7.11			
			1.9	.00	3.84			
			3.6	-9.51	-4.01			
46	1	.13						
			.0	9.79	-3.66			
			1.7	.00	4.66			
			3.6	-10.95	-5.75			
47	1	.92						
			.0	35.63	-8.34			
			1.4	.00	16.71			
			3.6	-55.62	-44.32			
48	1	16.78						
			.0	130.27	-163.97			
			2.4	74.12	81.30			
49	1	16.78						
			.0	25.34	81.30			
			1.1	.00	95.02			
			2.4	-30.82	74.73			
50	1	16.78						
			.0	-79.60	74.73			
			2.4	-135.75	-183.69			
51	1	16.01						
			.0	132.89	-178.96			
			2.4	76.73	72.58			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
52	1	16.01	.0	27.95	72.58			
			1.2	.00	89.28			
			2.4	-28.20	72.28			
53	1	16.01	.0	-76.98	72.28			
			2.4	-133.14	-179.87			
54	1	16.37	.0	135.52	-182.95			
			2.4	79.36	74.91			
55	1	16.37	.0	30.58	74.91			
			1.3	.00	94.90			
			2.4	-25.57	80.93			
56	1	16.37	.0	-74.35	80.93			
			2.4	-130.51	-164.90			
57	1	1.21	.0	54.70	-47.95			
			2.1	.00	9.32			
			3.6	-39.34	-20.31			
58	1	1.62	.0	49.74	-22.94			
			1.9	.00	24.41			
			3.6	-44.31	-13.17			
59	1	.41	.0	37.53	-10.45			
			1.5	.00	17.34			
			3.6	-53.72	-39.59			
60	1	-.73	.0	131.37	-168.80			
			2.4	75.22	79.10			
61	1	-.73	.0	26.44	79.10			
			1.1	.00	94.04			
			2.4	-29.72	75.16			
62	1	-.73	.0	-78.50	75.16			
			2.4	-134.65	-180.62			
63	1	1.12						

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
64	1	1.12	.0	132.78	-178.29			
			2.4	76.63	73.00			

65	1	1.12	.0	27.85	73.00			
			1.2	.00	89.57			
			2.4	-28.31	72.44			

66	1	-1.14	.0	-77.09	72.44			
			2.4	-133.24	-179.95			

67	1	-1.14	.0	134.03	-178.79			
			2.4	77.88	75.51			

68	1	-1.14	.0	29.10	75.51			
			1.2	.00	93.60			
			2.4	-27.06	77.96			

69	1	.81	.0	-75.84	77.96			
			2.4	-131.99	-171.44			

70	1	.54	.0	56.15	-49.31			
			2.1	.00	11.04			
			3.6	-37.89	-16.44			

71	1	-.30	.0	47.74	-18.98			
			1.8	.00	24.65			
			3.6	-46.30	-16.39			

72	1	7.63	.0	38.10	-10.77			
			1.5	.00	17.86			
			3.6	-53.15	-37.87			

73	1	7.63	.0	131.62	-170.12			
			2.4	75.47	78.39			

74	1	7.63	.0	26.69	78.39			
			1.1	.00	93.61			
			2.4	-29.47	75.05			

74	1	7.63	.0	-78.25	75.05			
			2.4	-134.40	-180.13			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
75	1	4.13						
			.0	132.57	-177.14			
			2.4	76.42	73.65			
76	1	4.13						
			.0	27.64	73.65			
			1.2	.00	89.97			
			2.4	-28.52	72.59			
77	1	4.13						
			.0	-77.30	72.59			
			2.4	-133.45	-180.31			
78	1	5.75						
			.0	133.44	-177.05			
			2.4	77.29	75.83			
79	1	5.75						
			.0	28.51	75.83			
			1.2	.00	93.19			
			2.4	-27.65	76.86			
80	1	5.75						
			.0	-76.43	76.86			
			2.4	-132.58	-173.95			
81	1	-1.16						
			.0	57.62	-51.62			
			2.2	.00	11.92			
			3.6	-36.43	-13.47			
82	1	.20						
			.0	46.58	-16.14			
			1.8	.00	25.38			
			3.6	-47.47	-17.75			
83	1	-1.47						
			.0	34.03	-7.10			
			1.3	.00	15.75			
			3.6	-57.22	-48.83			
84	1	-44.43						
			.0	128.84	-155.51			
			2.4	72.68	86.31			
85	1	-44.43						
			.0	23.90	86.31			
			1.0	.00	98.52			
			2.4	-32.25	76.28			
86	1	-44.43						

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			.0	-81.03	76.28			
			2.4	-137.19	-185.58			
87	1	-41.33						
			.0	132.73	-178.43			
			2.4	76.57	72.73			
88	1	-41.33						
			.0	27.79	72.73			
			1.2	.00	89.24			
			2.4	-28.36	72.05			
89	1	-41.33						
			.0	-77.14	72.05			
			2.4	-133.30	-180.47			
90	1	-41.52						
			.0	135.65	-181.56			
			2.4	79.49	76.61			
91	1	-41.52						
			.0	30.71	76.61			
			1.3	.00	96.76			
			2.4	-25.44	82.93			
92	1	-41.52						
			.0	-74.22	82.93			
			2.4	-130.38	-162.60			
93	1	-1.44						
			.0	62.05	-62.71			
			2.4	.00	10.99			
			3.6	-31.99	-8.60			
94	1	-.79						
			.0	46.08	-13.58			
			1.8	.00	27.06			
			3.6	-47.96	-16.97			
95	1	-1.18						
			.0	23.82	-2.38			
			1.5	.00	15.31			
			3.6	-33.93	-20.57			
96	1	-2.44						
			.0	36.13	-29.03			
			2.3	.00	11.65			
			3.6	-21.62	-2.91			
97	1	-4.00						
			.0	28.37	-5.66			
			1.8	.00	19.42			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1			3.6	-29.38	-7.48			

1	1	-179.70						
			.0	-2.22	1.48			
			1.7	-2.22	-2.29			

8								
1	1	-169.11						
			.0	-1.61	2.34			
			3.7	-1.61	-3.63			

15								
1	1	-133.48						
			.0	-2.54	4.71			
			3.8	-2.54	-4.94			

22								
1	1	-95.95						
			.0	-2.95	5.51			
			3.8	-2.95	-5.70			

29								
1	1	-57.85						
			.0	-2.65	5.07			
			3.8	-2.65	-4.99			

36								
1	1	-23.82						
			.0	-1.18	2.10			
			3.8	-1.18	-2.38			

2								
1	1	-807.07						
			.0	-7.33	9.05			
			1.7	-7.33	-3.41			

9								
1	1	-775.74						
			.0	-19.13	19.46			
			3.7	-19.13	-51.34			

16								
1	1	-589.85						
			.0	-34.99	68.32			
			3.8	-34.99	-64.65			

23								
1	1	-404.76						
			.0	-33.85	64.56			
			3.8	-33.85	-64.08			

30								
1	1	-219.98						
			.0	-41.78	68.16			
			3.8	-41.78	-90.60			

37								
1	1	-33.93						
			.0	1.18	16.08			
			3.8	1.18	20.57			

3								
1	1	-1113.97						
			.0	-2.92	2.57			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			1.7	-2.92	-2.40			
10	1	-1072.97						
			.0	.68	-1.09			
			3.7	.68	1.41			
17	1	-804.33						
			.0	1.45	-3.32			
			3.8	1.45	2.19			
24	1	-536.89						
			.0	-.40	-.14			
			3.8	-.40	-1.64			
31	1	-269.92						
			.0	3.10	-4.63			
			3.8	3.10	7.15			
4	1	-1112.75						
			.0	3.12	-3.11			
			1.7	3.12	2.20			
11	1	-1071.77						
			.0	-.47	.46			
			3.7	-.47	-1.27			
18	1	-803.12						
			.0	-.83	1.81			
			3.8	-.83	-1.35			
25	1	-535.84						
			.0	1.43	-2.51			
			3.8	1.43	2.91			
32	1	-268.94						
			.0	-.19	-.36			
			3.8	-.19	-1.09			
5	1	-824.61						
			.0	6.11	-9.00			
			1.7	6.11	1.39			
12	1	-792.12						
			.0	18.51	-18.54			
			3.7	18.51	49.96			
19	1	-606.91						
			.0	33.68	-67.00			
			3.8	33.68	60.98			
26	1	-418.76						
			.0	31.73	-61.15			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
			3.8	31.73	59.43			
33	1	-228.56	.0	37.64	-62.91			
			3.8	37.64	80.13			
38	1	-36.13	.0	-2.44	-19.77			
			3.8	-2.44	-29.03			
6	1	-405.08	.0	.95	-.80			
			1.7	.95	.81			
13	1	-385.79	.0	-.40	.46			
			3.7	-.40	-1.03			
20	1	-296.71	.0	-.82	1.60			
			3.8	-.82	-1.50			
27	1	-211.07	.0	-.54	1.04			
			3.8	-.54	-1.02			
34	1	-128.07	.0	-.91	1.64			
			3.8	-.91	-1.80			
39	1	-49.99	.0	-1.56	3.18			
			3.8	-1.56	-2.75			
7	1	-226.38	.0	2.30	-1.54			
			1.7	2.30	2.36			
14	1	-215.43	.0	2.43	-3.38			
			3.7	2.43	5.59			
21	1	-171.12	.0	4.05	-7.58			
			3.8	4.05	7.80			
28	1	-124.82	.0	4.58	-8.59			
			3.8	4.58	8.83			
35	1	-77.35	.0	4.78	-8.92			

FRAME ELEMENT FORCES

ELT	LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID	COND	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
			3.8	4.78	9.26			
40		-----						
	1	-29.38						
			.0	4.00	-7.71			
			3.8	4.00	7.48			

ANALISIS PORTAL AS 3 DAN AS 4 BEBAN MATI Oleh:DAYAT & ARIFIN
SYSTEM

L=1

RESTRAINTS

1 7 1 R=1,1,1,1,1,1
8 71 1 R=0,0,1,1,1,0

JOINTS

1 X=0 Y=0
2 X=3.6 Y=0
5 X=25.2 Y=0 G=2,5,1
6 X=28.8 Y=0
7 X=32.4 Y=0
8 X=0 Y=1.7
9 X=3.6 Y=1.7
12 X=25.2 Y=1.7 G=9,12,1
13 X=28.8 Y=1.7
14 X=32.4 Y=1.7
15 X=0 Y=5.4
16 X=3.6 Y=5.4
25 X=25.2 Y=5.4 G=16,25,1
26 X=28.8 Y=5.4
27 X=32.4 Y=5.4
28 X=0 Y=9.2
29 X=3.6 Y=9.2
38 X=25.2 Y=9.2 G=29,38,1
39 X=28.8 Y=9.2
40 X=32.4 Y=9.2
41 X=0 Y=13
42 X=3.6 Y=13
51 X=25.2 Y=13 G=42,51,1
52 X=28.8 Y=13
53 X=32.4 Y=13
54 X=0 Y=16.8
55 X=3.6 Y=16.8
64 X=25.2 Y=16.8 G=55,64,1
65 X=28.8 Y=16.8
66 X=32.4 Y=16.8
67 X=0 Y=20.6
68 X=3.6 Y=20.6
69 X=25.2 Y=20.6
71 X=32.4 Y=20.6 G=69,71,1

LOADS

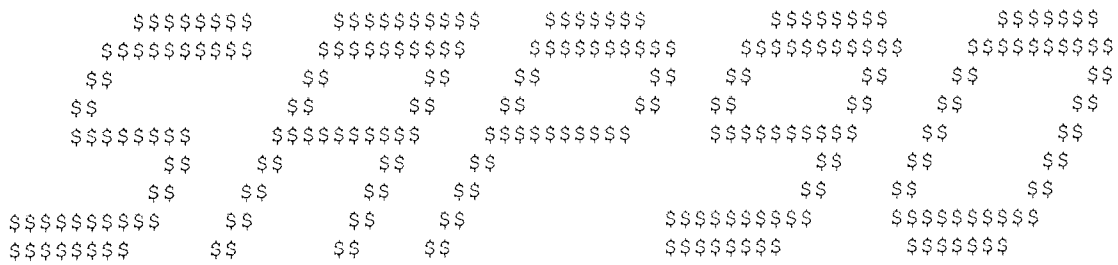
56 62 3 L=1 F=0,-48.78
57 63 3 L=1 F=0,-48.78
43 49 3 L=1 F=0,-48.78
44 50 3 L=1 F=0,-48.78
30 36 3 L=1 F=0,-48.78
31 37 3 L=1 F=0,-48.78
17 23 3 L=1 F=0,-48.78
18 24 3 L=1 F=0,-48.78

FRAME

NM=5 NL=5

1 SH=R T=0.6,0.4 E=2.35E7
2 SH=T T=0.7,0.6,0.4,0.4 E=2.35E7
3 SH=R T=0.7,0.2 E=2.35E7
4 SH=R T=0.7,0.7 E=2.35E7
5 SH=R T=0.25,0.7 E=2.35E7
1 WG=0,-5.76

2 WG=0,-25.347
 3 WG=0,-23.398
 4 WG=0,-26.124
 5 WG=0,-16.042
 41 8 9 G=5,1,1,1 M=1 NSL=1 LP=1,0 : Balok
 47 15 16 M=3 NSL=2 LP=1,0
 48 16 17 G=8,1,1,1 M=2 NSL=3 LP=1,0
 57 25 26 G=1,1,1,1 M=3 NSL=4 LP=1,0
 59 28 29 M=3 NSL=2 LP=1,0
 60 29 30 G=8,1,1,1 M=2 NSL=3 LP=1,0
 69 38 39 G=1,1,1,1 M=3 NSL=4 LP=1,0
 71 41 42 M=3 NSL=2 LP=1,0
 72 42 43 G=8,1,1,1 M=2 NSL=3 LP=1,0
 81 51 52 G=1,1,1,1 M=3 NSL=4 LP=1,0
 83 54 55 M=3 NSL=2 LP=1,0
 84 55 56 G=8,1,1,1 M=2 NSL=3 LP=1,0
 93 64 65 G=1,1,1,1 M=3 NSL=4 LP=1,0
 95 67 68 M=3 NSL=5 LP=1,0
 96 69 70 G=1,1,1,1 M=3 NSL=5 LP=1,0
 1 1 8 G=1,7,7,7 M=5 LP=1,0 : Kolom
 15 15 28 G=3,7,13,13 M=5 LP=1,0
 2 2 9 G=1,7,7,7 M=4 LP=1,0
 16 16 29 G=3,7,13,13 M=4 LP=1,0
 3 3 10 M=4 LP=1,0
 10 10 19 M=4 LP=1,0
 17 19 32 G=2,7,13,13 M=4 LP=1,0
 4 4 11 M=4 LP=1,0
 11 11 22 M=4 LP=1,0
 18 22 35 G=2,7,13,13 M=4 LP=1,0
 5 5 12 M=4 LP=1,0
 12 12 25 G=3,7,13,13 M=4 LP=1,0
 38 64 69 M=4 LP=1,0
 6 6 13 M=5 LP=1,0
 13 13 26 G=3,7,13,13 M=5 LP=1,0
 39 65 70 M=5 LP=1,0
 7 7 14 M=5 LP=1,0
 14 14 27 G=3,7,13,13 M=5 LP=1,0
 40 66 71 M=5 LP=1,0



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.20

Copyright (C) 1978-1990
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
41	1	-0.16						
			.0	.73	-0.85			
			3.6	.73	1.79			
42	1	3.93						
			.0	.20	-0.86			
			7.2	.20	.55			
43	1	2.67						
			.0	-0.01	.02			
			7.2	-0.01	-0.05			
44	1	3.92						
			.0	-0.22	.63			
			7.2	-0.22	-0.97			
45	1	-0.38						
			.0	-0.16	.78			
			3.6	-0.16	.20			
46	1	.12						
			.0	-0.39	.57			
			3.6	-0.39	-0.84			
47	1	.23						
			.0	7.00	-1.69			
			1.4	.00	3.10			
			3.6	-11.40	-9.62			
48	1	5.37						
			.0	32.48	-43.11			
			2.4	22.88	23.33			
49	1	5.37						
			.0	4.01	23.33			
			1.0	.00	25.34			
			2.4	-5.59	21.44			
50	1	5.37						
			.0	-24.46	21.44			
			2.4	-34.06	-48.77			
51	1	5.17						
			.0	33.23	-47.42			
			2.4	23.63	20.82			
52	1	5.17						
			.0	4.76	20.82			
			1.2	.00	23.66			
			2.4	-4.84	20.73			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE	AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
53	1	5.17	.0	-23.71	20.73		
			2.4	-33.31	-47.68		
54	1	5.28	.0	33.99	-48.55		
			2.4	24.39	21.50		
55	1	5.28	.0	5.52	21.50		
			1.4	.00	25.30		
			2.4	-4.08	23.22		
56	1	5.28	.0	-22.95	23.22		
			2.4	-32.55	-43.39		
57	1	.29	.0	11.70	-10.61		
			2.1	.00	1.70		
			3.6	-8.31	-4.51		
58	1	.39	.0	10.65	-5.01		
			1.9	.00	5.19		
			3.6	-9.36	-2.69		
59	1	.14	.0	7.59	-2.31		
			1.5	.00	3.33		
			3.6	-10.81	-8.12		
60	1	-.22	.0	32.84	-44.70		
			2.4	23.24	22.61		
61	1	-.22	.0	4.37	22.61		
			1.1	.00	25.00		
			2.4	-5.23	21.59		
62	1	-.22	.0	-24.10	21.59		
			2.4	-33.70	-47.76		
63	1	.37	.0	33.21	-47.25		
			2.4	23.61	20.94		
64	1	.37	.0	4.74	20.94		

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
65	1	.37	1.2	.00	23.75			
			2.4	-4.86	20.79			

66	1	-.30	.0	-23.73	20.79			
			2.4	-33.33	-47.68			

67	1	-.30	.0	33.55	-47.32			
			2.4	23.95	21.67			

68	1	-.30	.0	5.08	21.67			
			1.3	.00	24.89			
			2.4	-4.52	22.34			
69	1	-.30	.0	-23.39	22.34			
			2.4	-32.99	-45.33			

70	1	.21	.0	11.77	-10.34			
			2.1	.00	2.13			
			3.6	-8.23	-3.97			
71	1	.11	.0	10.27	-4.38			
			1.8	.00	5.12			
			3.6	-9.73	-3.40			
72	1	-.07	.0	7.80	-2.46			
			1.5	.00	3.49			
			3.6	-10.61	-7.51			
73	1	2.43	.0	32.94	-45.18			
			2.4	23.34	22.37			

74	1	2.43	.0	4.47	22.37			
			1.1	.00	24.87			
			2.4	-5.13	21.58			
75	1	2.43	.0	-24.00	21.58			
			2.4	-33.60	-47.53			

75	1	1.44	.0	33.16	-46.95			
			2.4	23.56	21.11			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
76	1	1.44	.0	4.69	21.11			
			1.2	.00	23.86			
			2.4	-4.91	20.85			
77	1	1.44	.0	-23.78	20.85			
			2.4	-33.38	-47.74			
78	1	1.96	.0	33.38	-46.81			
			2.4	23.78	21.77			
79	1	1.96	.0	4.91	21.77			
			1.2	.00	24.78			
			2.4	-4.69	22.02			
80	1	1.96	.0	-23.56	22.02			
			2.4	-33.16	-46.05			
81	1	-.06	.0	11.93	-10.51			
			2.1	.00	2.30			
			3.6	-8.07	-3.55			
82	1	.03	.0	10.08	-3.94			
			1.8	.00	5.20			
			3.6	-9.92	-3.65			
83	1	-.61	.0	6.50	-1.16			
			1.3	.00	2.98			
			3.6	-11.90	-10.88			
84	1	-12.69	.0	32.10	-40.77			
			2.4	22.50	24.76			
85	1	-12.69	.0	3.63	24.76			
			.9	.00	26.40			
			2.4	-5.97	21.95			
86	1	-12.69	.0	-24.84	21.95			
			2.4	-34.44	-49.18			
87	1	-11.88						

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			.0	33.20	-47.30			
			2.4	23.60	20.86			
88	1	-11.88						
			.0	4.73	20.86			
			1.2	.00	23.65			
			2.4	-4.87	20.68			
89	1	-11.88						
			.0	-23.74	20.68			
			2.4	-33.34	-47.82			
90	1	-11.97						
			.0	34.07	-48.22			
			2.4	24.47	22.03			
91	1	-11.97						
			.0	5.60	22.03			
			1.4	.00	25.95			
			2.4	-4.00	23.95			
92	1	-11.97						
			.0	-22.87	23.95			
			2.4	-32.47	-42.46			
93	1	-.77						
			.0	13.13	-13.61			
			2.4	.00	1.90			
			3.6	-6.87	-2.35			
94	1	-.45						
			.0	10.17	-3.64			
			1.8	.00	5.67			
			3.6	-9.83	-3.03			
95	1	.00						
			.0	2.70	.03			
			1.3	.00	1.80			
			3.6	-4.67	-3.52			
96	1	-.06						
			.0	5.27	-5.13			
			2.6	.00	1.67			
			3.6	-2.09	.61			
97	1	-.53						
			.0	3.49	-.24			
			1.7	.00	2.74			
			3.6	-3.87	-.92			
1	1	-32.32						
			.0	-.46	.35			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQ
8	1	-31.58	1.7	-0.46	-0.44			
			.0	-0.30	.41			
			3.7	-0.30	-0.71			
15	1	-24.59						
			.0	-0.54	.98			
			3.8	-0.54	-1.06			
22	1	-17.00						
			.0	-0.67	1.25			
			3.8	-0.67	-1.31			
29	1	-9.20						
			.0	-0.61	1.15			
			3.8	-0.61	-1.15			
36	1	-2.70						
			.0	.00	.01			
			3.8	.00	.03			
2	1	-179.23						
			.0	-0.72	2.41			
			1.7	-0.72	1.18			
9	1	-179.76						
			.0	-4.81	3.84			
			3.7	-4.81	-13.97			
16	1	-135.88						
			.0	-9.95	19.53			
			3.8	-9.95	-18.27			
23	1	-92.22						
			.0	-9.59	18.31			
			3.8	-9.59	-18.12			
30	1	-48.67						
			.0	-12.08	19.54			
			3.8	-12.08	-26.36			
37	1	-4.67						
			.0	-0.00	3.54			
			3.8	-0.00	3.52			
3	1	-268.38						
			.0	-1.05	.91			
			1.7	-1.05	-0.88			
10	1	-268.59						
			.0	.21	-0.34			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
			3.7	.21	.42			
17	1	-201.30						
			.0	.41	-.93			
			3.8	.41	.62			
24	1	-134.39						
			.0	-.18	.10			
			3.8	-.18	-.59			
31	1	-67.64						
			.0	.80	-1.17			
			3.8	.80	1.88			
4	1	-268.13						
			.0	1.13	-1.10			
			1.7	1.13	.81			
11	1	-268.34						
			.0	-.12	.13			
			3.7	-.12	-.33			
18	1	-201.05						
			.0	-.24	.54			
			3.8	-.24	-.38			
25	1	-134.17						
			.0	.43	-.74			
			3.8	.43	.89			
32	1	-67.41						
			.0	-.09	-.04			
			3.8	-.09	-.40			
5	1	-185.04						
			.0	.34	-2.41			
			1.7	.34	-1.83			
12	1	-184.98						
			.0	4.64	-3.57			
			3.7	4.64	13.59			
19	1	-140.73						
			.0	9.64	-19.19			
			3.8	9.64	17.43			
26	1	-95.97						
			.0	9.13	-17.56			
			3.8	9.13	17.11			
33	1	-50.87						
			.0	11.15	-18.43			

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
38	1	-5.27	3.8	11.15	23.94			
			.0	-.06	-4.91			
			3.8	-.06	-5.13			
6	1	-78.00	1.7	.44	.41			
			.0	.44	-.34			
13	1	-78.23	3.7	-.06	-.18			
			.0	-.06	.03			
20	1	-59.28	3.8	-.16	-.28			
			.0	-.16	.33			
27	1	-40.77	3.8	-.06	-.11			
			.0	-.06	.13			
34	1	-22.62	3.8	-.16	-.32			
			.0	-.16	.28			
39	1	-5.58	3.8	-.48	-.84			
			.0	-.48	.97			
7	1	-43.10	1.7	.33	.28			
			.0	.33	-.28			
14	1	-42.70	3.7	.45	1.11			
			.0	.45	-.56			
21	1	-33.35	3.8	.84	1.61			
			.0	.84	-1.58			
28	1	-23.62	3.8	.95	1.83			
			.0	.95	-1.79			
35	1	-13.70	3.8	.98	1.92			
			.0	.98	-1.82			
40	1	-3.87	.0	.53	-1.11			

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
ID COND	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
	3.8	.53	.92			

FRAME

NM=5 NL=4

1 SH=R T=0.6,0.4 E=2.35E7
 2 SH=T T=0.7,0.6,0.4,0.4 E=2.35E7
 3 SH=R T=0.7,0.2 E=2.35E7
 4 SH=R T=0.7,0.7 E=2.35E7
 5 SH=R T=0.25,0.7 E=2.35E7
 1 WG=0,-5.112
 2 WG=0,-4
 3 WG=0,-5.556
 4 WG=0,-2.045
 41 8 9 G=5,1,1,1 M=1 LP=1,0 : Balok
 47 15 16 M=3 NSL=1 LP=1,0
 48 16 17 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
 57 25 26 G=1,1,1,1 M=3 NSL=3 LP=1,0
 59 28 29 M=3 NSL=1 LP=1,0
 60 29 30 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
 69 38 39 G=1,1,1,1 M=3 NSL=3 LP=1,0
 71 41 42 M=3 NSL=1 LP=1,0
 72 42 43 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
 81 51 52 G=1,1,1,1 M=3 NSL=3 LP=1,0
 83 54 55 M=3 NSL=1 LP=1,0
 84 55 56 G=8,1,1,1 M=2 NSL=2 LP=1,0
 93 64 65 G=1,1,1,1 M=3 NSL=3 LP=1,0
 95 67 68 M=3 NSL=4 LP=1,0
 96 69 70 G=1,1,1,1 M=3 NSL=4 LP=1,0
 1 1 8 G=1,7,7,7 M=5 LP=1,0 : Kolom
 15 15 28 G=3,7,13,13 M=5 LP=1,0
 2 2 9 G=1,7,7,7 M=4 LP=1,0
 16 16 29 G=3,7,13,13 M=4 LP=1,0
 3 3 10 M=4 LP=1,0
 10 10 19 M=4 LP=1,0
 17 19 32 G=2,7,13,13 M=4 LP=1,0
 4 4 11 M=4 LP=1,0
 11 11 22 M=4 LP=1,0
 18 22 35 G=2,7,13,13 M=4 LP=1,0
 5 5 12 M=4 LP=1,0
 12 12 25 G=3,7,13,13 M=4 LP=1,0
 38 64 69 M=4 LP=1,0
 6 6 13 M=5 LP=1,0
 13 13 26 G=3,7,13,13 M=5 LP=1,0
 39 65 70 M=5 LP=1,0
 7 7 14 M=5 LP=1,0
 14 14 27 G=3,7,13,13 M=5 LP=1,0
 40 66 71 M=5 LP=1,0

ANALISIS PORTAL AS 3 DAN AS 4 BEBAN HIDUP Oleh:DAYAT & ARIFIN
SYSTEM

L=1

RESTRAINTS

1 7 1 R=1,1,1,1,1,1
8 71 1 R=0,0,1,1,1,0

JOINTS

1 X=0 Y=0
2 X=3.6 Y=0
5 X=25.2 Y=0 G=2,5,1
6 X=28.8 Y=0
7 X=32.4 Y=0
8 X=0 Y=1.7
9 X=3.6 Y=1.7
12 X=25.2 Y=1.7 G=9,12,1
13 X=28.8 Y=1.7
14 X=32.4 Y=1.7
15 X=0 Y=5.4
16 X=3.6 Y=5.4
25 X=25.2 Y=5.4 G=16,25,1
26 X=28.8 Y=5.4
27 X=32.4 Y=5.4
28 X=0 Y=9.2
29 X=3.6 Y=9.2
38 X=25.2 Y=9.2 G=29,38,1
39 X=28.8 Y=9.2
40 X=32.4 Y=9.2
41 X=0 Y=13
42 X=3.6 Y=13
51 X=25.2 Y=13 G=42,51,1
52 X=28.8 Y=13
53 X=32.4 Y=13
54 X=0 Y=16.8
55 X=3.6 Y=16.8
64 X=25.2 Y=16.8 G=55,64,1
65 X=28.8 Y=16.8
66 X=32.4 Y=16.8
67 X=0 Y=20.6
68 X=3.6 Y=20.6
69 X=25.2 Y=20.6
71 X=32.4 Y=20.6 G=69,71,1

LOADS

56 62 3 L=1 F=0,-18.87
57 63 3 L=1 F=0,-18.87
43 49 3 L=1 F=0,-18.87
44 50 3 L=1 F=0,-18.87
30 36 3 L=1 F=0,-18.87
31 37 3 L=1 F=0,-18.87
17 23 3 L=1 F=0,-18.87
18 24 3 L=1 F=0,-18.87

LAMPIRAN 6

CONSOLIDATION TEST

Project : Bank Indonesia

Depth of sample: 2.50-3.00 m

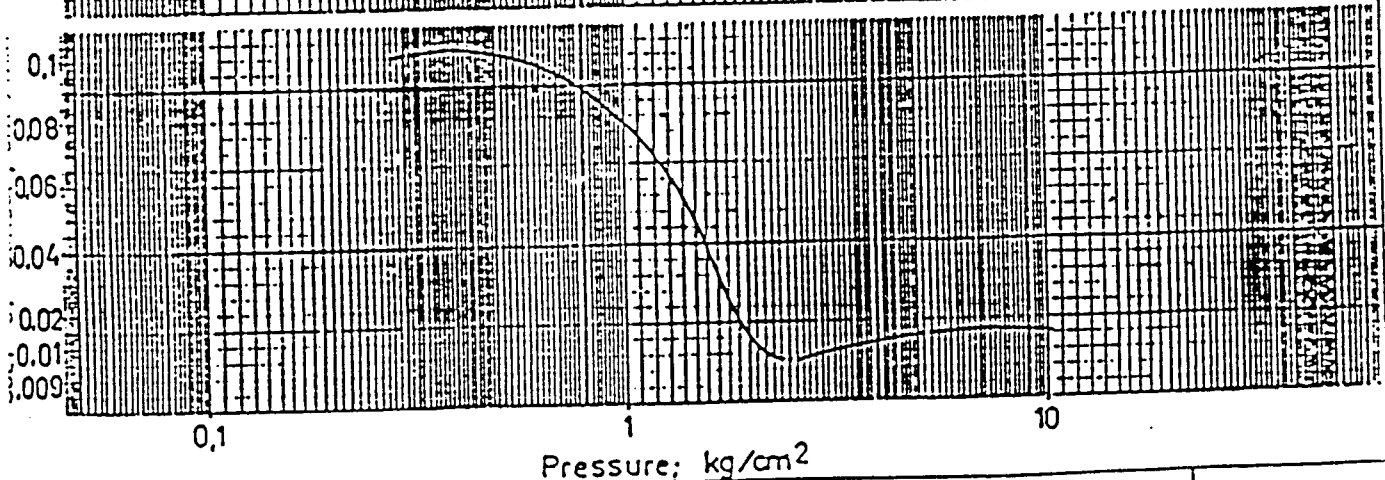
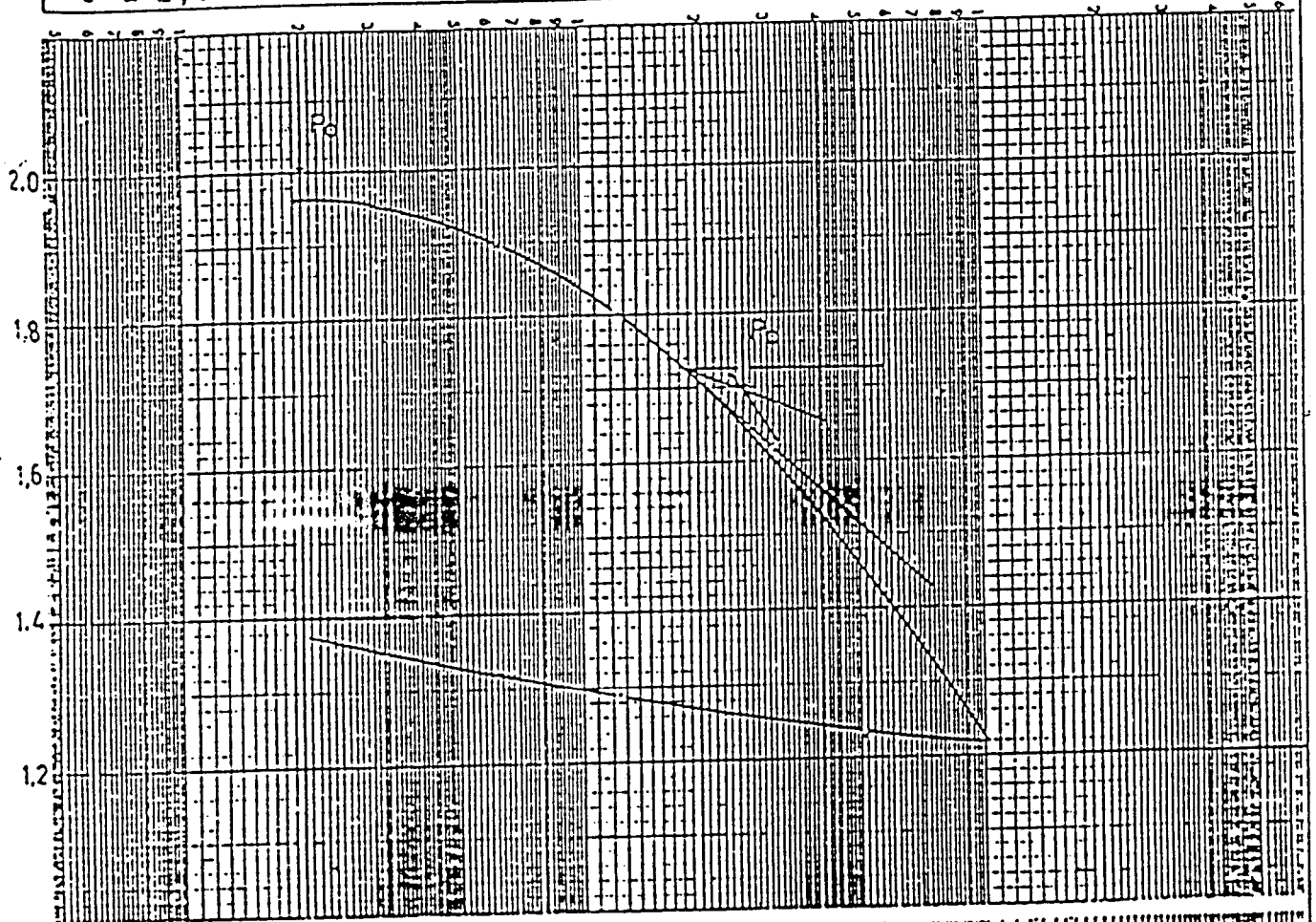
Location : Kebon Sirih

Date of test : 2-12-1992

Boring no : BH.1 / UD.1

Tested by : Simon

$e_0 = 1,96$	$w = 54,62$ % ; $G_s = 2,987$
$P_0 = 0,20$ kg/cm ²	$C_r =$
$P_c = 2,60$ kg/cm ²	$C_c = 0,2783$



CONSOLIDATION TEST

Project : Bank Indonesia

Depth of sample: 22,5 - 23 m

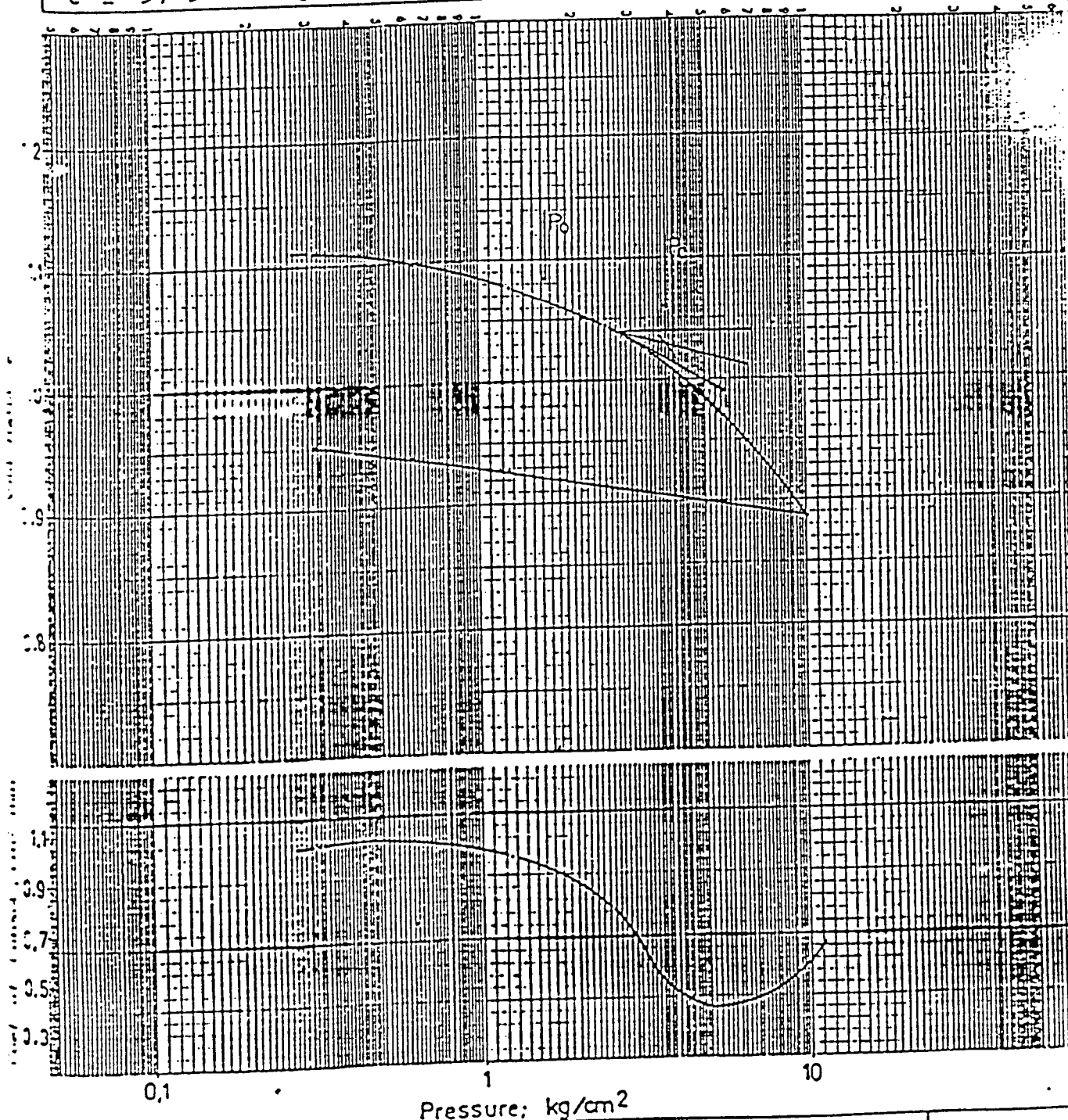
Location : Kebon Sirih

Date of test : 2-12-1992

Boring no : BH.1 / UD.7

Tested by : Simon

$e_0 = 1,065$	$w = 46,82 \%$	$G_s = 2,477$
$P_0 = 1,656 \text{ kg/cm}^2$	$C_r =$	
$P_c = 3,83 \text{ kg/cm}^2$	$C_c = 0,1401$	



Project : Bank Indonesia

Depth of sample: 15,0-15,5 m

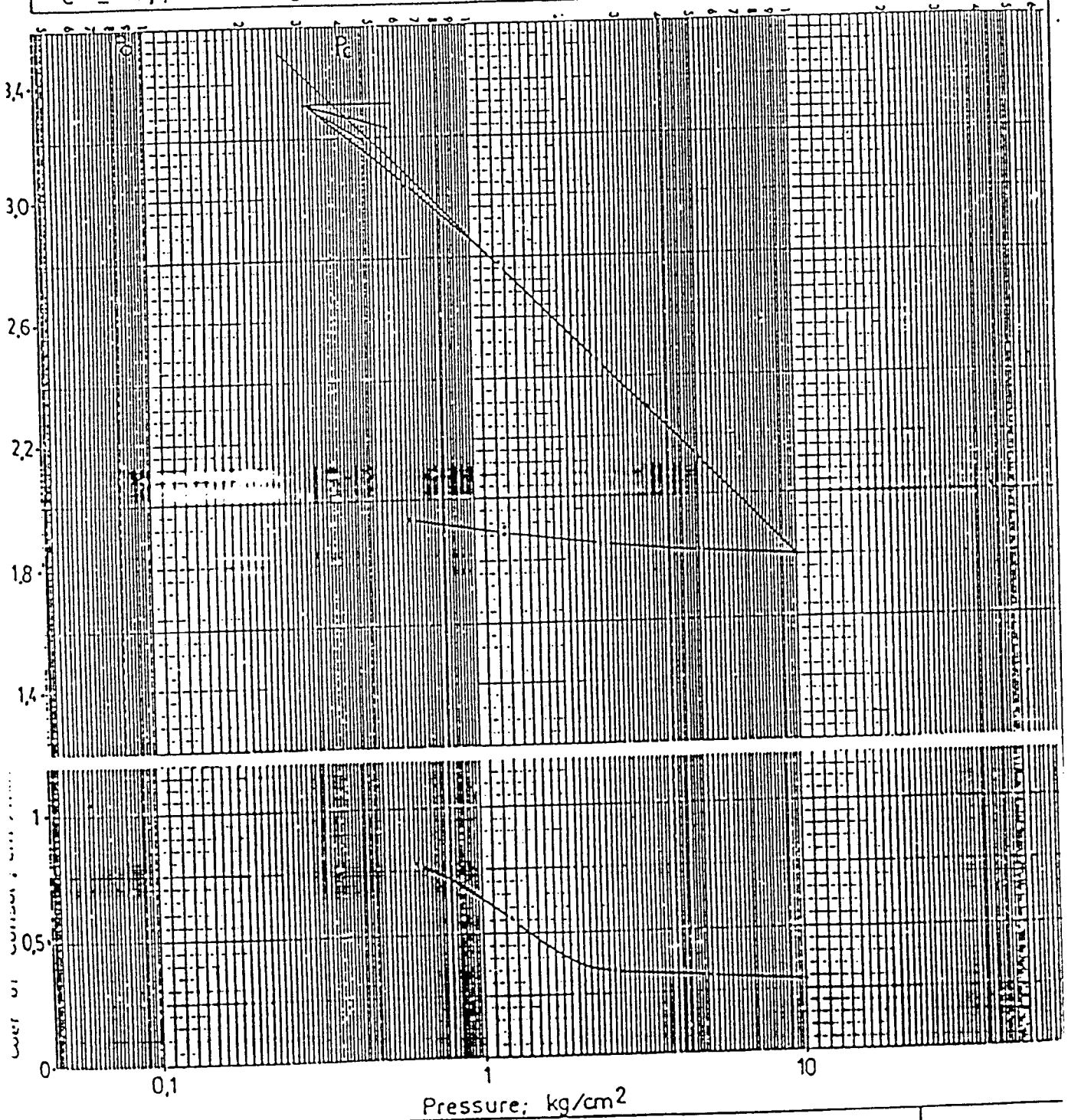
Location : Jl. Kebon Sirih - Jakarta Pusat

Date of test : 12-21/12/'92

Boring no : BH. 2

Tested by : Wardoyo

$e_0 = 3,32$		$w = 118,83 \%$	$G_s = 2,756$
$P_0 = 0,817$	kg/cm ²	$C_r = -$	
$P_c = 0,420$	kg/cm ²	$C_c = 1,104$	



Project : Bank Indonesia

Depth of sample: 9,0-9,5 m

Location : Jl. Kebon Sirih - Jakarta Pusat

Date of test : 21-29/12/'92

Boring no : BH. 4

Tested by : Wardoyo

$e_0 = 0,430$

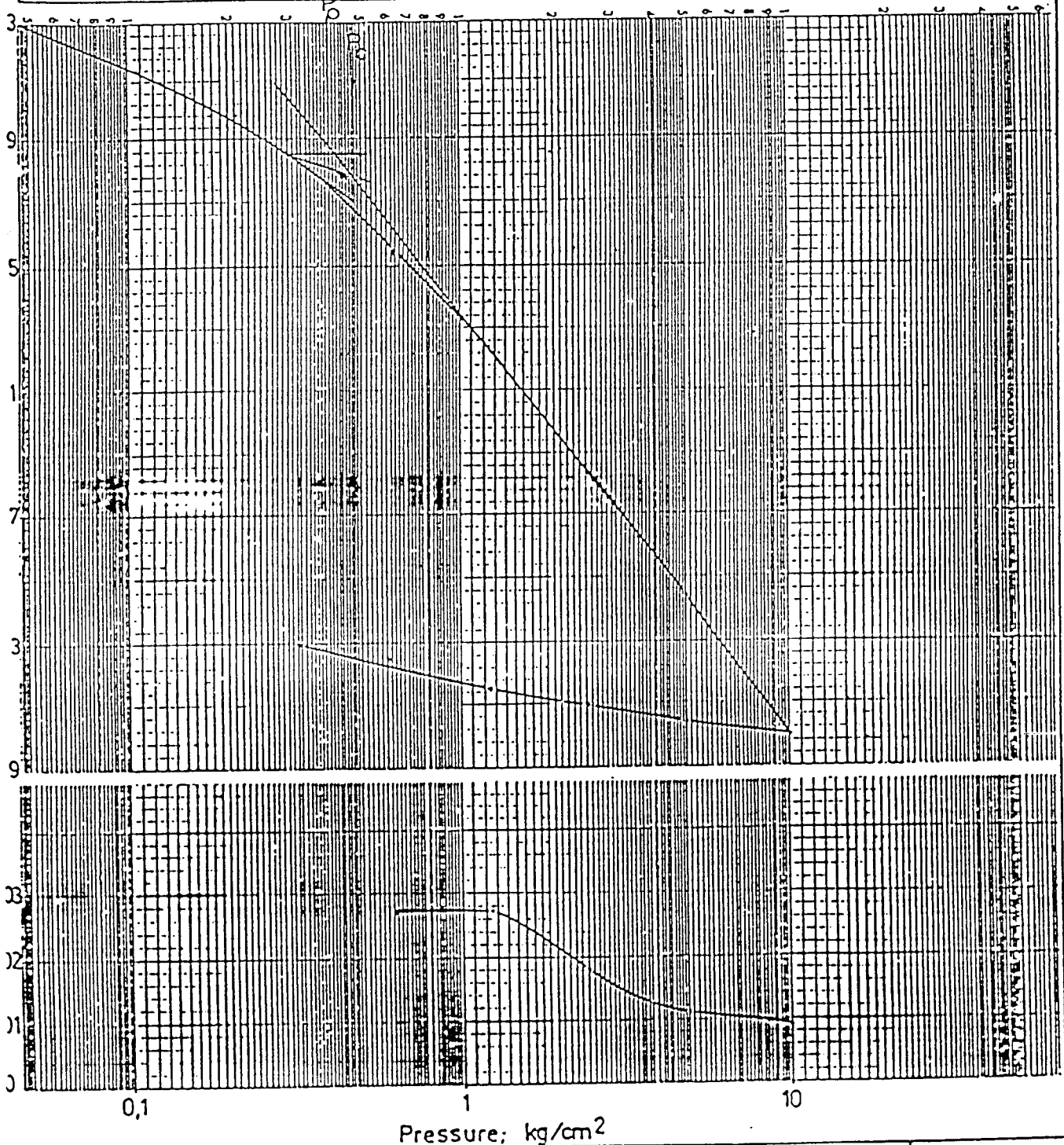
$w = 186,6\%$; $G_s = 2,45$

$P_0 = 0,400$ kg/cm²

$C_r = -$

$P_c = 0,480$ kg/cm²

$C_c = 1,695$



FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS INDONESIA
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

If-10

Project : Bank Indonesia

Location : Kebon Sirih

Boring no : BH.1/UD! Depth of Sample : 2.50 - 3.00 m

Test by : Simon

Date : 7-12-1992

Data :

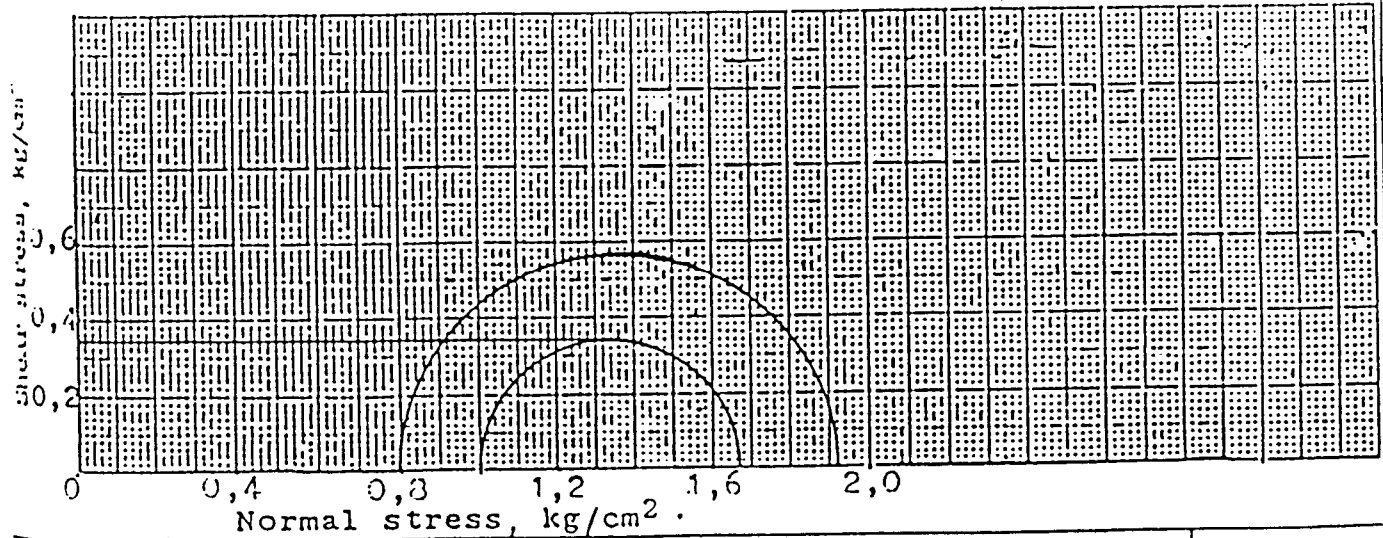
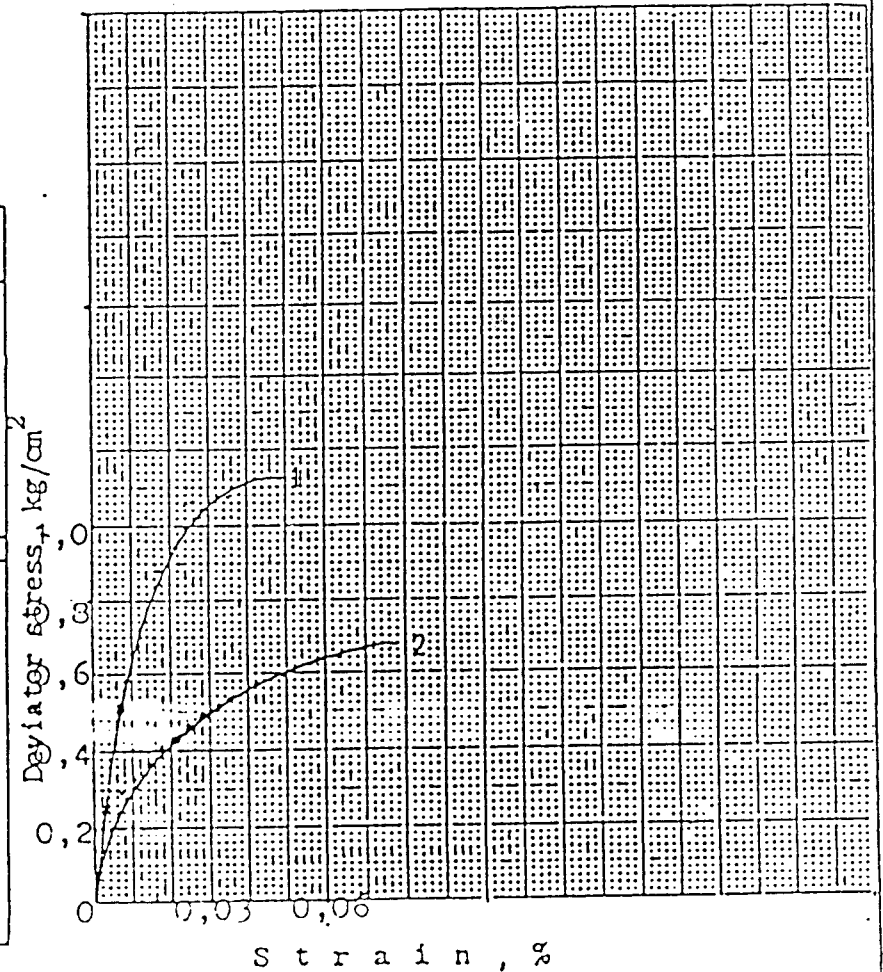
1. Machine; LRC = 0,61 kg/div.

2. Sample dia. = 3,6 cm

Sample ht. = 7,2 cm

Speci.	1	2	3	4
σ_3	0,8	1,0	-	
σ	1,12	0,66	-	
σ_1	1,92	1,66	-	
u				

γ_{wet}	= 1,64	ton/m ³
γ_{dry}	= 1,01	ton/m ³
w	= 62,48	%
c	= 0,34	kg/cm ²
ϕ	= 0	°
S_r	= 102,3	%



Project : Bank Indonesia

Location : Kebon Sirih

Boring no BH.1/UD7 Depth of Sample : 22.50 - 23.00 m.

Test by : Simon

Date : 7-12-1992

Data :

Machine; LRC = 0,61 kg/div.

Sample dia. = 3,6 cm

Sample ht. = 7,2 cm

Speci.	1	2	3	4
σ_v	0,8	1,0	1,2	
σ	2,56	2,09	1,81	
σ_1	3,36	3,09	3,01	
u				

$\gamma_{wet} = 1,77 \text{ ton/m}^3$

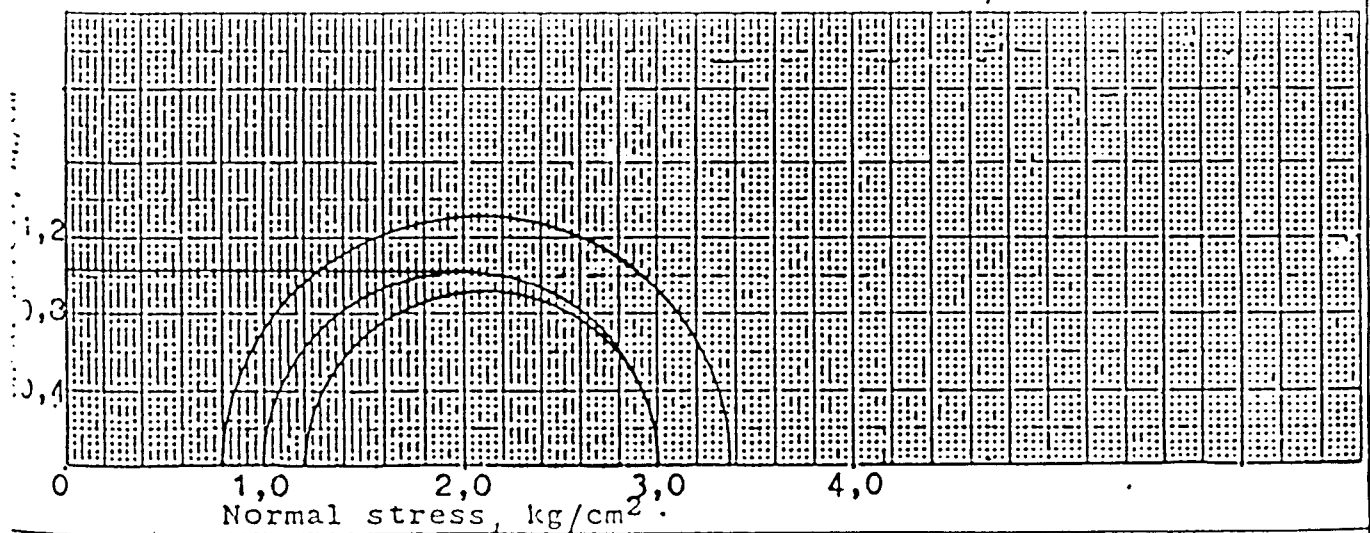
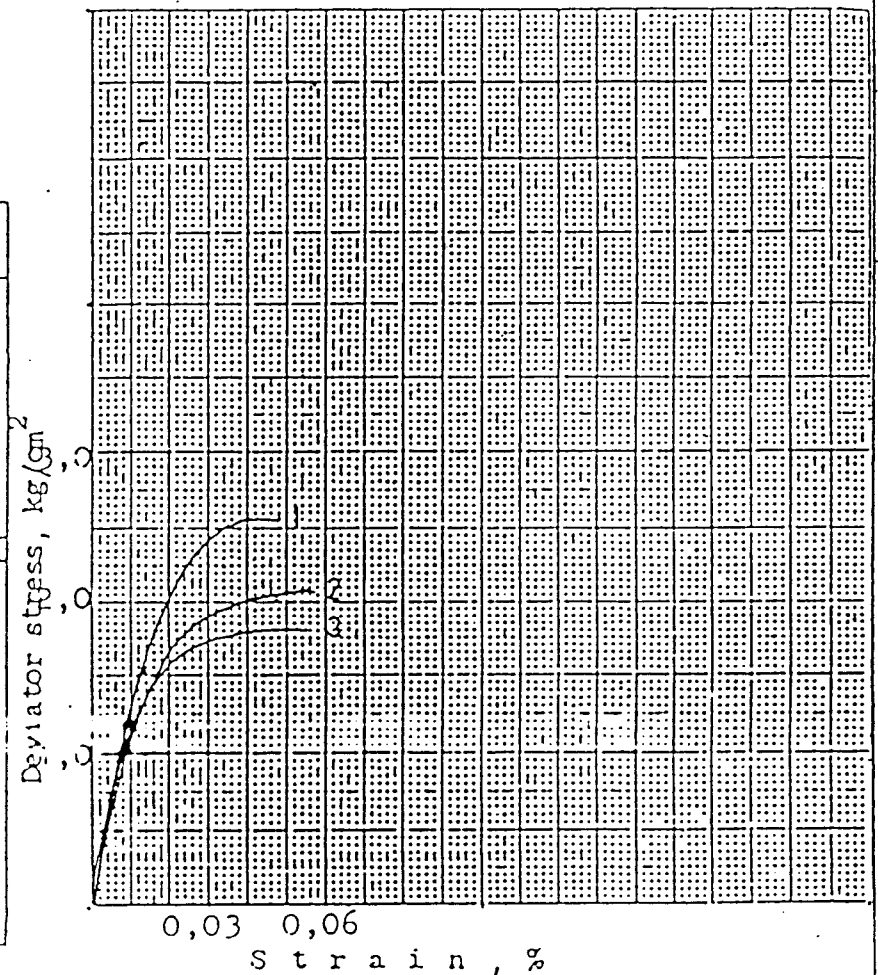
$\gamma_{dry} = 1,20 \text{ ton/m}^3$

w = 47,57 %

c = 1,04 kg/cm^2

$\phi = 0$ °

$S_r = 110,54 \%$



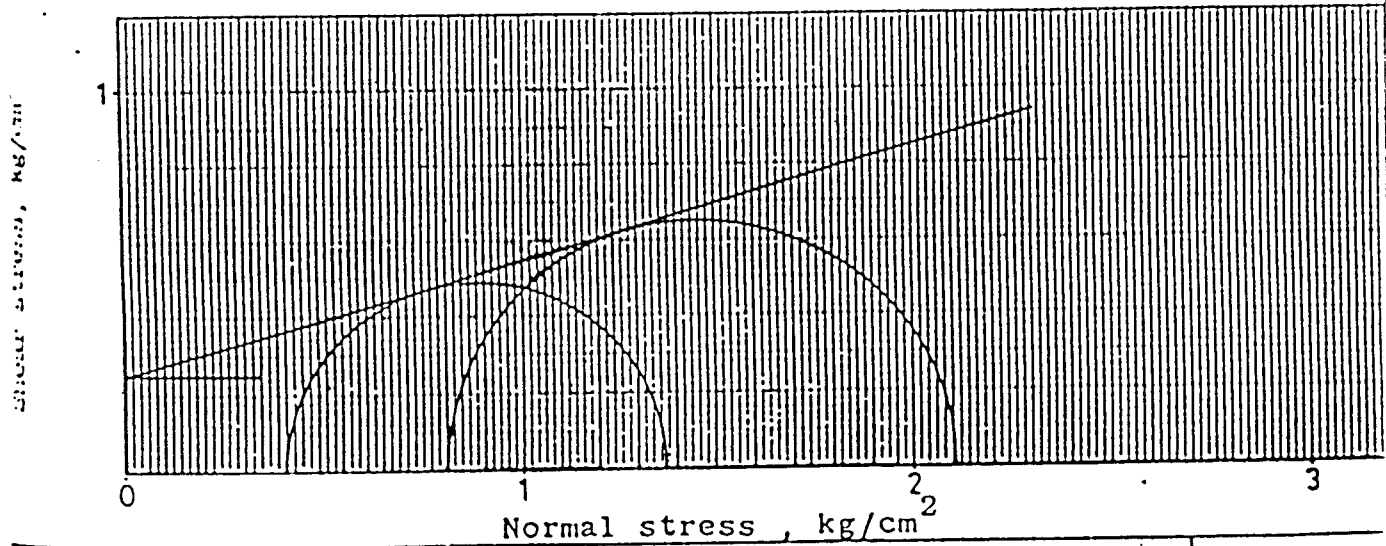
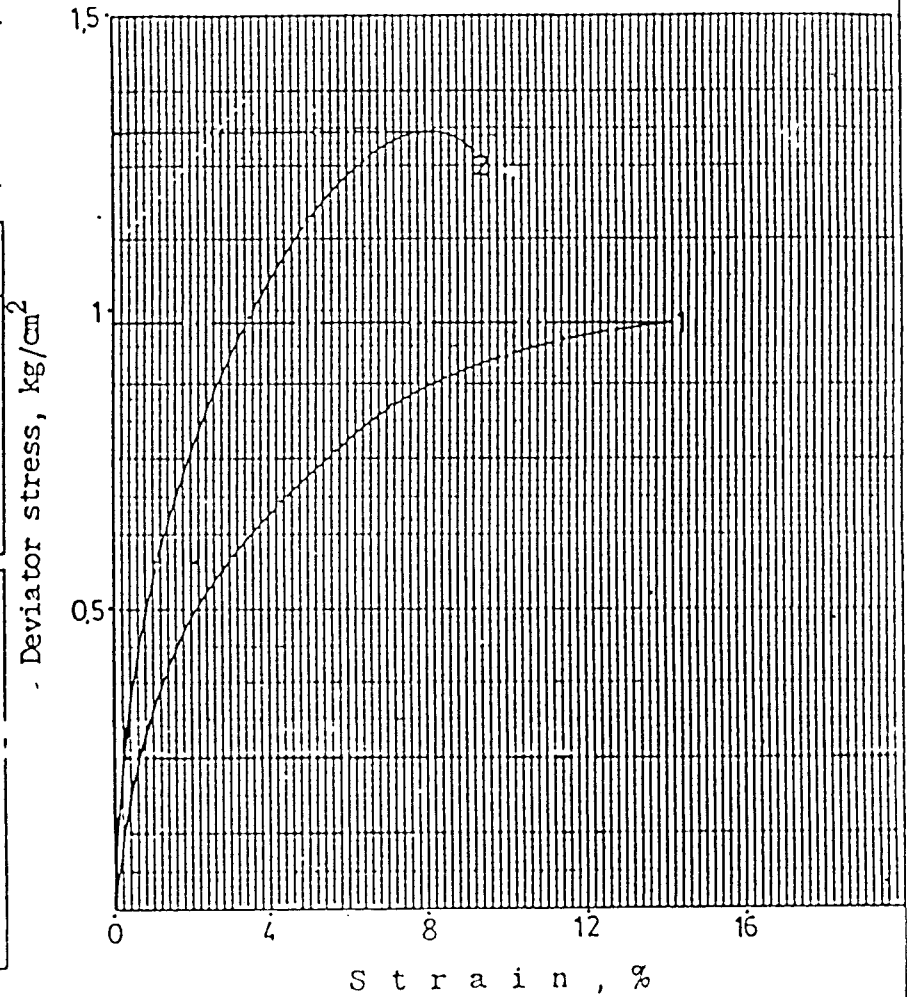
Project : Bank Indonesia
 Location : Jl. Kebon Sirih - Jakarta Pusat
 Boring No. : BH. 2 Depth of Sample : 15,0 - 15,5 meter
 Test by : Wardoyo Date : 23-12-'92

Uraian :

- 1. Machine, IRC = 0,61 kg/div
- 1. Sample dia = 3,50 cm
- Sample ht = 7,00 cm

keci.	1	2	3	4
σ_3	0,4	0,8	-	-
σ	0,975	1,306	-	-
σ_1	1,375	2,106	-	-
u	-	-	-	-

$\gamma_{wet} = 1,465 \text{ ton/m}^3$
 $\gamma_{dry} = 0,788 \text{ ton/m}^3$
 $w = 85,78 \%$
 $c = 0,25 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 16^\circ 30'$
 $S_r = 94,66 \%$



Project : Bank Indonesia

Location : Jl. Kebon Sirih - Jakarta Pusat

Ring No. : BH. 4

Depth of Sample : 9,0 - 9,5 meter

Test by : Wardoyo

Date : 24 - 12 - '92

Ma :

Machine, IRC = 0,61 kg/div

Sample dia = 3,50 cm

Sample ht = 7,00 cm

Si	1	2	3	4
σ_3	0,4	0,8	1,2	-
σ	0,87	1,07	0,84	-
σ_1	1,27	1,87	2,04	-
μ	-	-	-	-

wet = 1,298 ton/m³

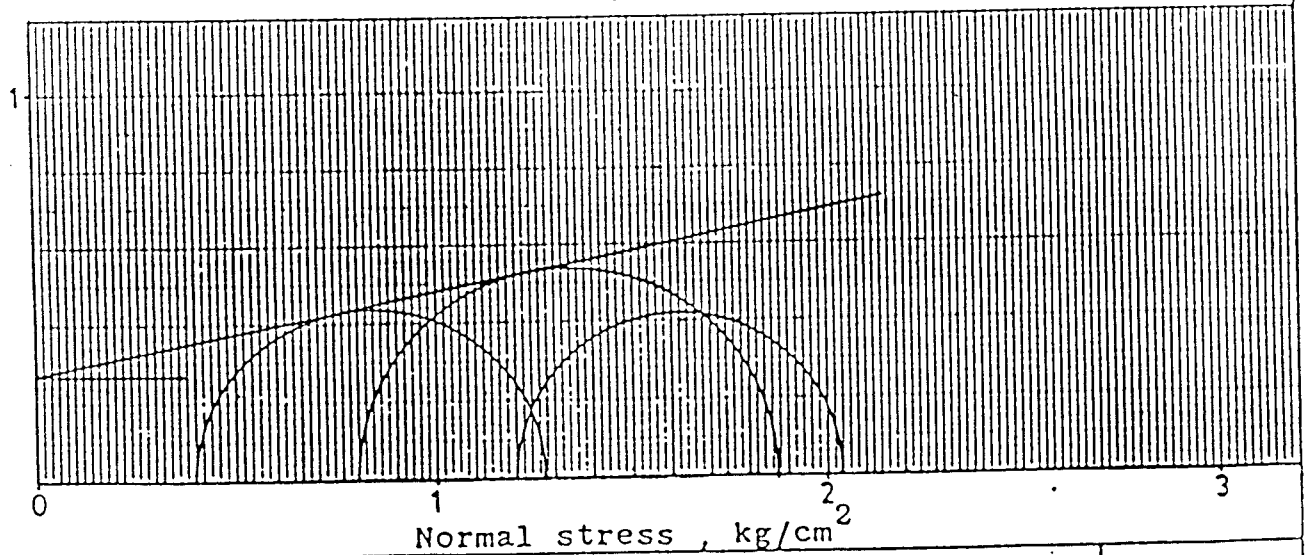
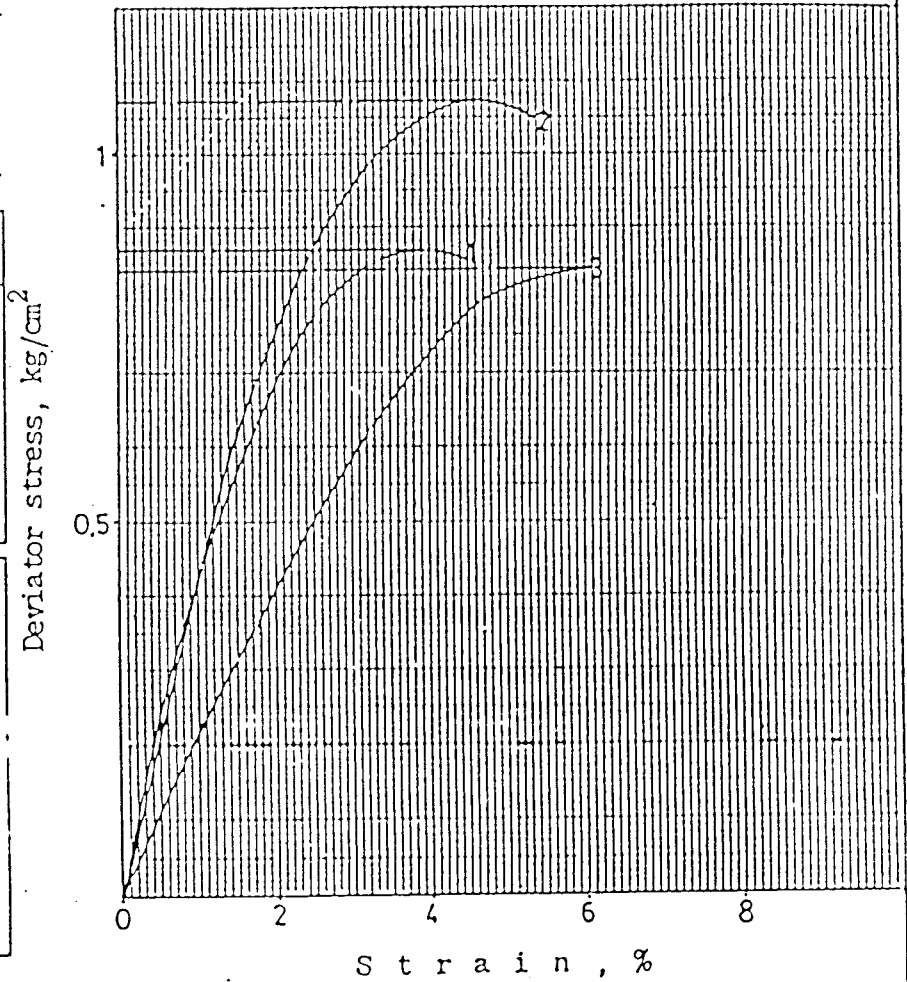
dry = 0,538 ton/m³

w = 141,16 %

c = 0,27 kg/cm²

$\phi = 12^\circ$

$S_r = 97,31$ %



LAMPIRAN 7

LAMPIRAN 8

P. R. W. ARCHITECTS, PT.

PERENCANA, PERANCANG ARSITEKTUR & ENGINEERING

Jl. Bangka No.75, Kebayoran Baru, Jakarta 12720 = 7993019, 7997724, 7195745 Telex : 47243 Pacto kmia. Fax. 7997724



Nomor : 602/BI-C/VI/95-Hs
 Perihal : Bank Indonesia Ged. C

Jakarta, 15 Juni 1995

 Hasil Load Test

Kepada Yth
 Sekretariat TPKB
 Jl. Taman Jatibaru No 1
 Jakarta

Original
29/6/95
100
[Signature]

Dengan Hormat

Bersama ini kami sampaikan hasil evaluasi load test Vertikal dan Horizontal pada Gedung C proyek Bank Indonesia Sebagai berikut :

1. Load test Vertikal pada Barrette pile No. 116
2. Load test Vertikal pada Barrette pile No. 112
3. Load test Horizontal pada Barrette pile As E-7'

Resume dari evaluasi surat terlampir menunjukkan bahwa safety-factor berada di atas 2,5 yang berarti memenuhi persyaratan .

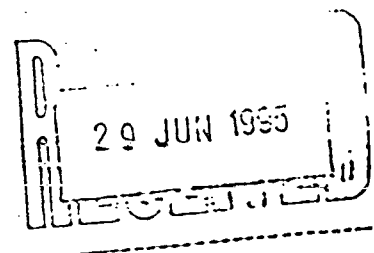
Demikian disampaikan untuk melengkapi perijinan .

Hormat kami

[Signature]
 Hamid Shahab

- Cc. : - Bagian Pelaksanaan Pembangunan Bank Indonesia
 - PT. Wijaya Karya (Up. Bp.Ir. Harangan S.)
 - PT. Ciria Jasa Cm. (Up. Bp.Ir. Triatmo)
 - Arsip

diskr1/602bi-c/r



P.R.W. ARCHITECTS, PT.

PERENCANA, PERANCANG ARSITEKTUR & ENGINEERING

Jl. Bangka No.75, Kebayoran Baru, Jakarta 12720 = 7993019, 7997724, 7195745 Telex : 47243 Pacto kmia. Fax. 7997724



I.a Evaluasi Load Test Tekan Barrete Pile No. 116 Berdasarkan

Kurva Load-Settlement

1. Total settlement pada 200% desain load = 7 mm
2. Net settlement setelah beban dihilangkan = 0,30 mm
3. Penurunan elastis tiang = 6,94 mm
4. Dari data settlement VS beban tidak terlihat adanya gejala failure.
5. Rate of settlement pada 200% desain load = 0,0583 mm/jam < 0,25 mm/jam.
6. Kapasitas tiang diperoleh dengan memperhitungkan bagian yang tidak efektif dari 0 s/d -10m + 14,3% (+ 170 ton).
7. Berdasarkan 4 (empat) metoda evaluasi seperti terlihat dalam tabulasi berikut :

No	Metode Evaluasi	Pu, Ultimate Capacity (atas panjang efektif: 0 s/d 46m)	Koreksi Untuk panjang 0 s/d 10m	Pu, atas L= -10 m s/d -46m	SF = Pu / 400
1	Mazurkiewicz	1176 Ton	170 Ton	1006 Ton	2,52
2	Davisson	1213,8 Ton	170 Ton	1043,8 Ton	2,60
3	Butler & Hoys	1208,5 Ton	170 Ton	1038,5 Ton	2,60
4	Fuller & Hoys	1227,5 Ton	170 Ton	1057,5 Ton	2,64

Terlihat : - Kapasitas tiang 400 ton terpenuhi
- Safety factor > 2,50.

Kesimpulan : Hasil load test dapat diterima.

I.b Evaluasi Load Test Tekan Barrete Pile No. 112 Berdasarkan

Kurva Load-Settlement

1. Total settlement pada 200% desain load = 5,82mm
2. Net settlement setelah beban dihilangkan = 0,85 mm
3. Penurunan elastis tiang = 4,97 mm
4. Dari data settlement VS beban tidak terlihat adanya gejala failure.
5. Rate of settlement pada 200% desain load = 0,0708 mm/jam < 0,25 mm/jam.
6. Kapasitas tiang diperoleh dengan memperhitungkan bagian yang tidak efektif dari 0 s/d -10m + 14,3% (+ 170 ton).
7. Berdasarkan 4 (empat) metoda evaluasi seperti terlihat dalam tabulasi berikut :

P. R. W. ARCHITECTS, PT.

PERENCANA, PERANCANG ARSITEKTUR & ENGINEERING
 Jl. Bangka No.75, Kebayoran Baru, Jakarta 12720 = 7993019, 7997724, 7195745 Telex : 47243 Pacto kmia. Fax. 7997724



No	Metode Evaluasi	Pu, Ultimate Capacity (atas panjang efektif: 0 s/d 46m)	Koreksi Untuk panjang 0 s/d 10m	Pu, atas L= -10 m s/d -46m	SF = Pu / 375
1	Mazurkiewicz	1135 Ton	170 Ton	965 Ton	2,57
2	Davisson	1171,9 Ton	170 Ton	1001,9 Ton	2,67
3	Butler & Hoys	1161,8 Ton	170 Ton	991,8 Ton	2,64
4	Fuller & Hoys	1181,9 Ton	170 Ton	1011,9 Ton	2,70

Terlihat : - Kapasitas tiang 375 ton terpenuhi.
 - Safety factor > 2,50.

Kesimpulan : Hasil load test dapat diterima.

II. Evaluasi Load-Test Horizontal Barrete pile as E-7' Berdasarkan

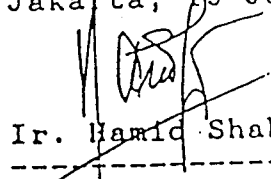
Kurva Load-Deflection

- Total pergeseran pada 200% desain load = 6,06 mm.
- Net deflection setelah beban dihilangkan = 0,30 mm.
- Pergeseran elastis tiang = 5,71 mm.
- Rate of deflection pada 200% desain load = 0,4mm/jam < 1,67mm/jam.
- Dari data deflection VS beban tidak terlihat adanya gejala failure.
- Kapasitas tiang Horizontal dengan metode Mazurkiewicz diperoleh :
 - P ult = 60,6 Ton
 - P all = 20 Ton
 - SF = 60,6 / 20 = 3,03

Terlihat : - Kapasitas tiang terpenuhi.
 - Safety factor > 2,5

Kesimpulan : Hasil load test dapat diterima.

Jakarta, 15 Juni 1995.


 Ir. Hamid Shahab

eva/nr/sws