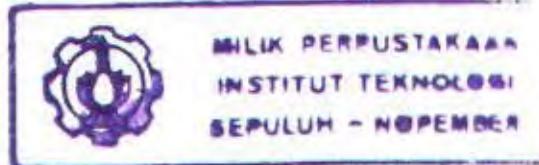


20.128/H/04



## TUGAS AKHIR

# PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG ARTHA GRAHA DENGAN DUAL SYSTEM DAN SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME

Oleh :

ANGELA DEASY NATALIA  
3199 100 067



RSS  
690.523  
Nat  
P-1  
2004

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	26-3-2004
Terima Dari	H/
No. Agenda Prp.	220113

DOSEN PEMBIMBING:  
Ir. Iman Wimbadi, MS

PROGRAM SARJANA (S-1)  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA  
2004

# TUGAS AKHIR

## PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG ARTHA GRAHA DENGAN DUAL SYSTEM DAN SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME

SURABAYA, 9 MEI 2004  
MENGETAHUI / MENYETUJUI  
DOSEN PEMBIMBING



*Ira Wimbadi*  
Ir. Iman Wimbadi, Ms  
NIP. 130.676.234

PROGRAM SARJANA (S-1)  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2004

## **PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG ARTHA GRAHA DENGAN DUAL SYSTEM DAN SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME**

**Mahasiswa:**

Angela Deasy Natalia  
3199 100 067

**Dosen pembimbing :**  
Ir. Iman Wimbadi,MS

---

### **ABSTRAK**

Pada wilayah perkotaan yang memiliki lahan yang sangat terbatas karena padatnya penduduk yang tinggal di wilayah perkotaan, kebutuhan akan gedung bertingkat tinggi sangat diperlukan. Peraturan yang akan dipakai sebagai dasar perancangan struktur adalah *UBC* 97. Perancangan struktur utama dimulai dengan perhitungan asumsi beban yang bekerja pada struktur. Beban-beban yang bekerja adalah beban gravitasi, beban angin, dan beban gempa. Dalam penulisan tugas akhir ini, yang akan dibahas adalah gedung perkantoran dan pertokoan ARTHA GRAHA yang terletak di Jalan Panglima Sudirman yang diasumsikan berada dalam zona gempa tinggi. Perencanaan dengan menggunakan *Dual System* ini dimaksudkan agar gaya geser yang terjadi pada gedung dapat diterima oleh struktur rangka balok-kolom kurang lebih sebesar 25 % dan sisanya diterima oleh sistem shear wall. Tujuan akhir dari Tugas Akhir ini adalah menghasilkan perencanaan struktur gedung beton yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan *UBC*'97.

Perencanaan akan menggunakan bantuan perangkat lunak ETABS versi 8.08 yang akan digunakan untuk memodelkan dan menganalisa dual system. Hasil analisa struktur ini nantinya akan digunakan sebagai data perancangan balok, kolom, dan shear wall dan juga perancangan bangunan bawah.

*Kata Kunci: Dual System – UBC 97-Shear Wall*

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah Yang Mahakuasa atas segala rahmat dan karuniaNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir dengan judul **Perancangan Struktur gedung Artha Graha Dengan Dual System dan Special Moment Resisting Frame** ini dapat terselesaikan berkat kerjasama semua pihak, terutama dukungan dari orang tua dan teman-teman.

Atas bimbingan, masukan , bantuan, dan dukungan dari berbagai pihak dalam penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Ir. Iman Wimbadi, MS selaku dosen pembimbing yang banyak memberikan bantuan dan arahan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ir. Dudung Purwadi selaku dosen wali penyusun.
3. Ir. Indrasurya B. Mochtar , selaku ketua jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Suraabaya.
4. Ir. Kurdian Suprapto, MS yang telah banyak memberikan saran dan masukan.
5. Seluruh rekan-rekan serta jajaran staf dan karyawan Teknik Sipil ITS Surabaya.

Penulis memohon maaf seandainya Tugas Akhir ini belum memenuhi harapan. Masukan dari para pembaca berupa kritik atau saran yang membangun sangat penulis harapkan untuk menambah wawasan penulis.

Akhir kata, saya mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada para pembaca dan teman-teman di Fakultas Teknik Sipil . Saya berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi kemajuan di bidangTeknik Sipil.

Surabaya, April 2004

Penulis

## UCAPAN TERIMA KASIH

Deasy Thank's to:

- Tuhan Yang Maha Kuasa atas segala berkat dan Rahmat- Nya sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik.
- Keluarga ( papa, mama dan adik-adikku (Olivia dan Frans)) dan orang-orang seisi rumah yang telah memberikan motivasi dan berbagai fasilitas agar Tugas Akhir ini dapat selesai.
- Seluruh staf dosen dan karyawan di jurusan Teknik Sipil ITS.
- Teman-temanku baik angkatan 99 maupun senior atau adik-adik angkatan yang ikut mendukung aku selama ini.
- Mas Arie Febry (untuk bimbingan tentang ETABS dan program komputer PCA-Col-nya), Antok Saptodewo dan Rahmawati Fitria ( makasih atas waktunya, jauh-jauh ke Surabaya dari Malang), Agung ,Soni, Adit, Seno yang sudah membantu sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik.
- My best friend
  - Yang Ratih, Septania, Sonya , Erlin FK, Novi, Ratih IA, Fransiska, Renny Virrayatie, Aprilia, Ali, Emo, Yanto, Eko, satrio,Trisna, Zebedeus dan semua teman-temanku yang tidak dapat kusebutkan satu persatu.
  - Teman-temanku di KR ( makasih untuk doanya).
  - Teman-teman kos (Imelda, Lily, dan semuanya).
- Pak So, Pak Damiri.
- Seluruh pihak yang mendukung dan memotifasi penyusunan Tugas Akhir ini.



3.7. Perancangan struktur utama .....	28
3.7.1. Perencanaan balok .....	28
3.7.1.1. Penulangan lentur .....	29
3.7.1.2. Penulangan transversal .....	30
3.7.2. Perencanaan Kolom .....	33
3.7.2.1. Penulangan lentur .....	34
3.7.2.2. Penyambungan tulangan .....	35
3.7.2.3. Penulangan Transversal .....	35
3.7.3. Pertemuan Balok Kolom .....	37
3.7.4. Penyaluran tulangan .....	38
3.7.5. Cek kebutuhan boundary elemen .....	39
Bab IV. Perencanaan Struktur Sekunder .....	41
4.1. Perencanaan Pelat .....	41
4.1.1. Data Perencanaan .....	41
4.1.2. Preliminary desain pelat lantai dan pelat atap .....	42
4.1.3. Pembelahan pelat .....	48
4.1.4. Analisa gaya dalam pelat .....	49
4.1.5. Perencanaan Penulangan Pelat .....	52
4.1.6. Kontrol Pelat terhadap gaya geser dengan sistem pengaku lateral .....	56
4.2. Perencanaan Tangga .....	57
4.2.1. Data Perencanaan Tangga .....	57
4.2.2. Desain Preliminary Tangga .....	57
4.2.3. Pembelahan Tangga .....	58
4.2.4. Analisa gaya-gaya dalam tangga dan bordes .....	59
4.2.5. Analisa penulangan tangga .....	60
4.2.6. Penulangan Pelat Tangga .....	60
4.2.7. Penulangan Pelat Bordes .....	61
4.2.8. Perencanaan Penulangan balok tangga .....	62
4.3. Perencanaan Balok anak .....	64
4.3.1. Perhitungan beban balok anak .....	64
4.3.2. Pembelahan pelat lantai .....	66
4.3.3. Pembelahan pelat atap .....	66
4.3.4. Perencanaan Balok anak .....	67
4.3.4.1. Beban ekuivalen .....	67
4.3.4.1.1. Pada atap dan lantai .....	67
4.3.4.1.2. Perhitungan Momen .....	67
4.3.4.1.3. Perhitungan Gaya geser .....	68
4.3.4.1.4. Perhitungan Penulangan Lentur .....	68
4.3.4.1.5. Perhitungan tulangan Geser .....	70
Bab V Analisa Struktur Utama .....	73
5.1. Data Perencanaan .....	73
5.1.1. Data Umum Bangunan .....	73
5.1.2. Data Material Bangunan .....	74
5.2. Perhitungan Pembelahan .....	74

5.2.1. Perhitungan beban lateral.....	75
5.2.1.1. Perhitungan Berat total bangunan .....	75
5.2.1.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar Gempa (V).....	81
5.2.1.3. Penyebaran gaya gempa secara vertikal .....	82
5.2.2. Perhitungan beban vertikal (beban gravitasi).....	85
5.2.2.1. Perhitungan beban ekuivalen balok.....	86
5.2.2.2. Beban lift .....	91
5.2.3. Perhitungan beban angin ( <i>wind load</i> ).....	92
5.3. Kombinasi Pembebatan.....	96
5.4. Permodelan struktur .....	99
5.5. Kontrol Batasan Drift antar tingkat.....	103
5.6. Kontrol pengaruh P-Δ efek .....	104
5.7. Kontrol Periode dengan metode B .....	105
5.8. Analisa sual system .....	106
5.9. Redistribusi momen.....	108
Bab VI Penulangan elemen struktur.....	115
6.1. Data Perencanaan .....	115
6.2. Penulangan Balok.....	117
6.2.1. Perencanaan Penulangan .....	118
6.2.2. Penulangan lapangan .....	120
6.3. Penulangan geser balok.....	124
6.3.1. Penulangan Geser Struktur Utama .....	124
6.3.2. Penulangan Geser Struktur Samping.....	127
6.4. Penulangan Kolom .....	127
6.4.1. Kolom Struktur Utama .....	127
6.4.1.1. Data Perancangan .....	127
6.4.1.2. Penulangan lentur Kolom .....	129
6.4.1.3. Penulangan geser kolom.....	130
6.4.2. Pertemuan Balok Kolom .....	133
6.4.3. Perencanaan kolom bangunan samping .....	135
6.5. Perencanaan <i>Shear Wall</i> .....	138
6.5.1. Data perencanaan shearwall lantai dasar .....	139
6.5.2. Perhitungan Kebutuhan boundary elemen .....	139
6.5.3. Desain Boundary elemen.....	140
6.5.4. Desain Shearwall.....	142
Bab VII Perencanaan Pondasi .....	144
7.1. Data Tanah .....	144
7.2. Kriteria Design .....	144
7.2.1. Kekuatan dan dimensi tiang .....	144
7.2.2. Tahapan Perencanaan .....	145
7.3. Daya Dukung Tanah .....	145
7.3.1. Daya Dukung Tiang Tunggal .....	145
7.3.2. Daya Dukung Tiang Kelompok .....	148

7.3.3. Repartisi beban-beban diatas tiang kelompok.....	150
7.4. Perhitungan tiang pancang pada struktur utama .....	151
7.4.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	151
7.4.2. Daya Dukung Tiang Kelompok.....	152
7.4.3. Kontrol Kekuatan tiang pondasi terhadap gaya lateral .....	155
7.4.4. Perhitungan Poer .....	158
7.4.5. Perencanaan Sloof.....	163
7.5. Perhitungan tiang pancang struktur samping .....	167
7.5.1. Daya Dukung Tiang Pancang .....	167
7.5.2. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Pondasi terhadap gaya lateral .....	170
7.5.3. Perhitungan Poer .....	172
7.5.3.1. Data-data perencanaan poer .....	172
7.5.3.2. Kontrol Geser Ponds.....	173
7.5.3.3. Penulang poer .....	175
7.5.4. Perencanaan sloof.....	176
7.6. Perencanaan Pondasi <i>Shearwall</i> .....	176
7.6.1. Pembebanan Pondasi.....	176
7.6.2. Data Perencanaan Poer (P2).....	177
7.6.3. Kontrol tiang pancang terhadap gaya lateral/ horisontal.....	177
7.6.4. Kontrol geser pons.....	178
7.6.5. Penulangan lentur Poer.....	179
7.6.6. Penulangan Geser Poer.....	181
Bab VIII Penutup.....	182
<b>Daftar Pustaka .....</b>	<b>186</b>

## Lampiran

### Gambar Kerja

## DAFTAR TABEL

Tabel 4.1. Perencanaan pelat .....	43
Tabel 4.2. Hasil analisa nilai $\alpha$ .....	46
Tabel 4.3. Kontrol ketebalan pelat .....	47
Tabel 4.4. Analisa Gaya dalam pelat .....	50
Tabel 4.5. Analisa gaya dalam pelat atap .....	51
Tabel 4.6. Hasil Analisa momen pelat .....	52
Tabel 4.7. Hasil penulangan pelat .....	55
Tabel 4.9. Gaya akibat balok anak .....	67
Tabel 4.10. Momen balok anak .....	68
Tabel 4.11. Gaya geser balok anak .....	68
Tabel 4.12. Perhitungan tulangan lentur tumpuan .....	72
Tabel 5.1. Perhitungan berat total struktur Gedung bagian Tengah .....	80
Tabel 5.2. Perhitungan berat total struktur Gedung Bagian Tepi .....	80
Tabel 5.3. Tabel Gaya Gempa tiap lantai .....	83
Tabel 5.4. Gaya lateral pada tiap level .....	84
Tabel 5.5. Beban pelat merata .....	90
Tabel 5.6. beban angin arah x .....	93
Tabel 5.7. beban angin arah y .....	95
Tabel 5.8. Kontrol drift akibat gaya gempa .....	103
Tabel 5.9. Koefisien Stabilitas .....	105
Tabel 5.10. Kontrol periode struktur .....	106
Tabel 5.11. besar gaya geser dalam struktur akibat gempa pada sumbu x .....	107
Tabel 5.12. Besar gaya geser dalam struktur akibat gaya gempa pada sumbu y .....	107
Tabel 5.13. Distribusi Momen pada portal 9 .....	110
Tabel 5.14. Momen redistribusi arah sumbu melintang .....	112
Tabel 5.15. Momen redistribusi pada bangunan samping .....	114
Tabel 6.1. Penulangan pada tumpuan memanjang dan melintang .....	124
Tabel 6.3. Penulangan pada bangunan samping .....	124
Tabel 6.3. Penulangan balok pada lapangan .....	124
Tabel 6.4. Tulangan geser yang dibutuhkan oleh struktur samping .....	127
Tabel 7.1. Wika pile classification .....	145
Tabel 7.2. Tabel koefisien $\alpha_p$ .....	146
Tabel 7.3. Tabel koefisien $\alpha_s$ .....	147
Tabel 7.4. Tabel koefisien $\alpha_f$ .....	147
Tabel 7.5 Tabel waktu recovery pada tanah akibat pemancangan .....	149
Tabel 7.6. Analisa nilai N dan Cu .....	155
Tabel 7.7. analisa kekuatan Tiang pancang .....	168

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Konsep dual system .....	8
Gambar 2.2. Deformasi portal dan <i>shear wall</i> .....	10
Gambar 2.3. Pengaruh $P-\Delta$ efek .....	13
Gambar 3.1. Penampang Balok Persegi .....	30
Gambar 4.1. Denah Pembalokan A dan B .....	42
Gambar 4.2. Denah Pembalokan C dan D .....	43
Gambar 4.3. Denah Pembalokan E dan F .....	43
Gambar 4.4. Asumsi Balok Tepi .....	44
Gambar 4.5. Asumsi Balok Tengah .....	45
Gambar 4.6. Desain Tangga .....	58
Gambar 5.1. Tributary area .....	86
Gambar 5.2. Beban Trapesium .....	88
Gambar 5.3. Denah Pembalokan tiap lantai .....	89
Gambar 5.4. Model Struktur yang digunakan .....	100
Gambar 5.5. Tampak samping model struktur .....	101
Gambar 5.6. Tampak atas model struktur yang digunakan .....	102
Gambar 6.1. Sketasa penulangan pada daerah tumpuan .....	120
Gambar 6.2. Asumsi balok lapangan .....	121
Gambar 6.4. Sketsa Balok Utama .....	127
Gambar 6.5. Diagram Interaksi Kolom Utama .....	130
Gambar 6.6. Diagram Interaksi Kolom bangunan samping .....	137
Gambar 6.7. Sketsa <i>Shear Wall</i> .....	143
Gambar 7.1. Konfigurasi gaya-gaya tiang pancang .....	151
Gambar 7.2. Rencana Penempatan tiang pancang struktur utama .....	153
Gambar 7.3. Rencana Poer Struktur Utama .....	159
Gambar 7.4. Rencana tiang pancang struktur samping .....	169
Gambar 7.5. Penampang tiang pancang pada poer .....	173

# **BAB I**

## PENDAHULUAN

## BAB I

### PENDAHULUAN

#### 1.1 LATAR BELAKANG

Seperti yang kita ketahui, tidak lama lagi kita akan menyongsong era pasar bebas. Untuk itu, kebutuhan akan gedung perkantoran dan pertokoan menjadi sesuatu yang sangat penting keberadaannya. Dengan persediaan lahan yang semakin terbatas di daerah perkotaan ini, alternatif terbaik adalah pembangunan gedung bertingkat tinggi. Dalam tugas akhir kali ini yang dibahas adalah struktur gedung beton bertulang yang dilengkapi dengan *shear wall*. *Shear wall* artinya dinding geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan.

Peraturan yang digunakan dalam perancangan struktur *dual system* dengan *shear wall* adalah peraturan *UBC (UNIFORM BUILDING CODE)* Tahun 1997. *UBC* adalah peraturan mengenai beban dan beton bertulang yang merupakan kumpulan dari berbagai peraturan yang sudah ada di luar negeri yang telah disempurnakan.

Dalam pemilihan elemen struktur, terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan, antara lain: kekuatan bahan, keawetannya dan faktor ekonomis. Salah satu sistem struktur yang mampu memberikan nilai ketiga hal tersebut adalah *Dual System*. *Dual System* dengan memakai material beton ini berupa kombinasi penggunaan rangka balok kolom beton dengan dinding geser. Penggunaan sistem ini diharapkan memberikan kemampuan pada gedung

untuk menahan gaya geser dengan mendistribusikannya pada rangka beton sebesar 25% dan sisanya kepada dinding geser. Dalam hal ini termasuk efek yang diakibatkan oleh torsi.

## 1.2 PERMASALAHAN

Permasalahan yang akan dibahas pada penulisan tugas akhir ini adalah:

Perencanaan struktur gedung beton bertulang yang berfungsi sebagai perkantoran dan pertokoan dengan *dual system* yang merupakan kombinasi antara *special moment resisting frame (SMRF)* dengan sistem dinding geser.

Lingkup permasalahan:

1. Perencanaan struktur utama yang meliputi kolom dan balok utama
2. Perencanaan struktur sekunder meliputi pelat, tangga dan balok anak

Perencanaan ini dimaksudkan agar gaya geser yang terjadi pada gedung dapat diterima oleh struktur rangka balok kolom  $\pm 25\%$ , sisanya diterima oleh sistem dinding geser. Kemudian dapat dipastikan apakah kombinasi dari rangka balok kolom dengan dinding geser membentuk satu kesatuan sistem yang bekerja sama untuk menahan gaya geser yang terjadi. Selain itu harus merencanakan hubungan antara dinding geser dan rangka beton.

### 1.3 TUJUAN

Tujuan yang ingin dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah untuk mendapatkan penyelesaian tentang permasalahan seperti yang telah diuraikan di atas yaitu:

1. Menghasilkan perencanaan struktur gedung beton yang memenuhi syarat-syarat keamanan struktur berdasarkan *UBC* 1997.
2. Menentukan defleksi dari bangunan beton.

### 1.4 BATASAN PERMASALAHAN

Berdasarkan permasalahan yang telah diuraikan sebelumnya, maka untuk menghindari timbulnya penyimpangan pembahasan, maka perlu dibuat pembatasan masalah. Batasan-batasan masalah yang perlu digunakan dalam penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Perencanaan atau desain elemen struktur dengan menggunakan *UBC* 1997.
2. Permodelan struktur dengan dual system berupa kombinasi rangka balok-kolom beton dengan dinding geser.
3. Perencanaan struktur digunakan gedung beton dengan 10 lantai untuk perkantoran dan 4 lantai untuk pertokoan.
4. Tidak ditinjau aspek ekonomis gedung.

## 1.5 METODOLOGI

Dalam sebuah perencanaan struktur umumnya digunakan metode pelaksanaan berbentuk beberapa tahapan yang saling mendukung dalam perencanaan struktur secara keseluruhan. Adapun metode yang dipakai dalam perencanaan dapat dibagi dalam beberapa tahap, yaitu:

1. Mengumpulkan dan mempelajari literatur yang berkaitan dengan perencanaan.
2. *Preliminary* desain yang mencakup perkiraan dimensi elemen struktur.
3. Analisa pembebanan.
4. Permodelan struktur, meliputi:
  - a. Struktur utama dimodelkan sebagai struktur *dual system* dengan *special moment resisting frame*.
  - b. Struktur sekunder yaitu tangga dimodelkan sebagai frame 2 dimensi dengan perletakan jepit pada level lantai dan rol pada bagian bordes.
5. Analisa gaya-gaya dalam akibat pembebanan yang terjadi pada struktur.
6. Hasil dari perhitungan dibuat dalam bentuk table.
7. Struktur dan hasil perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar.

## 1.6 SISTEMATIKA PENULISAN

Tugas akhir ini disusun dengan sistematika sebagai berikut:

### BAB I PENDAHULUAN

Pendahuluan berisi tentang latar belakang, permasalahan, tujuan, batasan permasalahan, serta metodologi.

**BAB II TINJAUAN PUSTAKA**

Tinjauan Pustaka berisi tentang konsep-konsep pengenalan struktur *dual system* dengan *special moment resisting frame* dan *shear wall*.

**BAB III DASAR PERENCANAAN**

Berisi tentang teori-teori dasar yang harus digunakan dalam perancangan dan ketentuan-ketentuan dalam peraturan yang harus dipenuhi.

**BAB IV PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER**

Mencakup perancangan struktur yang analisanya dapat dilakukan secara terpisah dari struktur utama penahan gempa. Struktur sekunder merupakan struktur yang tidak dipropsikan untuk menahan gaya lateral. Termasuk dalam struktur ini pelat dan tangga.

**BAB V ANALISA STRUKTUR UTAMA**

Berisi tentang permodelan struktur dan cara-cara memperoleh gaya-gaya dalam struktur termasuk di dalamnya asumsi pembebanan, perhitungan gaya lateral, redistribusi momen dan kontrol terhadap persyaratan drift maupun  $P$  delta efek. Analisa struktur menggunakan *software ETABS* versi 8.08

**BAB VI PENULANGAN ELEMEN STRUKTUR**

Berisi tentang perancangan penulangan balok, kolom, dan sambungan balok kolom. Termasuk di dalamnya penulangan shearwall.

**BAB VII PERENCANAAN PONDASI**

Berisi tentang perancangan pondasi sebagai struktur bawah daripada gedung, penentuan jumlah tiang pancang, perancangan poor dan penulangannya.

**BAB VIII PENUTUP**

Berisi tentang kesimpulan dan penutup.

**LAMPIRAN**

Berisi tabel-tabel perhitungan, input dan output software, dan tabel-tabel rujukan.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

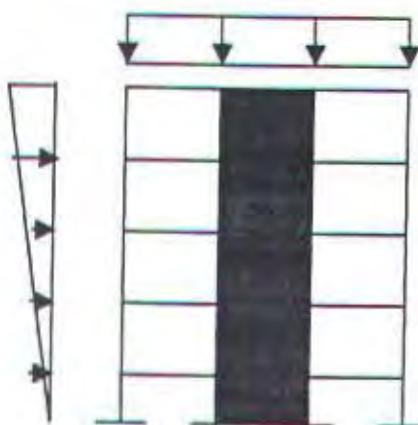
#### 2.1. PENGENALAN KONSEP STRUKTUR DUAL SYSTEM

Seperti yang dijelaskan pada bagian pendahuluan dalam *UBC* 1997 terdapat empat macam system struktur untuk beton bertulang, yaitu: *building frame system*, *bearing wall system*, *moment resisting frame*, dan *dual system*. Pada *UBC* pasal 1629.6.5 didefinisikan pengertian *dual system* sebagai sebuah sistem struktur dengan frame ruang (*space frame*) yang cukup lengkap untuk menopang beban gravitasi. Sedangkan untuk menahan gaya lateral ditopang oleh *shear wall* dan *special moment resisting frame*. *Moment resisting frame* ini didesain mampu menahan 25% beban lateral yang diterima oleh struktur. Sedangkan sisanya dipikul oleh *shear wall*. Kombinasi *dual system* dan *special moment resisting frame* direncanakan mampu menahan beban lateral sesuai proporsinya dengan mempertimbangkan kekakuan relatifnya dalam hubungan *dual system* pada semua tingkat.

Dalam struktur *dual system*, *special moment resisting frame* dan *shear wall* dirancang untuk mampu menahan total semua beban lateral yang diterima oleh struktur dengan mempertimbangkan proporsinya dalam *dual system*. Sehingga akan terjadi deformasi lateral yang besar pada *space frame* dan *shear wall*. Karena *space frame* dan *shear wall* merupakan satu kesatuan maka keduanya diharapkan mengalami defleksi lateral yang sama, atau setidak-tidaknya *space*

*frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. Gaya yang dibutuhkan untuk menjamin *Compatibility* (kesesuaian) ini harus diperhitungkan pada saat mendesain komponen struktur, sehingga *space frame* tidak mengalami *colaps* (runtuh) pada saat terjadi defleksi akibat beban lateral.

Adapun gambaran permodelan struktur *dual system* dengan konsep-konsep pembebanannya adalah sebagai berikut:



Gambar 2.1. Konsep Dual System

## 2.2. SISTEM PENAHAN GAYA LATERAL

### 2.2.1. Umum

Besarnya beban lateral kadang - kadang lebih besar dari beban gravitasi. Untuk menghindari terjadinya keruntuhan akibat beban lateral maka direncanakan system penahan gaya lateral (*shear wall*, *braced frame*, *bearing wall*). Untuk menahan gaya lateral dipakai aksi lentur pada komponen *space frame*. Sedangkan untuk menahan gaya gempa, sistem struktur yang dipakai

dalam *UBC 1997* adalah *bearing wall system*, *building frame system*, *moment resisting frame* dan *dual system*. Dalam perencanaan struktur dalam tugas akhir ini dipakai *dual system* dengan *special moment resisting frame*.

### 2.2.2. Macam dan bentuk *shear wall*

Struktur dinding penahan lateral atau *shear wall* mempunyai bentuk-bentuk dan variasi yang berbeda-beda, dimana dimensi dari *shear wall* dipengaruhi oleh besarnya gaya lateral yang diterima *shear wall*

### 2.2.3. Tipe *shear wall*

Tipe *shear wall* dapat dibedakan menurut variasi *shear wall* terhadap ketinggiannya. Untuk gedung bertingkat dengan ukuran sedang, bentuk dari dinding geser tidak mengalami perubahan terhadap ketinggian struktur.

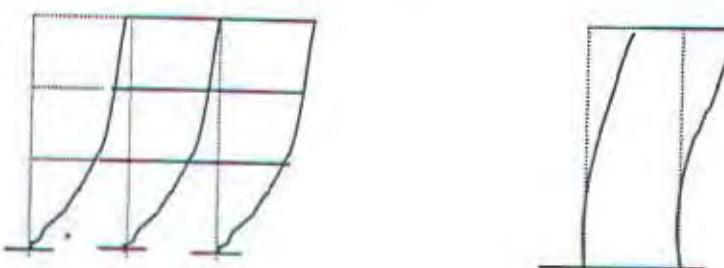
Untuk gedung bertingkat tinggi, tipe-tipe *shear wall* yang digunakan dapat dibedakan sebagai berikut yaitu: *cantilever wall*, *cantilever wall* dengan ruang terbuka, dan *coupled wall*.

Untuk *cantilever wall* gaya lateral merupakan beban terpusat yang bekerja pada tiap lantai struktur, dimana juga diperhitungkan stabilitas dinding terhadap lateral buckling dengan ketebalan dinding yang relatif.

Dalam tugas akhir ini didesain struktur *dual system* dengan *special moment resisting frame*.

#### 2.2.4. Deformasi pada *shear wall*

Karena beban lateral bersifat bolak-balik terhadap gedung, maka *shear wall* akan mengalami deformasi yaitu deformasi lentur, deformasi geser, dan deformasi akibat rotasi pondasi. Deformasi pada *shear wall* menyerupai deformasi balok kantilever yang tegak lurus tanah, hanya saja pada *shear wall* akan mengalami deformasi geser dan deformasi akibat rotasi pondasi (deformasi tanah). Pada gambar di bawah ini dapat dilihat deformasi yang dialami *shear wall* dan deformasi *space frame* akibat gaya lateral yang diterimanya.



Gambar 2.2. Deformasi portal dan *shear wall*

#### 2.2.5. Hubungan antara *space frame* dan *shear wall* dalam *dual system*

Dalam *dual system*, gaya lateral diterima oleh struktur ditopang oleh *space frame* dan *shear wall*, *space frame* sekurang-kurangnya menahan 23% gaya lateral yang diterima oleh struktur. Sehingga dalam analisa pembebanan untuk gaya lateral, *space frame* harus mampu menahan minimal 25% dari total gaya geser ( $V$ ) yang diterima oleh struktur. Besar gaya geser total ( $V$ ) direncanakan sesuai ketentuan *UBC 1997* pasal 1630. Sedangkan sisa gaya lateral diterima oleh *shear wall*, besar gaya lateral ini

mempengaruhi nilai kekakuan di *shear wall* dimana akhirnya akan berpengaruh pada dimensi *shear wall*.

Dalam perencanaan gaya geser dasar total (V) sangat dipengaruhi oleh faktor pembesaran gaya gempa ( $\Omega$ ), faktor reliability ( $\rho$ ), dan faktor modifikasi respon (R). Nilai  $\Omega$  menunjukkan struktur yang *overstrength*, yang dalam *UBC 1997* merupakan nilai perbandingan  $\frac{3RW}{8}$ .

$\rho$  adalah faktor yang diperlukan dalam perhitungan *redundancy* struktur, yang merupakan fungsi dari jumlah elemen penahan gaya lateral dalam struktur, distribusi beban lateral dalam elemen dan luas areal gedung. R adalah faktor modifikasi respon yang terdapat dalam table 16-N pada *UBC 1997* menunjukkan perbandingan gaya yang terbentuk pada struktur di bawah desain gempa yang berlaku pada seluruh gaya elastis. R didesain kurang dari 1 agar menghasilkan struktur linier elastis dengan cara:

1. Menambah kekakuan relatif pada *space frame* yaitu dengan menambah dan memperbesar dimensi *space frame*, sehingga dapat menambah kekakuan pada *space frame* tersebut.
2. Mendesain *shear wall* dengan menempatkannya dengan *space frame* sehingga mampu menahan gaya geser (V) sesuai dengan kekakuan relatifnya berdasarkan deformasi kompatibilitas dengan tetap mempertimbangkan hubungannya dalam *dual system*.

### 2.3. KEKAKUAN STRUKTUR, P-A EFEK DAN DRIET

### **2.3.1. Kekakuan Struktur dan P-A efek**

Gaya gempa menyebabkan struktur mengalami defleksi lateral. Sebagai akibat dari momen sekunder yang diinduksikan ke dalam struktur menggantikan beban gravitasi seperti yang ditunjukkan pada gambar dibawah. Pengaruh akibat momen sekunder ini diketahui sebagai pengaruh P- $\Delta$  efek. Sesuai *UBC* 1997 pasal 1630.1.3. pengaruh P- $\Delta$  efek harus dievaluasi menggunakan gaya gempa rencana yang dihasilkan dari displacement respon tingkat ( $\Delta_s$ ). Secara umum pengaruh P- $\Delta$  efek tidak perlu dipertimbangkan ketika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) didefinisikan sebagai rasio momen sekunder dengan momen primer, kurang dari atau sama dengan 0,10. Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) untuk tingkat dapat dihitung dari persamaan ini:

Dimana:  $P_x$  = faktor beban gravitasi total pada atau di atas level x.

$\Delta$  = drift story gempa

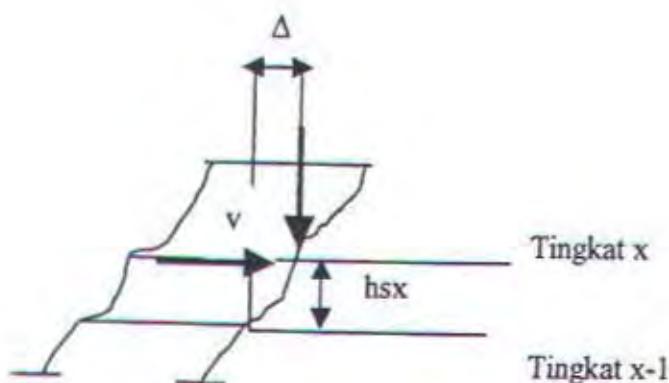
$V_x$  = Gaya geser gempa antara level x dan x-1

Hsx = tinggi lantai ( story) di bawah level x

Pada Zone gempa rendah, P- A efek tidak perlu dipertimbangkan jika *story drift*

(Δ) lebih kecil atau sama dengan  $\frac{0.02H_{sx}}{P}$ . Struktur fleksibel dan struktur dengan nilai

R yang besar, lebih dipengaruhi P-Δ efek, sehingga kolom tidak mempunyai pembesaran momen lentur (*UBC* 1997 pasal 1910.11), ketika dilakukan analisa P- Δ efek



Gambar 2.3. Pengaruh P- $\Delta$  efek

### 2.3.2. Drift dan batasannya

*Drift* merupakan *displacement* horizontal dari sebuah struktur sebagai akibat dari respon gaya lateral gempa. Dalam perencanaan struktur dengan *ground motion*, kesesuaian antara respon *displacement inelastic* maksimum ( $\Delta - M$  ), dengan *stress and strength design*. *Drift story* harus dihitung menggunakan *displacement* yang terjadi ketika struktur terkena *ground motion*. Dimana ( $\Delta - M$  ) dirumuskan sebagai berikut:

$$\Delta - M = 0.7 \text{ R.} \Delta x \dots \quad 22$$

Displacement respon level rencana ( $\Delta s$ ) sesuai UBC 1997 pasal 1630.2.1 ditentukan pada setiap *level story* berdasarkan analisa statik elastik dari *LFR (lateral frame sistem)* termasuk pengaruh torsi (UBC 1997 pasal 1530.9.1) sebagai alternatif, *displacement* dapat dihitung menggunakan analisa dinamis elastis sesuai UBC 1997 pasal 1631. Untuk struktur dengan periode *fundamental* (T) kurang dari 0,7 detik, perhitungan *drift story* menggunakan  $\Delta M$  harus tidak boleh dari 0,025 kali tinggi gedung. Untuk gedung dengan periode *fundamental* (T)  $\geq 0,7$  detik, perhitungan *drift*

*story* harus tidak lebih dari 0,02 kali tinggi gedung. Sebagai catatan, pembatasan *drift* ini berlaku jika menggunakan analisa struktur dengan prosedur gaya statik dan respon spektrum.

Jika tujuannya hanya untuk menganalisa *drift* maka gaya lateral desain digunakan untuk menentukan perhitungan *drift* dan dapat mengabaikan batasan bahwa harus lebih kecil dari 0,11  $C_a I_w$  dan untuk menentukan periode ( $T$ ) pembatasan 30% atau 40% pada *UBC* 1997 pasal 1630.2.2 dapat diabaikan.

## **BAB III**

### **DASAR PERENCANAAN**

## BAB III

### DASAR PERENCANAAN

#### 3.1. Dasar Perencanaan

Untuk perencanaan struktur *dual system* dengan *special moment resisting frame* dan *shear wall* ini menggunakan asumsi-asumsi perencanaan sebagai berikut:

- a. Perencanaan struktur meliputi struktur atas dan struktur bawah
- b. Pondasi didesain dalam kondisi terjepit sempurna
- c. Struktur terletak pada zona gempa tinggi
- d. Elemen struktur dari beton bertulang dengan mutu beton dan tulangan direncanakan sesuai dengan batas-batas dalam *UBC 1997*.

#### 3.2. Peraturan yang dipakai

Pedoman peraturan yang dipakai dalam perencanaan struktur *dual system* dengan *Special moment resisting frame* dan *Shear wall* ini adalah sebagai berikut:

- a. *Uniform Building Code (UBC 1997)* digunakan sebagai pedoman perencanaan semua struktur utama, struktur sekunder, struktur penahanan gaya lateral dan sekaligus pendetailannya.
- b. *ACI* digunakan sebagai pedoman dalam penyajian gambar hasil rencana.

### 3.3. Kriteria seleksi dan Pemodelan struktur

#### a. Kategori pemakaian gedung

Tabel 16-K *UBC* 1997 telah mengkategorikan gedung dalam lima kategori, yaitu: *essential facilities*, *hazardous facilities*, *special occupancy structures*, *standard occupancy structures* dan *miscellaneous structures*. Dalam table ini juga ditampilkan faktor keutamaan gempa ( $I_p$ ) yang dipakai dalam penentuan gaya lateral elemen struktur, komponen non *structural*, dan komponen pendukung struktur.

#### b. Geologi dan karakteristik tanah

*UBC* 1997 mengkategorikan tipe-tipe tanah ke dalam table 16-J, dan ditetapkan enam profil tanah, yaitu: SA, SB, SC, SD, SE dan SF.

Dimana untuk tanah tipe SD dipakai apabila data kelengkapan tanah tidak diketahui sehingga kesulitan dalam pendefinisian tipe profil tanah. Sedang untuk jenis tanah tipe SF diatur lebih lanjut dalam *UBC* 1997 pasal 1629.3.1 karena perlu evaluasi secara spesifik dalam pengkategorinya, diantaranya sebagai berikut:

1. Tanah jelek (*vulnerable*), yang potensial mengalami kegagalan oleh beban gempa. Misal tanah lempung yang sensitifitasnya tinggi, *liquefiable soils* dan tanah semen yang lembek.
2. *Peats* (tanah kompos) dan tanah lempung yang kandungan organiknya tinggi dengan ketebalan tidak lebih dari 10 feet atau 3048 mm.

3. Tanah lempung yang plastisitas indexnya tinggi ( $PI > 75$ ), dengan kedalaman tidak lebih dari 25 feet (7620 mm)
4. Tanah lempung berbutir halus dan keras yang sangat tebal dengan kedalaman tidak lebih dari 120 feet (36 575 mm)

c. Karakteristik Resiko Gempa Wilayah

Wilayah gempa dan faktor kedekatan dengan sumber gempa diterangkan dan dirangkum ke dalam tabel 16-I dan tabel 16-U pada *UBC* 1997. Setiap wilayah yang berbeda memiliki aktivitas berbeda pula tergantung karakteristik tanah dan kondisi geologinya. Dalam *UBC* 1997, faktor kedekatan gempa ( $Na$ ) dan ( $Nv$ ) pada table 16-S dan table 16-T. Selain itu ditentukan koefisien gempa ( $Ca$  dan  $Cv$ ) untuk tiap-tiap wilayah tertentu yang ditabelkan pada table 16-Q dan table 16-R.

d. Konfigurasi struktur

Konfigrasi dari struktur akan sangat berpengaruh terhadap perlakuan struktur selama gaya gempa terjadi. Menurut pasal 1629.5.1. pada *UBC* 1997, struktur diklasifikasikan menjadi 2 yaitu: struktur teratur dan struktur tidak teratur. Pengelompokan ini berdasarkan pada denah (*plan*) dan konfigurasi vertikal struktur. Dalam *UBC* 1997, pengelompokan tersebut diatur dalam tabel 16-R dan tabel 16-N.

e. Sistem rangka struktur

Dalam *UBC* 1997, terdapat 7 sistem struktur rangka, namun pada dasarnya ada 4 jenis system struktur rangka, yaitu:

### 1. *Bearing wall system*

Sistem struktur dimana seluruh beban gravitasinya dipikul oleh dinding dan untuk menahan gaya lateral digunakan dinding yang sama yang berfungsi sebagai *shear wall*

### 2. *Building frame system*

Sistem struktur dimana seluruh beban gravitasinya dipikul oleh frame dan beban beban lateral ditahan oleh *shear wall*

### 3. *Moment resisting frame system*

Sistem struktur dimana beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh frame dan beban lateral gempanya dipikul oleh aksi lentur framenya.

### 4. *Dual system*

Sistem struktur dimana beban gravitasi dan beban lateralnya dipikul secara bersama-sama oleh *frame* dan *shear wall* dimana space frame memikul sekurang-kurangnya 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh *shear wall*.

## 3.4. **Pembebaan dan Kombinasi Pembebaan Struktur**

Beban-beban yang direncanakan:

- Berat sendiri struktur atau beban gravitasi
- Beban angin
- Beban gempa

### 3.4.1. Beban Gravitasi

Beban gravitasi ada dua macam, yaitu:

- a. Beban mati (PPI 1983)

Dimana meliputi berat seluruh material bahan gedung dan peralatan tetap dalam gedung atau struktur lain.

- b. Beban hidup (PPI 1983)

Beban yang terjadi akibat penggunaan fungsi gedung, tidak termasuk beban mati, beban konstruksi, dan beban lingkungan.

Beban hidup untuk lantai dan atap boleh direduksi untuk lantai dan atap yang didukung oleh batang dengan luas lebih dari  $13,94 \text{ m}^2$ , kecuali untuk lantai yang dirancang untuk tempat umum dan untuk beban hidup lebih besar dari  $4.79 \text{ KN/m}^2$ .

Faktor reduksi untuk beban hidup, yaitu:

$$R=r(A-13.94)$$

R ≤ 40% untuk batang yang menerima beban dari satu tingkat saja

R ≤ 60% untuk batang yang lain

atau

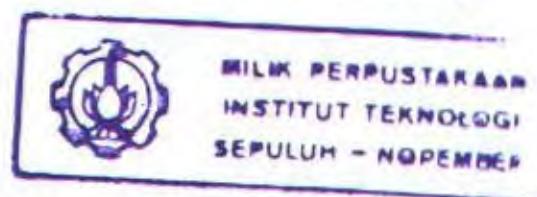
Dimana?

- A = luas lantai atau atap yang didukung oleh batang  
 D = Beban mati per satuan luas yang didukung oleh batang  
 L = Beban hidup per satuan luas yang didukung oleh batang  
 R = Faktor reduksi dalam prosentase

= Rata-rata reduksi ( Tabel 16-C untuk atap)  
 = 0.08 untuk lantai

### 3.4.2. Beban angin

Merupakan beban yang diterima struktur akibat adanya angin dengan kecepatan tertentu yang mengenai struktur. Beban angin ditentukan berdasarkan peraturan *UBC 1997 chapter 16 division III section 1620 design wind pressures*.



### 3.4.3 Beban gempa

Beban gempa dihitung berdasarkan *UBC* 1997 pasal 16.30.2.1 menurut persamaan:

$$V = \frac{CvJ}{RT}W \text{ dengan } V \leq \frac{2.5Cal}{R}W$$

V ≥ 0.11 Ca I W ..... 3.3

$$T = C t (hn)^{3/4} \quad \dots \quad 3.4$$

$F_1 < 0.25V$

$F_t = 0.07 \text{ TV}$  untuk  $T \geq 0.3 \text{ sec}$

$F_t = 0$  untuk  $T \leq 0.7$  sec

Dimana:

Z = Faktor wilayah gempa yaitu 0.4 untuk zona 4 ; 0.3 untuk zona 3 ; 0.2 untuk zona 2B; 0.15 untuk zona 2A, dan 0.05 untuk zona 1.

I	= Faktor keutamaan struktur yaitu 1.25 untuk fasilitas khusus dan berbahaya, 1 untuk tempat tinggal ( <i>UBC 1997 tabel 16-K</i> )
R	= Faktor modifikasi respon ( <i>UBC 1997 tabel 16-N</i> )
Ca	= Koefisien gempa ( <i>UBC 1997 tabel 16-Q</i> )
Cv	= Koefisien gempa ( <i>UBC 1997 tabel 16-R</i> )
Fx	= Gaya lateral
Ft	= Gaya tambahan pada Fn (gaya gempa struktur teratas)
Hi, hx	= Tinggi lantai
Wi, wx	= Berat pada ketinggian I atau x
W	= Beban mati total
T	= periode gempa dalam detik
V	= Gaya gempa dasar

### 3.4.3. Kombinasi pembebanan

Berdasarkan *UBC 1997* pasal 1909.2 dan *UBC 1997* pasal 1612.2.1, maka kombinasi pembebanan untuk beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E), beban angin(W) untuk bangunan beton adalah sebagai berikut:

1.  $1,4 D + 1,7 L$
2.  $0,75(1,4D+ 1,7L \pm 1,7W)$
3.  $0,9D \pm 1,3W$
4.  $0,75 ( 1,4D+ 1,7L \pm 1,87 E )$
5.  $0,9 D \pm 1,43 E$

### 3.5. Analisa Statis Gaya Lateral Rencana

Dalam *UBC 1997* ada beberapa prosedur untuk menganalisa gaya lateral ditetapkan pada pasal 1629.8, diantaranya: analisa statis sederhana

pada pasal 1629.8.2, analisa statis pada pasal 1629.8.3 dan analisa dinamik pada pasal 1629.8.4.

### 3.5.1. Analisa Statis sederhana

Prosedur gaya lateral statis sederhana dirangkum dalam *UBC* 1997 pasal 1630.2.3, struktur yang menggunakan statis sederhana memiliki persyaratan sebagai berikut:

1. Semua kategori pemakaian gedung termasuk *single-family dwellings*, tidak lebih dari tiga tingkat tidak termasuk basement.
2. Gedung-gedung lain yang tidak lebih dari dua tingkat tidak termasuk basement.

### 3.5.2. Analisa Statis

Adapun syarat-syarat penggunaan analisa statis dalam penentuan gaya lateral rencana menurut *UBC* 1997 adalah sebagai berikut:

1. Semua struktur baik beraturan (*regular*) atau tidak beraturan (*irregular*) pada zona gempa wilayah 1 dan 2 dengan kategori pemakaian 4 dan 5.
2. Gedung teratur yang kurang dari 240 feet (73152 mm) dengan sistem penahanan gaya lateral yang sesuai dengan yang disediakan pada *UBC* 1997 tabel 16-N kecuali pasal 1629.8.4 bagian 4.
3. Struktur tidak beraturan (*irregular structure*) yang tidak melebihi lima (5) lantai atau 65 feet (19812 mm).

### 3.5.3. Analisa Dinamis

Adapun syarat-syarat penggunaan analisa dinamis dalam penentuan gaya lateral rencana menurut *UBC* 97 adalah sebagai berikut:

1. Struktur dengan ketinggian melebihi dari 240 feet (73152 mm) selain yang diizinkan pada pasal 1628.3.
2. Struktur yang memiliki kekakuan, berat, dan bentuk geometri vertical yang tidak beraturan pada tipe 1,2,3 yang dijelaskan pada tabel 16-L atau struktur tidak beraturan yang tidak dijelaskan dalam tabel 16-L dan tabel 16-M kecuali yang diizinkan pada pasal 1630.4.2.
3. Struktur yang melebihi dari lima tingkat atau 65 feet (19812 mm) pada zona wilayah gempa 3 dan 4 yang tidak memiliki kesamaan sistem struktur sampai pada ketinggian tersebut kecuali yang diizinkan pada pasal 1630.4.2.
4. Struktur teratur (*regular*) atau tidak teratur (*irregular*) yang memiliki profil tanah jenis SF, yang mempunyai periode getar lebih dari 7 detik.

Karena struktur yang akan didesain dalam Tugas Akhir ini merupakan struktur beraturan dengan ketinggian kurang dari 240 feet (73152 mm) dan untuk penahan gaya lateralnya digunakan perpaduan antara *special moment resisting frame* dan *Shear wall* dalam hubungan *dual system*, maka analisa yang dipakai untuk menentukan gaya lateral adalah analisa statis.

### 3.6. Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur sekunder adalah struktur yang dirancang hanya menerima beban lentur saja dan tidak dirancang untuk menerima gaya lateral akibat gempa, sehingga dalam perhitungan analisanya dapat dihitung secara terpisah dengan struktur utama.

gempa, sehingga dalam perhitungan analisanya dapat dihitung secara terpisah dengan struktur utama

### 3.6.1. Perencanaan Pelat

Sistem pelat yang terdapat pada perancangan ini adalah system pelat dua arah yaitu pelat persegi dengan perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek diukur dari sumbu ke sumbu tumpuan tidak lebih dari 2. Karena kontrol lendutan tidak dilakukan ketebalan pelat menggunakan system ini harus memenuhi persyaratan ketebalan sesuai *UBC* 1997 pasal 1909.5.3

Persyaratan ketebalan minimal pelat ditentukan berdasarkan pada harga am, yang diperoleh dengan rumus berikut:

$$\alpha_m = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)}{4} \text{ (Pasal 1609 UBC 1997).} \dots \quad 3.8.$$

Dimana:

Ecb = Modulus elastisitas belok

Ecs = Modulus elasticitas polat

Ib = Momen inersia balok terhadap sumbu titik pusat penampang  
bruto balok

Is = Momen inersia pelat terhadap sumbu titik pusat penampang bruto balok

$\alpha_{1,2,3,4} = \alpha$  balok 1,2,3,4 pendukung pelat

Pelat yang ditumpu oleh balok pada semua sisinya, sesuai pasal 1909.5.3. pada *UBC* 1997, harus memenuhi persyaratan ketebalan sebagai berikut:

- $\alpha_m \leq 0.2 \rightarrow h_{min} = 127 \text{ mm untuk pelat tanpa penebalan panel}$   
 $\rightarrow h_{min} = 102 \text{ mm untuk pelat dengan penebalan panel}$
  - $0.2 < \alpha_m \leq 2$ :

$$h_{min} = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1370}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad \dots \dots \dots \quad 3.9.$$

- $\alpha m > 2$ , ketebalannya tidak boleh lebih kecil dari :

$$h_{min} = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1370}\right)}{36 + 9\beta} \quad \dots \dots \dots \quad 3.10.$$

- Untuk sisi pelat yang tidak menerus, harus disediakan balok tepi dengan rasio kekakuan  $\alpha$  tidak kurang dari 0,8 atau ketebalan minimum yang disyaratkan diatas ditingkatkan paling sedikit 10% pada panel dengan sisi yang tidak menerus.

Momen-momen pada pelat diperoleh dengan cara koefisien momen berdasarkan PBI 1971. Penentuan momen pelat didasarkan pada jenis tumpuan yang menutupi sisi pelat.

Setelah didapatkan momen-momen pada pelat perencanaan selanjutnya adalah penulangan pelat dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- Menentukan momen nominal yang diperlukan ( $M_n$  perlu)

Dimana

$M_u$  = momen terfaktor pada jalur yang bersangkutan yang diperoleh dari perhitungan momen

$\Phi$  = Faktor reduksi kekuatan 0,9 untuk struktur lentur tanpa aksial.

2. Menentukan rasio tulangan yang diperlukan (operlu)

3. Mengontrol batas rasio tulangan minimal ( $\rho_{min}$ )

Pasal 1907.12.2.1 UBC 1997 mensyaratkan:

$\rho_{min} = 0,002 \Rightarrow$  pelat dengan tulangan deform mutu 300 Mpa

$\rho_{min} = 0,0018 \Rightarrow$  pelat dengan tulangan deform mutu 400 Mpa

4. Mengontrol batas rasio tulangan maksimal ( $\alpha$  mak)

$$\rho_{mak} = 0.75 \rho_{balance} \quad 3.15$$

Dimana:

Menentukan luas tulangan yang diperlukan per satu meter lebar ( $A_{\text{perlu}}$ )

Dimana?

$\rho$  = rasio tulangan yang dipakai

**b** = lebar segmen pelat (biasanya diambil 1 meter)

d = tebal pelat

5. Menentukan ukuran tulangan yang digunakan dan jarak antar tulangan

### 3.6.2. Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga dapat dilakukan dengan memodelkan tangga sebagai pelat yang tidak ditumpum oleh balok atau sebagai pelat yang ditumpu oleh balok tepi. Hal tersebut sesuai dengan model tangga yang akan direncanakan. Tangga dalam perancangan ini direncanakan sebagai tangga dengan balok pendukung pelat.

Pelat tangga yang bertumpu pada balok-balok penopang di kedua tepinya akan berperilaku sebagai pelat satu arah. Perhitungan momen dan gaya geser pelat tangga dilakukan dengan metode pendekatan momen yang

diberikan oleh pasal 1908.3 pada *UBC* 1997. Setelah momen dan geser yang terjadi diperoleh dilakukan perencanaan penulangan sesuai peraturan. Perencanaan pelat dilakukan berdasarkan perumusan yang diperoleh dari analisa penampang.

Balok tangga sebagai balok yang menumpu pelat tangga direncanakan sebagai balok dengan tumpuan sendi dan rol. Pemilihan jenis tumpuan ini bertujuan agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama pada saat struktur utama menahan beban lateral. Dengan kondisi seperti itu, tangga dapat direncanakan terpisah dari struktur utama sebagai struktur sekunder.

### 3.7. PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

#### 3.7.1. Perencanaan Balok

Momen hasil dari analisa struktur merupakan hasil analisa elastis. Analisa ini menghasilkan momen negatif yang sangat besar, sehingga tidak efisien jika langsung digunakan dalam perencanaan penulangan. Sehingga untuk perencanaan wilayah gempa, kuat momen negatif pada balok perlu untuk di redistribusi.

*UBC* hanya mengatur persyaratan redistribusi momen secara umum, sedangkan redistribusi momen untuk perencanaan beban gempa belum diatur secara khusus oleh *UBC*. Memperhatikan hal itu, maka redistribusi untuk kombinasi beban gempa dilakukan dengan batas yang disarankan oleh Priesley yaitu sebesar 30%. Hal ini boleh dilakukan asalkan tetap dipertahankan persyaratan  $A_s$  positif  $\geq 0,5 A_s$  negatif.

### 3.7.1.1. Penulangan lentur

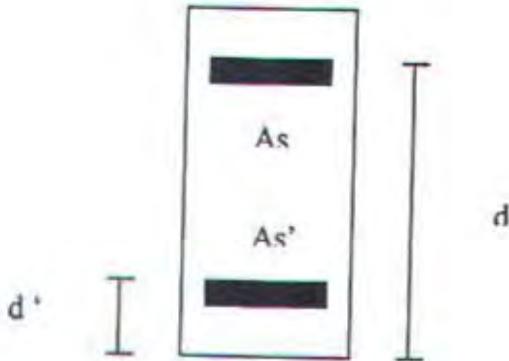
Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi untuk wilayah gempa 3 dan 4 adalah sebagai berikut:

1. Luas tulangan atas maupun bawah  $\geq 1,38 \frac{bw.d}{f_y}$
2. Rasio tulangan ( $\rho$ )  $\leq 0,025$
3. Sekurang-kurangnya harus disediakan dua tulangan menerus baik pada bagian atas maupun bawah.
4. Kuat momen positif pada muka tumpuan  $\geq 0,5$  kuat momen negatifnya.
5. Kuat momen positif maupun negatif pada sembarang penampang sepanjang balok  $\geq 0,25$  kuat momen maksimum pada kedua ujung tumpuan.

Berdasarkan hasil perhitungan momen yang telah dire distribusi dan berpedoman pada ketentuan-ketentuan yang disyaratkan dilakukan penulangan balok. Penulangan balk pada bagian tumpuan dilakukan dengan memperhitungkan penampang balok sebagai balok persegi. Sedangkan pada bagian lapangan, penampang balok diperhitungkan sebagai balok T dengan memasukkan peran pelat.

Perencanaan balok dilakukan berdasarkan perumusan dari hasil analisa penampang. Langkah-langkah perencanaan penulangan balok persegi adalah sebagai berikut:

- a. Tentukan  $M_u^+$  dan  $M_u^-$  maksimum dari kombinasi-kombinasi yang dilakukan.
- b. Rencanakan  $d$  dan  $d'$  penampang melintang seperti pada gambar di bawah



Gambar 3.1. Penampang Balok Persegi

- c. Penentuan luas tulangan perlu (As)

Penentuan  $As$  menggunakan rumus pendekatan yang diberikan Paulay dan Priestly, 19.. yaitu:

$$As' = \frac{Mu^+}{\phi \cdot fy \cdot (d - d')} \quad \dots \dots \dots \quad 3.19$$

- d. Kontrol As dan  $\rho$  terhadap batasan minimum dan maksimum
  - e. Penetuan jumlah tulangan yang diperlukan

### 3.7.1.2. Penulangan Tranversal

Perencanaan penulangan lentur pada wilayah gempa 3 dan 4 harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- a. Tulangan sengkang tertutup harus dipasang pada elemen struktur rangka di daerah (UBC 1997 pasal 1921.3.3.1):

  - 1) Sepanjang  $2 \times$  tinggi balok, diukur dari muka tumpuan

- 2) Sepanjang  $2 \times$  tinggi balok, pada kedua sisi penampang yang mungkin terjadi leleh lentur akibat perpindahan inelastic rangka.
- b. Jarak muka tumpuan ke sengkang pertama  $\leq 51$  mm (UBC 1997 pasal 1921.3.3.2)
- c. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi (UBC 1997 pasal 1921.3.3.2):
  - 1)  $\frac{1}{4}$  tinggi efektif balok
  - 2)  $8 \times$  diameter tulangan longitudinal terkecil
  - 3)  $24 \times$  diameter sengkang
  - 4) 305 mm
- d. Spasi maksimum sengkang pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup  $\leq \frac{1}{2}$  tinggi efektif balok (UBC 1997 pasal 1921.3.3.4)
- e. Gaya geser rencana ( $V_c$ ) harus dihitung dengan mempertimbangkan gaya static pada bagian balok diantara muka tumpuan. Harus diasumsikan bahwa momen dengan tanda yang berlawanan dan nilai sebesar kekuatan penampang yang mungkin terjadi ( $M_{pr}$ ) akan bekerja pada muka join dan bahwa balok dibebani dengan beban gravitasi tributary terfaktor sepanjang bentangnya (UBC 1997 pasal 1921.3.4.1)
- f. Tulangan transversal harus dipropsorsikan untuk menahan geser dengan asumsi  $V_c=0$  ketika terjadi kondisi berikut (UBC 1997 pasal 1921.3.4.2):

- 1) Gaya geser akibat gempa yang dihitung berdasarkan item 5 diatas menunjukkan setengah atau lebih dari geser maksimum yang diperlukan dalam bentang tersebut.
  - 2) Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa kurang dari  $\frac{Ag \cdot fc}{20}$ .

Sedangkan langkah-langkah penulangan Jentur adalah sebagai berikut:

- a. Tentukan momen kekuatan penampang yang mungkin terjadi ( $M_{pr}$ ) pada kedua ujung tumpuan.

- b. Tentukan gaya geser maksimum akibat momen yang didapat pada langkah 1
  - c. Lakukan langkah 1 dan 2 untuk beban akibat goyangan ke kanan dan ke kiri
  - d. Tentukan geser maksimum akibat bekerjanya beban gravitasi dan beban hidup.
  - e. Kombinasikan gaya geser dari langkah tiga dan 4. Tentukan Vu maksimum akibat kombinasi yang ada.
  - f. Kontrol apakah kekuatan geser beton ( $V_c$ ) diperhitungkan atau tidak sesuai persyaratan UBC 1997 pasal 1921.3.4.2.
  - g. Tentukan kekuatan geser yang diberikan beton ( $V_c$ )

- h. Tentukan kekuatan geser yang diberikan tulangan ( $V_s$ )

$$V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c \quad \dots \dots \dots \quad 3.23$$

#### Kontrol Vs terhadap Vs maksimum

- i. Rencanakan diameter tulangan yang digunakan dan tentukan jarak antar tulangan (s)

- k. Kontrol terhadap jarak tulangan ( $s$ ) maksimum

### 3.7.2. PERENCANAAN KOI OM

Kolom harus direncanakan dengan kekuatan secukupnya sehingga tidak akan mengalami leleh lebih dulu daripada balok. Goyangan lateral yang disebabkan oleh sendi pada kolom dapat menyebabkan kerusakan yang berlebihan. Kolom yang mengalami leleh mendahului balok akan mengakibatkan keruntuhan total pada struktur.

Beberapa hal yang harus dipenuhi dalam merencanakan kolom pada wilayah gempa 3 dan 4 adalah sebagai berikut:

1. Jika gaya tekan aksial terfaktor  $\leq Ag \cdot \frac{f'_c}{10}$ , perencanaan kolom dapat dilakukan seperti perencanaan balok, sedangkan jika gaya aksial tekan terfaktor  $\geq Ag \cdot \frac{f'_c}{10}$ , perencanaan kolom harus dilakukan dengan cara yang diuraikan dalam bagian ini.

Ag = luas penampang melintang balok

$f_c'$  = kuat tekan karakteristik beton

2. Dimensi penampang melintang terpendek  $\geq 305\text{mm}$
  3. Perbandingan dimensi terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus dengannya  $\geq 0.4$

### 3.7.2.1. Penulangan lentur

Perencanaan penulangan lentur kolom harus memperhatikan persyaratan Section 1921.4.2.2, UBC 97 bahwa kekuatan lentur kolom harus memenuhi:

$$\sum \text{Me} \geq (6/5) \sum Mg \dots \quad 3.26$$

**Dimana:**

$\sum Me$  = jumlah momen pada pusat join yang berhubungan dengan kuat lentur rencana kolom yang tersusun pada join tsb.

$\sum Mg =$  jumlah momen pada pusat join yang berhubungan dengan kuat Lentur rencana balok yang tersusun pada join tersebut

Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten terhadap gaya lateral yang ditinjau. Kuat lentur harus dijumlahkan

sedemikian hingga momen kolom berlawanan dengan momen balok. Persyaratan diatas harus dipenuhi untuk momen balok yang bekerja pada kedua arah pada bidang vertical dari rangka yang ditinjau.

Selain persyaratan kuat lentur dalam penulangan kolom pada wilayah gempa 3 dan 4 harus dipenuhi rasio tulangan  $\rho_g$  tidak boleh kurang dari 0.01 dan tidak lebih dari 0.06 (Section 1921.4.3.1)

Langkah-langkah perencanaan kolom:

1. Tentukan momen mungkin yang terjadi pada balok ( $\sum Mg$ ).
2. Tentukan momen balok yang diterima kolom
3. Tentukan harga  $\phi P_n$  maksimum dari hasil kombinasi yang dilakukan.
4. Tentukan kebutuhan luas tulangan (pada perancangan ini akan dilakukan dengan bantuan software komputer)
5. Kontrol persyaratan  $\sum Me \geq (6/5) \sum Mg$

### 3.7.2.2. Penyambungan Tulangan

Penyambungan tulangan pada kolom hanya diizinkan dengan ketentuan sebagai berikut( Section 1921.4.3.2):

1. Pada daerah pertengahan panjang kolom
2. Harus sambungan tarik
3. Mempunyai penulangan sengkang sepanjang sambungan.

### 3.7.2.3. Penulangan Tranversal

Gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus dihitung dengan mempertimbangkan gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka join disetiap ujung batang.

Gaya ini dihitung menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin terjadi ( $M_{pr}$ ) dari batang yang bersangkutan.

Penulangan transversal yang persyaratannya akan diuraikan berikut ini harus disediakan sepanjang  $I_0$  dari setiap muka join dan pada kedua sisi setiap penampang dimana kelelahan lentur mungkin terjadi disertai perpindahan lateral *inelastic* pada rangka. Panjang  $I_0$  tidak boleh kurang dari (UBC 1997 pasal 1921.4.4.4):

1. Tinggi batang pada muka join atau pada penampang dimana leleh lentur mungkin terjadi
  2.  $1/6$  panjang batang
  3. 457 mm

Adapun persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam hal penulangan transversal pada daerah sepanjang  $l_0$ , adalah sebagai berikut:

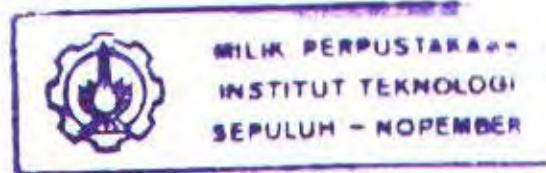
1. Luas penampang melintang tulangan sengkang tertutup tidak boleh kurang dari:

dan

Spasi antar tulangan maksimum  $\leq \frac{1}{4}$  dimensi minimum kolom dan kurang dari 102 mm

2. Spasi kait silang atau kaki sengkang tertutup majemuk  $\leq 356$  mm pada pusat dalam arah tegak lurus sumbu longitudinal kolom.

Spasi tulangan di luar aerah yang diuraikan diatas tidak boleh melampaui 6x diameter tulangan longitudinal dan 152 mm. Langkah-langkah penulangan tranversal kolom pada dasarnya sama dengan perencanaannya pada balok, tetapi besarnya kuat geser yang diberikan beton dihitung dengan rumus berikut:



### 3.7.3. Pertemuan Balok Kolom

Integritas keseluruhan struktur tergantung dari perilaku sambungan pada pertemuan balok dan kolom. Kegagalan pada titik ini dapat mengakibatkan deformasi lateral yang besar yang dapat mengakibatkan kerusakan berlebihan bahkan keruntuhan total.

Secara umum ketentuan-ketentuan yang disyaratkan pada pertemuan balok kolom adalah sebagai berikut:

1. Gaya dalam tulangan longitudinal balok pada muka join harus dihitung dengan mengasumsikan bahwa tegangan dalam penulangan tarik lentur adalah  $1.25 f_y$  (*UBC 1997* pasal 1921.5.1.1)
  2. Penulangan longitudinal balok yang diakhiri dalam kolom harus diperpanjang sampai sisi muka terjauh dari inti kolom terkekang dan diankerkan sesuai dengan ketentuan panjang penyaluran (*UBC 1997* pasal 1921.5.1.3)

3. Ketika tulangan longitudinal balok diperpanjang melewati pertemuan balok kolom, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar (*UBC 1997* pasal 1921.5.1.1)

Faktor yang sangat penting dalam menentukan kapasitas join balok kolom adalah luas efektif ( $A_j$ ) dari join. Sedangkan persyaratan kekuatan geser nominal ( $\phi V_c$ ) join harus memenuhi ketentuan sebagai berikut (*UBC 1997* pasal 1921.5.3.1):

1. Untuk join yang dikekang pada 4 sisinya,  $\phi V_c \leq 1.66\sqrt{f'c}A_j$
2. Untuk join yang dikekang pada 3 sisinya atau 2 sisinya pada muka yang berlawanan,  $\phi V_c \leq 1.25\sqrt{f'c}A_j$
3. Untuk join yang lain,  $\phi V_c \leq \sqrt{f'c}A_j$

$A_j$  = luas penampang melintang efektif dalam join.

Reduksi sebesar 50% dari jumlah tulangan pengekangan diijinkan untuk join yang dikekang pada keempat sisinya dan  $\frac{3}{4}$  muka join tertutup oleh batang pengejangnya. Dan pada saat reduksi tersebut diijinkan, spasi antar tulangan maksimum 152 mm (*UBC 1997* pasal 1921.5.2.2)

#### 3.7.4. Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran (ldh) untuk tulangan dengan kait standart 90 derajat pada beton normal sesuai *UBC 1997* pasal 1921.5.4.1 tidak boleh kurang dari:

1.  $8 \times$  diameter tulangan (db)

2. 152 mm
  3. Untuk tulangan no.3 (D-10) sampai no 11(D-35)

Kait standar 90 derajat harus ditempatkan pada inti terkekang dari kolom atau komponen struktur pembatas.

Panjang penyaluran (ld) untuk tulangan no.3 (D-10) sampai no.11(D-35) untuk tulangan lurus sesuai UBC 1997 pasal 1921.5.4.2 tidak boleh kurang dari:

1.  $2.5 \times$  panjang yang dibutuhkan untuk kait standar 90 derajat jika tinggi beton yang dituang dalam satu kali penuangan di bawah tulangan tersebut tidak melebihi 305 mm.
  2.  $3 \times$  panjang yang dibutuhkan untuk kait standar 90 derajat jika tinggi beton yang dituang dalam satu kali penuangan di bawah tulangan tersebut melebihi 305 mm.

Batang tulangan lurus yang berakhir pada suatu joint harus menembus inti terkekang dari kolom atau komponen struktur pembatas. Setiap bagian dari panjang penambahan lurus yang tidak terletak di dalam inti terkekang harus ditingkatkan dengan faktor 1.6.

### 3.7.5 Cek Kebutuhan Boundary Element

Bahaya tekuk muncul pada saat suatu elemen tipis mendapatkan beban aksial tekan

Kemampuan dinding untuk tidak mengalami tekuk bergantung pada ketebalan, panjang wall, besarnya momen serta aksial tekan yang diterimanya. Boundary elemen harus dipenuhi bilamana kontrol

bahaya tekuk melampaui batas yang disyaratkan dalam *UBC* 1997 pasal 1921.6.6.4.

Boundary element ini umumnya berupa penebalan dinding di ujung-ujung shear wall yang bebas (dalam arti tidak terdapat sayap/ flens).

Boundary elemen ini tidak diperlukan apabila *shear wall* memenuhi kondisi-kondisi yang telah disyaratkan *UBC* 1997 pasal 1921.6.6.4. sebagai berikut:

1.  $P_u \leq 0.10 A_g f'_c$  untuk *geometric wall* yang simetris

$P_u \leq 0.05 A_g f'_c$  untuk *geometric wall* yang asimetris.

$$P_u = 1170398 \text{ kg} \leq 1225000 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

2.  $\frac{M_u}{V_{u,Iw}} \leq 1,0$  atau  $\frac{1855092}{193921 \times 10} = 0.957 \leq 1.0$

3.  $V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'_c}$

$$V_u = 193791 \text{ kg} \leq 517656.981 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Dan

$$\frac{M_u}{V_{u,Iw}} \leq 3$$

$$\frac{2016384}{163993 \times 10} = 1.23 \leq 3 \dots \text{OK}$$

**BAB IV**

**PERENCANAAN**  
**STRUKTUR SEKUNDER**

## BAB IV

### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Sebagai bagian dari komponen struktur secara keseluruhan, struktur sekunder akan memberikan pengaruh terhadap struktur utama sebagai beban. Dalam perencanaan desain gempa struktur sekunder merupakan komponen struktur yang tidak didesain menerima gaya lateral akibat gempa.

Dalam perhitungannya, struktur sekunder dapat direncanakan dan dianalisa terpisah dari struktur utama yang didesain untuk menahan total beban lateral akibat gempa. Sehingga keberadaan struktur sekunder tidak akan memberikan pengaruh yang besar terhadap perilaku struktur secara keseluruhan.

Struktur sekunder yang akan dibahas dalam tugas akhir ini meliputi pelat dan tangga.

#### 4.1. Perencanaan pelat

##### 4.1.1. Data perencanaan

Data-data mengenai material pelat adalah sebagai berikut:

1. Mutu beton :  $f'c = 30 \text{ Mpa}$
2. Mutu tulangan :  $fy = 300 \text{ Mpa}$

Desain awal balok dan kolom (berdasarkan tabel 19.C.1 UBC'97)

- Dimensi Balok Induk Melintang

Bentang  $L = 8000 \text{ mm}$

$$H = \frac{1}{12} \times 8000 = 500666.67 \text{ mm} \rightarrow 75 \text{ cm}$$

$$B = \frac{666.67}{1.5} = 444.45 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Dipakai balok induk 50/75 cm

- Dimensi Balok Induk Memanjang

Bentang L = 4500mm

$$H = \frac{1}{12} \times 4500 = 375 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

$$B = 375/1.5 = 250 \text{ mm} \rightarrow 35 \text{ cm}$$

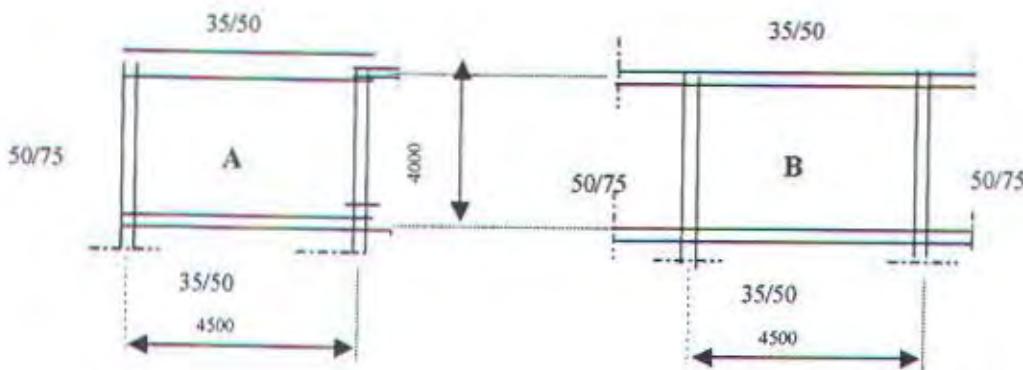
Dipakai Balok induk 35/50 cm

- Dimensi Kolom

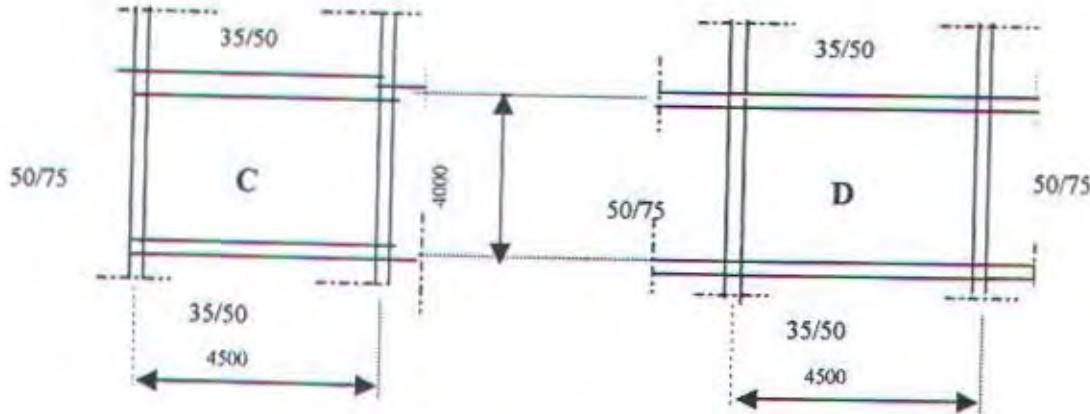
Pakai dimensi 75 x 75 cm

#### 4.1.2. Preliminary Design Pelat Lantai dan Pelat Atap

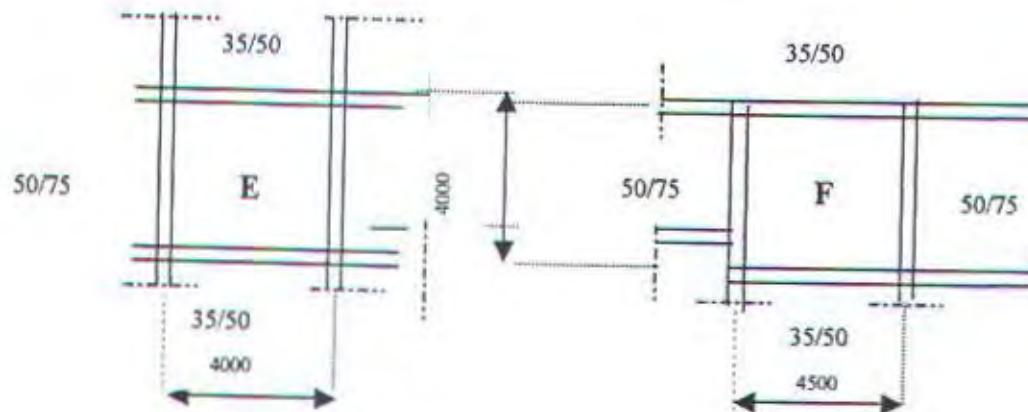
Dalam perencanaan awal pelat harus digolongkan menjadi beberapa type berdasarkan kondisi menerus tidaknya sisi pelat. Dari denah pembalokan maka dalam perencanaan ini dibedakan menjadi:



Gambar 4.1. Denah pembalokan A dan B



Gambar 4.2. Denah pembalokan C dan D



Gambar 4.3. Denah pembalokan E dan F

### 1. Perkiraan Tebal Pelat

Harga perbandingan bentang bersih panjang terhadap pendek kelima type pelat, yaitu:

Tabel 4.1. Nilai Beta Untuk tiap pelat

Type Pelat	Bentang Memanjang (cm)	Balok Memanjang (cm)	Bentang Melintang (cm)	Balok Melintang (cm)	Ln1	Ln2	beta
A	450	35/50	800	50/75	400	730	1.825
B	450	35/50	800	50/75	400	730	1.825
C	450	35/50	800	50/75	400	730	1.825

Type Pelat	Bentang Memanjang (cm)	Balok Memanjang (cm)	Bentang Melintang (cm)	Balok Melintang (cm)	Ln1	Ln2	beta
D	450	35/50	800	50/75	400	730	1.825
E	400	35/50	800	50/75	350	730	2.08571
F	400	35/50	800	50/75	350	730	2.08571

Jadi dipakai  $\beta$  terbesar untuk mendapatkan tebal pelat minimum = 1.096 sesuai dengan UBC 19095.5.3 tanpa kontrol lendutan, tebal pelat minimum adalah:

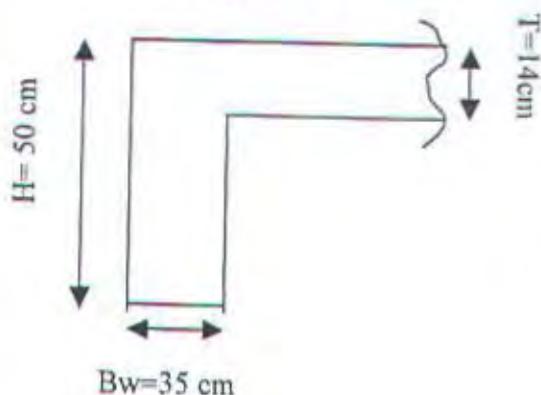
$$\begin{aligned}
 H &= \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1370}\right)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{350\left(0.8 + \frac{300}{1370}\right)}{36 + (9 \times 1.043)} \\
 &= 7.858 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tebal pelat 14 cm.

Karena tebal pelat > h min, maka tidak diperlukan kontrol lendutan.

## 2. Perbandingan Kekakuan Balok terhadap Kekakuan Pelat

### Balok Tepi 35/50 (L=450)



Dipakai rumus SKSNI 2002

$b_e \leq 450/12 = 37.5 \text{ cm}$

$b_e \leq 35 + 6 \times 14 = 119 \text{ cm}$

$b_e \leq 1/2(450 - 35) = 207.5 \text{ cm}$

Jadi  $b_e$  diambil = 37.5 cm.

Gambar 4. 4. Asumsi Balok Tepi

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1 + \left[ \frac{be}{bw} - 1 \right] \left[ \frac{t}{h} \right] \left[ 4 - 6 \left[ \frac{t}{h} \right] + 4 \left[ \frac{t}{h} \right]^2 + \left[ \frac{be}{bw} - 1 \right] \left[ \frac{t}{h} \right]^3 \right]}{1 + \left[ \frac{be}{bw} - 1 \right] \left[ \frac{t}{h} \right]} \\
 &= \frac{1 + \left[ \frac{37.5}{35} - 1 \right] \left[ \frac{14}{50} \right] \left[ 4 - 6 \left[ \frac{14}{50} \right] + 4 \left[ \frac{14}{50} \right]^2 + \left[ \frac{37.5}{35} - 1 \right] \left[ \frac{14}{50} \right]^3 \right]}{1 + \left[ \frac{37.5}{35} - 1 \right] \left[ \frac{14}{50} \right]} \\
 &= 1.336
 \end{aligned}$$

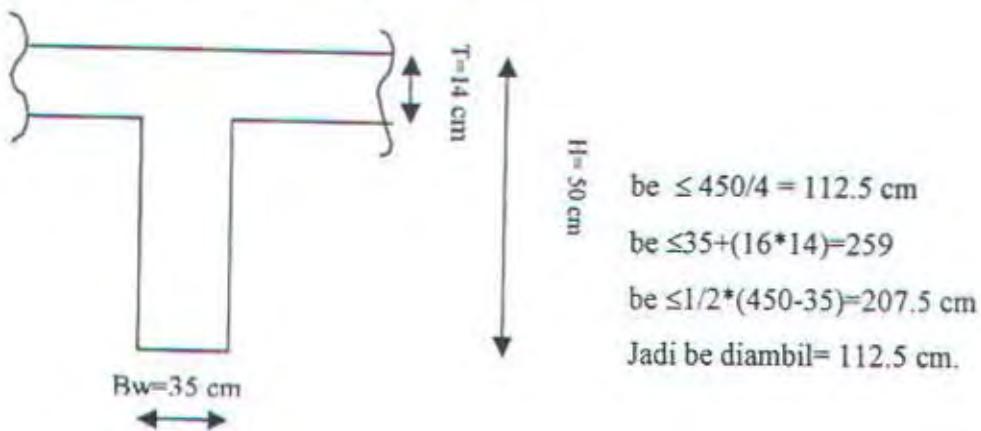
$$I_{balok} = \frac{k \cdot bw \cdot h^3}{12} = \frac{1.336 \times 35 \times 50^3}{12} = 376272.6 \text{ cm}^4.$$

$$I_s = \frac{bt^3}{12} = \frac{400 \times 14^3}{12} = 91466.67 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ecb \times I_b}{Ecs \times I_s} \Rightarrow Ecb = Ecs$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 4.113768$$

#### Balok Tengah 35/50 (L=450)



Gambar 4.5. Asumsi Balok Tengah

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1 + \left[ \frac{be}{bw} - 1 \right] \left[ \frac{t}{h} \right] \left[ 4 - 6 \left[ \frac{t}{h} \right] + 4 \left[ \frac{t}{h} \right]^2 + \left[ \frac{be}{bw} - 1 \right] \left[ \frac{t}{h} \right]^3 \right]}{1 + \left[ \frac{be}{bw} - 1 \right] \left[ \frac{t}{h} \right]} \\
 &= \\
 &\frac{1 + \left[ \frac{112.5}{35} - 1 \right] \left[ \frac{14}{50} \right] \left[ 4 - 6 \left[ \frac{14}{50} \right] + 4 \left[ \frac{14}{50} \right]^2 + \left[ \frac{112.5}{35} - 1 \right] \left[ \frac{14}{50} \right]^3 \right]}{1 + \left[ \frac{112.5}{35} - 1 \right] \left[ \frac{14}{50} \right]} \\
 &= 1.6438
 \end{aligned}$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{k \cdot bw \cdot h^3}{12} = \frac{2.0496 \times 35 \times 50^3}{12} = 599305 \text{ cm}^4.$$

$$I_s = \frac{bt^3}{12} = \frac{400 \times 14^3}{12} = 91466.67 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ecb \times I_b}{Ecs \times I_s} \Rightarrow Ecb = Ecs$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 6.552168$$

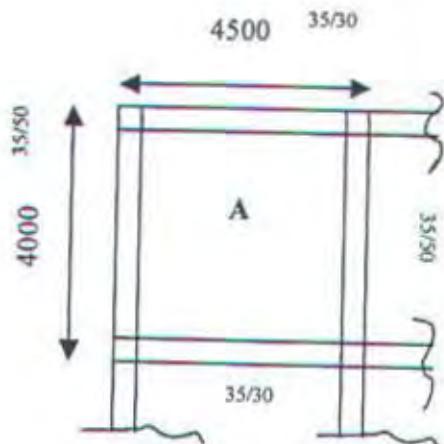
Perhitungan  $\alpha$  untuk yang lain dapat ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.2. Hasil analisa nilai  $\alpha$

Pjg (cm)	Balok	Bs (cm)	Be (cm)	Bw (cm)	t (cm)	h (cm)	k	$I_{\text{balok}}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_s$ (cm <sup>4</sup> )	$\alpha$
450	Tepi 35/50	800	37.5	35	14	50	1.032062	375272.65	182933.3	2.056884
400	Tepi 35/50	800	33.34	35	14	50	0.978028	356572.65	182933.3	1.949194
800	Tepi 50/75	450	66.67	50	14	75	1.118439	1966006.5	102900	19.10599
800	Tepi 50/75	400	66.67	50	14	75	1.118439	1966006.5	91466.67	21.49424
450	Tengah 35/50	800	112.5	35	14	50	1.643808	599305	182933.3	3.276084
400	Tengah 35/50	800	100	35	14	50	1.57281	573420.35	182933.3	3.134586
800	Tengah 50/75	450	200	50	14	75	1.731909	3044372.1	102900	29.58573
800	Tengah 50/75	400	200	50	14	75	1.731909	3044372.1	91466.67	33.28395

## Kontrol Ketebalan Pelat

### Contoh: Pelat A



$$\beta = \frac{400}{365} = 1.096$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4}$$

$$\alpha_m = \frac{4.114 + 14.797 + 6.552 + 25.342}{4}$$

$$\alpha_m = 12.70125$$

$\alpha_m > 2$ , maka tebal minimum pelat:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1370}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{365\left(0.8 + \frac{300}{1370}\right)}{36 + (9 \times 1.0959)} = 8.11 \text{ cm}$$

Jadi  $hs = 14 \text{ cm} > 8.11 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$

Untuk selanjutnya kontrol ketebalan pelat untuk pelat type B, C, D, E, dan F dapat ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.3. Kontrol ketebalan plat

Pelat	Ln	$\beta$	$\alpha_m$	$\alpha_{m>2}$	$H_{min}$ (cm)	$H_{pelat}$ (cm)	$H_{min} < H_{pelat}$
A	400	1.825	13.50617349	OK	7.774749	14	OK
B	400	1.825	16.12610947	OK	7.774749	14	OK
C	400	1.825	13.81097354	OK	7.774749	14	OK
D	400	1.825	16.43090951	OK	7.774749	14	OK
E	350	2.086	15.26184111	OK	6.511161	14	OK
F	350	2.086	17.91292109	OK	6.511161	14	OK

Jadi setelah dikontrol ketebalan pelat, maka pelat dengan tebal 14 cm dapat dipakai untuk keseluruhan type pelat.

#### 4.1.3. Pembebanan Pelat

Pembebanan pelat dalam perencanaan ini berdasarkan peraturan pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 PPIUG (1083):

##### **Pembebanan Pelat Lantai**

###### Beban Mati

- Beban sendiri pelat lantai :  $0.14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$
  - Plafond dan penggantung :  $11+7 = 18 \text{ kg/m}^2$
  - Spesi ( tebal 3 cm) :  $0.03 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2$
  - Tegel ( tebal 3 cm) :  $0.03 \times 2400 = 72 \text{ kg/m}^2$
  - Ducting AC dan perpipaan :  $= 40 \text{ kg/m}^2$
- DL  $= 529 \text{ kg/m}^2$

###### Beban Hidup:

- Untuk gedung perkantoran (PPIUG'83)  $= 250 \text{ kg/m}^2$

###### Beban total terfaktor:

$$\bullet 1.4\text{DL} + 1.7 \text{ LL} = 1.4 \times 529 + 1.7 \times 250 = 1165.6 \text{ kg/m}^2$$

##### **Pembebanan Pelat Atap**

###### Beban Mati

- Beban sendiri pelat lantai =  $0.14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$
- Plafond dan penggantung =  $11+7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ( tebal 1 cm) =  $0.01 \times 2100 = 14 \text{ kg/m}^2$
- Tegel (tebal 1 cm) =  $0.01 \times 2400 = 17 \text{ kg/m}^2$
- Ducting AC dan perpipaan =  $40 \text{ kg/m}^2$

$$\text{DL} = 425 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Beban Hidup atap =  $100 \text{ kg/m}^2$
- Beban air hujan =  $20 \text{ kg/m}^2$
- LL =  $120 \text{ kg/m}^2$

Beban Total terfaktor:

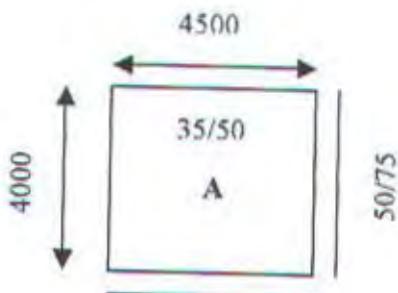
$$\begin{aligned} \bullet 1.4 \text{DL} + 1.7 \text{ LL} &= 1.4 \times 425 + 1.7 \times 120 &= 799 \text{ kg/m}^2 \\ &&= 7990 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

**4.1.4. Analisa Gaya Dalam Pelat**

Untuk menganalisa gaya dalam dipakai koefisien-koefisien momen yang diberikan tabel 13.3.1 dan tabel 13.3.2 PBI'71, dengan asumsi jepit elastis pada tumpuan pelat yang menerus dan bebas pada pelat monolit dengan balok tepi.

## 1. Analisa Gaya Dalam Pelat Lantai

Terdapat enam type lantai yang dianalisa gaya-gaya dalamnya, contohnya sebagai berikut:

PELAT TYPE A

$$\begin{aligned} L_{Ny} &= 450 - 50 = 400 \\ L_{Nx} &= 400 - 35 = 365 \\ L_{Nx}/L_{Ny} &= 400/365 = 1.096 \\ q &= 11656 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

$$M_{lx} = -M_{tx} = 0.001 \times q \times l_x^2 \times c_x ; c_x = 54.754$$

$$= 0.001 \times 11656 \times 3.65^2 \times 54.754$$

$$= 8502.588 \text{ Nm} = 8502588 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = -M_{ty} = 0.001 \times q \times l_y^2 \times c_y ; c_y = 49.959$$

$$= 0.001 \times 11656 \times 3.65^2 \times 49.959$$

$$= 7757.986 \text{ Nm} = 7757986 \text{ Nmm}$$

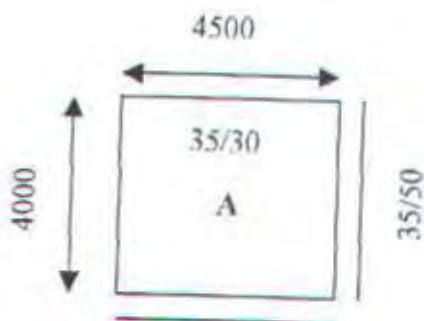
Untuk tipe lain pelat lantai disajikan dalam bentuk tabel:

Tabel 4.4. Analisa Gaya dalam Plat

Pelat		$l_{nx}$ (cm)	$l_{ny}$ (cm)	$l_{nx}/l_{ny}$	$q$ (N/m <sup>2</sup> )	$c_x$	Nm	Nmm
A	(- $M_{tx}$ )	400	365	1.09589	11656	54.754	8502.5877	8502587.7
	$M_{ly}$	400	365		11656	49.959	7757.9862	7757986.2
	(- $M_{ty}$ )	400	365		11656	49.959	7757.9862	7757986.2
B	(- $M_{tx}$ )	400	365	1.09589	11656	45.713	7098.6374	7098637.4
	$M_{ly}$	400	365		11656	45.918	7130.4712	7130471.2
	(- $M_{ty}$ )	400	365		11656	45.918	7130.4712	7130471.2
C	(- $M_{tx}$ )	400	365	1.09589	11656	47.877	7434.6786	7434678.6
	$M_{ly}$	400	365		11656	36.959	5739.2545	5739254.5
	(- $M_{ty}$ )	400	365		11656	36.959	5739.2545	5739254.5
D	(- $M_{tx}$ )	400	365	1.09589	11656	41.836	6496.5894	6496589.4
	$M_{ly}$	400	365		11656	36.959	5739.2545	5739254.5
	(- $M_{ty}$ )	400	365		11656	36.959	5739.2545	5739254.5
E	(- $M_{tx}$ )	350	365	1.042857	11656	38.58	5990.9748	5990974.8
	$M_{ly}$	350	365		11656	36.43	5657.1076	5657107.6
	(- $M_{ty}$ )	350	365		11656	36.43	5657.1076	5657107.6
F	(- $M_{tx}$ )	350	365	1.042857	11656	41.44	6435.0958	6435095.8
	$M_{ly}$	350	365		11656	44.29	6877.6639	6877663.9
	(- $M_{ty}$ )	350	365		11656	44.29	6877.6639	6877663.9

## 2. Analisa Gaya Dalam Pelat Atap

Terdapat enam type pelat atap yang dianalisa gaya-gaya dalamnya, contohnya sebagai berikut:

PELAT TYPE A

$$\begin{aligned}L_{ny} &= 450-50 = 400 \\L_{nx} &= 400-50 = 365 \\L_{nx}/L_{ny} &= 400/365 = 1.096 \\q &= 7990 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

$$M_{lx} = -M_{tx} = 0.001 \times q \times l_x^2 \times c_x ; c_x = 54.754$$

$$= 0.001 \times 7990 \times 3.65^2 \times 54.754$$

$$= 5828.387 \text{ Nm} = 5828387 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = -M_{ty} = 0.001 \times q \times l_y^2 \times c_y ; c_y = 49.959$$

$$= 0.001 \times 7990 \times 3.65^2 \times 49.959$$

$$= 5317.974 \text{ Nm} = 5317974 \text{ Nmm}$$

Untuk tipe lain pelat atap disajikan dalam bentuk tabel:

Tabel 4.5. Analisa Gaya dalam Plat Atap

Pelat		$L_{nx}$ (cm)	$L_{ny}$ (cm)	$L_{nx}/L_{ny}$	$q$ (N/m <sup>2</sup> )	$c_x$	Nm	Nmm
A	(-M <sub>tx</sub> )	400	365	0.9125	7990	54.754	5828.3867	5828386.7
	M <sub>ly</sub>	400	365		7990	49.959	5317.9744	5317974.4
	(-M <sub>ty</sub> )	400	365		7990	49.959	5317.9744	5317974.4
B	(-M <sub>tx</sub> )	400	365	0.9125	7990	45.713	4866.0014	4866001.4
	M <sub>ly</sub>	400	365		7990	45.918	4887.823	4887823
	(-M <sub>ty</sub> )	400	365		7990	45.918	4887.823	4887823
C	(-M <sub>tx</sub> )	400	365	0.9125	7990	47.877	5096.3522	5096352.2
	M <sub>ly</sub>	400	365		7990	36.959	3934.1664	3934166.4
	(-M <sub>ty</sub> )	400	365		7990	36.959	3934.1664	3934166.4
D	(-M <sub>tx</sub> )	400	365	0.9125	7990	41.836	4453.3073	4453307.3
	M <sub>ly</sub>	400	365		7990	36.959	3934.1664	3934166.4
	(-M <sub>ty</sub> )	400	365		7990	36.959	3934.1664	3934166.4
E	(-M <sub>tx</sub> )	350	365	1.042857	7990	38.58	4106.7166	4106716.6
	M <sub>ly</sub>	350	365		7990	36.43	3877.856	3877856
	(-M <sub>ty</sub> )	350	365		7990	36.43	3877.856	3877856
F	(-M <sub>tx</sub> )	350	365	1.042857	7990	41.44	4411.1544	4411154.4
	M <sub>ly</sub>	350	365		7990	44.29	4714.5277	4714527.7
	(-M <sub>ty</sub> )	350	365		7990	44.29	4714.5277	4714527.7

Selanjutnya momen-momen pelat lantai dan pelat atap dari hasil analisa tersebut dapat disimpulkan sebagai berikut:

Tabel 4.6. Hasil Analisa momen plat

Type pelat	Jenis	$M_{ix} = M_{bx}$ Nmm	$M_{iy} = M_{by}$ Nmm
A	Atap Lantai	5828387 8502588	5317974 7757986
B	Atap Lantai	4866001 7098637	4887823 7130471
C	Atap Lantai	5096352 7434679	3934166 5739254
D	Atap Lantai	4453307 6496589	3934166 5739254
E	Atap Lantai	4106717 5990975	3877856 5657108
F	Atap Lantai	4411154 6435096	4714528 6877664

#### 4.1.5. Perencanaan Penulangan Pelat

Dari hasil analisa momen pada pelat, selanjutnya dilakukan penulangan pelat. Untuk contoh hasil perhitungan penulangan ditunjukkan pada pelat A, sedangkan penulangan pada type pelat lainnya dilakukan dengan cara sama dan hasilnya ditabelkan.

Langkah-langkah pada penulangan pelat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan momen nominal yang diperlukan ( $M_n$  perlu)

$$M_n \text{ perlu} = \frac{Mu}{\theta}$$

Pada section 1901.3.2.1 UBC memberikan harga  $\theta = 0.9$  untuk komponen lentur tanpa aksial.

2. Perencanaan Tulangan

- Pada section 1907.7.1 UBC mensyaratkan selimut beton minimum untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah adalah 19 mm.
- Direncanakan Selimut beton : 20 mm
- Direncanakan tulangan diameter 12 mm

3. Menentukan rasio tulangan yang diperlukan (perlu)

Karena momen lapangan dan tumpuan besarnya sama ( $M_{lx}=M_{tx}$  dan  $M_{ly}=M_{ty}$ ) maka hanya dilakukan satu kali perhitungan, sedangkan penentuan penulangan sesuai dengan code.

Tulangan arah X:

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{300}{0.85 * 30} = 11.765$$

$$d_x = t - d' - \theta/2 = 140 - 20 - 12/2 = 114 \text{ mm}$$

$M_n$  = Momen pelat/ $\theta$

$$= 8502588 / 0.9$$

$$= 9447320 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n \text{ perlu}}{bd^2} = \frac{9447320}{1000 \times 114^2} = 0.727$$

$$\text{perlu} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{11.765} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 0.727}{300}} \right]$$

$$= 0.00246$$



**Tulangan arah y**

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{300}{0.85 * 30} = 11.765$$

$$dy = t - d' - \theta/2 = 140 - 20 - 12/2 = 102 \text{ mm}$$

$M_n$  = Momen pelat/ $\theta$

$$= 7757986 / 0.9 = 8619984.44 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n \text{ perlu}}{bd^2} = \frac{8619984.44}{1000 \times 102^2} = 0.829$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{11.765} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.765 \times 0.829}{300}} \right] \\ &= 0.00281\end{aligned}$$

4. Kontrol  $\rho_{\min}$  dan  $\rho_{\max}$  pelat

Untuk pelat dengan tulangan mutu 300 MPa.

$$\rho_{\min} = 0.002 \dots \text{SKSNI Pasal 3.16.12}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0.85 \times \beta \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}, \text{ dimana } \beta = 0.85 \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{300} \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0.0482\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0482 = 0.0362$$

Karena  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}}$  (0.00246 dan 0.00281)  $\leq \rho_{\max} \dots \text{OK}$

## 5. Penentuan Luas Tulangan

### Tulangan Arah X

$$As = \rho b d = 0.00246 \times 1000 \times 114 = 280.44 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan  $\Phi 6-90$  ( $As=314.2 \text{ mm}^2$ )

### Tulangan Arah Y:

$$As = \rho b d = 0.00281 \times 1000 \times 102 = 286.62 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan  $\Phi 6-70$  ( $As=403.9 \text{ mm}^2$ )

Dengan langkah-langkah yang sama diperoleh penulangan untuk tipe pelat lantai dan atap yang lain. Hasil perhitungan tersebut dicantumkan dalam tabel berikut ini :

Tabel 4.7. Hasil Penulangan Plat atap

Tipe Pelat	Arah	$M_u$ (Nmm)	$M_n$ (Nmm)	$R_n$ (Mpa)	$m$	Rho perlu	$As$ ( $\text{mm}^2$ )	Tulangan terpasang	$As$ ada ( $\text{mm}^2$ )
A	X	5828387	6475986	0.498306	11.765	0.001678	191.2436	$\Phi 6-100$	282.7
	Y	5317974	5908860	0.454668	11.765	0.001529	155.9903	$\Phi 6-125$	226.2
B	X	4866001	5406668	0.416026	11.765	0.001398	159.4008	$\Phi 6-125$	226.2
	Y	4887823	5430914	0.417891	11.765	0.001405	143.2667	$\Phi 6-135$	209.4
C	X	5096352	5662613	0.43572	11.765	0.001465	167.0128	$\Phi 6-100$	282.7
	Y	3934166	4371296	0.336357	11.765	0.001129	115.1258	$\Phi 6-135$	209.4
D	X	4453307	4948119	0.380742	11.765	0.001279	145.7784	$\Phi 6-125$	226.2
	Y	3934166	4371296	0.336357	11.765	0.001129	115.1258	$\Phi 6-135$	209.4
E	X	4106717	4563019	0.351109	11.765	0.001179	134.353	$\Phi 6-100$	282.7
	Y	3877856	4308729	0.331543	11.765	0.001112	113.467	$\Phi 6-135$	209.4
F	X	4411154	4901282	0.377138	11.765	0.001267	144.3881	$\Phi 6-125$	226.2
	Y	4714528	5238364	0.403075	11.765	0.001354	138.1462	$\Phi 6-125$	226.2

Tabel 4.7. Hasil Penulangan Plat lantai

Tipe Pelat	Arah	$M_u$ (Nmm)	$M_n$ (Nmm)	$R_n$ (Mpa)	$m$	Rho perlu	$As$ ( $\text{mm}^2$ )	Tulangan terpasang	$As$ ada ( $\text{mm}^2$ )
A	X	8502588	9447320	0.908047	11.765	0.003083	351.4307	$\Phi 6-65$	435
	Y	7757986	8619984	0.828526	11.765	0.002808	286.4303	$\Phi 6-70$	403.9
B	X	7098637	7887374	0.75811	11.765	0.002566	292.4964	$\Phi 6-75$	377
	Y	7130471	7922746	0.76151	11.765	0.002577	262.8993	$\Phi 6-95$	297.6
C	X	7434679	8260754	0.793998	11.765	0.002689	306.5689	$\Phi 6-65$	435
	Y	5739254	6376949	0.612932	11.765	0.002068	210.9637	$\Phi 6-100$	282.7

Tipe Pelat	Arah	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn (Mpa)	m	Rho perlu	As (mm <sup>2</sup> )	Tulangan terpasang	As ada (mm <sup>2</sup> )
D	X	6496589	7218432	0.693813	11.765	0.002345	267.3369Φ6-90	314.2	314.2
	Y	5739254	6376949	0.612932	11.765	0.002068	210.9637Φ6-125		
E	X	5990975	6656639	0.639815	11.765	0.00216	246.2591Φ6-90	314.2	314.2
	Y	5657108	6285676	0.60416	11.765	0.002038	207.9071Φ6-125		
F	X	6435096	7150107	0.687246	11.765	0.002323	264.7709Φ6-90	314.2	314.2
	Y	6877664	7641849	0.734511	11.765	0.002485	253.4379Φ6-90		

#### 4.1.6. Kontrol Pelat Terhadap Gaya Geser Dengan Sistem Pengaku Lateral

Sistem pengaku lateral merupakan penahan gaya lateral pada saat gempa terjadi. Dimana komponen ini akan mengalami deformasi dan tidak berdiri sendiri melainkan berhubungan dengan komponen lain (dalam hal ini adalah pelat). Maka perlu dikontrol kekuatan pelat terhadap gaya geser yang ditimbulkan oleh sistem pengaku lateral tersebut. Sesuai dengan pasal 1605.2.3 dan pasal 1611.4 UBC 1997, bahwa gaya geser (gaya lateral) minimal yang harus mampu ditahan oleh hubungan pelat dengan sistem pengaku lateral adalah sebesar 4.09 KN/m. Dalam struktur ini, pelat yang berhubungan dengan sistem pengaku lateral (*Shear wall*) adalah pelat tipe B dan D.

Diketahui :

$$\text{Mutu pelat} = 300 \text{ Mpa} = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\min} = 4.09 \text{ KN/m} = 4090 \text{ N/m}$$

Maka luas tulangan yang dibutuhkan untuk tiap meter gaya adalah:

$$= 4090 \text{ KN} / 300 \text{ N/mm}^2$$

$$= 13.6333 \rightarrow 14 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas tulangan pelat per meter: (untuk arah X)

1. Tipe pelat A : As lantai =  $283.000 \text{ mm}^2$  ..... OK  
As atap =  $452.000 \text{ mm}^2$  ..... OK
2. Tipe pelat D : As lantai =  $226.000 \text{ mm}^2$  ..... OK  
As atap =  $377.500 \text{ mm}^2$  ..... OK

#### 4.2. PERENCANAAN TANGGA

##### 4.2.1. Data Perencanaan Tangga

Data-data perencanaan tangga:

- $f_c$  (mutu beton) = 30 Mpa
- $f_y$ (mutu baja) = 400 Mpa
- Panjang total tangga = 4.5 m
- Lebar tangga = 1.4 0m
- Tinggi tangga( $h$ ) = 4.0 m ( tinggi bordes antara 2 m )
- Lebar bordes = 1.5 0 m
- Tebal bordes = 14 cm

##### 4.2.2. Desain Preliminary Tangga

Direncanakan:

- Lebar injakan ( $l$ ) = 20 cm
- Tinggi injakan ( $t$ ) = 13 cm
- Tebal pelat bordes = 14 cm

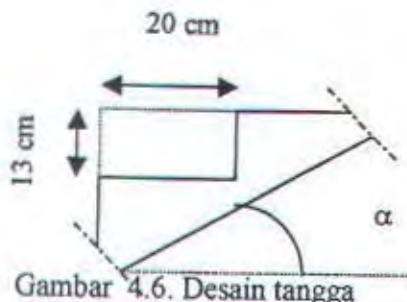
Persyaratan perencanaan injakan dan kemiringan tangga:

$60 \leq 2t+l \leq 62$ , dimana  $t$  adalah tinggi injakan dan  $a$  adalah lebar injakan

$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$  ,  $\alpha$  adalah kemiringan tangga:

$$2t + l = 2 \times 14 + 25 = 53 \leq 62 \dots \text{OK}$$

- Jumlah injakan ( $200/13$ ) = 15
- Sudut kemiringan tangga ( $\alpha$ ) =  $\tan^{-1}(200/300)$  =  $33.69^\circ$
- Jarak horizontal ( $x$ ) =  $15 \times 20$  = 300 cm
- Tebal rata-rata injakan



Tebal pelat rata-rata anak tangga:

$$a = \sqrt{\left(\frac{r}{2}\right)^2 + \left(\frac{T}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{13}{2}\right)^2 + \left(\frac{20}{2}\right)^2} = 11.927 \text{ cm}$$

$$\text{Luas segitiga injakan} = 0.5 \times a \times tr$$

$$\frac{1}{2} \times 13 \times 20 = \frac{1}{2} \times 11.927 \times tr$$

$$tr = 21.799 \text{ cm}$$

$$0.5 tr = 10.9 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal rata-rata pelat} = 21.799 + 10.9 = 32.7 \text{ cm}$$

#### 4.2.3. Pembebaan Tangga

1. Pembebaan pada pelat tangga:

##### Beban mati (DL):

$$\text{Berat sendiri} = 0.327 \times 2400 \times 1 = 784.8 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 0.02 \times 2100 = 42 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{TegeL} = 0.02 \times 2400 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban Mati (DL)} = 874.8 \text{ Kg/m}^2$$

Beban Hidup (LL):

Berdasarkan PPIUG'83 Tabel 3.3 koefisien reduksi beban hidup = 0.8

Beban hidup Pelat tangga untuk ruko dan kantor LL =  $0.8 \times 500 = 400$   
kg/m

2. Pembebanan pada bordes:

Beban Mati(DL):

$$\text{Berat sendiri} = 0.14 \times 2400 \times 1 = 336.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Spesi} = 0.02 \times 2100 = 42 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 0.02 \times 2400 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban Mati (DL)} = 426 \text{ Kg/m}^2$$

Beban Hidup (LL):

Beban hidup berdasarkan PPIUG'83 Tabel 3.3 koefisien reduksi beban hidup = 0.8

Beban Pelat bordes untuk ruko dan kantor LL =  $0.8 \times 500 = 400$  kg/m Dengan  
kombinasi pembebanan :  $1.4L+1.7LL$

#### 4.2.4. Analisa Gaya-gaya dalam tangga dan bordes

Untuk perhitungan momen dalam tangga dan bordes digunakan analisa dengan  
program SAP 2000. Dari hasil output SAP2000 didapatkan:

$$M_{\text{tangga}} = 8505.59 \text{ kgm} = 85055900 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{bordes}} = 7696.699 \text{ kgm} = 76966990 \text{ Nmm}$$

#### 4.2.5. Analisa Penulangan Tangga

Data perencanaan:

- Tebal pelat tangga = 33 cm
- Tebal pelat bordes = 14 cm
- Penutup beton (decking) = 20 cm
- Diameter tulangan = 16 mm

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \beta_1 f' c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (\text{UBC'97 seksi 1908.4.3 pers(8-1)})$$

$$= \frac{0.85 * 0.85 * 30}{400} \frac{600}{600 + 400} = 0.0325$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{balance}} = 0.75 * 0.0325 = 0.024375$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

#### 4.2.6. Penulangan Pelat Tangga

Penulangan pelat tangga dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Menentukan Momen Nominal

$$M_n = M_u / \theta ; \text{ dengan } \theta = 0.9$$

$$\text{Pelat tangga : } M_u = 85055900 \text{ Nmm} \Rightarrow M_n = 94506555.56 \text{ Nmm}$$

2. Menentukan rasio tulangan yang diperlukan (perlu)

$$m = m = \frac{f_y}{0.85 f' c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$dx = t - d' - \phi / 2 = 140 - 20 - 16 / 2 = 112 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n \text{ perlu}}{bd^2} = \frac{94506555.56}{1000 \times 112^2} = 7.534$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.686 \times 7.534}{400}} \right)$$

$$= 0.022975$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{max}} > 0.022975 > \rho_{\text{min}}$$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$As = \rho b d$$

$$= 0.022975 \times 1000 \times 112 = 2573.19 \text{ mm}^2$$

∴ Dipakai tulangan D19-100 (2835 mm<sup>2</sup>)

Tulangan sekunder atau pembagi dipasang praktis D19-150

#### 4.2.7. Penulangan pelat bordes

##### 1. Menentukan Momen Nominal

$$M_n = M_u / (\ ; \text{dengan } \beta = 0.9)$$

$$\text{Pelat tangga : } M_u = 76966990 \text{ Nmm} \quad M_n = 85518877.78 \text{ Nmm}$$

Nmm

##### 2. Menentukan rasio tulangan yang diperlukan ((perlu))

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$dx = t - d' - \phi/2 = 140 - 20 - 16 / 2 = 112 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n \text{ perlu}}{bd^2} = \frac{85518877.78}{1000 \times 112^2} = 6.818$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{15.686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.686 \times 6.818}{400}} \right)$$

$$= 0.0202645$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.0202645 > \rho_{\text{min}}$$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$As = \rho b d$$

$$= 0.0203 \times 1000 \times 112 = 2269.625 \text{ mm}^2$$

( Dipakai tulangan D19-120 (2363 mm<sup>2</sup>)

Tulangan sekunder atau pembagi dipasang praktis D19-150

#### 4.2.8. Perencanaan Penulangan Balok Tangga

Data-data balok tangga:

- tinggi balok = 400 mm
- Lebar Balok = 140 mm
- Panjang bentang = 1500mm
- F'c = 30 Mpa
- Fy = 400 Mpa
- Diameter tul longitudinal = d10
- Diameter tul transversal = d8

Dari hasil analisa tangga didapatkan reaksi perletakan ( $R=4979.077 \text{ kg}$ )

Beban yang diterima balok tangga:

$$Qu = 4979.077 / 1.4 = 3556.484 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{3556.484 \times 1.4^2}{8} = 871.338 \text{ kgm} = 87133847.5 \text{ Nmm}$$

$$Vu = 3556.484 \text{ kg} = 35564.84 \text{ N}$$

### *Penulangan lentur*

$$M_n = \frac{Mu}{0.9} = \frac{87133847.5}{0.9} = 96815386.11 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{(0.85 * f'_c)} = \frac{400}{(0.85 * 30)} = 15.686$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 * 0.85 * 30}{400} \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0325\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \quad \rho_{\text{balance}} = 0.75 * 0.325 = 0.0243845$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{96815386.11}{150 * 347^2} = 5.36$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15.686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.686 * 5.36}{400}} \right) = 0.0152$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\max} > 0.0152 > \rho_{\min}$$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0.0152 * 150 * 347$$

$$= 792.045 \text{ mm}^2$$

∴ Digunakan tulangan longitudinal 3d20 ( $A_s = 942.5 \text{ mm}^2$ )

### *Penulangan geser*

Kuat geser yang diberikan beton:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \left( 0.166 \sqrt{f'c} \times bw \times d \right) \\ &= 0.85 \left( 0.166 \sqrt{35} \times 150 \times 347 \right) \\ &= 25558.35 \text{ N} > V_u = 20173.4 \text{ N}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan transversal dengan jarak (s) maksimum, sesuai dengan UBC 1997 pasal 1921.3.3.2:

- a.  $\frac{1}{4}d = \frac{1}{4}347 = 86.75 \text{ mm}$
  - b. 8 x diameter tulangan longitudinal terkecil
  - c.  $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 8 = 192 \text{ mm}$
  - d. 305 mm
- ∴ Dipasang tulangan transversal D 8 - 80 mm

## 4.3 PERENCANAAN BALOK ANAK

### 4.3.1. Perhitungan Beban Balok Anak

Pembagian beban pelat ke balok, diasumsikan mengikuti garis leleh yang terjadi sehingga beban yang terbentuk adalah trapesium dan segitiga. Oleh karena itu harus di ekuiyalenkan kepada beban terbagi rata.

Data perencanaan:

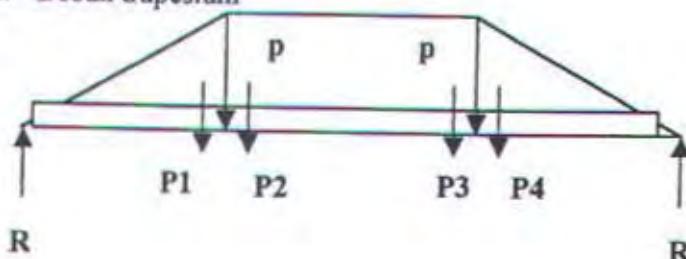
$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

Dimensi: 30cm x 40cm untuk bentang 4 m dan 4.5 m

Menghitung beban q ekuivalen

a. Beban trapesium



$$P_1 = \frac{1}{2}q\left(\frac{1}{2}Lx\right)^2 = \frac{1}{8}q.Lx^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2}.Lx.q.\frac{Ly - Lx}{2}$$

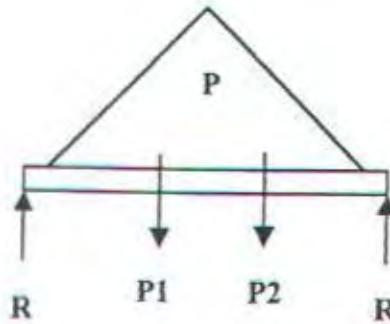
$$= \frac{1}{4}qLx(Ly - Lx)$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \frac{1}{8}q_{ek}Ly^2 = -P_1\left(\frac{1}{3}\frac{Lx}{2} + \frac{1}{2}(Ly - Lx)\right) - P_2\left(\frac{1}{2}(Ly - Lx)\right) + R$$

$$q_{ek} = \frac{1}{2}q.Lx\left(1 - \frac{1}{3}\left(\frac{Lx}{Ly}\right)^2\right)$$

b. Beban segitiga



$$R = P = \frac{1}{2}q\left(\frac{1}{2}Lx\right)^2$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \frac{1}{8}q_{ek}.Lx^2 = -P.\frac{1}{3}\frac{Lx}{2} + R\frac{1}{2}Lx$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3}qLx$$

#### 4.3.2. Pembebaan Pelat Lantai Beban Mati

• Beban sendiri pelat lantai :	$0.14 * 2400$	$= 336 \text{ kg/m}^2$
• Plafond dan penggantung :	$11+7$	$= 18 \text{ kg/m}^2$
• Spesi ( tebal 3 cm) :	$0.03 * 2100$	$= 63 \text{ kg/m}^2$
• Tegel ( tebal 3 cm) :	$0.03 * 2400$	$= 72 \text{ kg/m}^2$
• <u>Ducting AC dan perpipaan</u> :		$= 40 \text{ kg/m}^2$
	DL	$= 529 \text{ kg/m}^2$

#### Beban Hidup:

Untuk gedung perkantoran (PPIUG'83)  $= 250 \text{ kg/m}^2$

#### Beban total terfaktor:

$$1.4\text{DL} + 1.7\text{ LL} = 1.4 * 529 + 1.7 * 250 = 1165.6 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.3.3. Pembebaan Pelat Atap Beban Mati

Beban sendiri pelat lantai	=	$0.14 * 2400$	$= 336 \text{ kg/m}^2$
Plafond dan penggantung	=	$11+7$	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( tebal 1 cm)	=	$0.01 * 2100$	$= 14 \text{ kg/m}^2$
Tegel (tebal 1 cm)	=	$0.01 * 2400$	$= 17 \text{ kg/m}^2$
<u>Ducting AC dan perpipaan</u>			$= 40 \text{ kg/m}^2$
	DL		$= 425 \text{ kg/m}^2$

#### Beban Hidup

Beban Hidup atap  $= 100 \text{ kg/m}^2$

Beban air hujan  $= 20 \text{ kg/m}^2$

$$\text{LL} \quad = 120 \text{ kg/m}^2$$

Beban Total terfaktor:

$$\begin{aligned} 1.4DL + 1.7 LL &= 1.4 \cdot 425 + 1.7 \cdot 120 = 799 \text{ kg/m}^2 \\ &= 7990 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

**4.3.4. Perencanaan Balok anak**

**4.3.4.1. Beban Equivalen**

**4.3.4.1.1. Pada atap dan lantai**

Contoh beban ekivalen atap:

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \cdot \frac{1}{2} q \cdot Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) + \text{berat balok anak} \\ &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 799 \cdot 4 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{4}{4.5} \right)^2 \right) + 2400 \times 0.3 \times 0.4 \\ &= 2642.255 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Perhitungan untuk balok anak dengan bentang 4m dan untuk pelat lantai disajikan dalam tabel berikut:

Tabel 4.9 Gaya akibat Balok Anak

		<b>Beban equivalen</b>	
		Bentang 4.5 m (kg/m)	Bentang 4 m (kg/m)
Balok anak	Atap	2642.255	2418.667
	Lantai	3722.443	3396.267

**4.3.4.1.2. Perhitungan Momen**

Berdasarkan SK SNI'91 3.1.3 (3)

Momen positif (lapangan)  $\rightarrow M = 1/14 \cdot W_u \cdot L_n^2$

Momen negatif (tumpuan)  $\rightarrow M = 1/10 \cdot W_u \cdot L_n^2$

Hasil perhitungan disajikan dalam bentuk tabel:

Tabel 4.10. Momen balok anak

		Momen positif		Momen negatif	
		Bentang 4.5 m (kg/m)	Bentang 4 m (kg/m)	Bentang 4.5 m (kg/m)	Bentang 4 m (kg/m)
Balok	Atap	3821.833	2764.191	-5350.566	-3869.867
anak	Lantai	5384.25	3881.448	-7537.95	-5434.027

**4.3.4.1.3. Perhitungan Gaya Geser**

$$V \text{ ujung bentang} \rightarrow V = \frac{1.15}{2} \cdot q_{ek} \cdot L_n$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot Q_{ek} \cdot L_n$$

Perhitungan selengkapnya dalam tabel:

Tabel 4.11. Gaya Geser balok anak

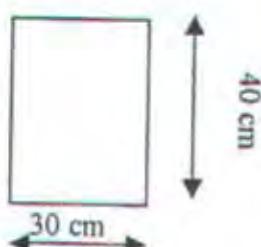
		Gaya geser			
		Bentang 4.5 m (kg/m)		Bentang 4m (kg/m)	
Balok	Atap	ujung	tengah	ujung	tengah
anak	Lantai	6836.834813	5945.07375	5562.9341	5562.9341
		9631.821263	8375.49675	7811.4141	6792.534

**4.3.4.1.4. Perhitungan Tulangan Lentur**

- Balok anak atap

- Tulangan tumpuan:

$$Mu = 5350.566 \text{ kgm}$$



$$Mn = Mu/\phi = 5350.566 / 0.85$$

$$= 6294.784 \text{ kgm}$$

$$= 62947840 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{min} = 1.4/f_y = 1.4/400 = 0.0035 \dots \text{SKSNI'91} \quad 3.3.5-1$$

$$\rho_b = \beta_l \frac{0.85 x f'_c}{f_y} \frac{630}{630 + f_y} \dots \text{SKSNI'91} \quad 3.1.4-3$$

$$= 0.85 \frac{0.85 \times 30}{400} \frac{630}{630 + 400} = 0.03314$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.03314 = 0.02486$$

Letak garis netral untuk regangan berimbang:

$$X_b = \frac{E_c}{E_c + E_y} d = \frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{210000}} 370 = 0.61165 \times 370 = 226.3105 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0.75 X_b = 0.75 \times 226.31 = 169.73 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0.85 \times f'c \times b \times \beta_1 \times X_{\max}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 300 \times 0.85 \times 169.73$$

$$= 1103669.325 \text{ N}$$

$$A_s \text{ maks} = 1103669.325 / 400 = 2759.17 \text{ mm}^2$$

$$M_n \text{ maks penulangan tunggal} = C \left( d - \frac{\alpha}{2} \right) = 1103669.325 \left( 370 - \frac{0.85 \times 226.31}{2} \right)$$

$$= 302204803.2 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ perlu} = 62947840 \text{ Nmm} < M_n \text{ maks} = 302204803.2 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak perlu tulangan tekan

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{62947840}{300 \times 370^2} = 1.5327$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15.686} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.686 \times 1.5327}{400}} \right] = 0.00395 > \rho_{\min} = 0.0035$$

dipakai  $\rho = 0.00395$

$$A_s \text{ pakai} = \rho b d = 0.00395 \times 300 \times 370 = 438.946 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 5D19 dg  $A_s = 1417.64 \text{ mm}^2$

#### 4.3.4.1.5. Perhitungan tulangan geser

- Untuk bentang 4.5m

- Balok anak atap

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0.6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300.370 \\ &= 60797.204 \text{ N}\end{aligned}$$

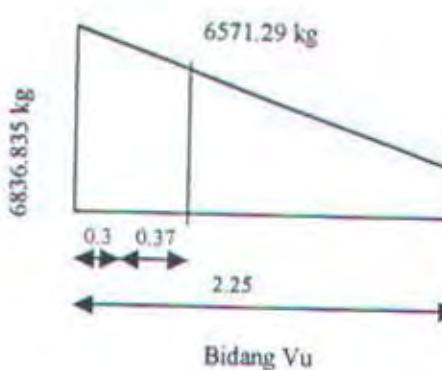
Periksa kategori disain:

$$\phi V_c + \min \phi V_s = 60797.204 + 0.6 \cdot 1/3 \cdot 300.370 = 82997.204 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c + \phi \cdot 1/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d &= 60797.204 + 0.6 \cdot 1/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 300.370 \\ &= 182391.612 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c + \phi \cdot 2/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d &= 60797.204 + 0.6 \cdot 2/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 300.370 \\ &= 303986.0195 \text{ N}\end{aligned}$$

$V_u$  di critical section = 65712.94 N



∴ Masuk kategori disain no 3



$$\phi V_c < V_u \leq (\phi V_c + \min \phi V_s)$$

$$60797.204 \text{ N} < 65712.94 \text{ N} \leq 182391.612 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{b_w s}{3 \cdot f_y} \text{ dipakai tulangan } \phi 10$$

$$0.25 \times \pi \times 10 \times 10 = \frac{300S}{3 \times 400}$$

$$s = 2504.864 \text{ mm}$$

$$\text{Maks } s \leq d/2 \leq 600 \text{ mm}$$

$$\text{Maks } s \leq 370/2 = 185 \leq 600 \text{ mm}$$

Di critical section dipakai tulangan geser  $\phi 10 - 150 \text{ mm}$

Tabel 4.12. Perhitungan tulangan lentur tumpuan

	Bentang	$M_u$ kgm	$M_u$ Nmm	$M_n$ kgm	$A_s$ max mm <sup>2</sup>	$M_n$ max Nmm	$M_n$ perlu < $M_n$ max Nmm	k	$\rho_h$ perlu	$\rho_h$ pakai	$A_s$ pakai mm <sup>2</sup>	tula- ngan	$A_s$ mm <sup>2</sup>
Balok anak atap	4.5m	5350.566	53505660	6236.091	2759.173313	302204803	OK	1.518405	0.003916	0.003916	1630.162	8D19	2268.23
	4m	3869.867	38698670	4552.785	2759.173313	302204803	OK	1.108543	0.002834	0.0035	1295.711	7D19	1984.7
Balok anak lantai	4.5m	7537.95	75379500	8868.176	2759.173313	302204803	OK	2.159283	0.005648	0.005648	2351.162	10D19	2835.287
	4m	5434.027	54340270	6392.973	2759.173313	302204803	OK	1.556504	0.004018	0.004018	1486.711	7D19	1984.7

Tabel 4.13. Perhitungan tulangan lentur lapangan

	Bentang	$b_e 1$ m	$b_e 2$ m	$b_e 3$ m	$b_e$ pakai m	$M_u$ Nmm	$M_n$ Nmm	k	Rho perlu	Rho pakai	$A_s$ pakai mm <sup>2</sup>	tula- ngan	$A_s$ mm <sup>2</sup>
Balok anak atap	4m	1	1.42	4	1	38218330	44962741	0.328435	0.000826	0.0035	1295.519	5D19	1417.644
	4.5m	1.125	1.42	4.5	1.125	27641910	32519894	0.211151	0.00053	0.0035	1456.875	6D19	1701.172
Balok anak lantai	4m	1	1.42	4	1	53842500	63344118	0.462704	0.001167	0.0035	1295.519	5D19	1417.644
	4.5m	1.125	1.42	4.5	1.125	38814480	45664094	0.296496	0.000746	0.0035	1456.875	6D19	1701.172

**BAB V**  
**ANALISA STRUKTUR UTAMA**

## BAB V

### ANALISA STRUKTUR UTAMA

#### 5.1 Data Perencanaan

##### 5.1.1 Data Umum Bangunan

- Nama gedung : Gedung Perkantoran dan pertokoan
- Jumlah Lantai : 10 lantai
- Ketinggian tiap lantai : 4 m untuk lt 1 & 3,5 m utk lt berikutnya
- Tinggi gedung struktur utama : 35,5 meter
- Tinggi gedung struktur samping : 14,5 meter
- Sistem struktur : Dual system
- Bahan Bangunan : Beton bertulang
- Tipe tanah : Lanau Berpasir (Type :  $S_d$ )
- Ukuran bangunan :  $24 \times 30 \text{ m}^2$
- Dimensi kolom
  - ❖ Struktur utama :  $75 \times 75 \text{ cm}$
  - ❖ Struktur samping :  $40 \times 40 \text{ cm}$
- Dimensi balok melintang
  - ❖ Struktur utama :  $50 \times 75 \text{ cm}$
  - ❖ Struktur samping :  $35 \times 45 \text{ cm}$
- Bentang melintang : 8 m

- Dimensi balok memanjang
  - ❖ Struktur utama :  $35 \times 50$  cm
  - ❖ Struktur samping :  $35 \times 45$  cm
- Dimensi balok anak
  - ❖ Struktur utama :  $30 \times 40$  cm
  - ❖ Struktur samping :  $30 \times 40$  cm
- Bentang memanjang : 4 m
- Dimensi shearwall arah y :  $0.16 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 35.5 \text{ m}$
- Dimensi shearwall arah x :  $0.16 \text{ m} \times 4.5 \text{ m} \times 35.5 \text{ m}$
  
- Pondasi : Tiang pancang
- Zone gempa : Zone gempa tinggi ( zone gempa 3)

### 5.1.2 Data Material Bangunan

- Beton ;  $f'_c = 30$  Mpa  
 $f_y = 400$  Mpa

## 5.2. PERHITUNGAN PEMBEBANAN

Beban-beban yang diterima oleh struktur utama meliputi :

- Beban gempa ( beban lateral ), yang akan diterima oleh sistem struktur yang berupa Dual System dengan menggunakan special Moment resisting Frame dan shearwall.

- Beban Mati (D), yang terdiri dari : beban mati plat, tangga, dinding, dan shearwall.
- Beban hidup (L), yang terdiri dari : beban hidup plat dan tangga

Untuk kombinasi pembebanan yang digunakan didasarkan peraturan UBC pasal 1612.2.1

### 5.2.1 PERHITUNGAN BEBAN LATERAL

Beban lateral yang terjadi merupakan beban akibat adanya gempa. Pada perencanaan ini akan dilakukan analisa statik ekivalen untuk mendapatkan besarnya gaya geser dasar gempa. Selanjutnya gaya lateral ini didistribusikan pada tiap lantai sesuai dengan ketentuan yang berlaku.

#### 5.2.1.1 Perhitungan Berat Total Bangunan

##### 1. Gedung bagian tengah

**Berat Lantai**

**10(Atap)**

##### \* Beban Mati

~ Pelat	= 0.14	x 4.5	x 4	x 2400	x 32	= 193536	kg
	0.14	x 4	x 4	x 2400	x 20	= 107520	kg
~ Balok melintang	= 0.5	x 0.75	x 8	x 2400	x 32	= 230400	kg
~ Balok memanjang	= 0.35	x 0.5	x 4.5	x 2400	x 20	= 37800	kg
	0.35	x 0.5	x 4	x 2400	x 14	= 23520	kg

~ Balok anak	= 0.3	x 0.4	x 4.5	x 2400	x 16	= 20736	kg
	= 0.3	x 0.4	x 4	x 2400	x 10	= 11520	kg
~ Plafon + penggantung	= ((4.5x4)	x 32	+ (4x4)	x 20	x (11+7)	= 16128	kg
~ Adukan penutup	= (30x32)	- (4x16)	x 0.01	x 1700		= 15232	kg
~ Ducting AC+pipa	= (30x32)	- (4x16)	x 40			= <u>35840</u>	kg
							704776

~ Beban hidup atap	= 0.4	x 896	x 100			= 35840	kg
~ Beban air hujan	= 0.4	x 896	x 100			= <u>7168</u>	kg
							43008 kg

Beban Lt 10 = Wm + Wh = 747784 kg

#### \* Berat Lantai 1 s/d 9

##### \* Beban Mati

~ Pelat	= 0.14	x 4.5	x 4	x 2400	x 32	= 193536	kg
	0.14	x 4	x 4	x 2400	x 20	= 107520	kg
~ Balok melintang	= 0.5	x 0.75	x 8	x 2400	x 32	= 230400	kg
~ Balok memanjang	= 0.35	x 0.5	x 4.5	x 2400	x 20	= 37800	kg
	0.35	x 0.5	x 4	x 2400	x 14	= 23520	kg
~ Balok anak	= 0.3	x 0.4	x 4.5	x 2400	x 16	= 20736	
	0.3	x 0.4	x 4	x 2400	x 10	= 11520	
~ Kolom	= 0.75	x 0.75	x 3.5	x 2400		= 4725	kg

~ Shear wall

~ Arah X	= 4.5	x 3.5	x 0.3	x 2400	x 4	= 45360	kg
~ Arah y	= 4	x 3.5	x 0.3	x 2400	x 4	= 40320	kg
~ Dinding 1/2 bata	= 4.5	x 4	x 1.75	x 250		= 7875	kg
	4	x 6	x 1.75	x 250		= 10500	kg
	4	x 16	x 1.75	x 250		= 28000	kg
~ Dinding Partisi	= ((8 x 4)	x (4.5 x 2)) x 2		x 22		= 12672	kg
~ Tegel	= 896	x 0.02	x 2100			= 37632	kg
~ Spesi	= 896	x 0.03	x 2400			= 64512	kg
~ Plafon+penggantung	= ((4.5x4)	x 32	+ (4x4)	x 20	x (11+7) = 16128	kg	
~ Ducting AC + pipa	= 896	x 40				= 35840	kg
~ Tangga	= (1.5	x 874.8)	x 2			= 2624.4	kg
	(1.5	x 426)	x 2			= 1278	kg
							932498.4 kg

\* Beban hidup

$$\sim \text{Beban hidup lantai} = 0.4 \quad x \ 896 \quad x \ 250 \quad = 89600 \quad \text{kg}$$

$$\text{Beban Lt 1 s/d 9} = W_m + W_h = 1022098.4 \quad \text{kg}$$

## 2. Gedung Bagian tepi ( kiri/kanan)

\* gedung bagian tepi(kiri/kn) Lt 5 ( atap)

\* Beban Mati

$$\sim \text{Pelat} = 0.14 \quad x \ 4.5 \quad x \ 4 \quad x \ 2400 \quad x \ 24 \quad = 145152 \quad \text{kg}$$

~ Balok melintang	= 0.5	x 0.75	x 8	x 2400	x 16	= 115200	kg
~ Balok memanjang	= 0.35	x 0.5	x 4.5	x 2400	x 15	= 28350	kg
~ Balok anak	= 0.3	x 0.4	x 4.5	x 2400	x 12	= 15552	kg
~ Plafond+penggantung	= 432	x (11	+ 7)			= 7776	kg
~ Adukan penutup	= 432	x 0.01	x 1700			= 7344	kg
~ Ducting AC + pipa	= 432	x 40				= 17280	kg
						342702	kg

\* Beban hidup

~ Beban hidup Atap	= 0.4	x 432	x 100	= 17280	kg
~ Beban Air Hujan	= 0.4	x 432	x 20	= 3456	kg
				20736	kg

$$\text{Beban Lantai atap} = W_m + W_h = 363438 \text{ kg}$$

Gedung bagian kiri/kn

\* gedung bagian tepi(kiri)Lantai 1 s/d 4

\* Beban Mati

~ Pelat	= 0.14	x 4.5	x 4	x 2400	x 24	= 145152	kg
~ Balok melintang	= 0.5	x 0.75	x 8	x 2400	x 16	= 115200	kg
~ Balok memanjang	= 0.35	x 0.5	x 4.5	x 2400	x 15	= 28350	kg

~ Balok anak	= 0.3	x 0.4	x 4.5	x 2400	x 12	= 15552	kg
~ Kolom	= 0.5	x 0.5	x 3.5	x 2400		= 2100	kg
~ Dinding 1/2 bata	= 4.5	x 6	x 1.75	x 250		= 11812.5	kg
	4	x 16	x 1.75	x 250		= 28000	kg
~ Dinding Partisi	= ((8 x 4) x (4.5 x 2)) x 4		x 22			= 25344	kg
	= 4.5	x 3	x 3	x 22		= 891	kg
~ Tegel	= 432	x 0.02	x 2100			= 18144	kg
~ Spesi	= 432	x 0.03	x 2400			= 31104	kg
~ Plafon+penggantung	= (4.5x4) x 24	*	(11+7)			= 7776	kg
~ Ducting AC + pipa	= 432	x 40				= 17280	kg
~ Tangga	= (1.5 x 874.8 x 4 )					= 5248.8	kg
	(1.5 x 426 x 4 )					= <u>2556</u>	<u>kg</u>
						454510	kg

#### \* Beban hidup

~ Beban hidup lantai	= 0.4	x 432	x 250	= 43200	kg
----------------------	-------	-------	-------	---------	----

Beban gedung bagian kiri Lt 3 s/d 5 = Wm + Wh = 497710 kg

kiri /kn Lt 1 s/d 4

Karena lantai 1 sampai dengan lantai 9 identik untuk *gedung bagian tengah*, maka perhitungan berat total dari struktur adalah sebagai berikut:

**Tabel 5.1 Perhitungan berat total struktur Gedung Bagian Tengah**

<b>Level</b>	<b>Height(hi)</b>	<b>Weight(Wi)</b>	<b>Wi x hi</b>
	m	kg	kgm
10	35.5	747784	26546332
9	32	1022098.4	32707148.8
8	28.5	1022098.4	29129804.4
7	25	1022098.4	25552460
6	21.5	1022098.4	21975115.6
5	18	1022098.4	18397771.2
4	14.5	1022098.4	14820426.8
3	11	1022098.4	11243082.4
2	7.5	1022098.4	7665738
1	4	1022098.4	4088393.6
<b>Jumlah</b>		<b>9946669.6</b>	<b>192126273</b>

Sedangkan untuk perhitungan berat *gedung bagian tepi* lantai 1 sampai dengan 4 (identik), perhitungan berat total struktur adalah sebagai berikut:

11

**Tabel 5.2 Perhitungan berat total struktur Gedung Bagian Tepi**

<b>Level</b>	<b>Height(hi)</b>	<b>Weight(Wi)</b>	<b>Wi x hi</b>
	m	kg	kgm
4	14.5	363438	5269851
3	11	497710.3	5474813.3
2	7.5	497710.3	3732827.25
1	4	497710.3	1990841.2
<b>Jumlah</b>		<b>1856568.9</b>	<b>16468332.8</b>

### 5.2.1.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar gempa (V)

Untuk mendapatkan besar dari gaya geser dasar gempa perlu didapatkan nilai-nilai variabel yang diperlukan, sebagaimana seperti yang dijelaskan pada dasar perencanaan, yaitu:

- Periode dasar struktur (T)

Dihitung dengan menggunakan metode A:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \Rightarrow \text{Persamaan (30-8) Section 1630.2.2 UBC 1997}$$

Dimana  $C_t = 0.0488$  untuk Dual System

$$T = 0.0488 (35.5)^{3/4} = 0.7097 \text{ detik.}$$

- Untuk Dual system dengan SMRF dan shearwall

Nilai  $R = 8.5$ ;  $\Omega_0 = 2.8 \Rightarrow$  Tabel 16 – N UBC 1997

- Zona 3 : nilai  $z = 0.3 \Rightarrow$  Tabel 16 – I UBC 1997

- Zona 3 dan tipe tanah  $S_d$  :  $C_v = 0.54 \Rightarrow$  Tabel 16 – R UBC 1997

$$C_a = 0.36 \Rightarrow \text{Tabel 16 – Q UBC 1997}$$

- Fungsi struktur dan perkantoran :  $I = 1.0 \Rightarrow$  Tabel 16 – k UBC 1997

Sesuai dengan section 1630.2.1 UBC'97 bahwa gaya geser dasar gempa dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

$$V = 0.11 C_a I W < V = C_v \frac{I \times W}{R \times T} < V = 2.5 \frac{C_a I W}{R T}$$

Untuk Gedung Bagian Tengah:

$$V = \frac{C_v \times I}{R \times T} W = \frac{0.54 \times 1}{8.5 \times 0.7097} \times 9926672.5 = 888594.7086 \text{ kg}$$

$$V \leq \frac{2.5 \times C_a \times I}{R \times T} \times W = \frac{2.5 \times 0.28 \times 1}{8.5 \times 0.7097} \times 9926672.5 = 1151882.03 \text{ kg}$$

$$V \geq 0.11 \times C_a \times I \times W = 0.11 \times 0.28 \times 1 \times 9926672.5 = 3057410513 \text{ kg}$$

Jadi Gaya geser gempa yang bekerja adalah:  $V = 888594.7086 \text{ kg}$

**Untuk Gedung Bagian Tepi:**

$$V = \frac{C_v \times I}{R \times T} \times W = \frac{0.54 \times 1}{8.5 \times 0.7097} \times 1838195.9 = 164547.7022 \text{ kg}$$

$$V \leq \frac{2.5 \times C_a \times I}{R \times T} \times W = \frac{2.5 \times 0.28 \times 1}{8.5 \times 0.7097} \times 1838195.9 = 213302.5769 \text{ kg}$$

$$V \geq 0.11 \times C_a \times I \times W = 0.11 \times 0.28 \times 1 \times 1838195.9 = 56616.43372 \text{ kg}$$

Jadi Gaya geser gempa yang bekerja adalah:  $V = 164547.7022 \text{ kg}$

### 5.2.1.3 Penyebaran gaya Gempa Secara Vertikal

Setelah diperoleh gaya geser dasar gempa, maka selanjutnya didistribusikan secara vertikal ke seluruh tinggi gedung. Penyebaran gaya lateral ini dilakukan sesuai dengan ketentuan UBC '97 Section 1630.5, dengan langkah-langkah sebagai berikut:

**Untuk gedung Bagian Tengah:**

- Menentukan gaya lateral yang bekerja pada puncak struktur (Ft) :

$T = 0.7097 \text{ detik} > 0.7 \text{ detik}$ , maka dengan persamaan (30-14) UBC didapatkan nilai Ft:

$$F_t = 0.07 T V \dots \leq 0.25 V$$

$$= 0.07 \times 0.7097 \times 888594.7086$$

$$= 44144.0497 \text{ kg} \leq 0.25 \times 888594.7086 = 222148.677 \text{ kg} \Rightarrow \text{OK}$$

- Menghitung gaya lateral yang diterima tiap lantai

Sesuai dengan persamaan ( 30-15 ) UBC 1997

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_{x,hx}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Dari persamaan di atas maka diperoleh gaya lateral tiap lantai, yaitu:

**Tabel 5.3. Tabel Gaya Gempa tiap lantai**

Level	Height (hi)	Weight (Wi)	Wi x hi	Lateral Force	Geser Story
	M	Kg	Kgm	(Fx)Kg	(Vx) Kg
10	35.5	747784	26546332	116678.8238	116678.824
9	32	1022098.4	32707148.8	143757.3995	260436.223
8	28.5	1022098.4	29129804.4	128033.9339	388470.157
7	25	1022098.4	25552460	112310.4683	500780.626
6	21.5	1022098.4	21975115.6	96768.29828	597548.924
5	18	1022098.4	18397771.2	81015.31949	678564.243
4	14.5	1022098.4	14820426.8	65262.3407	743826.584
3	11	1022098.4	11243082.4	49509.36191	793335.946
2	7.5	1022098.4	7665738	33756.38312	827092.329
1	4	1022098.4	4088393.6	18003.40433	845095.733
Jumlah		9946669.6	192126273	845095.7334	5751829.59

Untuk gedung Bagian Tepi:

- Menentukan gaya lateral yang bekerja pada puncak struktur ( Ft ) :

$T = 0.7097$  detik  $> 0.7$  detik, maka dengan persamaan (30-14) UBC didapatkan nilai  $F_t$ :

$$F_t = 0.07 T V \dots \leq 0.25 V$$

$$= 0.07 \times 0.7097 \times 164547.7022$$

$$= 8174.565298 \text{ kg} \leq 0.25 \times 164547.7022 = 41136.92555 \text{ kg} \Rightarrow \text{OK}$$

- Menghitung gaya lateral yang diterima tiap lantai

Sesuai dengan persamaan (30-15) UBC 1997

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_{x,hx}}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Dari persamaan di atas maka diperoleh gaya lateral tiap lantai, yaitu:

Tabel 5.4 gaya lateral pada tiap level

Level	Height (hi)	Weight (Wi)	Wi x hi	Lateral Force (Fx)Kg	Geser Story (Vx) Kg
M	M	Kg	Kgm	(Fx)Kg	(Vx) Kg
4	14.5	363438	5269851	50461.48844	50461.4884
3	11	497710	5474810	52424.07452	102885.563
2	7.5	497710	3732825	35743.68717	138629.25
1	4	497710	1990840	19063.29983	157692.55
Jumlah		1856568	16468326	157692.55	449668.852

Gaya lateral (Fx) dari perhitungan tersebut merupakan beban lateral yang akan digunakan pada analisa struktur untuk mendapatkan gaya geser pada shearwall dan space frame. Selain gaya lateral akibat gempa, pengaruh dari momen puntir (torsion)

juga harus diperhitungkan. Momen puntir (torsi) yang perlu diperhitungkan menurut UBC'97 yaitu meliputi:

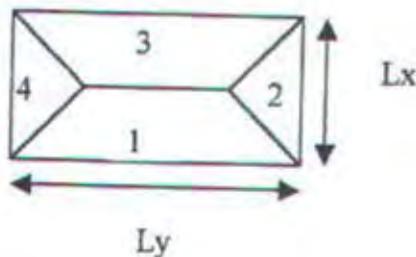
- a. Momen puntir akibat displacement pusat massa dari tiap lantai gedung sebesar 5% lebar gedung sesuai persyaratan UBC'97 section 1630.6
- b. Momen puntir akibat terjadinya eksentrisitas dari pusat kekakuan ( $C_r$ ) dan pusat massa ( $C_M$ ) sehingga tidak terjadi momen puntir akibat eksentrisitas dari pusat kekakuan dan pusat massa. Berikut ini lampiran mengenai perhitungan pusat kekakuan dan pusat massa pada tiap lantai (story) dengan program ETABS.

1

### **5.2.2 PERHITUNGAN BEBAN VERTIKAL ( BEBAN GRAVITASI )**

Beban gravitasi (beban vertikal) yang diterima struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup ditambah dengan beban vertikal akibat pengaruh gempa. Beban mati pada balok berasal berat sendiri balok dan beban mati yang diteruskan dari pelat. Dalam analisa struktur, beban sendiri dari balok akan diperhitungkan oleh program SAP 2000, sedangkan beban mati yang berasal dari pelat akan diteruskan ke balok seperti yang akan dijelaskan di bawah ini. Beban dari pelat merupakan beban area dengan satuan gaya per satuan luas.

Beban dari pelat ini akan diteruskan ke balok-balok yang menumpu pelat dengan metode tributary area. Untuk lebih jelasnya lihat gambar di bawah ini:



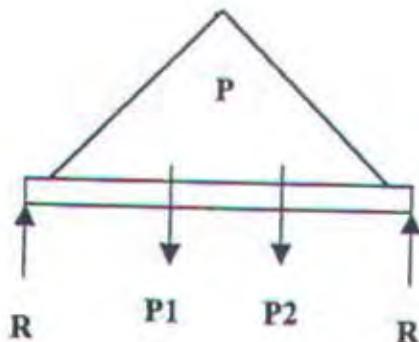
Gambar 5.1.tributary Area

Dimana  $I_x$  dan  $I_y$  adalah panjang bentang arah x dan y

Dari gambar tersebut dapat diketahui bahwa balok 1 dan 3 menerima beban trapesium dari pelat, dan balok 2 dan 4 menerima beban segitiga dari pelat. Untuk tujuan kemudahan analisa struktur, beban trapesium dan beban segitiga diubah ke dalam beban merata ekivalen.

#### 5.2.2.1 Perhitungan Beban Ekivalen Balok

Beban merata ekivalen didapatkan dengan menyamakan momen maksimum yang terjadi akibat beban trapesium/ beban segitiga dengan momen maksimum yang terjadi akibat beban merata ekivalen.

Beban segitiga

$$P = \frac{1}{2} q L_x$$

$$\begin{aligned} P_1 &= P_2 = R = \frac{1}{2} P \left( \frac{1}{2} L_x \right) \\ &= \frac{1}{4} P L_x \end{aligned}$$

Momen maksimum yang terjadi di tengah bentang:

$$\begin{aligned} \text{Bentang segitiga} : M_{\max\Delta} &= \frac{1}{4} P L_x \left( \frac{1}{2} L_x \right) - \frac{1}{4} P L_x \left( \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} L_x \right) \\ &= \frac{1}{12} P L_x^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban ekivalen} : M_{\max\text{ek}} = \frac{1}{8} q_{\text{ek}} L_x^2$$

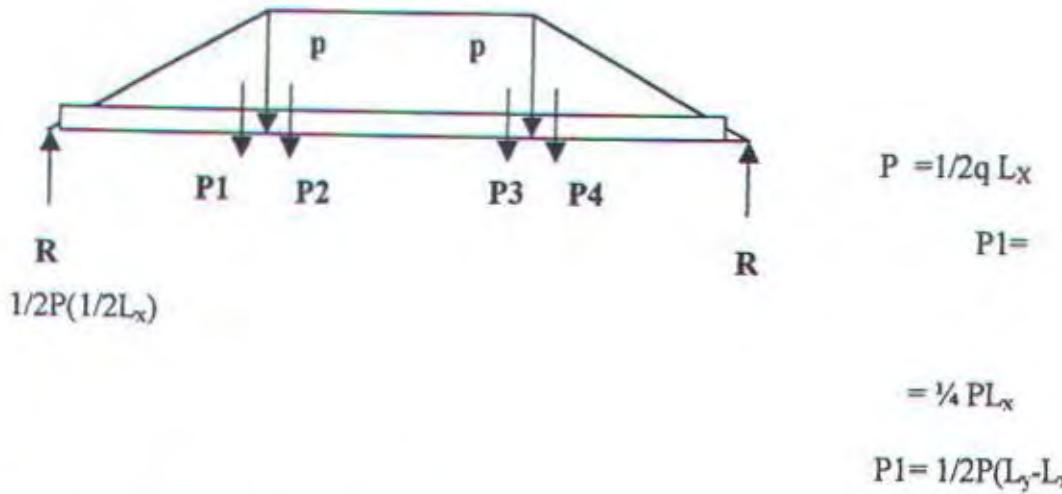
$$M_{\max\Delta} = M_{\max\text{ek}}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{12} P L_x^2 = \frac{1}{8} q_{\text{ek}} L_x^2$$

$$\Rightarrow q_{\text{ek}} = \frac{2}{3} P$$

$$= \frac{2}{3} \cdot \left( \frac{1}{2} q L_x \right)$$

$$= \frac{1}{3} q L_x$$

Beban trapesium**Gambar 5.2. Beban Trapesium***Beban trapesium:*

$$M_{\max T\Gamma p} = R \left( \frac{1}{2} L_y - P_1 \right) \left( \frac{1}{2} L_y - \frac{2}{3} \frac{1}{2} L_x \right) - P_2 \frac{1}{2} \frac{1}{2} (L_y - L_x)$$

 $=$ 

$$\left[ \frac{1}{4} PL_x + \frac{1}{2} P(L_y - L_x) \right] \frac{1}{2} L_y - \frac{1}{4} PL_x \left( \frac{1}{2} L_y - \frac{2}{3} \frac{1}{2} L_x \right) - \frac{1}{2} (L_y - L_x) P \frac{1}{2} \frac{1}{2} (L_y - L_x)$$

$$= \frac{1}{8} PL_y^2 - \frac{1}{24} PL_x^2$$

*Beban ekivalen:*

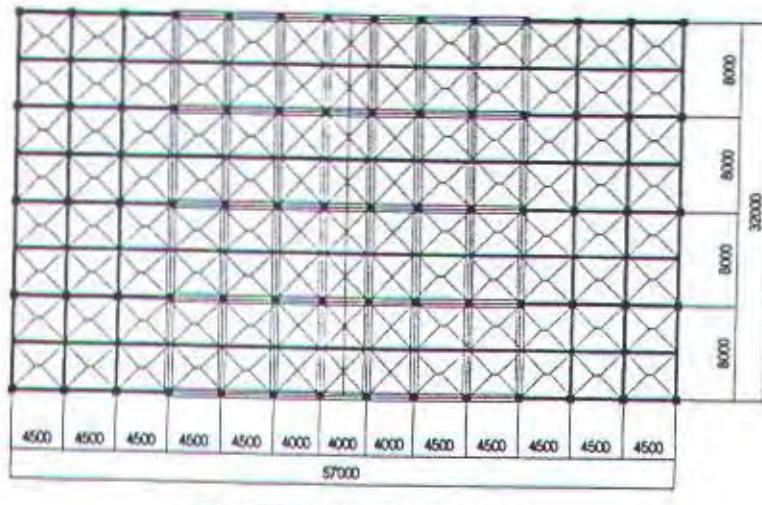
$$M_{\max ek} = \frac{1}{8} q_{ek} L_x^2$$

$$M_{\max T\Gamma p} = M_{\max ek}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{8} PL_y^2 - \frac{1}{24} PL_x^2 = \frac{1}{8} q_{ek} L_x^2$$

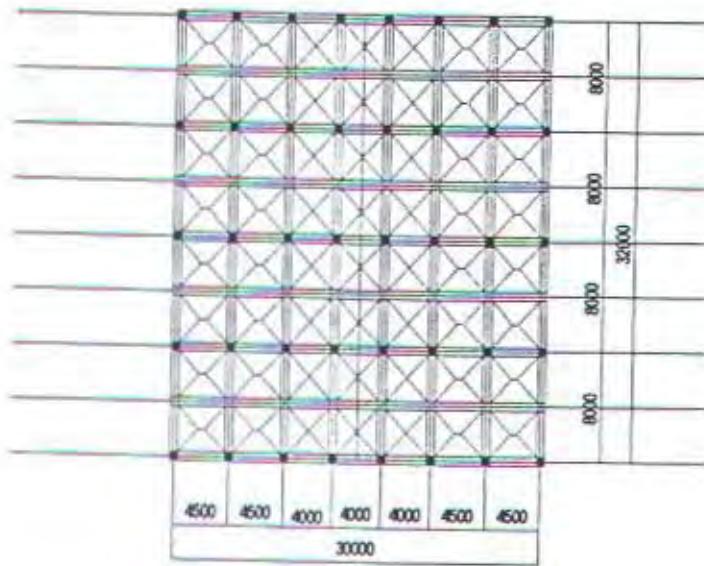
$$\Rightarrow q_{ek} = \frac{1}{2} q L_s \left( 1 - \sqrt{\frac{L_x}{L_y}} \right)^2$$

Berikut adalah denah pembebanan balok ekivalen untuk tiap lantai.



#### **DENAH PEMBALOKAN LANTAI 2, 3, 4, 5**

Skala 1 : 3000



## DENAH PEMBALOKAN LANTAI 6 s/d 11

Skala 1 : 300

**Gambar 5.3. Denah Pembalokan tiap Lantai**

Berdasarkan denah bangunan tersebut diatas, balok memanjang akan menerima beban trapesium (bentang lebih panjang) dan balok melintang akan menerima beban segitiga (bentang pendek) dari pelat. Balok tengah menerima 2 kali beban , sedangkan balok tepi menerima satu kali beban. Berdasarkan metode diatas maka beban pelat yang telah terdistribusi ke balok sebagai beban merata ekivalen seperti dalam tabel berikut ini:

Tabel 5.5. Beban Pelat merata

Lantai	Pelat			Balok		
	Luas (m <sup>2</sup> )	Beban plat (kg/m <sup>2</sup> )	Q (kg/m <sup>2</sup> )	Beban balok qek		(kg/m <sup>2</sup> )
4.5x4	B.mati	425	B.mati	q1	626.025	
				q2	1252.475	
				q3	566.95	
	B.hidup	120	B.hidup	q4	1134.75	
				q5	1070.667	
				q6	1009.26	
	4x4	378	B.mati	q7	506.52	
				q8	1013.04	
				B.hidup	q1	556.794
					q2	1113.966
					q3	504.252
					q4	1009.26
					q5	320
					q6	1009.26

Lantai	Pelat			Balok		
	Luas (m2)	Beban plat (kg/m2)	Q (kg/m2)	Beban balok	qek	(kg/m2)
					q7	506.52
					q8	506.52
Lantai 1 s/d 9	4.5x4	B.mati	529	B.mati	q1	779.217
		B.hidup	250		q2	1558.963
					q3	705.686
	4x4	B.mati	470		q4	1412.43
		B.hidup	250		q5	1332
					q6	1254.9
					q7	629.8
					q8	1259.6
				B.hidup	q1	368.25
					q2	736.75
					q3	333.5
					q4	667.5
					q5	666.6667
					q6	667.5
					q7	335
					q8	670

#### 5.2.2.2 Beban Lift

Dalam analisa struktur, beban akibat lift merupakan beban terpusat yang bekerja pada tengah balok. Dengan spesifikasi lift sebagai berikut:

Lift code	: P 10 – C 10
Beban yang terjadi	:
Balok anak	: $0.3 \times 0.45 \times 3 \times 2400$
Beban atap lift	: 2000 kg
Reaction Load	: 4600 kg dan 3100 kg

### 5.2.3 PERHITUNGAN BEBAN ANGIN (WIND LOAD)

Beban angin didapatkan sesuai dengan cara yang diberikan oleh pasal 1609 UBC'1997. Beban angin berupa beban terpusat yang diterima kolom sesuai dengan arah struktur (arah x dan arah y). Berdasarkan data perencanaan diperoleh harga-harga variabel sebagai berikut:

1. Kecepatan angin 70 mph

Tabel 16-F UBC 97 → Wind pressure ( $q_s$ )=61,59 kg/m<sup>2</sup>

2. Exposure C

Tabel 16- G UBC 97 →harga Ce sesuai ketinggiannya (lihat tabel berikut)

3.  $I_w = 1.0$
4. Koefisien tekanan ( $C_q$ )

Tabel 16 H UBC 97 untuk sistem struktur fame utama:

→ $C_q=0.8$  untuk dinding pada arah datangnya angin

→ $C_q=0.5$  untuk dinding pada arah angin balik

Dalam UBC 97 Section 1620, perencanaan besarnya tekanan angin ( $p$ ) digunakan rumus sebagai berikut:

$$P = Ce \cdot Cq \cdot Qs \cdot Iw \text{ (dalam } kg/m^2\text{)}$$

Gaya angin ( $F$ ) = P. Luas daerah pengaruh angin

= Ce. Cq. Qs Iw. Tinggi tributary. Panjang daerah pengaruh angin

Perhitungan beban angin dapat ditabelkan dalam tabel di bawah ini:

a. Beban angin arah X

**Tabel 5.6. Tabel beban angin arah X**

Kolom tengah ( $L = 4$  m)

Kolom tepi ( L = 2 m )

b. Beban angin arah Y

Tabel 5.7. Tabel Beban Angin Arah Y

Kolom tengah ( L = 4 m)

Level	Tinggi	Tinggi tributary	Searah angin			Dibalik angin		
			Ce	P(kg/m2)	F(kg)	Ce	P(kg/m2)	F(kg)
10	35.5	1.75	1.876	92.43427	647.0399	1.876	57.77142	404.3999
9	32	3.5	1.64	80.80608	1131.285	1.876	57.77142	808.7999
8	28.5	3.5	1.5875	78.2193	1095.07	1.876	57.77142	808.7999
7	25	3.5	1.5425	76.00206	1064.029	1.876	57.77142	808.7999
6	21.5	3.5	1.4775	72.79938	1019.191	1.876	57.77142	808.7999
5	18	3.5	1.42	69.96624	979.5274	1.876	57.77142	808.7999
4	14.5	3.5	1.35375	66.70197	933.8276	1.876	57.77142	808.7999
3	11	3.5	1.285	63.31452	886.4033	1.876	57.77142	808.7999
2	7.5	3.5	1.19125	58.69527	821.7338	1.876	57.77142	808.7999
1	4	4	1.06	52.22832	835.6531	1.876	57.77142	924.3427

Kolom tepi ( L = 2.25 m)

Level	Tinggi	Tinggi tributary	Searah angin			Dibalik angin		
			Ce	P(kg/m2)	F(kg)	Ce	P(kg/m2)	F(kg)
10	35.5	1.75	1.876	92.43427	647.0399	1.876	57.77142	227.475
9	32	3.5	1.64	80.80608	1131.285	1.876	57.77142	454.9499
8	28.5	3.5	1.5875	78.2193	1095.07	1.876	57.77142	454.9499
7	25	3.5	1.5425	76.00206	1064.029	1.876	57.77142	454.9499

Level	Tinggi	Tinggi tributary	Searah angin			Dibalik angin		
			Ce	P(kg/m <sup>2</sup> )	F(kg)	Ce	P(kg/m <sup>2</sup> )	F(kg)
6	21.5	3.5	1.4775	72.79938	1019.191	1.876	57.77142	454.9499
5	18	3.5	1.42	69.96624	979.5274	1.876	57.77142	454.9499
4	14.5	3.5	1.35375	66.70197	933.8276	1.876	57.77142	454.9499
3	11	3.5	1.285	63.31452	886.4033	1.876	57.77142	454.9499
2	7.5	3.5	1.19125	58.69527	821.7338	1.876	57.77142	454.9499
1	4	4	1.06	52.22832	835.6531	1.876	57.77142	519.9428

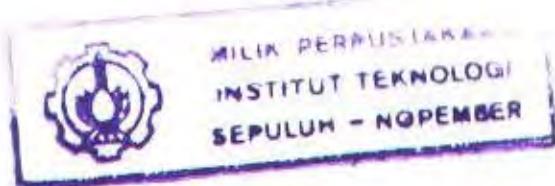
### 5.3 KOMBINASI PEMBEBANAN

Kombinasi pembebanan yang disyaratkan oleh UBC 97 sebagaimana terdapat dalam section 1612.2.1 adalah sebagai berikut:

1.  $1.4D + 1.7L$  ⇒ Pers. (9.1) Section 19 UBC 97
2.  $0.75(1.4D+1.7L+1.7W)$  ⇒ Pers. (9.2) Section 19 UBC 97
3.  $0.9D+1.3W$  ⇒ Pers. (9.3) Section 19 UBC 97
4.  $1.2D+1.0E+(f_1L+f_2S)$  ⇒ Pers. (12.5) Section 19 UBC 97
5.  $0.9D \pm (1.0E \text{ or } 1.3 W)$  ⇒ Pers. (12.6) Section 19 UBC 97

Dimana:

$f_i$  = 1.0 untuk lantai pada tempat umum, untuk beban hidup lebih dari  $4.9 \text{ KN/m}^2$   
dan untuk beban hidup garasi  
= 0.5 untuk beban hidup lainnya



- f<sub>2</sub> = 0.7 untuk konfigurasi atap (seperti gigi gergaji) yang tidak menyertakan beban salju terhadap struktur.
- = 0.2 untuk konfigurasi atap lainnya.

Exception: (untuk persamaan 12-5 dan 12-6 UBC97)

1. Kombinasi beban terfaktor untuk beton sesuai dengan section 1909.2 dimana kombinasi beban tidak termasuk gaya akibat gempa.
2. Kombinasi beban terfaktor tersebut harus dikalikan dengan 1.2 untuk beton dan gedung dimana kombinasi beban termasuk gaya akibat gempa.
3. Dimana untuk kombinasi beban terfaktor yang lain sesuai dengan persyaratan khusus dengan ketentuan dalam code.

Selain kombinasi beban diatas section 1612.4 UBC 97 mensyaratkan pemakaian kombinasi khusus untuk pembebanan gempa, yaitu:

1.  $1.2D + f_1L + 1.0 E_m$   $\Rightarrow$  Pers (12.17) section 19 UBC 97
2.  $0.9D + 1.0 E_m$   $\Rightarrow$  Pers (12.18) section 19 UBC 97

Dimana:  $f_1 = 1.0$  untuk lantai pada tempat umum, untuk beban hidup lebih dari  $4.9 \text{ KN/m}^2$  dan untuk beban hidup garasi.

= 0.5 untuk beban hidup lainnya.

Untuk beban gempa (E) ditentukan sesuai dengan section 1630.1.1. yaitu dengan rumus sebagai berikut:

1. Untuk kombinasi biasa

$$E = \rho E_h + E_v, \text{ dimana } \rho = \text{Reliability/ redundancy Factor dengan nilai:}$$

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_b}} < 1.25 \text{ untuk special momen resisting frame}$$

< 1.5 untuk sistem struktur lain

Dimana:

Menurut section 1630.1.1 UBC97,  $r_{\max}$  adalah rasio geser tingkat maksimum dan  $A_b$  adalah luas lantai dalam  $m^2$ . Rasio geser tingkat maksimum ( $r_{\max}$ ) didefinisikan sebagai rasio geser elemen tingkat terbesar( $r_i$ ) yang terjadi di beberapa tingkat pada atau di bawah 2/3 tinggi gedung. Dimana  $r_i$  adalah gaya geser rencana shearwall dibagi dengan gaya geser story. Pada analisa struktur ini yang menahan beban lateral lebih besar adalah shearwall. Berikut ini diberikan tabel perhitungan  $r_i$  untuk beban gempa arah x, yaitu:

Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa maksimum  $r_i$  terjadi pada lantai terbawah, sehingga diambil  $r_{\max} = 0.38$ . Maka:

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{0.38 \sqrt{600}} = 1.35$$

Untuk dual system,  $\rho$  yang diperlukan tidak boleh lebih dari 80 % dari nilai yang didapatkan di atas. Maka  $\rho = 0.80 \times 1.35 = 1.08$

$$E_v = 0.5 C_a I.D = 0.5 \times 0.28 \times 1 \times D = 0.14D$$

$$\text{Sehingga } E = 1.08 Eh + 0.14 D$$

## 2. Untuk kombinasi Spesial Load

$$E_m = \Omega_o Eh, \text{ dimana } \Omega_o = 4.8 \text{ (tabel 16-N UBC97)}$$

$$E_m = 4.8 Eh$$

Setelah didapatkan nilai-nilai  $f_1$ ,  $E$  dan  $E_m$  seperti diatas maka kombinasi pembebanan terhadap struktur utama menjadi sebagai berikut:

1.  $1.4D + 1.7L$
2.  $0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) = 1.05D + 1.275L + 1.275W$
3.  $0.9D + 1.3W$
4.  $1.1(1.2D + 0.5L + 1.0 (1.08Eh + 0.14D)) = 1.474D + 0.55L + 1.188Eh$
5.  $1.1 (0.9D + 1.0 Eh + 0.14D)) = 1.144D + 1.188Eh$

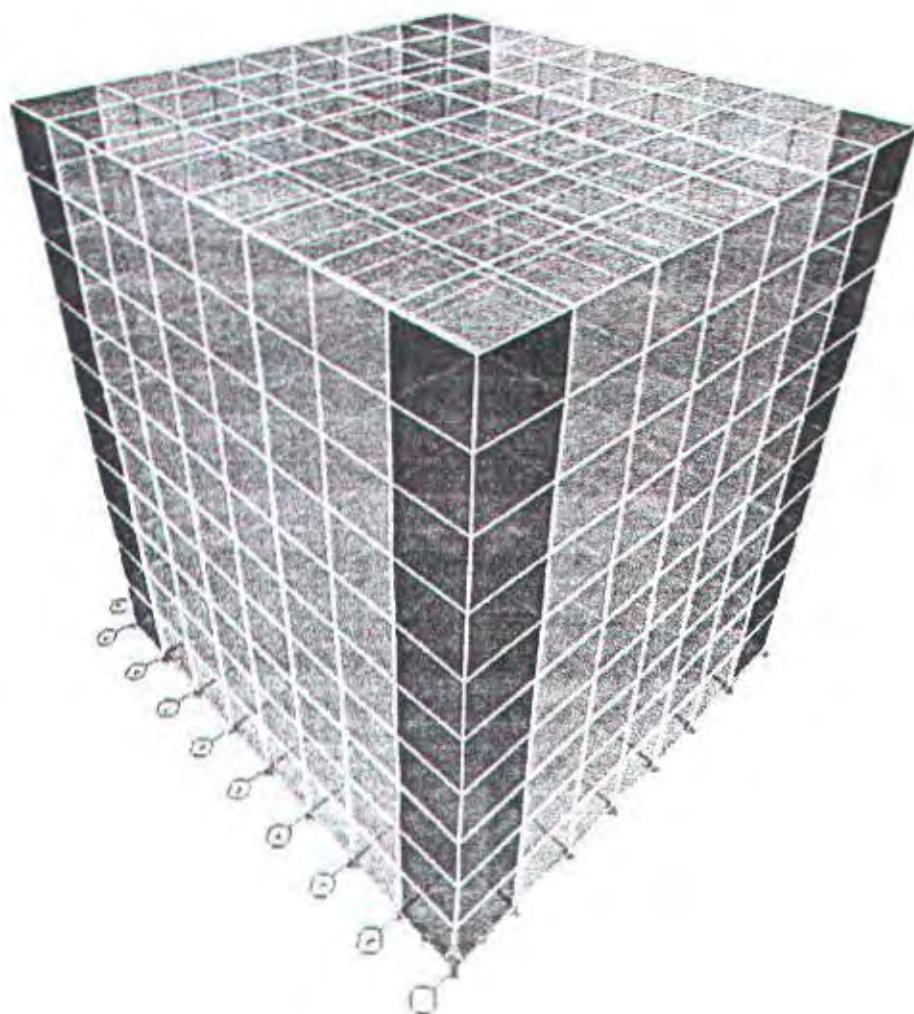
Untuk kombinasi Spesial Load:

6.  $1.2D + 0.5L + 1.0 (4.8Eh) = 1.2D + 0.5L + 4.8Eh$
7.  $0.9D + 1.0 (4.8Eh) = 0.9D + 4.8Eh$

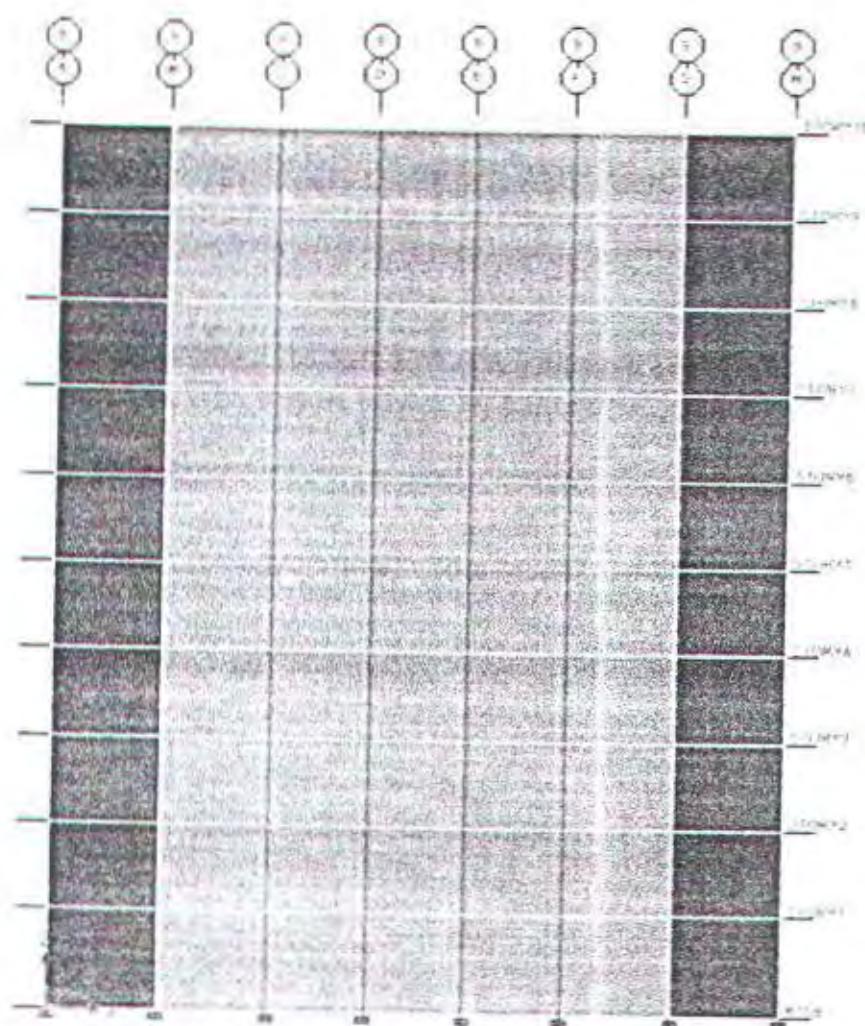
#### 5.4 PERMODELAN STRUKTUR

Untuk menganalisa struktur dual system yang ada dengan beban-beban yang telah direncanakan diatas maka perlu dilakukan permodelan struktur dengan bantuan perangkat lunak yaitu program ETABS 8.08 sebagai media pembantu.

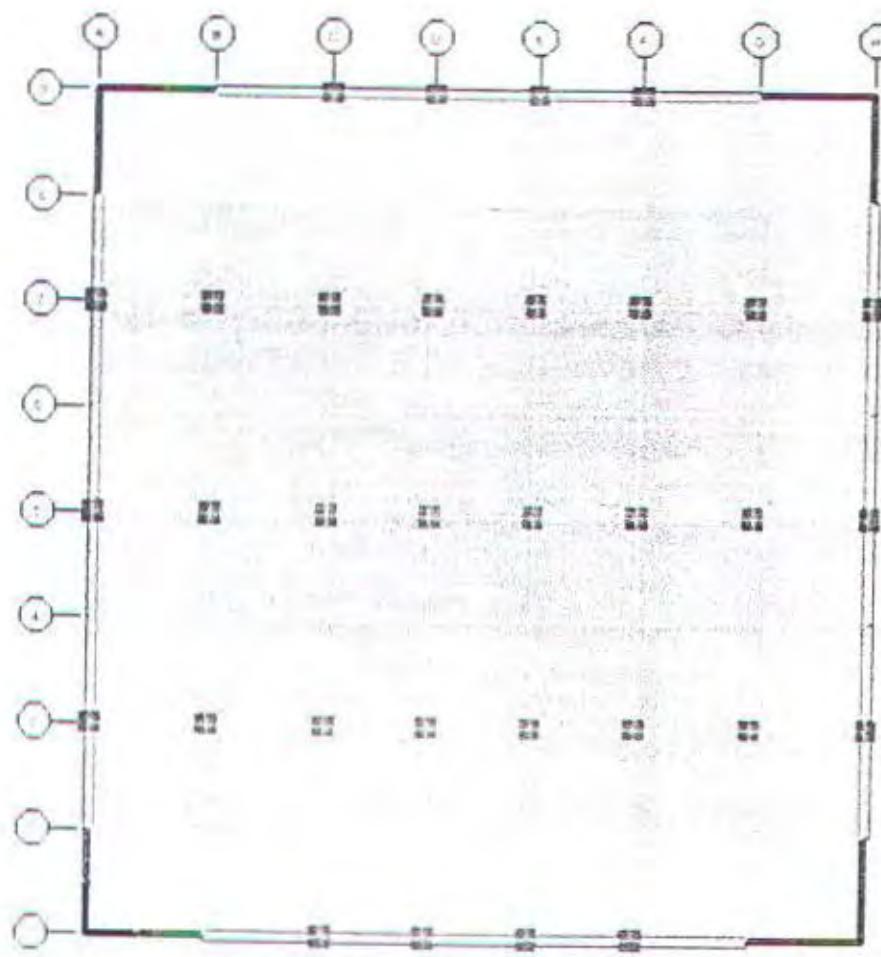
Program ini akan melakukan analisa struktur terhadap beban – beban yang bekerja dan hasil yang akan didapatkan adalah hasil gaya-gaya berupa reaksi perletakan, gaya axial, gaya geser dan momen serta displacement. Gambar permodelan struktur yang digunakan adalah sebagai berikut :



Gambar 5.4. Model Struktur yang digunakan



Gambar 5.5. Tampak samping model Struktur



Gambar 5.6. Tampak atas model struktur yang digunakan

Hasil Output adalah seperti terdapat pada lampiran. Untuk analisa penulangan dan analisa drift akan diambil untuk dilakukan pembahasan

## 5.5 KONTROL BATASAN DRIFT ANTAR TINGKAT

Dari analisa statik yang dilakukan terhadap struktur diatas, maka didapatkan reaksi setiap komponen frame dan displacement dari tiap joinnya. Untuk menghitung kontrol drift sesuai dengan section 1630.1.1 UBC 1997 dipakai  $\rho = 1$ . Displacement tiap tingkat secara lengkap terdapat pada tabel di bawah ini. Defleksi ini digunakan untuk menentukan drift antar tingkat. Drift yang didapatkan adalah drift yang didapat dari analisa elastik ( $\Delta S$ ). Untuk kontrol batasan drift antar tingkat, UBC97 mensyaratkan pemakaian  $\Delta M$ . Dimana  $\Delta M$  didapat dari rumus sebagai berikut:

$$\Delta M = 0.7 R \Delta S \dots \dots \dots \text{Pers. (30-17) UBC1997}$$

dimana  $R = 4.2$

Batasan drift yang diberikan UBC 97 tercantum dalam pasal 1630.10.2 yaitu untuk struktur dengan  $T \geq 0.7$  (T struktur  $T_x = T_y = 0.7762$  s) maka  $\Delta M \leq 0.02 h(s)$ .

Maka  $\Delta M \leq 0.02 \times 4 = 0.08m = 8 \text{ cm}$

Perhitungan kontrol drift akibat gaya gempa selengkapnya tercantum dalam tabel di bawah ini:

Tabel 5.8. Kontrol Drift akibat gaya gempa.

Story	h	hx	$\Delta S$	drifts	$\Delta m$	syarat	Kondisi
10	3500	35500	20.191	1.171	59.36154	80	OK
9	3500	32000	19.02	1.475	55.9188	80	OK
8	3500	28500	17.545	1.798	51.5823	80	OK
7	3500	25000	15.747	2.109	46.29618	80	OK
6	3500	21500	13.638	2.373	40.09572	80	OK
5	3500	18000	11.265	2.555	33.1191	80	OK
4	3500	14500	8.71	2.616	25.6074	80	OK
3	3500	11000	6.094	2.512	17.91636	80	OK
2	3500	7500	3.582	2.155	10.53108	80	OK
1	4000	4000	1.427	1.427	4.19538	80	OK

## 5.6 KONTROL PENGARUH P-A EFEK

Pengaruh P-Δ yang disebabkan gaya gempa dalam perencanaan struktur tahan gempa harus diperhitungkan dalam penilaian stabilitas seluruh frame dan harus dihitung dengan gaya yang menghasilkan displacement ( $\Delta S$ ). Namun berdasarkan section 1630.1.3 UBC 97 pengaruh P-Δ dapat diabaikan jika ratio dari secondary moment terhadap primary moment tidak lebih dari 0.10

Besarnya koefisien stabilitas ( $\theta$ ) secara matematis dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

**Dimana:**

$w_i$  = beban gravitasi total tak terfaktor pada dan diatas level x

$\Delta$  = drift lantai

$\nabla x$  = gava geser level x dan x-1

Hi = tinggi tingkat I

Dari persamaan diatas didapatkan koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti terangkum dalam tabel berikut:

Tabel 5.9. Tabel Koefisien Stabilitas ( $\theta$ )

Story	Beban kg	Drift m	Story shear	Story height	$\phi = \frac{\sum w_i \cdot \Delta s}{V_{x,hi}}$
10	747784	0.05058	116678.8	3.5	0.092617895
9	1022098	0.072	260436.2	3.5	0.08073387
8	1022098	0.091	388470.2	3.5	0.068408237
7	1022098	0.1077	500780.6	3.5	0.062804802
6	1022098	0.1208	597548.9	3.5	0.059036164
5	1022098	0.1309	678564.2	3.5	0.056334357
4	1022098	0.13804	743826.6	3.5	0.054194838
3	1022098	0.141	793335.9	3.5	0.051902305
2	1022098	0.1422	827092.3	3.5	0.050207693
1	1022098	0.125	845095.7	4	0.037795215

Dari tabel diatas terlihat bahwa nilai koef. Stabilitas ( $\theta$ ) pada setiap lantai  $\leq 0.10$ , sehingga pengaruh dari P- $\Delta$  effek tidak perlu diperhitungkan.

### 5.7 KONTROL PERIODE DENGAN METODE B

Setelah analisa struktur dengan beban gempa maka perlu ada kontrol terhadap periode yang telah dihasilkan dari perhitungan metode A. Kontrol terhadap periode ini sesuai dengan persyaratan UBC section 1630.2.2, dimana periode dari metode B dihitung berdasarkan properties struktur dan karakteristik deformation dari elemen penahan. Adapun syarat yang harus diperhatikan:

1.  $T_B \leq 1.30 T_A \Rightarrow$  untuk zona 4
2.  $T_B \leq 1.40 T_A \Rightarrow$  untuk zona 1,2 dan 3

Untuk periode (T) dari metode B dihitung berdasarkan persamaan (30-10) UBC97, yaitu:

$$T = 2\pi \sqrt{\left[ \left( \sum_{i=1}^n w_i \cdot \delta i^2 \right) \div \left( g \sum_{i=1}^n f_i \cdot \delta i \right) \right]}, \text{ satuan detik}$$

Perhitungan selengkapnya untuk kontrol periode ini dapat dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 5.10. Tabel kontrol periode struktur

Story	Wi Kg	$\delta_i$	$wi \delta_i^2$	fi	$\delta_i$	fi
		m				
10	747784	0.000506	0.191308	116678.8	59.01615	
9	1022098	0.00072	0.529856	143757.4	103.5053	
8	1022098	0.00091	0.8464	128033.9	116.5109	
7	1022098	0.001077	1.185562	112310.5	120.9584	
6	1022098	0.001208	1.491511	96768.3	116.8961	
5	1022098	0.001309	1.751346	81015.32	106.0491	
4	1022098	0.00138	1.947613	65262.34	90.08813	
3	1022098	0.00141	2.032034	49509.36	69.8082	
2	1022098	0.001422	2.066769	33756.38	48.00157	
1	1022098	0.00125	1.597029	18003.4	22.50425	
jumlah		13.63943	jumlah	853.338		

Sehingga nilai T adalah:

$$T = 2\pi \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n wi \cdot \delta i^2 \right) \div \left( g \sum_{i=1}^n fi \cdot \delta i \right)}$$

$$T_B = 2\pi \sqrt{(13.639) \div (9.81 \times 853.338)} = 0.254$$

$$T_B = 0.254 \text{ detik} \leq 1.4 T_A = 1.4 \times 0.7097 = 0.99358 \text{ detik....OK}$$

## 5.8 ANALISA DUAL SYSTEM

Analisa struktur ini dilakukan dengan program ETABS. Analisa struktur dilakukan dengan pemodelan 3 dimensi dan beban gempa dari dua arah global yaitu arah X dan arah Y. Dalam analisa struktur ini digunakan analisa statik *load case*. Maka sesuai dengan section 1910.11.1 UBC 97 dipakai  $I_{balok} = 0.35 Ig$  dan  $I_{kolom} = 0.70 Ig$  serta  $I_{shearwall} = 0.35 Ig$ .

Hasil dari analisa besarnya gaya geser dalam struktur dapat dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 5.11 Tabel besar gaya geser dalam struktur akibat gempa pada sumbu x

Story	Gaya geser tot tiap lantai (Vx)	Gaya geser Portal	Gaya geser Shearwall	Prosentase yang diterima portal	Faktor Koreksi
10	124663.38	49761.06	74902.32	39.91634111	1
9	254140.71	104728.14	149412.57	41.20872252	1
8	369456.46	151819.87	217636.59	41.09276368	1
7	470610.62	193225.64	277384.98	41.05849545	1
6	557603.2	228775.27	328827.93	41.02832803	1
5	630434.2	258512.68	371921.52	41.00549748	1
4	689103.62	282385.37	406718.25	40.97865137	1
3	733611.45	300808.92	432802.53	41.00384747	1
2	763957.7	309548.27	454409.43	40.51903266	1
1	780447.8	350220.14	430227.66	44.87425552	1

Tabel 5.12 Tabel besar gaya geser dalam struktur akibat gempa pada sumbu y

Story	Gaya geser tot tiap lantai (Vy)	Gaya geser Portal	Gaya geser Shearwall	Prosentase yang diterima portal	Faktor Koreksi
10	124663	39501.6	85161.4	31.68670736	1
9	254141	104584.28	149556.72	41.15206913	1
8	369456	138434.64	231021.36	37.46985839	1
7	470611	206745.4	263865.6	43.93127232	1
6	557603	156485	401118	28.0638734	1
5	630434	274668.4	355765.6	43.56814512	1
4	689104	244424.8	444679.2	35.46994358	1
3	733611	202064.6	531546.4	27.54383454	1
2	763958	254364.3	509593.7	33.29558693	1
1	780448	264721.6	515726.4	33.91918488	1

Dalam konsep dual system terdapat ketentuan bahwa dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari campuran portal terbuka (*space frame*) dan dinding geser (*shearwall*), beban geser dasar yang diterima oleh portal terbuka (*space frame*) tidak boleh kurang dari 25% dari gaya geser dasar total yang bekerja pada arah gaya tersebut.

## 5.9 REDISTRIBUSI MOMEN

Redistribusi momen dilakukan dengan tujuan untuk mendapatkan tulangan yang seragam. Dalam UBC' 97 hanya mengatur persyaratan redistribusi secara umum. Untuk redistribusi momen akibat kombinasi gaya gempa, penambahan dan pengurangan momen hasil analisa struktur tidak melebihi 30 % sesuai dengan batas yang disarankan Paulay dan Priestly. Redistribusi momen juga harus memenuhi ketentuan bahwa kapasitas momen positif tidak boleh kurang atau sama dengan 50% kapasitas momen negatif pada muka kolom ( $M_{\text{pos}} \geq 50\% M_{\text{neg}}$  pada muka kolom).

Berikut ini langkah-langkah redistribusi momen bangunan utama dan bangunan samping.

1. Menghitung total jumlah momen yang diterima balok, yaitu:

$$\sum M_b = M_{12} + M_{21} + M_{23} + M_{32} + \dots + M_{ij} + M_{ji}$$

2. Menghitung rata-rata momen yang akan diterima seluruh sendi plastis:

Kontrol pengurangan maximum pada momen kritis

3. Kontrol prosentase pengurangan momen < 30%, yaitu:

Momen negatif terbesar (prosentase pengurangan)

4. Kontrol  $M_{\text{positif}} \geq 50\% M_{\text{negatif}}$ ,

$$\frac{M_{\text{positif}}}{M_{\text{negatif}}} \times 100\% =$$

5. Kontrol  $\sum M_{\text{redistribusi}} = \sum M_b$

Sebagai contoh adalah redistribusi momen sebagai berikut

- Besar momen balok memanjang (arah X) akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa ( kombinasi  $1.474 D + 0.55 L + 1.188 Eh$ )
- Redistribusi momen pada portal 9 level 1 yaitu:

  1. Menghitung total jumlah momen yang diterima balok, yaitu:

$$\begin{aligned}\sum M_b &= M_{12} + M_{21} + M_{23} + M_{32} + \dots + M_{ij} + M_{ji} \\ &= 0 + 22486.8 + 36509.85 + 35743.54 + 28389.13 + 34382 + 703.79 + \\ &\quad 38338.37 + 19561.19 + 0 \\ &= 249864.3 \text{ kgm}\end{aligned}$$

1. Menghitung rata-rata momen yang akan diterima seluruh sendi plastis:

$$M = 249864.3 / 10 = 24986.43 \text{ kgm}$$

2. Kontrol pengurangan maximum pada momen kritis yaitu:

$$\text{Reduction max} = 0.7 \times 38338.37 = 26836.859 \text{ kgm} > 24986.43 \text{ kgm}$$

3. Kontrol prosentase pengurangan momen  $< 30\%$ , yaitu:

Momen negatif terbesar ( prosentase pengurangan):

$$= \frac{38338.37 - 27000}{38338.37} \times 100\% = 29,57\% < 30\%$$

4. Kontrol  $M_{positif} \geq 50\% M_{negatif}$ , yaitu:

$$= \frac{M_{positif}}{M_{negatif}} \times 100\% = \frac{13700}{27000} \times 100\% = 50.74\% \geq 50\%$$

- a. Kontrol  $\sum M_{redistribusi} = \sum M_b$  yaitu:

$$\sum M \text{ redistribusi} = 5 \times 13700 + 5 \times 27000 = 203.500 \text{ kgm}$$

Hasil perhitungan dari redistribusi momen selengkapnya ditabelkan sebagai berikut:

Level	Balok	Redistribusi momen(kg-m)		
		Tump1(+) muka kol	Lap(+)	Tump2(-) Muka kol
8	B-C	5617	7639.63	11235.52
	C-D	5617	7639.63	11235.52
	D-E	5617	7639.63	11235.52
	E-F	5617	7639.63	11235.52
	F-G	5617	7639.63	11235.52
	G-H	5617	7639.63	11235.52
9	A-B	5153.85	6986.24	10307.709
	B-C	5153.85	6986.24	10307.709
	C-D	5153.85	6986.24	10307.709
	D-E	5153.85	6986.24	10307.709
	E-F	5153.85	6986.24	10307.709
	F-G	5153.85	6986.24	10307.709
	G-H	5153.85	6986.24	10307.709
10	A-B	4777.31	6455.88	9554.612
	B-C	4777.31	6455.88	9554.612
	C-D	4777.31	6455.88	9554.612
	D-E	4777.31	6455.88	9554.612
	E-F	4777.31	6455.88	9554.612
	F-G	4777.31	6455.88	9554.612
	G-H	4777.31	6455.88	9554.612

Untuk Perencanaan tulangan maka akan diambil momen redistribusi terbesar sehingga tulangan arah memanjang adalah

$$M_{tump \text{ positif}} = 13700 \text{ Kgm}$$

$$M_{tump \text{ negatif}} = 27000 \text{ Kgm}$$

$$M_{lapangan} = 46878.9 \text{ Kgm}$$

Dan untuk arah melintang adalah sebagai berikut

Tabel 5.14. Momen redistribusi arah sumbu melintang

Level	Balok	Redistribusi momen(kg-m)		
		Tump1(+) muka kol	Lap(+)	Tump2(-) Mukakol
1	1_2	2335.9	2124.74	4671.8
	2_3	2335.9	2124.74	4671.8
	3_4	2335.9	2124.74	4671.8
	4_5	2335.9	2124.74	4671.8
	5_6	2335.9	2124.74	4671.8
	6_7	2335.9	2124.74	4671.8
	7_8	2335.9	2124.74	4671.8
	8_9	2335.9	2124.74	4671.8
2	1_2	7871.053	4376.5	3935.526
	2_3	7871.053	4376.5	3935.526
	3_4	7871.053	4376.5	3935.526
	4_5	7871.053	4376.5	3935.526
	5_6	7871.053	4376.5	3935.526
	6_7	7871.053	4376.5	3935.526
	7_8	7871.053	4376.5	3935.526
	8_9	7871.053	4376.5	3935.526
3	1_2	10663.77	6342.97	5331.887
	2_3	10663.77	6342.97	5331.887
	3_4	10663.77	6342.97	5331.887
	4_5	10663.77	6342.97	5331.887
	5_6	10663.77	6342.97	5331.887
	6_7	10663.77	6342.97	5331.887
	7_8	10663.77	6342.97	5331.887
	8_9	10663.77	6342.97	5331.887
4	1_2	13064.64	8034.2	6532.32
	2_3	13064.64	8034.2	6532.32
	3_4	13064.64	8034.2	6532.32
	4_5	13064.64	8034.2	6532.32
	5_6	13064.64	8034.2	6532.32
	6_7	13064.64	8034.2	6532.32
	7_8	13064.64	8034.2	6532.32
	8_9	13064.64	8034.2	6532.32
5	1_2	15087.36	10624.77	7543.679
	2_3	15087.36	10624.77	7543.679
	3_4	15087.36	10624.77	7543.679
	4_5	15087.36	10624.77	7543.679
	5_6	15087.36	10624.77	7543.679
	6_7	15087.36	10624.77	7543.679
	7_8	15087.36	10624.77	7543.679
	8_9	15087.36	10624.77	7543.679
6	1_2	16740.36	9459.7	8370.179
	2_3	16740.36	9459.7	8370.179
	3_4	16740.36	9459.7	8370.179
	4_5	16740.36	9459.7	8370.179

Level	Balok	Redistribusi momen(kg-m)		
		Tump1(+) muka kol	Lap(+)	Tump2(-) Muka kol
	5_6	16740.36	9459.7	8370.179
	6_7	16740.36	9459.7	8370.179
	7_8	16740.36	9459.7	8370.179
	8_9	16740.36	9459.7	8370.179
7	1_2	18047.14	11545.9	9023.568
	2_3	18047.14	11545.9	9023.568
	3_4	18047.14	11545.9	9023.568
	4_5	18047.14	11545.9	9023.568
	5_6	18047.14	11545.9	9023.568
	6_7	18047.14	11545.9	9023.568
	7_8	18047.14	11545.9	9023.568
	8_9	18047.14	11545.9	9023.568
8	1_2	18940.03	12175	9470.016
	2_3	18940.03	12175	9470.016
	3_4	18940.03	12175	9470.016
	4_5	18940.03	12175	9470.016
	5_6	18940.03	12175	9470.016
	6_7	18940.03	12175	9470.016
	7_8	18940.03	12175	9470.016
	8_9	18940.03	12175	9470.016
9	1_2	19801.9	12782	9900.95
	2_3	19801.9	12782	9900.95
	3_4	19801.9	12782	9900.95
	4_5	19801.9	12782	9900.95
	5_6	19801.9	12782	9900.95
	6_7	19801.9	12782	9900.95
	7_8	19801.9	12782	9900.95
	8_9	19801.9	12782	9900.95
10	1_2	18503.67	11867	9251.833
	2_3	18503.67	11867	9251.833
	3_4	18503.67	11867	9251.833
	4_5	18503.67	11867	9251.833
	5_6	18503.67	11867	9251.833
	6_7	18503.67	11867	9251.833
	7_8	18503.67	11867	9251.833
	8_9	18503.67	11867	9251.833

Untuk Perencanaan tulangan maka akan diambil momen redistribusi terbesar sehingga tulangan arah melintang adalah

$$M_{tump \text{ positif}} = 19801.9 \text{ Kgm}$$

$$M_{tump \text{ negatif}} = 9900.95 \text{ Kgm}$$

$$M_{lapangan} = 12782 \text{ Kgm}$$

Dan untuk arah struktur samping akan diambil adalah seperti yang terdapat pada tabel dibawah ini

Tabel 5.15 Momen Redistribusi pada bangunan samping

Level	Balok	Redistribusi momen(kg-m)		
		Tump1(+) muka kol	Lap(+)	Tump2(-) Muka kol
1	A-B	13334.94	3200.8	26669.87
	B-C	13334.94	3200.8	26669.87
	C-D	13334.94	3200.8	26669.87
2	A-B	10794.63	2357.4	21589.25
	B-C	10794.63	2357.4	21589.25
	C-D	10794.63	2357.4	21589.25
3	A-B	7197.874	1809.7	14395.75
	B-C	7197.874	1809.7	14395.75
	C-D	7197.874	1809.7	14395.75
4	A-B	3141.147	1523.5	6282.293
	B-C	3141.147	1523.5	6282.293
	C-D	3141.147	1523.5	6282.293

$$M_{tump positif} = 13334.94 \text{ Kgm}$$

$$M_{tump negatif} = 26669.87 \text{ Kgm}$$

$$M_{lapangan} = 3200.8 \text{ Kgm}$$

## **BAB VI**

# PENULANGAN ELEMEN STRUKTUR

## BAB VI

### PENULANGAN ELEMEN STRUKTUR

#### 6.1 Data perencanaan

Penulangan elemen struktur yang diakibatkan oleh gaya gempa dalam *UBC* 97 diatur sesuai dengan section 1921. Untuk penulangan elemen struktur yang terletak pada zona gempa 3 harus sesuai dengan ketentuan-ketentuan yang terdapat pada section 1921.2.1.3, bahwa penulangan elemen struktur didesain sebagai *Lateral Forces Resisting Systems (LRFS)* harus *special moment resisting frame* yang diatur dalam section 1921.8. Dan perencanaan *shearwall* (dinding geser) pada zona gempa 3 tidak membutuhkan detailing requirement secara khusus, namun dalam perencanaan perlu memenuhi ketentuan dalam *UBC section* 1921.6. Maka penulangan elemen struktur menurut *UBC* 1997 dapat dikelompokkan menjadi:

1. Penulangan elemen struktur rangka yang menahan lentur (penulangan balok)

Pada penulangan elemen struktur rangka yang menahan lentur atau balok ini berdasarkan ketentuan-ketentuan yang terdapat dalam section 1921.8.3 dan 1921.8.4 UBC97, dimana sebagai ketentuan tambahan yang mengacu pada section 1901 sampai 1918 UBC 1997.

2. Penulangan elemen struktur rangka yang menahan lentur dan aksial (penulangan kolom).

Pada penulangan kolom ini berdasarkan ketentuan-ketentuan yang terdapat dalam section 1921.8.5 UBC 97, dimana sebagai ketentuan tambahan yang termuat mengacu pada section 1901 sampai 1918 UBC 1997.

3. Penulangan *joint* balok kolom

Penulangan *joint* balok kolom berdasarkan ketentuan UBC 1997 section 1921.5.

4. Penulangan *shearwall* (dinding geser)

Seperti dijelaskan, detailing penulangan *shearwall* diperlukan untuk pemberian peningkatan kuat lentur pada *shearwall* dan menjaga supaya *shearwall* tidak menekuk. Pada penulangan *shearwall* ini berdasarkan ketentuan dalam *UBC* 1997 section 1921.6.

Adapun data perencanaan masing-masing elemen struktur rangka tersebut adalah:

**1. Struktur Frame**

Mutu beton ( $f'c$ ) : 30 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa

Dimensi Balok : 50cm x 75cm (balok melintang)

35 x 50 (balok memanjang)

30 x 40 (balok anak)

Dimensi Kolom : 75 cm x 75 cm

**2. Shearwall**

Mutu beton ( $f'c$ ) : 30 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa

Dimensi *shearwall* :

a. Arah memanjang (arah X)

Lebar *shearwall* ( $l_w$ ) : 4.5 m

Tinggi *shearwall* ( $h_w$ ) : 35.5m

Tebal *shearwal* : 0.16 m

b. Arah memanjang ( arah Y)

Lebar *shearwall* ( $I_w$ ) : 4m

Tinggi *shearwall* ( $h_w$ ): 35.5m

Tebal *shearwall* : 0.16 m

## 6.2 PENULANGAN BALOK

Balok merupakan elemen struktur yang didesain untuk menahan lentur, maka penulangan balok ini berdasarkan section 1921.8.3 dan 1921.8.4 dimana section ini merupakan ketentuan tambahan pada section 1901 sampai 1918.

Sebagai salah satu contoh perhitungan balok ini diambil balok pada bagian memanjang pada portal 9 lantai 1. Dan untuk perhitungan penulangan balok yang lain dilampirkan dalam bentuk tabel.

Dengan data balok seperti diatas, maka langkah-langkah dalam perhitungan penulangan balok dapat dilihat sebagai berikut :

Dengan data balok seperti diatas, maka langkah-langkah dalam perhitungan penulangan balok dapat dilihat sebagai berikut :

1. Kontrol persyaratan section 1921.8.2 UBC 97 yaitu gaya aksial  $cAg$ .  $f'c/10$

Hasil gaya aksial balok yang didapatkan dari analisa struktur sangat kecil maka persyaratan ini dapat diabaikan.

$$P_{beam} = \leq \frac{(50 \times 35)300}{10} = 52500 \text{ kg}$$

### 6.2.1. Perencanaan Penulangan

#### a. Penulangan tumpuan

Karena dalam dual system semua elemen rangka juga menahan beban lateral akibat gempa maka untuk penulangan balok ini gaya-gaya dalam (momen) yang diambil adalah momen akibat dari kombinasi beban spesial.

- Hasil redistribusi momen yang didapatkan adalah:

$$Mu^- = 27000 \text{ Kgm} = 270\,000\,000 \text{ Nmm}$$

$$Mu^+ = 13700 \text{ Kgm} = 137\,000\,000 \text{ Nmm}$$

- Penentuan d dan d'

Dimensi balok : 350 x 500 mm

Direncanakan : selimut beton 40 mm

: tulangan longitudinal D 19 mm

: tulangan transversal Ø 10 mm

$$d = 500 - 40 - 10 - 0.5 \times 19 = 440.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 0.5 \times 19 = 59.5 \text{ mm}$$

- Luas tulangan perlu:

#### Tulangan atas (Mu^-)

$$As = \frac{Mu^-}{\phi f_y (d - d')} = \frac{270\,000\,000}{0.9 \times 400 \times (440.5 - 59.5)} = 1968.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1968.5}{300 \times 440.5} = 0.0149$$

#### Tulangan bawah (Mu^+)

$$As = \frac{Mu^+}{\phi f_y (d - d')} = \frac{137\,000\,000}{0.9 \times 400 \times (440.5 - 59.5)} = 998.83$$

$$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{998.83}{300 \times 440.5} = 0.00756$$

4. Kontrol As dan  $\rho$  terhadap batasan minimum dan maksimum

$$As_{\min} = \frac{1.38bw.d}{f_y} \Rightarrow \text{Section 1921.8.2 UBC 97}$$

$$= \frac{1.38 \times 300 \times 440.5}{400} = 455.9175 \text{ mm}^2$$

As tul atas = 1968.5 > As min....OK

As tul bawah = 998.8 > As min....OK

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{balance}} \Rightarrow \text{Section 1910.3.3 UBC 97}$$

$$\text{dimana : } \rho_b = \frac{0.85x \beta x f'c}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y}, \text{ dimana } \beta = 0.85$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0325$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.75 \times 0.0325 = 0.025$$

$$\rho \text{ tul atas} = 0.010 < \rho_{\max} \text{ dan } \rho \text{ tul bwh} = 0.006 < \rho_{\max}$$

5. Penentuan jumlah tulangan (n)

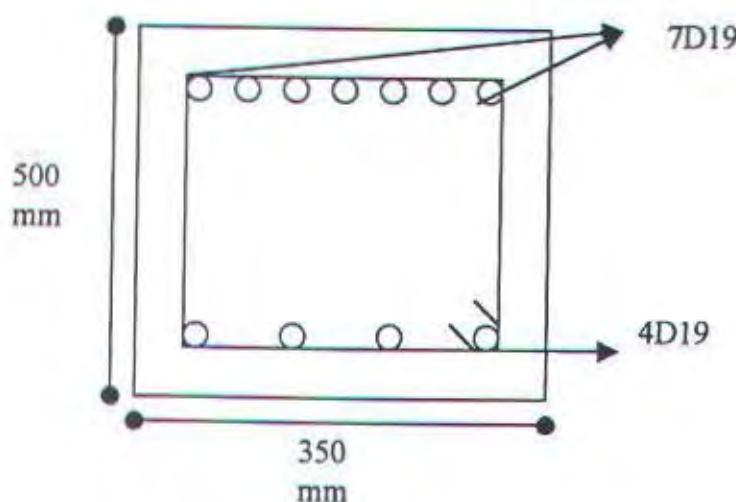
$$n \text{ atas} = \frac{As}{0.25 \times \pi \times D^2} = \frac{1968.5}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 6.943 \Rightarrow \text{dipakai 7 buah}$$

$$\text{n bawah} = \frac{As}{0.25 \times \pi \times D^2} = \frac{998.8}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 3.523 \Rightarrow \text{dipakai 4 buah}$$

Dipasang tulangan 7D19 Sebagai tulangan atas/ Top ( $As = 1968.5 \text{ mm}^2$ )

Dan tulangan 4D19 sebagai tulangan bawah/bottom ( $As = 998.8 \text{ mm}^2$ )

cek lebar daerah perlu :  $7 \times 19 + 15 \times 6 + 2 \times 40 + 2 \times 10 = 323 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$



Gambar 6.1. Sketsa penulangan pada daerah tumpuan

### 6.2.2. Penulangan Lapangan

Pada daerah lapangan, momen yang terjadi merupakan momen yang menyebabkan bagian atas balok sebagai daerah tekan. Perencanaan penulangan digunakan asumsi penampang balok T. Berikut ini langkah-langkah penulangan untuk penampang balok T. yaitu:

Hasil dari analisa struktur untuk momen lapangan yaitu:

$$Mu^+ = 46878.9 \text{ kgm} = 46878900 \text{ Nmm}$$

Karena faktor koreksi bernilai 1 maka nilai  $M_u^+$  menjadi tetap.

Sesuai dengan section 1921.8.4.1.UBC 97 bahwa kuat momen negatif atau positif pada setiap penampang sepanjang balok momen lentur harus  $\leq 1/5$  kuat momen maksimum yang terdapat pada tiap muka joint.

$$\text{Mumin} = 0.20 \times \text{Mu pada muka joint}$$

$$M_{\text{umin}} = 0.2 \times 270000000 = 54000000 \text{ Nmm}$$

Karena  $\text{Mu} > \text{Mu min}$  maka dipakai  $\text{Mu min}$

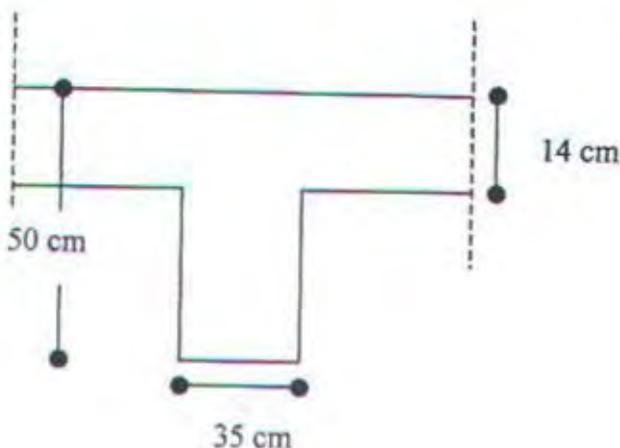
$$\text{Mu perlu} = \frac{\text{Mu}}{\phi}$$

$$= \frac{54000000}{0.9}$$

$$= 60000000 \text{ Nmm}$$

Menetukan tinggi efektif

Ukuran penampang balok dapat dilihat seperti gambar dibawah ini:



Gambar 6.2. Asumsi balok lapangan

Lebar efektif balok T

$$b_E \leq L/4 \rightarrow b_E \leq 450/4 \rightarrow b_E \leq 112,5 \text{ cm}$$

$$b_E \leq 8 \cdot \text{tebal plat} \rightarrow b_E \leq 8 \times 14 \rightarrow b_E \leq 112 \text{ cm}$$

$$b_E \leq 1/2 \cdot (L-b) \rightarrow b_E \leq 1/2 (450-35) \rightarrow b_E \leq 207,5 \text{ cm}$$

dilambil  $b_E = 112 \text{ cm}$

Menghitung momen nominal penampang dengan anggapan seluruh flens efektif menerima tekan untuk menentukan perilaku balok T.

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 \times f'_c \times b_E \times t \times (d - t/2) \\ &= 0.85 \times 30 \times 1120 \times 140 \times (440.5 - 140/2) \\ &= 1481407200 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$M_n > M_{n\text{perlu}} \Rightarrow \text{balok berperilaku sebagai balok T palsu}$

Merencanakan penulangan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_{n\text{perlu}}}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{60000000}{350 \times 440.5^2} = 0.883 \end{aligned}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15.686} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15.686 \times 0.883}{400}} \right] \\ &= 0.0022 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$\rho$  perlu <  $\rho_{\min}$ , maka dipakai  $\rho = 0.0035$

Menentukan luas tulangan dan jumlah tulangan

$$\begin{aligned} As &= \rho b d \\ &= 0.0035 \times 350 \times 440.5 \\ &= 539.61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_{\text{tul}} = \frac{As}{0.25 \times \pi \times D^2} = \frac{539.61}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 1.904$$

maka dipasang tulangan 2 D 19 ( $As = 539.61 \text{ mm}^2$ )

Tulangan ini digunakan untuk daerah tarik (bagian bawah) dari balok, namun dalam section 1907.13.2.2 dijelaskan bahwa balok harus mempunyai paling tidak 1/6 tulangan tekan yang diperlukan untuk momen negatif dan 1/4 tulangan tarik yang diperlukan untuk momen positif pada tengah bentang yang dipasang menerus dan diikat dengan sengkang tertutup. Maka tulangan pada daerah tekan (bagian atas) balok di daerah lapangan dipasang 2 D 19.

Penulangan pada sisi melintang dan bangunan samping dilakukan dengan cara yang sama dan ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 6.1. Tabel Penulangan pada tumpuan memanjang dan melintang

Jenis Balok	Level	Mu(-)	d	d'	As	Rho	Asmin	Aspakai	Tulangan atas		Tulangan bawah	
									d	As	d	As
35/50	1-10	27000	440.5	59.5	1968.5	0.012768	455.9175	1988.504	19	7	19	4
		13700	440.5	59.5	998.833	0.006479	455.9175	998.8335				
50/75	1-10	19801.9	440.5	59.5	1443.71	0.009364	456.9175	1443.708	19	6	19	3
		9900.95	440.5	59.5	721.854	0.004682	455.9175	721.854				

Dan untuk bangunan samping

Tabel 6.2. Tabel Penulangan pada bangunan samping

Jenis Balok	Level	Mu(-)	d	d'	As	Rho	Asmin	Aspakai	Tulangan atas		Tulangan bawah	
									d	As	d	As
35/45	1-4	26669.9	390.5	59.5	2238.16	0.016376	471.5288	2238.156	19	8	19	4
		13334.9	390.5	59.5	1119.08	0.008188	471.5288	1119.079				

Dan untuk tulangan lapangan adalah sebagai berikut

Tabel 6.3. Tabel Penulangan balok pada lapangan

Lokasi	As	Teknik		Tekan	
		mm <sup>2</sup>	d	n	d
memanjang	539.6125		19	2	19
melintang	1208.375		19	5	19
Samping	478.3625		19	2	19

### 6.3. PENULANGAN GESEN BALOK

#### 6.3.1. Penulangan Geser Struktur Utama

Untuk penulangan geser balok menggunakan Momen balok.

$$Ln = 4500 - 350 = 4150 \text{ mm}$$

$$M_{\text{kap}}^+ = M_n^+ = 137000000 \text{ N mm}$$

$$M_{\text{kap}}^- = M_n^- = 270000000 \text{ N mm}$$

Gaya geser total didaerah sendi plastis ( muka kolom s/d 2 d ) :

Dengan beban gravitasi yang bekerja pada sepanjang balok adalah beban mati dan beban hidup. Besarnya beban gravitasi ( $q$ ) yang bekerja pada balok berdasarkan tributary area telah dihitung pada bab sebelumnya yaitu bab V tabel 5.4. Diambil beban terbesar dalam  $\text{kg/m}^2$  yaitu beban  $q_2$  pada balok  $4.5 \times 4$  meter dengan beban mati pelat =  $529 \text{ kg/m}^2$  yaitu  $q = 1558.963 \text{ kg/m}^2 = 15589.63 \text{ N/m}^2$ .

$$Vg = \frac{15589.63 \times (4.15)}{2} = 32348.482 \text{ N}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi dimuka kolom :

$$1.05 Vg = 1.05 \times 32348.482 = 33965.906 \text{ N}$$

Gaya geser total :

$$\begin{aligned} Vu,b &= 0.7 \{M_{\text{kap}}^+ + M_{\text{kap}}^-\} / L_n + 1.05 Vg \\ &= 0.7 \{137000000 + 270000000\} / 4150 + 33965.906 \\ &= 68650.6 + 33965.906 = 102616.508 \text{ N} \end{aligned}$$

$Vc = 0$  ( kemampuan geser beton di daerah sendi plastis tidak diperhitungkan )

$$\begin{aligned} Vs &= Vu,b / \Phi - Vc \\ &= 102616.508 / 0.85 = 120725.304 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter sengkang = 12 mm

$$Av = 226 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{Vs} = \frac{226 \times 400 \times 442}{120725.304} = 330.973 \text{ mm}$$

( jarak terpasang  $\phi$  12 – 350 )

**Gaya geser total diluar sendi plastis ( $> 2 d$ ) :**

Dengan beban gravitasi yang bekerja pada sepanjang balok adalah beban mati dan beban hidup. Besarnya beban gravitasi ( $q$ ) yang bekerja pada balok berdasarkan tributary area telah dihitung pada bab sebelumnya yaitu bab V tabel 5.4. Diambil beban terbesar dalam  $\text{kg/m}^2$  yaitu beban  $q_2$  pada balok  $4 \times 4$  meter dengan beban mati pelat =  $529 \text{ kg/m}^2$  yaitu  $q = 1252.475 \text{ kg/m}^2 = 12524.75 \text{ N/m}^2$ .

$$Vg = \frac{12524.75 \times (3.65)}{2} = 22857.669 \text{ N}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi  $2 d$  dimuka kolom :

$$1.05 Vg = 1.05 \times 22857.669 = 24000.552 \text{ N}$$

Gaya geser total :

$$\begin{aligned} Vu,b &= 0.7 \{M_{\text{kap}}^+ + M_{\text{kap}}^-\} / L_n + 1.05 Vg \\ &= 0.7 \{137000000 \text{ N} + 270000000\} / 3650 + 24000.552 \\ &= 78054.79 + 24000.552 = 102055.35 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Vc = 1/6 \sqrt{f_c b w d} = 1/6 \sqrt{30 \times 350 \times 442} = 141221.133 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vs &= Vu,b/\Phi - Vc \\ &= 102055.35 / 0.85 - 141221.133 \\ &= -21156 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi tidak perlu tulangan geser.

Dipasang tulangan sengkang dengan diameter 12 – 100

### 6.3.2. PENULANGAN GESER BALOK STRUKTUR SAMPING

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan untuk daerah samping.

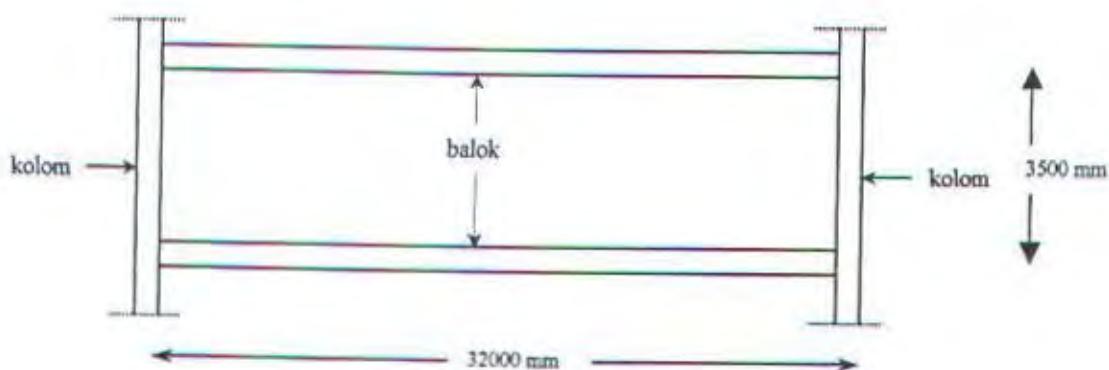
Tabel 6. 4. Tulangan geser yang dibutuhkan oleh struktur samping

Ln Mm	Mn pos Nmm	Mn neg Nmm	1.05 Vg N	Vu,b N	Vc N	Vs N	D mm	S (jarak ) mm	tulangan
4150	133349400	266698700	33965.906	101443.899		0	119345.8	12	334.7986 D12-350
4150	133349400	266698700	33965.906	101443.899	141221.1	-21875.4	12	-1826.566	D12-150

### 6.4. PENULANGAN KOLOM

#### 6.4.1. Kolom Struktur Utama

Berikut adalah gambar sketsa kolom pada struktur utama



Gambar 6.4 : Sketsa balok utama

##### 6.4.1.1. Data Perancangan

- dimensi kolom = 75 cm x 75 cm
- tinggi kolom = 3.5 m
- tebal pelat lantai = 14 cm
- mutu beton ( $f'c$ ) = 30 Mpa

- mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- selimut beton = 25 mm
- tulangan longitudinal / utama =  $\phi 25$
- tulangan geser / sengkang =  $\phi 10$
- $M_{kap}^+ = 1 \times M_n^+ = 137\,000\,000 \text{ Nmm}$
- $M_{kap}^- = 1 \times M_n^- = 270\,000\,000 \text{ Nmm}$

Contoh perhitungan adalah pada kolom lantai 1.

$$M_{u,k} = \frac{h}{hn} \cdot 0.7 \cdot \alpha \cdot \left[ \frac{l}{ln} (\Sigma M_{kap}) \right]$$

Momen balok yang terjadi ditahan oleh kolom atas dan kolom bawah,  $\alpha = 0.5$

$$M_{u,ka} = M_{u,kb}$$

$$= \frac{4000 - 1000}{4000} \cdot 0.7 \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot \left[ \frac{14000}{14000 - 800} (137\,000\,000 + 270\,000\,000) \right] \\ = 147306250.1 \text{ N mm}$$

$$N_{g,k} = 70250,50 \text{ N} \rightarrow \text{geser balok di as kolom akibat D + L}$$

$$N_{u,k} = 1.05 N_{g,k} + 0.7 R_v n [\sum M_{kap}/ln] \\ = 1.05 (70250,50) + 0.7 (1) (13) [(137000000 + 270000000)/13200] \\ = 1876933.28 \text{ N}$$

Gaya-gaya yang bekerja adalah :

- $P_u = 1876933.28 \text{ N} = 1876,93 \text{ kN}$
- $M_u = 147306250.1 \text{ N mm} = 147.3 \text{ kNm}$

#### 6.4.1.2. Penulangan Lentur Kolom

Berdasarkan UBC '97 1633.1 bahwa dalam zona gempa 3 dan 4 perlu mempertimbangkan pengaruh gempa dari arah lain terhadap arah utama datangnya gempa (*orthogonal effects*) apabila terdapat salah satu kondisi seperti yang disebutkan di bawah ini :

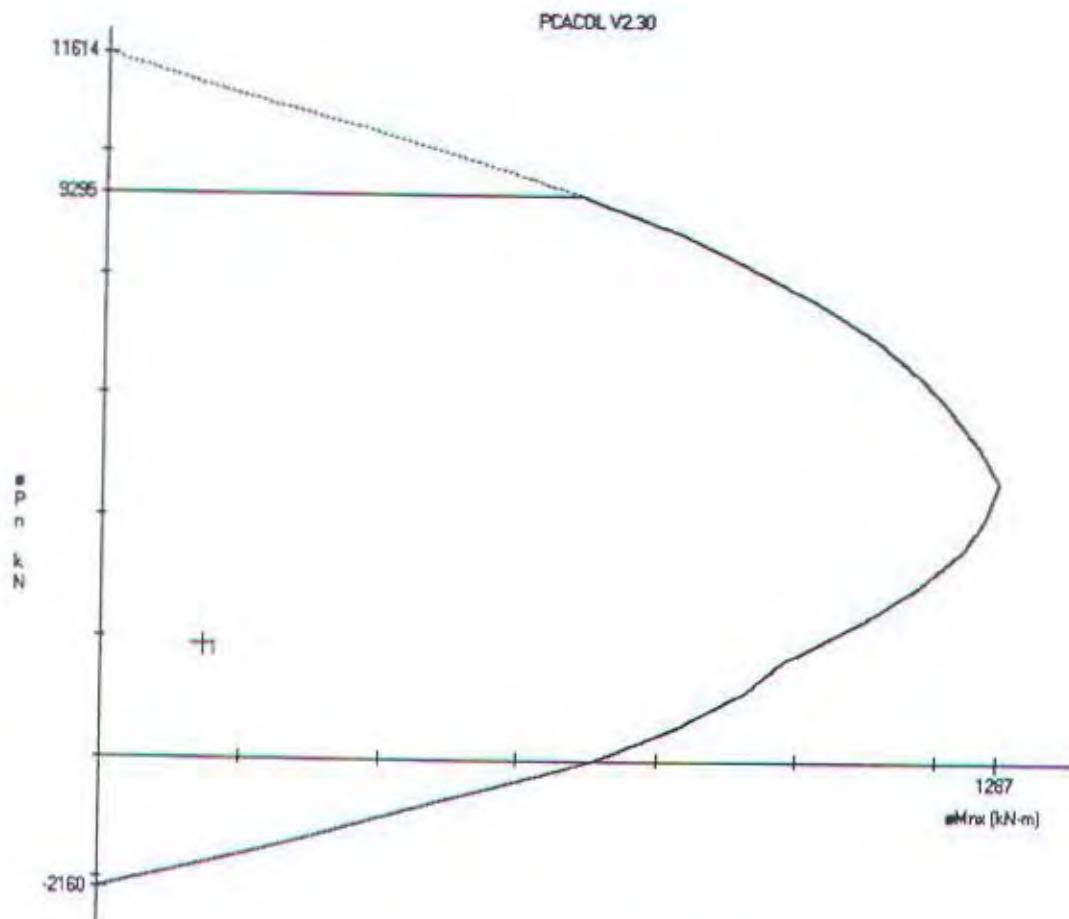
- Struktur mempunyai ketidakteraturan denah Type 5 (*nonparallel systems*) dalam Tabel 16-M.
- Struktur mempunyai ketidakteraturan denah Type 1 (*torsional irregularity*) dalam Tabel 16-M.
- Terdapat kolom yang menjadi bagian antara dua atau lebih komponen struktur penahan gempa, kecuali bila kolom tersebut mempunyai  $P_u$  akibat gempa lebih kecil daripada  $0,2 P_u$ , maka *orthogonal effects* dapat diabaikan.
- Dalam struktur ini tidak terdapat kondisi-kondisi yang disebutkan di atas, karena itu momen lentur biaksial yang terjadi pada kolom ( $M_{ux}$  dan  $M_{uy}$ ) tidak perlu dijadikan momen lentur uniaksial ekivalen.
- Mencari rasio tulangan dengan program PCACOL

Dengan gaya-gaya yang bekerja adalah :

- $P_u = 1876,93 \text{ kN}$
- $M_u = 3240,73 \text{ kNm}$

didapatkan 20 D20 dengan  $\rho = 1.07\%$  ( $A_s = 6018,75 \text{ mm}^2$ )

diagram interaksi kolom adalah seperti terdapat pada gambar berikut ini



Gambar 6.5. Diagram Interaksi Kolom

#### 6.4.1.3. Penulangan Geser Kolom

Berdasarkan UBC '97 1912.7.2.2 bahwa komponen struktur dengan  $P_u > Agf'c/10$  tetapi tidak melebihi  $0,3 P_0$  harus didesain sesuai section 1912.4.3, 1921.4.4.1 item 3 dan 1921.4.4.3.

- Cek apakah memenuhi syarat di atas :

$$P_u = 1876933,28 \text{ N}$$

$$Ag.f_c/10 = (750^2 \times 30) / 10 = 1687500 \text{ N}$$

$$\left. \right\} P_u > Ag.f_c/10$$

- $P_u = \phi P_n = \phi [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

$$= 0.7 [0.85 \times 30 (750^2 - 6018,75) + 400 \times 6018,75] = 11618440 \text{ N}$$

$$0.3 P_u = 0.3 \times 1876933,28 \text{ N} = 563079,987 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Dengan demikian, kolom harus didesain sesuai dengan ketentuan yang terdapat dalam section-section berikut :

- 1921.4.3 menyebutkan bahwa  $\rho$  tulangan longitudinal adalah 0,01 – 0,06.
- 1921.4.4.1 item 3 menyebutkan bahwa tulangan transversal boleh terdiri dari sengkang tertutup tunggal atau majemuk (overlapping hoops). Tulangan pengikat lateral/kait silang (crossties) dengan diameter tulangan dan spasi yang sama diijinkan. Setiap ujung dari crosstie yang berurutan harus diatur sehingga kait ujungnya terpasang berselang sepanjang tulangan longitudinal yang ada.
- 1921.4.4.3 menyebutkan bahwa kait silang (crossties) atau kaki dari segkang tertutup majemuk (overlapping hoops) tidak boleh dipasang dengan spasi lebih dari 356 mm dari pusat ke pusat dalam arah tegak lurus terhadap sumbu longitudinal dari komponen struktur.
- Pada sect. 1921.8.5.1 menyebutkan panjang pemasangan penulangan transversal harus dipasang melebihi  $l_0$  dari muka kolom, sebesar :

- 1). d kolom  $\Rightarrow 750 \text{ mm ( dipakai) }$
  - 2).  $1/6$  tinggi bersih kolom  $\Rightarrow 1/6 \times 3500 = 583 \text{ mm}$
  - 3). 18 in (457mm)
  - Spasi sengkang maksimum ( $S_o$ ) sepanjang tinggi kolom adalah :
    - (1) 6 kali diameter tulangan longitudinal yang terkecil  $\Rightarrow 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
    - (2) 16 kali diameter sengkang  $\Rightarrow 16 \times 10 = 160 \text{ mm}$
    - (3)  $\frac{1}{2}$  kali dimensi kolom terkecil  $\Rightarrow \frac{1}{2} \times 800 = 400 \text{ mm}$
    - (4) 152 mm

Berdasarkan 1911.3.1.2 untuk komponen struktur dengan beban tekan aksial, kuat geser yang disumbangkan oleh beton dapat dihitung dari :

Dengan mengambil nilai aksial berfaktor ( $N_u$ ) yang terkecil  $\rightarrow 563079.987 \text{ N}$

$$Vc = 0,166 \left( 1 + 0,073 \times \frac{563079,987}{750 \times 750} \right) \sqrt{30} \times 750 \times 775 = 567102,89 \text{ N}$$

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan untuk komponen struktur dengan beban geser.

$$= 0.85$$

[ UBC '97 1909.3.2.3 ]

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,ka} + M_{u,kb})}{h_k} = \frac{(137\,000\,000 + 270\,000\,000)}{4000} = 101750 \text{ N}$$

$$V_s = V_{u,k}/\Phi - V_c$$

$$= 101750/0,85 - 567102,89 \text{ N} = -447397 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan sengkang dengan diameter 10 mm

Dipakai tulangan sengkang  $\phi 10 - 300$ .

#### 6.4.2. PERTEMUAN BALOK KOLOM

*Section 1921.5 UBC* mensyaratkan pemasangan tulangan pada pertemuan balok kolom sekurang – kurangnya setengah dari jumlah tulangan transversal yang dipasang pada kolom sampai dengan jarak  $l_0$  dari muka joint. Hasil perhitungan mendapatkan pada daerah tersebut dipasang tulangan  $\phi 12$  mm dengan dua crossties dengan jarak 75 mm. Maka pada daerah joint dipasang tulangan  $\phi 12$  mm tanpa crossties dengan jarak 75 mm.

Gaya geser horisontal kolom didapatkan dengan pendekatan bahwa sendi plastis pada balok terjadi dengan jarak 80mm.

Momen pada kolom :

$$M_{u,k} = 270000000 \text{ N mm}$$

Pada perhitungan gaya geser horisontal dilakukan pendekatan bahwa momen balok ditahan oleh kolom diatas dan dibawah joint dengan proposi terbalik terhadap panjangnya. Pada kasus ini panjang kolom atas dan bawah sama sehingga momen kolom adalah :

Gaya geser horisontal ( V<sub>h</sub>) pada akhir kolom adalah :

$$V_h = \frac{2xMu}{4000 - 600} = 2 \times 270000000 / 3400 = 158823.53 \text{ N}$$

gaya tarik tulangan atas :

$$T_1 = 1.25 \times 400 \times 14 \times 0.25 \times 3.14 \times 20^2$$

$$= 2198000 \text{ N}$$

Geser bersih pada penampang

$$= T_1 - V_h$$

$$= 2198000 \text{ N} - 158823.53 \text{ N} = 2039176.47 \text{ N}$$

$$\phi V_c = \phi \times 1.25 \times \sqrt{f_{c'}} \times A_j$$

$$= 0.85 \times 1.25 \times \sqrt{30} \times (750 \times 750)$$

$$= 3273498.098 \text{ N} > 2039176.47 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Panjang Penyaluran :

Perhitungan sesuai sect. 1912. 2. 3

$$\frac{ld}{db} = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f_{c'}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{(\frac{c + k_{sr}}{db})}$$

dimana :

$$\alpha = \text{factor lokasi penulangan} = 1$$

$$\beta = \text{factor pelapisan} = 1$$

$$\gamma = \text{factor ukuran tulangan} = 1$$

$$\lambda = \text{factor berat agregat beton} = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$c = \text{selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$Ktr = \frac{\text{Attr} - fyt}{1500 \cdot sn}$$

S = spasi tulangan transversal

Pada perhitungan sebelumnya didapat

Id = 850 mm untuk panjang penyaluran lurus

$l_d = 1000 \text{ mm}$  untuk panjang penyaluran bengkok

#### 6.4.3. PERENCANAAN KOLOM RANGUNAN SAMBUNG

Berikut data kolom bangunan samping

- dimensi kolom = 40 cm x 40 cm
  - tinggi kolom = 3.5 m
  - tebal pelat lantai = 14 cm
  - mutu beton ( $f'c$ ) = 30 Mpa
  - mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
  - selimut beton = 25 mm
  - tulangan longitudinal / utama =  $\phi 25$
  - tulangan geser / sengkang =  $\phi 10$
  - $M_{kap}^+ = 1 \times M_n^+$  = 133349400 Nmm
  - $M_{kap}^- = 1 \times M_n^-$  = 266698700 Nmm

contoh perhitungan adalah pada kolom lantai 1

Momen balok yang terjadi ditahan oleh kolom atas dan kolom bawah,  $\alpha = 0.5$

$$M_{\mathrm{u},\mathrm{ka}} = M_{\mathrm{u},\mathrm{kb}}$$

$$= \frac{4000 - 1000}{4000} \cdot 0.7 \cdot 1,3 \cdot 0,5 \left[ \frac{14000}{14000 - 800} (133349400 + 266698700) \right] \\ = 144790136,2 \text{ N mm}$$

Ng,k = 12391,15 N → geser balok di as kolom akibat D + L

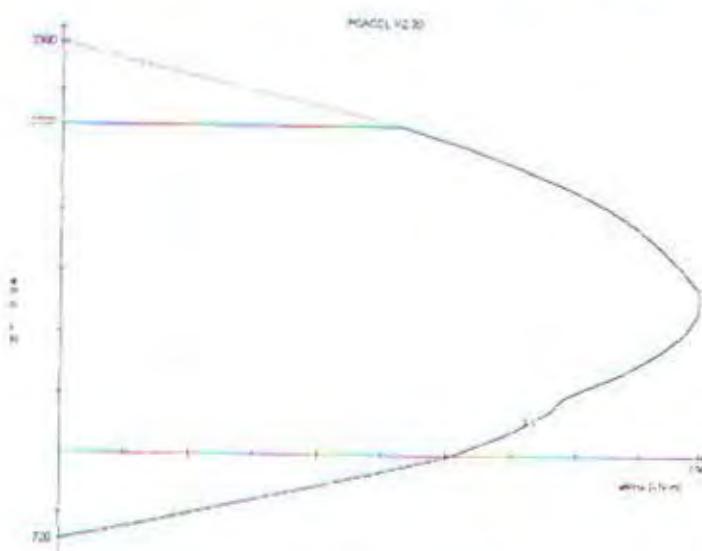
Gaya-gaya yang bekerja adalah :

$$- P_u = 288801,44 \text{ N} = 288,8 \text{ kN}$$

$$M_u = 144790136,2 \text{ N mm} = 144,79 \text{ kNm}$$

didapatkan 20 D10 dengan  $\rho = 1,25\%$  ( $A_e = 2000 \text{ mm}^2$ )

diagram interaksi kolom adalah seperti terdapat pada gambar berikut ini



Gambar 6.6. Diagram Interaksi Kolom Struktur Samping.

- Cek apakah memenuhi syarat di atas

$$P_u = 288801,44 \text{ N} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} P_u > Ag.f'c/10$$

$$Ag.f'c/10 = (400^2 \times 30) / 10 = 480000 \text{ N}$$

- $$\bullet \quad P_u = \phi P_n = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$= 0.7 [0.85 \times 30 (400^2 - 2000) + 400 \times 2000] = 3380300 \text{ N}$$

$$0.3 \text{ Pa} = 0.3 \times 288801.44 \text{ N} = 86640.432 \text{ N}$$

Dengan mengambil nilai aksial berfaktor ( $N_f$ ) yang terkecil  $\rightarrow 86640.432$ . N

$$Vc = 0,166 \left( 1 + 0,073 \cdot x \frac{86640,432}{400x400} \right) \sqrt{30} \cdot x \cdot 400 \cdot x \cdot 390,5 = 147634,088 \text{ N}$$

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan untuk komponen struktur dengan beban geser.

= 0,85 [UBC '97 1909.3.2.3]

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,ka} + M_{u,kb})}{h_b} = \frac{(-266698700 + 133349400)}{4000} = 100012,025 \text{ N}$$

$$V_s = V_{u,k}/\Phi - V_c$$

$$= 100012,025 / 0,85 - 147634,088 = - 29972,88 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan sengkang dengan diameter 10 mm

Dipakai tulangan sengkang  $\phi 10 - 300$ .

## 6.5. Perencanaan Shearwall

*Shearwall* adalah bagian dari sistem penahan lateral dan harus didesain secara khusus sesuai dengan *UBC'97 1921.6*.

### 6.5.1. Data Perencanaan pada shearwall lantai dasar :

- $M_u \text{ top}$  = 7843,69 kNm
- $M_u \text{ bottom}$  = 31458,88 kNm
- $P_u$  = 23707,86 kN
- $V_u$  = 6717,40 kN
- $b_w$  = 160 mm
- $l_w$  = 4000 mm

Kontrol kelangsungan shearwall:

$$\text{Diketahui: } f_c = \frac{Mn}{w} = \frac{314588.8 \times 10^2}{426666.67} = 73.732$$

$$0.2 f'_c = 0.2 \times 300 = 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Karena  $f_c > 0.2 f'_c$  maka diperlukan komponen pembatas

Sesuai SNI ayat 3.4.10.(3):

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \times h \times d$$

$$\text{Dengan: } V = \frac{67174}{0.65} = 103344.6 \text{ N}$$

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30} = 5.477$$

$$V_n = 103344.6 < \frac{5}{6} \times 5.477 \times 160 \times 0.8 \times 4000$$

$$103344.6 < 233685.34 \dots \text{OK}$$

Karena  $V_n < V$ , maka tebal shearwall 160 mm dapat dipakai.

### 6.5.2. Perhitungan Kebutuhan Boundary Element

Boundary element adalah batang seperti kolom yang berada pada ujung shearwall dan menyatu dengan penampang dinding geser.

Berdasarkan UBC 1921.6.6.4 shearwall tidak memerlukan boundary element dengan syarat :

1.  $P_u < 0.1 A_g f_c$  untuk penampang dinding yang simetris

$P_u < 0.05 A_g f_c$  untuk penampang dinding yang tidak simetris

$$2. \frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1$$

$$3. V_u \leq 0.25 A_{cv} \sqrt{f'c} \text{ dan } \frac{M_u}{V_u l_w} \leq 3$$

Syarat-syarat :

$$1) P_u < 0.1 A_g f_c \rightarrow 23707,86 \text{ kN} < 0.1 \times (160 \times 4000) \times 30$$

$$23707860 \text{ N} > N \rightarrow \text{not ok}$$

$$2). \frac{M_u}{V_u l_w} \leq 1 \rightarrow \frac{314588800}{6717,40 \cdot 4000} \leq 1$$

$$1,17 > 1 \rightarrow \text{NOT ok}$$

$$3) V_u \leq 0.25 A_{sw} \sqrt{f'c} \rightarrow 6717,40 \leq 0.25 (300 \times 4000) \sqrt{30}$$

$$6717400 \text{ N} > 1643167,67 \text{ N} \rightarrow \text{not Ok}$$

Kesimpulan perlu adanya boundary elemen

### 6.5.3. Desain Boundary Element

Boundary Element harus didesain untuk menahan gaya gravitasi pada dinding dan gaya lateral karena gempa.

Boundary element direncanakan  $75 \times 75 \text{ cm}$

Syarat tebal minimal Boundary element: (Sect.1921.6.6.6.(1))

$$\geq l_w/16 = 400/16 = 25 \text{ cm}$$

$$\geq 30,5 \text{ cm}$$

Maksimum gaya aksial ( $P_u$ ) pada Boundary Element pada lantai dasar

$$P_{u(\text{Boundary Element})} = 1.4 (P_D + P_L + P_E)$$

$$P_{D(\text{Boundary Element})} = P_{D(\text{shearwall})}/2$$

$$= 10752168/2 = 5376084 \text{ N}$$

$$P_{L(\text{Boundary Element})} = P_{L(\text{shearwall})}/2$$

$$= 2691172/2 = 1345586 \text{ N}$$

$$P_{E(\text{Boundary Element})} = \frac{M_{E(\text{shearwall})}}{l_w} + \frac{P_E}{2}$$

$$= \frac{6557973}{4} + \frac{1970766}{2} = 2624876,25 \text{ N}$$

$$P_u \text{ (Boundary Element)} = 1.4 (5376084 + 1345586 + 2624876.25) = 13085164.75 \text{ N}$$

$$P_u = \phi P_n = \phi [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \dots \quad 6.5$$

Persamaan diatas digunakan untuk menghitung luas tulangan pada boundary element

$$13085164,75 = 0,7 \times [0,85 \times 30 (750^2 - A_{st}) + 400 A_{st}]$$

$$Ast = 11613.73 \text{ mm}^2$$

Rasio penulangan,  $\rho$ , harus lebih besar dari 1% dan kurang dari 6%:

$$\rho = \text{Ast/Ag} = 11613.73/750^2 = 0.02 \quad \text{OK}$$

(pakai 24 D25 ,  $A_s = 11775 \text{ mm}^2$  , dengan spasi 30 mm )

Tulangan sengkang :

$$Ash \geq \begin{cases} 0.09 s hc \frac{fc}{fyh} \\ 0.3 s hc \left[ \frac{Ag}{Ach} - 1 \right] \frac{fc'}{fy} \end{cases} \quad 6.4$$

dengan menggunakan spasi tulangan sengkang maksimum 4 in (10.16 cm) dan dipakai decking 25 mm.

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.09 \times 30 \times 475 \times \frac{30}{400} & = 96,1875 \text{ mm}^2 \\ 0.3 \times 30 \times 475 \times \left[ \frac{750^2}{650^2} - 1 \right] \frac{30}{400} & = 106,25 \text{ mm}^2 (\text{luas terpakai}) \end{cases}$$

dipakai  $\phi 10-100$ ,  $A_s = 549,5 \text{ mm}^2 > 106,25 \text{ mm}^2$

### 6.5.9. Desain Shearwall

Syarat-syarat :

$$\gg V_u \geq 0.166 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$6717400 \text{ N} \geq 0.166 \times (160 \times 4000) \times \sqrt{30}$$

$$6717400 \text{ N} > 581900,445 \text{ N} \rightarrow \text{Ok}$$

Batas atas kekuatan geser shearwall adalah :

$$\phi V_n = \phi 8 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$= 0.6 \times 8 \times (160 \times 4000) \times \sqrt{30} = 16826036,97 \text{ N} > V_u = 6717400 \text{ N}$$

Kuat geser nominal :

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n f_y]$$

Dimana :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_c = 3 \text{ untuk } h_w/l_w = 1.5 \text{ s/d } 2 \\ \alpha_c = 2 \text{ untuk } h_w/l_w \geq 2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{dengan } h_w/l_w = 400/30 = 13.3 \\ \text{maka } \alpha_c = 2 \end{array}$$

dengan menggunakan  $\phi 14$ , spasi 10 cm :

$$\rho_n = \frac{2 \times (0.25 \times \pi \times 14^2)}{160 \times 100} = 0,02$$

$$V_n = (160 \times 4000) \times [2 \times \sqrt{30} + 0,019 \times 400]$$

$$= 12130848,74 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0.6 V_n = 0.6 \times 12130848,74$$

$$= 7278509,24 \text{ N} > 6717400 \text{ N} \quad \text{Ok}$$

Penulangan vertikal

Syarat-syarat :

- $\rho_v > \rho_n$ , jika  $hw/lw > 2.0$
- $\rho_{v \min} = 0.0025$ , digunakan jika  $hw/lw > 2.0$

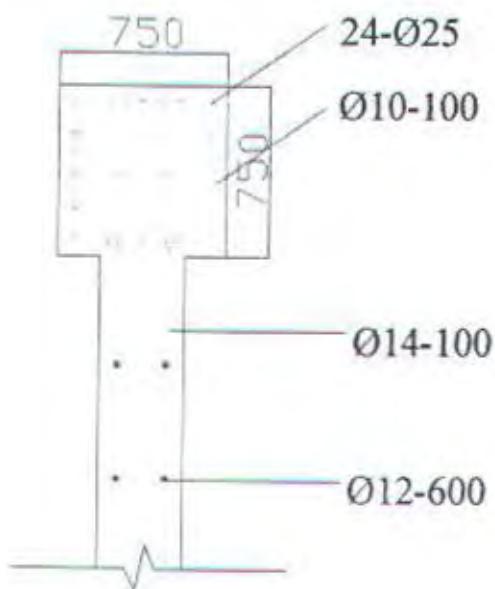
Sehingga luasan tulangan arah vertikal :

$$A_{sv} = 0.0025 \times 160 \times 1000 = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dengan menggunakan  $\phi 12$  :

$$S = \frac{2 \times (0.25 \times \pi \times 12^2)}{400} = 0.56 \text{ m}$$

(pakai  $\phi 12$  jarak 60 cm)



Gambar 6.7. Sketsa Shear Wall

## **BAB VII**

### PERENCANAAN PONDASI

## **BAB VII**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **7.1. DATA TANAH**

Perencanaan pondasi pada gedung perkantoran ini akan disesuaikan dengan hasil penyelidikan tanah di lapangan. Dari data hasil penyelidikan tanah dapat diketahui jenis tanah yang ada dan nilai DCPT (*Dutch Cone Penetrometer Test*) dan SPT (*Standart Penetration Test*). Dalam menghitung daya dukung tanah, digunakan data tanah hasil uji dari *Cone Penetrometer Test (CPT)*.

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah diketahui bahwa jenis tanah yang ada adalah lanau berpasir

#### **7.2. KRITERIA DESIGN**

##### **7.2.1. Kekuatan dan Dimensi Tiang**

- Dipakai tiang pancang beton pratekan (*Prestressed Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*).
- Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup> at 28 days*).
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan jenis tiang pancang dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tabel 7.1. WIKA PILE CLASSIFICATION

Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC Wire		Area of Steel (cm <sup>2</sup> )	Area of Concrete (cm <sup>2</sup> )	Section Modulus (cm <sup>3</sup> )	Effective Prestress (kg/cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial(T) (tm)	Bending Moment	
			D (mm)	Numb						Crack (tm)	Ult (tm)
600	100	A1	7	20	7.7	1570.8	17255.6	46	235.4	17	25.5

Sumber : Buku Daya Dukung Pondasi Dalam, Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

### 7.2.2. Tahapan Perencanaan

1. Perhitungan gaya-gaya yang bekerja (axial, horizontal dan momen) akibat dari upper struktur.
2. Perhitungan daya dukung tanah dasar.
3. Perhitungan jumlah tiang dalam satu poer / kelompok.
4. Perencanaan Poer
5. Perencanaan Sloof.

## 7.3. DAYA DUKUNG TANAH

### 7.3.1. Daya Dukung Tiang Tunggal

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil uji CPT digunakan metode Philipponnat.

Daya dukung nominal total sebuah tiang pondasi :

$$Q_N = (Q_p)_a + (Q_s)_a \quad \dots \dots \dots \quad 7.1.$$

Dimana :

$Q_N$  : Daya dukung nominal total sebuah tiang

$(Q_p)_a$  : Daya dukung sebuah tiang akibat ujung tiang (ijin)

$(Q_s)_a$  : Daya dukung sebuah tiang akibat selimut (*skin*) tiang (ijin)

Dengan :

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan } 2$$

$$(Q_5)_a = \frac{P}{2} \times \sum (f_u \times h_i), \text{ dari unsur lekatan dengan angka keamanan } 2$$

#### **Unsur Ujung Tiang :**

Dimana :

$R_p$  = rata-rata conus sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah pondasi

$Z_p$  = posisi ujung bawah tiang

A = luas tiang bagian bawah

P = keliling tjiang

B = diameter tians

$a_3$  = koefisien jenis tanah

**fu** = Lekatan lateral batas dari lapisan i setebal hi

Tabel 7.2. Tabel koefisien  $\alpha_i$ .

Jenis Tanah	$\alpha_p$
Lempung dan Kapur	0.50
Lanau	0.45
Pasir	0.40
Kerikil	0.35

Sumber : Duya Dukung Pondasi Dalam, Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Unsur Lekatan (Frottement) :

$a_5$  = koefisien fungsi tanah

$a_f$  = koefisien tipe tiang

**Σhi** = kedalaman tiang ( D )

Tabel 7.3. Tabel koefisien  $\alpha_i$

Jenis Tanah	$\alpha_s$
Lempung dan Kapur	50
Lanau, lempung berpasir	60
Pasir berlempung	
Pasir Lepas	100
Pasir Sedang	150
Pasir padat	
Kerikil	200

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam, Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Tabel 7.4. Tabel koefisien  $\alpha_f$

Bahan Tiang	Tipe Tiang	$\alpha_t$
Beton	Tiang dipancang	1.25
	Tiang dibor dan divibrasi	1.00

Bahan Tiang	Tipe Tiang	$\alpha_t$
	Tiang diinjeksi	0.85
	Tiang dibor untuk $\text{Ø} \leq 1.50 \text{ m}$	
	Tiang dibor dengan $\text{Ø} > 1.50 \text{ m}$	0.75
Baja	Tiang Profil H	1.10
	Tiang Baja dipancang	0.60
	Tiang Baja terbuka dipasang dengan cara Benoto	0.30

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam , Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

### 7.3.2. Daya Dukung Tiang Kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

1. Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
2. Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Pada kasus tiang dipancang dalam tanah kohesif dan jenuh air, kenaikan tegangan air pori dapat menurunkan shear resistance dari tanah disekitarnya hingga 15 sampai dengan 30 % (BROMS).

Untuk pulih ke kekuatan semula, memerlukan waktu yang bervariasi tergantung dari jenis tanah dan cara eksekusi tiang pondasinya. Beberapa variasi waktu tersebut adalah :

Tabel 7.5. Tabel waktu *recovery* pada tanah akibat pemancangan

Type Tanah	Pasir padat	Lanau dan pasir Lepas jenuh air	Lempung
Type Pondasi			
Tiang dibor	1 bulan	1 bulan	1 bulan
Tiang pancang	8 hari	20 hari	1 bulan

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang < 7 s/d 8 diameter.

Untuk daya dukung batas, pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan bila jarak antara tiang adalah  $\geq 3$  diameter. Sebaliknya, jarak minimum antar tiang dalam group adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

dengan n = jumlah tjiang dalam group

Untuk menghitung koefisien efisiensi  $C_e$ , digunakan cara Converse - Labarre

**dimana:**

$\varnothing$  : diameter tiang pondasi

S : jarak antara tiang dalam group

m : jumlah baris tiang dalam group

n : jumlah kolom tiang dalam group

### 7.3.3. Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_y = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_z \cdot y_{\max}}{\sum y^2} \dots \quad 7.6$$

**dimana :**

$P_v$  = Beban vertikal ekivalen

$V$  = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tjiang dalam group

$M_x$  = momen terhadap sumbu x

$M_y$  = momen terhadap sumbu y

$x_{\max}$  = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang



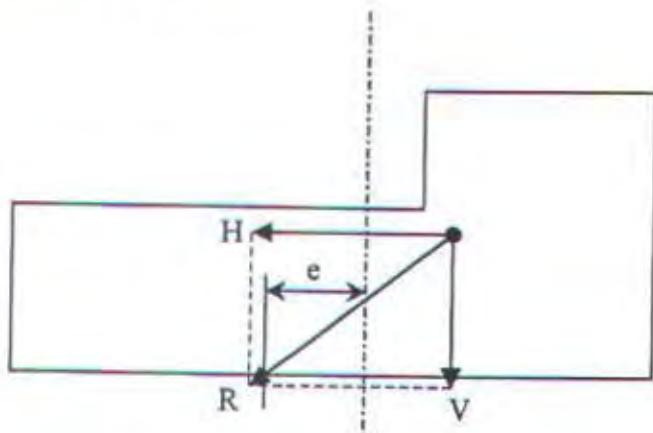
$y_{max}$  = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\Sigma x^2$  = jumlah dari kuadrat absis tiap titik terhadap garis.

$$\sum_{i=1}^n \frac{1}{i} = \ln(n) + \gamma + \text{error}(n),$$

Jurnal Sari Kultural Orangutan yang termasuk garis besar grup

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.



Gambar 7.1. Konfigurasi gaya – gaya pancang

#### 7.4. PERHITUNGAN TIANG PANCANG PADA STRUKTUR UTAMA

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (data beban nominal):

$$P = 564312.1 \text{ kg}$$

$$M_s = 11355.28 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{v}} = 77558.016 \text{ kgm}$$

$$H_{\text{ex}} = 20404.54 \text{ kg}$$

$$H_c = 2752.31 \text{ kg}$$

#### 7.4.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

$$Q_N = (Q_2)_N + (Q_3)_N \quad \dots \quad 77$$

denean

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan } 2$$

$(Q_5)_a = \frac{P}{2} \times \sum (f u_i \cdot h_i)$ , dari unsur lekatan dengan angka keamanan 2

$$q_p = \alpha_p \times \bar{R}_p \text{ dengan } \bar{R}_p = \frac{1}{6B} \int_{-p-3B}^{p+3B} R_p(z) dz$$

$$fu = \alpha_f \frac{R_p}{\alpha_s} \dots \quad 7.8.$$

**dimana :**

$R_p$  = rata-rata conus sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah pondasi

$Z_p$  = posisi ujung bawah tiang

$$A = 0.25 \times \pi \times 60^2 = 2827.43 \text{ cm}^2$$

$$P = \pi \times 60 = 188.496 \text{ cm}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$a_f = 1,25$  ( tiang pancang dari beton )

$\Sigma h_i$  = kedalaman tiang ( D)

Diambil tiang pancang dengan kedalaman ( $D$ ) 14 m dengan diameter ( $B$ ) 60 cm

Nilai daya dukung satu tiang pancang dengan kedalaman 14 m dan diameter tiang 60 cm adalah  $284608.7 \text{ kg} < P_{\text{kolom}} = 564312.1 \text{ kg}$ . Jadi diperlukan pondasi tiang kelompok.

#### 7.4.2. Daya Dukung Tiang Kelompok

Jarak minimum antar tiang dalam group (as ke as) adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus  $\leq$  3 diameter tiang (Herman Wahyudi, 1999). Jika jarak dari as ke as tiang pancang  $\geq$  3, maka pengaruh dari sebuah group tiang pondasi

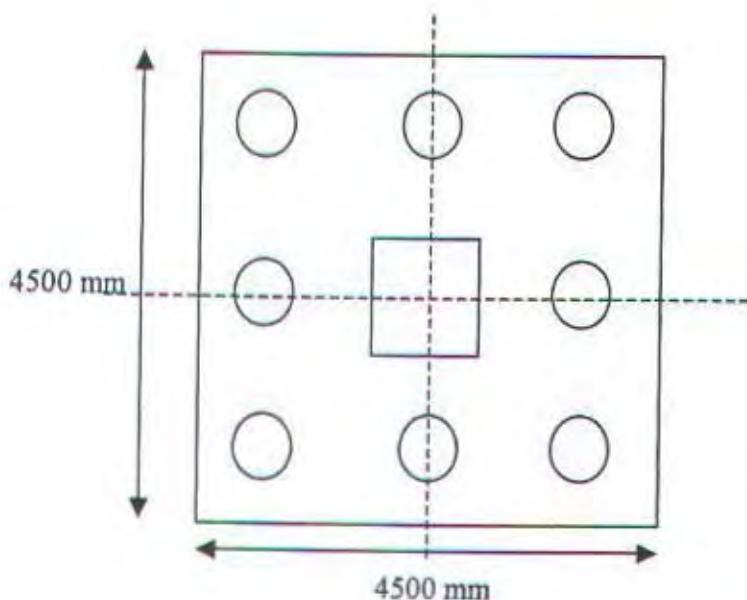
tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hal tersebut, direncanakan jarak dari as ke as tiang pancang (S) adalah 150 cm.

$$2 B = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} \text{ (jarak minimum)} < 150 \text{ cm} \text{ (jarak pakai)}$$

$$2.5 B = 2.5 \times 60 = 150 \text{ cm} \text{ (jarak minimum)} \leq 150 \text{ cm} \text{ (jarak pakai)}$$

$$3 B = 3 \times 60 = 180 \text{ cm} \text{ (jarak maksimum)} > 150 \text{ cm} \text{ (jarak pakai)}$$

Jadi  $S = 150 \text{ cm}$  memenuhi persyaratan diatas.



Gambar 7.2. Rencana Penempatan Tiang Pancang Struktur Utama

#### ➤ Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

#### *i. Perhitungan Koefisien Ce*

Dengan menggunakan perumusan Converse – I berter:

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{50}{150}\right)}{90^\circ} x \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3}\right) = 0.7269$$

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tmg}) \times n \times C_e, \dots \quad 7.10$$

$$Q_{L(\text{group})} = 284608.7 \times 8 \times 0.7269 = 1655\,056.5 \text{ kg}$$

ii. Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

a. reaksi kolom  $\equiv 564312.1 \text{ kg}$

$$\text{b. berat poer} = 3 \times 3 \times 1,2 \times 2400 = 58320 \text{ kg} +$$

Berat total = 622632.1 kg

622632.1 kg < 1 655056.5 kg [0; +∞] OK!

➤ Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok (Beban = 1 Tiang Pancang)

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$P_v = \frac{622632.1}{8} + \frac{77558.016 \times 0.75}{0.75^2} + \frac{11355.28 \times 0.75}{0.75^2} = 230850.3 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimum yang diterima oleh satu buah tiang pancang yang dikelompokkan dengan kepala poer adalah :

$$P_y = 230850.3 \text{ kg} < O_{min} = 284608.7 \times 0.7269 = 206882.06 \text{ kg} \quad \text{OK!}$$

$$P_y = 230850.3 \text{ kg} < P_{\text{allowable}} = 23540 \text{ ton}$$

### 7.4.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Agar tiang pancang mampu menerima beban lateral yang terjadi, maka kekuatan tiang pancang tersebut harus dikontrol terhadap beban lateral yang terjadi.

Dari spesifikasi data tiang pancang dan data beban lateral yang terjadi, didapatkan :

- Bending Momen (crack) = 17 tm
- Bending Momen (Ultimate) = 25.5 tm
- $H_x = 20404.54 \text{ kg}$
- $H_y = 2752.31 \text{ kg}$
- $L = 14 \text{ m}$
- $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{50} = 33234.019 \text{ MPa} = 332340.19 \text{ kg/cm}^2$

Terzaghi dan Pack memberikan korelasi antara N (jumlah pukulan dalam SPT) dan Cu (*Cohesion Undrained*) untuk tanah berlempung (Cu dalam KPa) :

- Lempung Plastis, Cu = 12.5 N
- Lempung Berlanau, Cu = 10 N
- Lempung Berpasir, Cu = 6.7 N

Dari data boring No 1, didapatkan nilai N dan Cu :

Tabel 7.6. Tabel analisa nilai N dan Cu

Depth (m)	Soil Description	Jumlah Pukulan (N)	Cu (KPa)	$Cu_{\text{avg}}^2$ (KPa)	$Cu_{\text{avg}}^2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
3	LL	3	30	72.3	0.723	
6	LL	2	20			
9	LL	1	10			
12	LP	25	167.5			
15	LP	20	134			
LL = Lempung Lanau		$\Sigma = 361.5$				
LP = Lempung Pasir						

Dengan menggunakan perumusan dari NAVFAC DM - 7 , maka bisa didapatkan nilai momen maksimum dan defleksi maksimum yang terjadi pada tiang pancang akibat beban horizontal yang bekerja.

Untuk Tiang pancang yang disatukan dengan kepala tiang (poer) pada permukaan tanah, maka digunakan kasus II Figure 13-3, *Design Procedure For Laterally Loaded Piles hal 7-13-15* (terlampir), Navfac DM-7.

#### **PERHITUNGAN :**

$$C_u = 0.723 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = 2 \times C_u = 1.446 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1.412 \text{ ton/ft}^2 \quad (\text{ton/ft}^2 = 0.977 \text{ kg/cm}^2)$$

Dari figure 11-8 Navfac DM-7 didapat nilai :

$$f = 17 \text{ ton/ft}^3$$

$$= 0.544 \text{ kg/cm}^3 \quad (\text{kg/cm}^3 = 0.032 \text{ ton/ft}^3)$$

#### **➤ Perhitungan Faktor Kekakuan**

$$\begin{aligned} T &= \left( \frac{E \times I}{f} \right)^{1/5} \\ &= \left( \frac{332340.19 \times 5.105 \times 10^5}{0.544} \right)^{1/5} = 198.974 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### **➤ Perhitungan Beban Horisontal 1 Tiang**

$$\begin{aligned} P_T &= \sqrt{(H_x^2 + H_y^2)} \\ &= \sqrt{(20404.54^2 + 2752.31^2)} = 20589.329 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P = P_T / n$$

$$= 20589.329 / 4$$

$$= 5147.332 \text{ kg}$$

➤ Perhitungan Harga Kuat Geser Tanah

$$Cr = 0.5 Cu$$

$$= 0.5 \times 0.723 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.3615 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{H}{9 \times Cr \times d}$$

$$f = \frac{865.356}{9 \times 0.3615 \times 60} = 4.43 \text{ cm} = 0.0443 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1.5 D$$

$$= 0.0443 + (1.5 \times 0.6)$$

$$= 0.9443 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.2 \times L_1$$

$$= 2.2 \times 0.9443$$

$$= 2.0775 \text{ m} < \text{panjang tiang pancang } 14 \text{ m}$$

Berarti tiang pancang tersebut termasuk tiang panjang

$$H_{\text{tiang}} = 9 \times Cu \times D \times (L_1 - 1.5D)$$

$$= 9 \times 0.723 \times 60 \times (94.43 - 1.5 \times 60)$$

$$= 1729.561 \text{ kg} > 865.356 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

➤ Perhitungan Momen dan Defleksi Tiang

$$Z = 1.8 T$$

$$= 1.8 \times 198.974$$

$$= 358.1532 \text{ cm} = 3.6 \text{ m}$$

$$L/T = 14 / 1.99$$

$$= 7$$

Dari grafik 13-5 Navfac DM-7 (terlampir), didapatkan :

$$\text{Koef. Defleksi, } F_{\delta}(z = 3.6 \text{ m}) = -0.02$$

$$\begin{aligned}\delta_p &= F_{\delta} \times \left( \frac{P T^3}{EI} \right) \\ &= -0.02 \times \left( \frac{5147.332 \times 198.974^3}{332340.19 \times 5.105 \times 10^5} \right) \\ &= -0.00478 \text{ cm} \approx 0 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\text{Koef. Momen, } F_M(z = 3.6 \text{ m}) = 0.1$$

$$\begin{aligned}M_p &= F_M \times (P \times T) \\ &= 0.1 \times (5147.332 \times 1.99) \\ &= 1024.32 \text{ kgm} = 1.024 \text{ tm} < 25.5 \text{ tm (ultimate)} \dots \text{OK !} \\ &< 17.0 \text{ tm (crack)} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

#### 7.4.4. Perhitungan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

##### Data-data perancangan poer

- $P_u = 564312.1 \text{ kg}$  (kolom C)
- Jumlah tiang pancang = 8
- Dimensi kolom =  $750 \times 750 \text{ mm}$
- Sedangkan untuk data-data dari poer adalah sebagai berikut
  - Dimensi poer =  $4.5 \times 4.5 \times 1.2 \text{ m}$

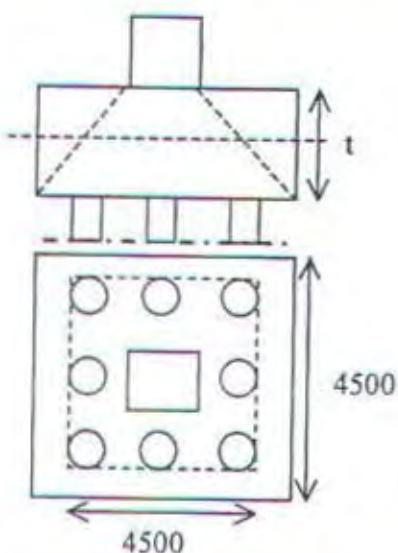
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter tulangan 32 mm ( $A_v = 804.248 \text{ mm}^2$ )
- Selimut beton = 50 mm

$$\text{Tinggi efektif (d)} : d_y = 1200 - 50 - 32 - \frac{1}{2}.25 = 1121.5 \text{ mm}$$

$$d_x = 1200 - 50 - \frac{1}{2}.32 = 1134 \text{ mm}$$

#### Kontrol Geser Ponds

Pada pelat atau pondasi telapak, kuat geser terhadap beban terpusat ditentukan oleh kondisi aksi balok dan aksi dua arah. Perencanaan pondasi tersebut harus memenuhi ketentuan pasal 3.4.11 butir 1-2 SK SNI T-15-1991-03, yaitu aksi dua arah dari pondasi telapak, dengan suatu penampang kritis yang tegak lurus terhadap bidang pelat dan terletak sedemikian hingga perimeter,  $b_o$  penampang adalah minimum, tetapi tidak perlu lebih dekat dari  $d/2$  terhadap perimeter beban terpusat atau daerah reaksi.



Gambar 7.3. Rencana Poer Struktur Utama

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini ditegaskan pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 butir 2-1.

Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta c} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d \quad \text{pers 3.4-36 SK SNI T-15-1991-03}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

$$= \frac{750}{750} = 1$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

- Keliling penampang kritis

$$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana :  $b_k$  = lebar penampang kolom

$h_k$  = tinggi penampang kolom

$d$  = tebal efektif poer

$$b_o = 2(750 + 1134) + 2(900 + 1134) = 147836 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) \left( \frac{\sqrt{29.18}}{6} \right) \times 147836 \times 1134 = 275470527 \text{ N} = 27547 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{29.18} \times 147836 \times 1134 = 183647018 \text{ N} = 18364.7 \text{ ton}$$

$$P_u = 564.312 \text{ ton} < \Phi V_c = 18364.7 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds

### Penulangan poer

#### *Penulangan lentur*

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang (gaya perlawanan tanah) sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

#### Perhitungan :

$$q_u = [2400 \times (4.5/2) \times 1.2] \times 1.2 = 7776 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} P_u &= Q_{u(1 \text{ tiang})} \times SF \\ &= (284608.7 \times 0.7269) \times 2 = 413764.12 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= [413764.12 \times (0.75)] - [\frac{1}{2} \times 7776 \times 1.5^2] \\ &= 301575.09 \text{ kgm} = 301575.09 \times 10^4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

***Penulangan lentur arah x***

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{301575.09 \times 10^4}{(4500/2) \times 1134^2 \times 29.18} = 0.0357$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.0465$

$$\rho = \omega \times f_c / f_y$$

$$\rho = 0.0465 \times 29.18 / 370 = 0.00367 > \rho_{\min} \dots \text{OK!}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{370} = 0,0038$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0038 \times 1500 \times 1134 = 6463,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 - 100 ( $A_s = 7363,108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$  :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 13817.223 = 6908.6115 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 - 100 ( $A_s' = 7363,108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

***Penulangan lentur arah y***

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{301575.09 \times 10^4}{(4500/2) \times 1102^2 \times 29.18} = 0.0378$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.0495$

$$\rho = \omega \times f_c / f_y$$

$$\rho = 0.0495 \times 29.18 / 370 = 0.0039 > \rho_{\min} \dots \text{OK!}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{370} = 0,0038$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0039 \times 1500 \times 1102 = 6453 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 - 100 ( $A_s = 7363,108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1,5 m

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$  :

$$A_s' = 0,5 A_s$$

$$A_s' = 0,5 \times 7363,108 = 3226,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D20 - 75 ( $A_s' = 4188,8 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1,5 m

#### 7.4.5. Perencanaan Sloof

Pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus oleh unsur-unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10 % dari beban vertical maksimum pada pembebanan gempa pada salah satu pondasi yang dihubungkan.

Untuk menghubungkan dua pondasi dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus, maka digunakan unsur penghubung berupa sloof. Sloof berfungsi untuk menghubungkan beban atau mendistribusikan beban yang diterima oleh sebuah pondasi ke pondasi yang lain. Selain itu sloof juga berfungsi untuk menahan beban dinding.

Adapun beban-beban yang diterima sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik (pada sloof) yang berasal dari 10 % beban aksial kolom.

### Dimensi Sloof

Pada perancangan sloof ini, Ukuran sloof berdasarkan sloof yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya aksial terbesar yaitu  $P_u = 564312.1 \text{ kg}$

Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhannya) yaitu sebesar :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_r} \quad \dots \dots \dots \text{SK SNI T-15-1991-03 Pers.3.2-10}$$

Data perencanaan :

- $f_c' = 30 \text{ MPa}$
  - $f_y = 400 \text{ MPa}$
  - $b = 450 \text{ mm}$
  - $h = 600 \text{ mm}$
  - $L = 8 \text{ m}$

$$f_r = 0.7 \times \sqrt{29.18} = 3.7813 \text{ MPa}$$

$$f_{r_{ada}} = \frac{10\% \times P_u}{b \times h} = \frac{0.1 \times 5643121}{450 \times 600} = 2.09 \text{ MPa} < f_r = 3.7813 \text{ MPa} \dots \text{OK!}$$

*Penulangan Sloof*

#### Kombinasi Lentur dan Aksial Tarik :

- Beban akibat lentur :
    - Berat sloof  $= 0.45 \times 0.6 \times 2400 = 648.00 \text{ kg/m}$
    - Berat dinding  $= 5 \times 250 \times 0.75 = 937.50 \text{ kg/m}$

$$q_{ult} = 1.4 \times (648 + 937.5) = 2219.70 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 2219.7 \times 8^2 \\ &= 17757.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{17757.6 \times 10^4}{(450) \times 547.5^2 \times 29.18} = 0.044$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.059$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.059 \times 30 / 400 = 0.004425 < \rho_{min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{min} \dots \text{OK!}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{370} = 0.0038$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.004425 \times 450 \times 547.5 = 1090.2 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur 2 D32 ( $A_s = 1607.68 \text{ mm}^2$ )

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$  :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 1607.68 = 803.84 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 D32 ( $A_s' = 1607.68 \text{ mm}^2$ )

- Beban akibat aksial :

Beban Aksial yang dipikul oleh sloof =  $10\% \times P_{u \text{ kolom}} = 564312.1 \text{ N}$

$$A_s = P_u / f_y = 564312.1 / 370 = 1410.78 \text{ mm}^2$$

- Kombinasi Beban Aksial dan Momen Lentur :

$$A_s = 936.225 + 1410.78 = 2500.98 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4D32 ( $A_s = 3215.36 \text{ mm}^2$ )

Kombinasi Lentur dan Aksial Tekan :

$$M_u = 17757.6 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 10\% \times P_{u \text{ kolom}} = 564312.1 \text{ N}$$

Dari analisa dengan program bantu PCACOL, didapat :

$$\rho : 3.64\%$$

$$A_s : 9832.24 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 12 D32

Penulangan Geser :

Geser yang terjadi :

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 2219.70 \text{ kg/m} \times 7.2 = 79909.2 \text{ N}$$

$$Vc_{\max} = \phi \cdot \gamma'_3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0.6 \times \gamma'_3 \times \sqrt{29.18} \times 450 \times 544 = 528949.30 \text{ N} > V_u$$

$$\phi \cdot Vc = \phi \cdot \gamma'_6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \left( 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right)$$

$$= 0.6 \times \gamma'_6 \times \sqrt{29.18} \times 450 \times 544 \left( 1 + \frac{977647.91}{14 \times 450 \times 600} \right) = 166438.793 \text{ N} > V_u$$

Dipasang tulangan praktis  $\varnothing 10 - 200$

## 7.5 PERHITUNGAN TIANG PANCANG STRUKTUR SAMPING

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (data beban nominal):

$$P = 11101.2 \text{ kg}$$

$$M_x = 4035.378 \text{ kgm}$$

$$M_y = 38016 \text{ kgm}$$

$$H_x = 15247 \text{ kg}$$

$$H_y = 2229.88 \text{ kg}$$

### 7.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang $Q_N = (Q_p)_a + (Q_s)_a$

Berdasarkan teori Luciano de Court (1882) :

$$Qu = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p = (N_p \times K)A_p, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan } 1.5$$

$$Q_s = q_s \times A_s = (N_s + 1)A_s, \text{ dari unsur lekatan dengan angka keamanan } 1.5$$

dimana :

$Qu$  = Daya dukung ultimate tiang pancang lateral (total)

$Q_p$  = Resistance ultimate ujung tiang

$Q_s$  = Resistance ultimate pada selimut beton (skin)

$N_s$  = Haga SPT rata-rata sepanjang tiang tertanam

Batasan  $3 \leq N \leq 50$

$N_p$  = Harga SPT rata-rata disekitar dasar pondasi . Diambil kedalaman tiang tertanam 4 B diatas dan dibawah tiang tertanam.

$$A = 0.25 \times \pi \times 30^2 = 2827.43 \text{ cm}^2$$

$$P = \pi \times 30 = 188.496 \text{ cm}$$

$$B = 30 \text{ cm}$$

$$\alpha_f = 1,25 \text{ ( tiang pancang dari beton )}$$

$$\Sigma h_i = \text{kedalaman tiang ( D )}$$

$$N_p = \frac{(N1 + N2 + N3)}{3}$$

$A_p$  = luas penampang ujung tiang

$A_s$  = keliling panjang tiang yang terbenam

$K$  = koefisien karakteristik tanah diujung tiang

Harga range untuk  $K$  :

- $K = 12 \text{ t/m}^2 \Rightarrow$  tanah lempung
- $K = 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow$  lanau berlempung
- $K = 25 \text{ t/m}^2 \Rightarrow$  lanau berpasir
- $K = 40 \text{ t/m}^2 \Rightarrow$  pasir

Tabel 7.7. Analisa Kekauatan Tiang Pancang

Depth m	N	N <sub>p</sub>	K	A <sub>p</sub> m <sup>2</sup>	Q <sub>p</sub> t	N <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup>	Q <sub>s</sub> t	Q <sub>u</sub> T	Q <sub>adm</sub> t
10	7	7.67	25	0.07	13.423	4.34	9.42	23.05	36.47	24.3
	8									
	8									
11	8	8.834	25	0.07	15.5	4.67	10.37	26.51	42.01	28
	8									
	9									
12	8	11	25	0.07	19.25	5.75	11.31	32.99	52.24	34.83
	9									
	16									
13	8	14	25	0.07	24.5	7.2	12.25	41.65	66.15	44.1
	14									
	20									
14	15	21	25	0.07	36.75	8.2	13.19	49.24	85.99	57.33
	20									
	28									
15	17	24.67	25	0.07	43.173	11.34	14.14	67.59	110.8	73.84
	25									
	32									

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 14 m dengan diameter (B) 30cm

Dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung tiang pancang dengan kedalaman 14 m dan diameter tiang 30 cm adalah 36470 kg >

$$P_{\text{kolom}} = 11101.2 \text{ kg.}$$

Dalam buku "Daya Dukung Pondasi Dalam" Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi BAB IX halaman 43, tertulis jarak minimum antar tiang dalam group (as ke as) adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus  $\leq 3$  diameter tiang. Jika jarak

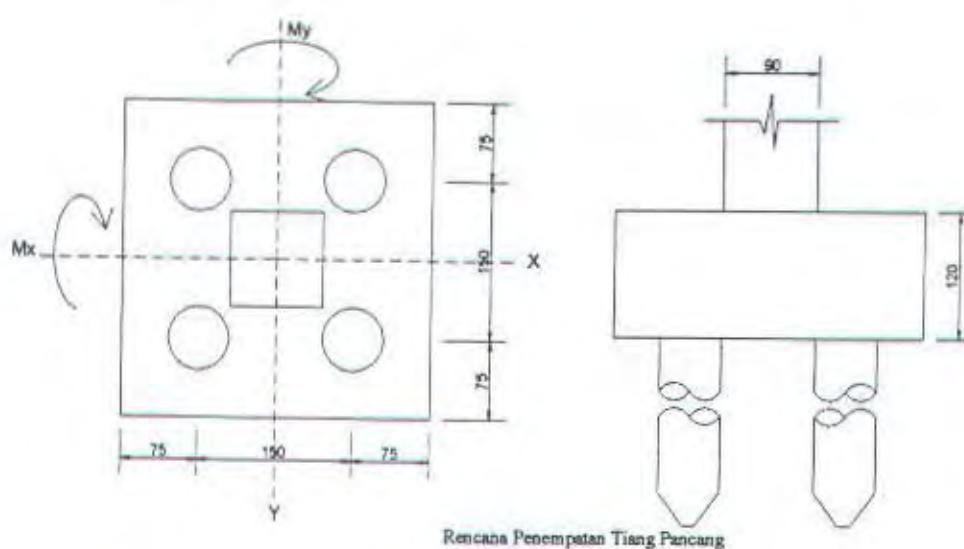
dari as ke as tiang pancang  $\geq 3$ , maka pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hal tersebut, penulis merencanakan jarak dari as ke as tiang pancang,  $S$  adalah 75 cm.

$$2B = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \text{ (jarak minimum)} < 75 \text{ cm} \text{ (jarak pakai)}$$

$$2.5B = 2.5 \times 30 = 75 \text{ cm} \text{ (jarak minimum)} \leq 75 \text{ cm} \text{ (jarak pakai)}$$

$$3B = 3 \times 30 = 90 \text{ cm} \text{ (jarak maksimum)} > 75 \text{ cm} \text{ (jarak pakai)}$$

Jadi  $S = 75$  cm memenuhi persyaratan diatas.



Gambar 7.4. Rencana tiang pancang struktur samping

- *Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok*

a. reaksi kolom = 11101.2kg

b. berat poer =  $3 \times 3 \times 1.5 \times 2400$  = 32400kg +

Berat total = 43501.2 kg

$43501.2 \text{ kg} < 85990\text{kg } [Q_{L(\text{group})}] \dots \dots \dots \text{OK!}$

➤ Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok (Beban<sub>eq</sub> 1 Tiang Pancang)

$$P_y = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$P_y = \frac{11101.2}{8} + \frac{38016 \times 1.5}{1.5^2} + \frac{4035.378 \times 1.5}{1.5^2} = 29421.902 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimum yang diterima oleh satu buah tiang pancang yang dikelompokkan dengan kepala poer adalah :

$$P_y = 29421.902 \text{ kg} < Q_{ijin} = 57330 \times 0.7269 = 41673.2 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

$$P_y = 29421.902 \text{ kg} < P_{ijin \text{ tiang}} = 57330 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

### 7.5.2 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Agar tiang pancang mampu menerima beban lateral yang terjadi, maka kekuatan tiang pancang tersebut harus dikontrol terhadap beban lateral yang terjadi.

Dari spesifikasi data tiang pancang dan data beban lateral yang terjadi, didapatkan :

- Bending Momen (crack) = 17 tm
- Bending Momen (Ultimate) = 25.5 tm
- $H_x = 15247 \text{ kg}$
- $H_y = 2229.88 \text{ kg}$
- $L = 14 \text{ m}$
- $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{50} = 33234.019 \text{ MPa} = 332340.19 \text{ kg/cm}^2$

Terzaghi dan Pack memberikan korelasi antara N (jumlah pukulan dalam SPT) dan Cu (*Cohesion Undrained*) untuk tanah berlempung (Cu dalam KPa) :

- Lempung Plastis, Cu = 12.5 N
- Lempung Berlanau, Cu = 10 N
- Lempung Berpasir, Cu = 6.7 N

### PERHITUNGAN :

$$C_u = 0.723 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = 2 \times C_u = 1.446 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1.412 \text{ ton/ft}^2 (\text{ton/ft}^2 = 0.977 \text{ kg/cm}^2)$$

Dari figure 11-8 Navfac DM-7 didapat nilai :

$$f = 17 \text{ ton/ft}^3$$

$$= 0.544 \text{ kg/cm}^3 (\text{kg/cm}^3 = 0.032 \text{ ton/ft}^3)$$

#### ➤ Perhitungan Faktor Kekakuan

$$\begin{aligned} T &= \left( \frac{E \times I}{f} \right)^{1/5} \\ &= \left( \frac{332340.19 \times 5.105 \times 10^5}{0.544} \right)^{1/5} = 198.974 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### ➤ Perhitungan Beban Horisontal 1 Tiang

$$\begin{aligned} P_T &= \sqrt{(H_x^2 + H_y^2)} \\ &= \sqrt{(15247^2 + 2229.88^2)} = 15409.198 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= P_T / n \\ &= 15409.198 / 4 \\ &= 3852.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

#### ➤ Perhitungan Harga Kuat Geser Tanah

$$\begin{aligned} Cr &= 0.5 Cu \\ &= 0.5 \times 0.723 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0.3615 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f = \frac{H}{9 \times Cr \times d}$$

$$f = \frac{865.356}{9 \times 0.3615 \times 30} = 8.866 \text{ cm} = 0.089 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= f + 1.5 D \\ &= 0.0443 + (1.5 \times 0.3) \\ &= 0.4943 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_2 &= 2.2 \times L_1 \\ &= 2.2 \times 0.4943 \end{aligned}$$

= 1.0875 m < panjang tiang pancang 14 m

Berarti tiang pancang tersebut termasuk tiang panjang

$$H_o \text{ tiang} = 9 \times C_u \times D \times (L_1 - 1.5D)$$

$$= 9 \times 0.723 \times 30 \times (49.43 - 1.5 \times 30)$$

$$= 864.78 \text{ kg} > 865.356 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

#### ➤ Perhitungan Momen dan Defleksi Tiang

$$Z = 1.8 T$$

$$= 1.8 \times 198.974$$

$$= 358.1532 \text{ cm} = 3.6 \text{ m}$$

$$L / T = 14 / 1.99$$

$$= 7$$

Dari grafik 13-5 Navfac DM-7 (terlampir), didapatkan :

$$\text{Koef. Defleksi, } F^{\delta}_{(z = 3.6 \text{ m})} = -0.02$$

$$\delta_p = F^{\delta} \times \left( \frac{P T^3}{EI} \right)$$

$$= -0.02 \times \left( \frac{5147.332 \times 198.974^3}{332340.19 \times 5.105 \times 10^5} \right)$$

$$= -0.00478 \text{ cm} \approx 0 \text{ cm}$$

$$\text{Koef. Momen, } F_M(z = 3.6 \text{ m}) = 0.1$$

$$M_p = F_M \times (P \times T)$$

$$= 0.1 \times (3852.3 \times 1.99)$$

$$= 766.61 \text{ kgm} = 0.767 \text{ tm} < 25.5 \text{ tm (ultimate)} \dots \dots \text{OK!}$$

$$< 17.0 \text{ tm (crack)} \dots \dots \text{OK!}$$

#### 7.5.3 Perhitungan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

##### 7.5.3.1 Data-data perancangan poer

- $P_u = 11101.2 \text{ kg}$  (kolom C)
- Jumlah tiang pancang = 8

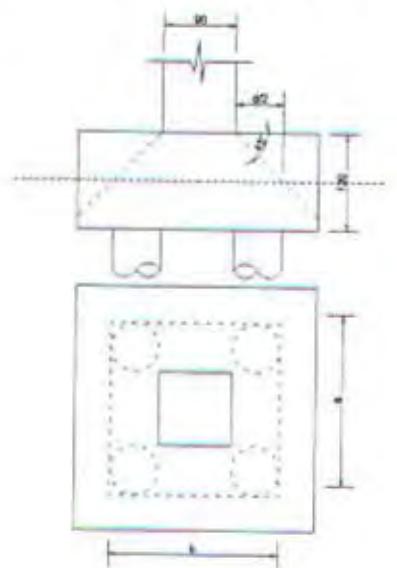
- Dimensi kolom = 400x400 mm
- Sedangkan untuk data-data dari poer adalah sebagai berikut
  - Dimensi poer = 4.5 x 4.5 x 1.5 m
  - Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - Diameter tulangan 32 mm ( $A_v = 804.248\text{mm}^2$ )
  - Selimut beton = 50 mm

$$\text{Tinggi efektif (d)} : d_y = 1500 - 50 - 32 - \frac{1}{2}.25 = 1421.5 \text{ mm}$$

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2}.32 = 1434 \text{ mm}$$

#### 7.5.3.2 Kontrol Geser Ponds

Pada pelat atau pondasi telapak, kuat geser terhadap beban terpusat ditentukan oleh kondisi aksi balok dan aksi dua arah. Perencanaan pondasi tersebut harus memenuhi ketentuan pasal 3.4.11 butir 1-2 SK SNI T-15-1991-03, yaitu aksi dua arah dari pondasi telapak, dengan suatu penampang kritis yang tegak lurus terhadap bidang pelat dan terletak sedemikian hingga perimeter,  $b_o$  penampang adalah minimum, tetapi tidak perlu lebih dekat dari  $d/2$  terhadap perimeter beban terpusat atau daerah reaksi.



Gambar 7.5. Penampang tiang pancang pada poer

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini ditegaskan pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 butir 2-1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta c} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d \quad \dots \dots \text{pers 3.4-36 SK SNI T-15-1991-03}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\emptyset V_c = \emptyset \times \frac{1}{2} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

$$= \frac{400}{400} = 1$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

- Keliling penampang kritis

$$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana :  $b_k$  = lebar penampang kolom

$h_k$  = tinggi penampang kolom

$d$  = tebal efektif poer

$$b_o = 2(400 + 1434) + 2(350 + 1434) = 7236 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) \left( \frac{\sqrt{29.18}}{6} \right) \times 7236 \times 1434 = 24282753.4 \text{ N} = 2428.275 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{2} \times \sqrt{29.18} \times 7236 \times 1434 = 11210380 \text{ N} = 1121 \text{ ton}$$

$$P_u = 11.101 \text{ ton} < \Phi V_c = 1121 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds

### 7.5.3.3. Penulangan poer

#### *Penulangan lentur*

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang (gaya perlawanan tanah) sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

#### Perhitungan :

$$q_u = [2400 \times (4.5/2) \times 1.5] \times 1.5 = 12150 \text{ kg/m}$$

$$P_u = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times SF$$

$$= (43501.2 \times 0.7269) \times 1.5 = 2 \text{ kg}$$

$$Mu = [38016 \times (1.5)] - [\frac{1}{2} \times 4035.378 \times 1.5^2]$$

$$= 52484.2 \text{ kgm} = 52484.2 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

#### *Penulangan lentur arah x*

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{52484.2 \times 10^4}{(4500/2) \times 1421.3^2 \times 29.18} = 0.00396$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.00495$

$$\rho = \omega \times f_c / f_y$$

$$\rho = 0.00495 \times 29.18 / 370 = 0.00039 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{370} = 0.0038$$

$$A_s \text{ perla} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0038 \times 1500 \times 1134 = 6463.8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 - 100 ( $A_s = 7363.108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$  :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 13817.223 = 6908.6115 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 - 100 ( $A_s' = 7363.108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

### *Penulangan lentur arah y*

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{52484.2 \times 10^4}{(4500/2) \times 1434^2 \times 29.18} = 0.00389$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.0048$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.0048 \times 29.18 / 370 = 0.000379 > \rho_{\min} \dots \text{OK!}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{370} = 0,0038$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0038 \times 1500 \times 1102 = 6463.8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 - 100 ( $As = 7363.108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan),  $As'$  :

$$As' = 0.5 As$$

$$As' = 0.5 \times 7363.108 = 3226.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D20 - 75 ( $As' = 4188.8 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

### 7.5.4. Perencanaan Sloof

Untuk perencanaan sloof akan disamakan dengan struktur utama

## 7.6. Perencanaan Pondasi Shearwall

### 7.6.1. Pembebaan Pondasi

Pada perencanaan pondasi pada shearwall digunakan reaksi pada perletakan dari shearwall yang merupakan jumlah dari reaksi joint pada shearwall tersebut. Maka didapatkan reaksi perletakan pada shearwall sebagai berikut:

$$P = 2698767 \text{ kg}$$

$$M_x = 148061 \text{ kgm}$$

$$M_y = -9612.9 \text{ kgm}$$

$$H_x = 238702 \text{ kg}$$

$$H_y = -249084 \text{ kg}$$

Untuk lebih jelasnya berikut adalah denah perencanaan poer pada shearwall (P3) dan susunan tiang pancangnya.

Direncanakan 15 buah tiang pancang sehingga besar daya dukung tiang pancang dalam kelompok adalah:

$$P = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x y_{\max}}{\sum y^2} + \frac{M_y x_{\max}}{\sum x^2}$$

$$M_x = 148061 \text{ kgm} = 148.061 \text{ tm}$$

$$M_y = -9612.9 \text{ kgm} = -9.613 \text{ tm}$$

$$X_{\max} = 1 \text{ m} \quad \text{dan } y_{\max} = 2 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 10 \cdot (1.5^2) = 22.5 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 6(1.5^2) + 6(2^2) = 37.5 \text{ m}^2$$

$$P_{\max} = \frac{2698.767}{15} + \frac{148.061 \times 2}{37.5} + \frac{9.6129 \times 1.5}{22.5} = 188.455 \text{ ton} < P. \text{ ijin tiang} = 235.4 \text{ ton}$$

(OK)

### 7.6.2. Data Perencanaan Poer (P2)

Data-data perencanaan poer (P2) adalah sebagai berikut:

- Dimensi poer(P2) :  $l = 950 \text{ cm}$   
 $B = 450 \text{ cm}$   
 $T = 150 \text{ cm}$
- $F_y$  : 400 Mpa
- $F'_c$  : 30 Mpa

### 7.6.3. Kontrol tiang pancang terhadap gaya lateral/ horizontal

Diketahui gaya-gaya horizontal yang bekerja pada tiang pondasi adalah:

$$H_x = 238.702 \text{ ton}$$

$$H_y = 249.084 \text{ ton}$$

$$H_o = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = 344.995 \text{ ton} \text{ (untuk 15 tiang)}$$

$$= 23 \text{ ton}$$

Dari data tanah yang diperoleh didapatkan :

$$Qu = 0.977 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cu = \frac{qu}{2} = 0.723 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cr = 0.5Cu = 0.3615 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0.544 \text{ kg/cm}^2$$

$$L1 = f + 1.5D = 0.544 + 1.5 * 0.6 = 1.444 \text{ m}$$

$$L2 = 2.2 \times L1 = 2.2 * 1.444 = 3.1768 \text{ m}$$

$L2 > L$  tiang = 15 m maka tiang pancang tersebut merupakan tiang panjang.

Untuk restraint pile (tiang pancang dengan ujung tertahan) didapatkan harga kuat geser tanah adalah:

$$Ho_{tiang} = 9 \times Cu \times D \times (L1 - 1.5D) = 9 * 7.23 * 0.6 * (1.444 - 0.9) = 21.239 \text{ ton} > 0.856 \text{ ton...OK}$$

Momen yang terjadi adalah:

$Ho$  yang terjadi: 33.33 ton

$Mu$  yang terjadi:

$$Ho \times (1.50D + F) = 23000 * (1.5 * 60 + 0.544) = 2082512 \text{ kgcm} = 20.825 \text{ tm. } < M_{ult \text{ tiang}} =$$

$$25.5 \text{ tm}$$

$$< M_{crack} =$$

$$17 \text{ tm}$$

#### 7.6.4. Kontrol geser pons

Poer direncanakan mampu menahan gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Dalam merencanakan dimensi tebal poer, perlu dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari gaya geser pons yang terjadi (section 1911.12.1.2 UBC1997)

Untuk perhitungan geser pons poer P2 sama dengan poer P1, dimana untuk menentukan nilai kuat geser beton ( $Vc$ ) diambil nilai terkecil dari persamaan pada section 1911.12.2.1 yaitu:

$$1) Vc = 0.083 \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Persamaan (11-35)}$$

$$2) Vc = 0.083 \left( \frac{\alpha_s}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_0 d \Rightarrow \text{Persamaan (11-36)}$$

$$3) Vc = 0.33 \sqrt{f'c} b_0 d \Rightarrow \text{Persamaan (11-37)}$$

Dimana:  $\beta_c$  = Ratio antara bentang panjang dan pendek dari shearwall

$$= \frac{4000}{160} = 25$$

$\alpha_s$  = 40 untuk kolom interior

= 30 untuk kolom ekterior

= 20 untuk kolom pojok

$$d = 1500 - 40 - 32 - 32/2 = 1412 \text{ mm}$$

$$b_0 = 2 \times (h_{\text{shearwall}} + d) + 2 \times (b_{\text{shearwall}} + d)$$

$$= 2 * (4000 + 1412) + 2 * (160 + 1412) = 13968 \text{ mm}$$

Maka kuat geser pons (Vc) adalah:

$$1) Vc = 0.083 \left( 2 + \frac{4}{25} \right) \sqrt{30} \times 13968 \times 1412 = 19366957.25 \text{ N} \rightarrow \text{menentukan}$$

$$2) Vc = 0.083 \left( \frac{30 \times 1412}{13968} + 2 \right) \sqrt{30} \times 13968 \times 1412 = 45123630.03 \text{ N}$$

$$3) Vc = 0.33 \times \sqrt{30} \times 13968 \times 1412 = 35648683 \text{ N}$$

$$\text{Maka } \phi Vc = 0.6 * 1936695 = 1162017 \text{ kg}$$

$$= 1162 \text{ ton} > P_u - 3 P_{\max} = 1377 - 314.01$$

$$= 1162 > 1062.99 \text{ ton (OK)}$$

### 7.6.5. Penulangan Lentur Poer

Denah perencanaan poer P2 seperti dapat dilihat pada gambar 7.5 diatas. Pada penulangan poer ini dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom, dimana beban yang bekerja adalah beban terpusat ( $P$ ) dan beban akibat berat sendiri poer ( $q$ ). Perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

#### Perhitungan pembebanan poer

Beban Maksimum 1 tiang pancang yaitu:  $235400 \text{ kg} / 1.2 * 9.5 * 2400 = 27360 \text{ kg/m}$

Berat sendiri poer ( $q_1$ ) adalah:  $1.2 * 9.5 * 2400 = 27360 \text{ kg/m}$

Besar momen yang bekerja adalah:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= nPl - \frac{1}{2}ql^2 \\ &= (5 \times 235400 \times 1) - \left( \frac{1}{2} \times 27360 \times 2.25^2 \right) \\ &= 1107745 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Dengan  $M_x = M_y$ , maka penulangan arah x = penulangan arah y dengan perhitungan sebagai berikut:

$$d = 1500 - 40 - 32 - 32/2 = 1412 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \Rightarrow \text{Section 1910.3.3 UBC 97}$$

$$\begin{aligned} \text{dimana: } \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}, \text{ dimana } \beta = 0.85 \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{300} \times \frac{600}{600 + 300} = 0.0325 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.75 * 0.0325 = 0.0244$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1107745000}{0.8 \times 1600 \times 1412^2} = 0.434$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0.00109$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ , maka dipakai  $\rho = 0.0035$

Maka luas tulangan yang diperlukan adalah:

$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 1412 = 4942 \text{ mm}^2 \text{ (per meter)}$$

Dipasang tulangan D32-150 ( $A_s = 5361.65 \text{ mm}^2$ )

### 7.6.6. Penulangan Geser Poer

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka diperlukan tulangan geser. Geser yang terjadi pada beton:

$$V_u = (n \times P_{\text{tiang}}) - (q_{\text{poer}} \times l) = (5 \times 235400) - (27360 \times 2.25) = 1115440 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 0.33 \sqrt{f' c b_0 d} = 0.6 \times 0.33 \sqrt{30} \times 13968 \times 1412 = 21389209.82 \text{ N} \\ = 2138920.982 \text{ Kg}$$

Karena  $V_u < \phi V_c$  maka penulangan geser tidak diperlukan.

Karena  $V_u < \phi V_c \Rightarrow 1115440 \text{ Kg} < 2138920.982 \text{ Kg}$

maka penulangan geser diambil yang terkecil .  $\emptyset 10-300 \text{ mm}$

## **BAB VIII**

## **PENUTUP**

## BAB VIII

### PENUTUP

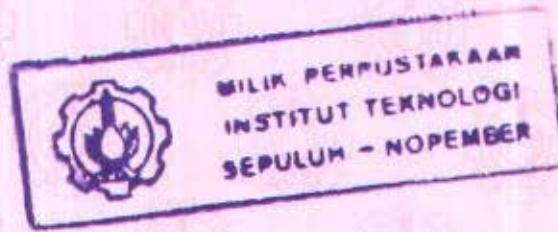
Perencanaan struktur menggunakan sistem *Dual system* dengan *Building Frame System* dan *shearwall* memiliki dua komponen utama frame dan sistem penahan gaya gempa berupa *shearwall*. Penggunaan sistem struktur ini sangat mempengaruhi perilaku struktur dalam menahan gaya gempa berdasarkan *UBC 1997*. Setelah dilakukan pembahasan dan analisa dapat dirumuskan beberapa hal penting sebagai berikut:

1. Perhitungan gaya gempa dasar dipengaruhi oleh sistem struktur yang digunakan, *UBC 1997* membedakan secara tegas sistem struktur untuk menahan gaya gempa yang terjadi.
2. Perhitungan gaya geser dasar memasukkan faktor jenis tanah.
3. Dalam memperhitungkan beban gempa tidak saja hanya beban horizontal yang biasa dikenal, *UBC 1997* mendefinisikan juga beban gempa vertikal yang merupakan faktor perkalian antara beban mati dengan koefisien tertentu.
4. Penentuan gaya geser yang diterima puncak struktur ditentukan berdasarkan periode struktur.
5. Perhitungan pembatasan drift pada *UBC 1997* didasarkan pada displacement dan drift pada kondisi displacement inelastis maksimum ( $\Delta M$ ). Dimana ( $\Delta M$ ) diperoleh dari displacement hasil analisa elastis ( $\Delta S$ ) dikalikan dengan faktor 0.7R.
6. Pertemuan balok kolom tidak selalu dihitung kebutuhannya akan jumlah tulangan pengekangan, akan tetapi cukup mengecek apakah joint mampu menahan gaya

geser yang terjadi akibat gaya geser dari balok yang bertemu pada joint. Dari hasil perhitungan seluruh joint, tulangan sengkang hanya dipasang praktis.

7. Permodelan struktur dibuat tiga permodelan struktur, permodelan untuk mendesain frame NLFRS, permodelan untuk mendesain frame LFRS, dan permodelan untuk mengecek permodelan NLFRS dengan memberikan struktur beban displacement.

## **DAFTAR PUSTAKA**



## DAFTAR PUSTAKA

Fanella, David A., dan Munshi, Javeed A, *Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces According to The 1997 Uniform Building Code*, 1998, Portland Cement Association.

Pulay, T., dan Priestly, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings*, 1992, John Wiley and Sons, Inc.

Wahjudi, Herman DR. IR., *Daya Dukung Pondasi Dalam*, 1999, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

*1997 Uniform Building Code*, Volume 2, Structural Engeneering Design Provision.

Departemen Pekerjaan Umum, 1991, KSNI T-15-1991-03, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, Penerbit Yayasan LPMB Bandung.

## **LAMPIRAN**

ay0

BS v8.08 File: AYO KgF-m Units PAGE 1  
il 7, 2004 14:35

ropolis

STORY DATA

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
RY4	None	3.500	14.500
RY3	STORY4	3.500	11.000
RY2	STORY4	3.500	7.500
RY1	STORY4	4.000	4.000
E	None	0.000	

BS v8.08 File: AYO KgF-m Units PAGE 2  
il 7, 2004 14:35

ropolis

MATERIAL LIST BY ELEMENT TYPE

ELEMENT	MATERIAL	TOTAL MASS tons	NUMBER PIECES	NUMBER STUDS
CONCRETE	CONC	111.47	88	
STRUCTURE	CONC	339.40	172	0
STRUCTURE	CONC	415.14		

BS v8.08 File: AYO KgF-m Units PAGE 3  
il 7, 2004 14:35

ropolis

MATERIAL LIST BY SECTION

SECTION	ELEMENT TYPE	NUMBER PIECES	TOTAL LENGTH meters	TOTAL MASS tons	NUMBER STUDS
KARAK	Column	80	290.000	111.47	
KARAK	Beam	48	216.000	62.27	0
KARAHX	Beam	68	270.000	93.88	0
KARAHY	Beam	64	512.000	184.05	0
FLOOR	Floor			183.79	
FLOOR	Floor			311.36	

BS v8.08 File: AYO KgF-m Units PAGE 4  
il 7, 2004 14:35

ropolis

MATERIAL LIST BY STORY

STORY	ELEMENT TYPE	MATERIAL	TOTAL WEIGHT tons	FLOOR AREA m <sup>2</sup>	UNIT WEIGHT kg/m <sup>2</sup>	NUMBER PIECES	NUMBER STUDS
4	Column	CONC	26.91	432.000	62.2858	20	
4	Beam	CONC	84.85	432.000	196.4129	43	0
4	Floor	CONC	103.79	432.000	248.2451		
3	Column	CONC	26.91	432.000	62.2858	20	
3	Beam	CONC	84.85	432.000	196.4129	43	0
3	Floor	CONC	103.79	432.000	248.2451		
2	Column	CONC	26.91	432.000	62.2858	20	

DRY2	Beam	CONC	84.85	432.000	196.4129	43	0
DRY2	Floor	CONC	183.79	432.000	248.2451		
DRY1	Column	CONC	30.75	432.000	71.1837	28	
DRY1	Beam	CONC	84.85	432.000	196.4129	43	0
DRY1	Floor	CONC	183.79	432.000	248.2451		
4	Column	CONC	111.47	1728.000	64.5183	88	
4	Beam	CONC	339.40	1728.000	196.4129	172	0
4	Floor	CONC	415.14	1728.000	248.2451		
AL	All	All	866.82	1728.000	581.1683	252	0

BS v8.08 File: AYO KgF-m Units PAGE 5  
il 7, 2004 14:35

ropolis

#### MATERIAL PROPERTY DATA

MATERIAL	MATERIAL TYPE	DESIGN TYPE	MATERIAL DIR/PLANE	MODULUS OF ELASTICITY	POISSON'S RATIO	THERMAL COEFF	SHEAR MODULUS
EL	Iso	Steel	All	2.039E+10	0.3000	1.1700E-05	7841930445
C	Iso	Concrete	All	2531037561	0.2000	9.9000E-06	1054598984
ER	Iso	None	All	2.039E+10	0.3000	1.1700E-05	7841930445

#### MATERIAL PROPERTY MASS AND WEIGHT

MATERIAL	MASS PER UNIT VOL	WEIGHT PER UNIT VOL
EL	7.9814E+02	7.8334E+03
C	2.4483E+02	2.4025E+03
ER	7.9814E+02	7.8334E+03

#### MATERIAL DESIGN DATA FOR STEEL MATERIALS

MATERIAL	STEEL FY	STEEL FU	STEEL COST (\$)
L	35153481	45699526	1.00

#### MATERIAL DESIGN DATA FOR CONCRETE MATERIALS

MATERIAL	LIGHTWEIGHT CONCRETE	CONCRETE FC	REBAR FY	REBAR FYS	LIGHTWT REDUC FACT
No		3059148.577	40788648	40788648	N/A

BS v8.08 File: AYO KgF-m Units PAGE 6  
il 7, 2004 14:35

ropolis

#### ME SECTION PROPERTY DATA

SECTION NAME	MATERIAL NAME	SECTION SHAPE NAME OR NAME IN SECTION DATABASE FILE	CONC COL	CONC BEAM
ANAK	CONC	Rectangular	Yes	
ARAHX	CONC	Rectangular		Yes
ARAHY	CONC	Rectangular		Yes

## NAME SECTION PROPERTY DATA

NAME SECTION NAME	SECTION	FLANGE	FLANGE	WEB	FLANGE	
	DEPTH	WIDTH TOP	THICK TOP	THICK	WIDTH BOT	THI
OM 08	0.4000	0.4000	0.0000	0.0000	0.0000	
OKANAK 00	0.4000	0.3000	0.0000	0.0000	0.0000	
OKARAHX 00	0.4500	0.3500	0.0000	0.0000	0.0000	
OKARAHY 00	0.4500	0.3500	0.0000	0.0000	0.0000	

## NAME SECTION PROPERTY DATA

NAME SECTION NAME	SECTION	TORSIONAL	MOMENTS OF INERTIA		SHEAR
	AREA	CONSTANT	I33	I22	A2
OM 03	0.1600	0.0036	0.0021	0.0021	0.1333
OKANAK 00	0.1200	0.0019	0.0016	0.0009	0.1000
OKARAHX 03	0.1575	0.0034	0.0027	0.0016	0.1313
OKARAHY 03	0.1575	0.0034	0.0027	0.0016	0.1313

## NAME SECTION PROPERTY DATA

NAME SECTION NAME	SECTION MODULI		PLASTIC MODULI		RADIUS OF GY
	S33	S22	Z33	Z22	R33
OM 05	0.0107	0.0107	0.0168	0.0168	0.1155
OKANAK 06	0.0080	0.0060	0.0128	0.0098	0.1155
OKARAHX 00	0.0118	0.0092	0.0177	0.0138	0.1299
OKARAHY 00	0.0118	0.0092	0.0177	0.0138	0.1299

## NAME SECTION WEIGHTS AND MASSES

NAME SECTION NAME	TOTAL	TOTAL
	WEIGHT	MASS
OM OKANAK	111473.7426	11360.2918
OKARAHX	62271.5398	6346.0936
OKARAHY	93082.9775	9486.8878
	184046.9929	18756.2322

## CONCRETE COLUMN DATA

SECTION NAME	REINF CONFIGURATION		REINF	NUM BARS	NUM BARS
	LONGIT	LATERAL	SIZE/TYPE	3DIR/2DIR	CIRCULAR
	Rectangular Ties		#9/Design	3/3	N/A

		GEMPA	Static	1.4388
H10	ADD	DEAD GEMPA	Static Static	0.9888 -1.4388
B1	ADD	DEAD LIVE	Static Static	1.4888 1.7888
B2	ADD	DEAD LIVE ANGIN	Static Static Static	1.0588 1.2758 1.2758
B3	ADD	DEAD ANGIN	Static Static	0.9888 1.3888
B4	ADD	DEAD LIVE GEMPA	Static Static Static	1.4748 0.5588 1.1888
B5	ADD	DEAD GEMPA	Static Static	1.1448 1.1888
B6	ADD	DEAD GEMPA LIVE	Static Static Static	1.2888 4.8888 0.5888
B7	ADD	DEAD GEMPA	Static Static	0.9888 4.8888

S v8.08 File: AYO Kgf-m Units PAGE 9  
11 7, 2004 14:35

-opolis

T O S E I S M I C U B C 9 7  
: GEMPA

#### SEISMIC INPUT DATA

rection: X + EccY  
pical Eccentricity = 5%  
centricity Overrides: No

riod Calculation: Method A  
= 0.8488 (in Feet units)

o Story: STORY4  
tton Story: BASE

= 8.5  
= 1  
= 14.588 (Building Height)

il Profile Type = SD  
= 0.3  
= 0.3688  
= 0.5488

#### SEISMIC CALCULATION FORMULAS

= Ct (hn^(3/4))

= (Cu I W) / (R T) (Eqn. 1)

= 2.5 Ca I W / R (Eqn. 2)

= 0.11 Ca I W (Eqn. 3)

T <= 0.7 sec, then Ft = 0  
T > 0.7 sec, then Ft = 0.07 T U <= 0.25 U

## TO SEISMIC CALCULATION RESULTS

```

Ta = 0.8840 sec
Used = 0.8840 sec
Used = 858129.27

(Eqn 1) = 0.0719W
(Eqn 2) = 0.1059W
(Eqn 3) = 0.0396W
(Eqn 4) = 0.0452W

Used = 0.0719W = 61097.75

t Used = 3780.57

```

## 0 SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY4	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 14.5000) 25347.43	0.00	0.00	0.000	0.000	-40555.893
STORY3	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 11.0000) 17450.27	0.00	0.00	0.000	0.000	-27920.431
STORY2	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 7.5000) 11897.91	0.00	0.00	0.000	0.000	-19036.657
STORY1	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 4.0000) 6482.13	0.00	0.00	0.000	0.000	-10243.415

S v8.00 File: AYO KgF-m Units PAGE 10  
11 7, 2004 14:35

opolis

T O W I N D U B C 9 7  
: ANGIN

## WIND INPUT DATA

posure From: Rigid diaphragm extents  
rection Angle = 0 degrees  
ndward Cq = 0.8  
eward Cq = 0.5

Story: STORY4  
tton Story: BASE

parapet is included

sic Wind Speed, U = 70 mph  
posure Type = C  
ortance Factor, Iw = 1

## WIND EXPOSURE WIDTH INFORMATION (Exposure widths are from diaphragm extents)

STORY	DIAPHRAGM	WIDTH	X	Y
STORY4	D1	32.000	6.750	16.000
STORY3	D1	32.000	6.750	16.000
STORY2	D1	32.000	6.750	16.000
STORY1	D1	32.000	6.750	16.000

## WIND CALCULATION FORMULAS

$P = \text{wind pressure} = \text{SUM}(C_e C_q q_s I_w)$  -- Method 1

$C_e$ , the combined height, exposure and gust factor coefficient, is from UBC97 Table 16-C

$q_s$  is the wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet

$q_s = 0.00256 U^2 \geq 10 \text{ psf}$

#### TO WIND CALCULATION RESULTS

$U = 12.5448 \text{ psf}$

#### TO WIND STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
TORY4	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 14.5000) 6335.53	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
TORY3	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 11.0000) 12187.61	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
TORY2	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 7.5000) 11536.58	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
TORY1	(Forces reported at X = 6.7500, Y = 16.0000, Z = 4.0000) 11652.25	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000

output

S v8.08 File: AYO Kgf-m Units PAGE 1  
7, 2004 14:37

polis

#### DING COMBINATIONS

COMBO	CASE	SCALE		
SO	TYPE	CASE	TYPE	FACTOR
36	ADD	DEAD	Static	1.2000
	GEMPA	Static		4.8000
	LIVE	Static		0.5000

S v8.08 File: AYO Kgf-m Units PAGE 2  
, 2004 14:37

polis

#### TERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY

Y	DIAPHRAGM	/—CENTER OF MASS—/	//—CENTER OF RIGIDITY—/			
	NAME	MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
4	D1	20594.9957	6.750	16.000	6.750	16.000
3	D1	42561.0609	6.750	16.000	6.750	16.000
2	D1	64527.1262	6.750	16.000	6.750	16.000
1	D1	86689.0585	6.750	16.000	6.750	16.000

v8.08 File: AYO Kgf-m Units PAGE 3  
2004 14:37

polis

#### RY FORCES

	LOAD	LOCATION	P	VX	VY	T	MX	MY
4	COMB6	Top	478233.92	-121667.68	0.00	2141351.163	7651742.652	-3228079
		Bottom	510522.86	-121667.68	0.00	2141351.163	8168365.790	-3875651
3	COMB6	Top	1070750.38	-205428.97	0.00	3615549.916	17132006	-7657186
		Bottom	1103039.32	-205428.97	0.00	3615549.916	17648629	-8607658
2	COMB6	Top	1663266.84	-262538.94	0.00	4620685.429	26612269	-12389194
		Bottom	1695555.79	-262538.94	0.00	4620685.429	27128893	-13552584
1	COMB6	Top	2255783.30	-293269.19	0.00	5161537.755	36092533	-17334120
		Bottom	2292684.95	-293269.19	0.00	5161537.755	36682959	-18795297

SS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 1  
7, 2004 14:56

polis

#### STORY DATA

STORY SIMILAR TO HEIGHT ELEVATION

RY10	None	3.500	35.500
RY9	STORY10	3.500	32.000
RY8	STORY10	3.500	28.500
RY7	STORY10	3.500	25.000
RY6	STORY10	3.500	21.500
RY5	STORY10	3.500	18.000
RY4	STORY10	3.500	14.500
RY3	STORY10	3.500	11.000
RY2	STORY10	3.500	7.500
RY1	STORY10	4.000	4.000
	None		0.000

SS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 2  
7, 2004 14:56

polis

#### MATERIAL LIST BY ELEMENT TYPE

ELEMENT MATERIAL	TOTAL MASS	NUMBER PIECES	NUMBER STUDS
------------------	------------	---------------	--------------

tons

n CONC	1535.17	320	
CONC	2259.96	1190	0
CONC	463.96		
CONC	3228.89		

SS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 3  
2004 14:56

polis

#### MATERIAL LIST BY SECTION

ELEMENT ON TYPE	NUMBER PIECES	TOTAL LENGTH	TOTAL MASS	NUMBER STUDS
-----------------	---------------	--------------	------------	--------------

meters

tons

-MEMAN Beam	600	2400.000	920.74	0
-MELIN Beam	310	1320.000	993.26	0
-ANAK Beam	280	1200.000	345.95	0
Column	320	1136.000	1535.17	
WAL Wall		463.96		
LT Floor		2906.01		
TP Floor		322.89		

SS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 4  
2004 14:56

polis

#### MATERIAL LIST BY STORY

ELEMENT TYPE	MATERIAL	TOTAL WEIGHT	FLOOR AREA	UNIT WEIGHT	NUMBER PIECES	NUMBER STUDS
--------------	----------	--------------	------------	-------------	---------------	--------------

tons

m2 kg/m2

0 Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
0 Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
0 Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
0 Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		

ta input

RY9	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
RY8	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
RY8	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
RY8	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
RY8	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
RY7	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
RY7	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
RY7	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
RY7	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
RY6	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
RY6	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
RY6	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
RY6	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
Y5	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
Y5	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
Y5	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
Y5	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
Y4	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
Y4	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
Y4	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
Y4	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
Y3	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
Y3	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
Y3	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
Y3	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
/2	Column	CONC	151.35	960.000	157.6609	32	
/2	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
/2	Wall	CONC	45.74	960.000	47.6486		
/2	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
/1	Column	CONC	172.98	960.000	180.1839	32	
/1	Beam	CONC	226.00	960.000	235.4121	119	0
/1	Wall	CONC	52.28	960.000	54.4556		
/1	Floor	CONC	322.89	960.000	336.3432		
	Column	CONC	1535.17	9600.000	159.9132	320	
	Beam	CONC	2259.96	9600.000	235.4121	1190	0
	Wall	CONC	463.96	9600.000	48.3293		
	Floor	CONC	3228.89	9600.000	336.3432		
All	All		7487.98	9600.000	779.9977	1510	0

v6.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 5  
2004 14:56

is

#### RIAL PROPERTY DATA

AL	MATERIAL	DESIGN	MATERIAL	MODULUS OF	POISSON'S	THERMAL	SHEAR
TYPE	TYPE	DIR/PLANE	ELASTICITY	RATIO	COEFF	MODULUS	
Iso	Steel	All	2.039E+10	0.3000	1.1700E-05	7841930445	
Iso	Concrete	All	2531037561	0.2000	9.9000E-06	1054598984	
Iso	None	All	2.039E+10	0.3000	1.1700E-05	7841930445	

#### RIAL PROPERTY MASS AND WEIGHT

AL	MASS PER	WEIGHT PER
UNIT VOL	UNIT VOL	

7.9814E+02 7.8334E+03  
2.4483E+02 2.4025E+03  
7.9814E+02 7.8334E+03

#### RIAL DESIGN DATA FOR STEEL MATERIALS

AL	STEEL	STEEL	STEEL
FY	FU	COST (\$)	

ta input

EL 35153481 45699526 1.00

MATERIAL DESIGN DATA FOR CONCRETE MATERIALS

MATERIAL LIGHTWEIGHT CONCRETE REBAR REBAR LIGHTWT  
CONCRETE FC FY FYS REDUC FACT

C No 3059148.577 40768648 40768648 N/A

S V8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units: PAGE 6  
7, 2004 14:56

polis

ME SECTION PROPERTY DATA

MATERIAL SECTION NAME	SECTION NAME	IN SECTION	CONC COL	CONC BEAM
K-MEMANJANG	CONC	Rectangular		Yes
K-MELINTANG	CONC	Rectangular		Yes
K-ANAK	CONC	Rectangular		Yes
M	CONC	Rectangular	Yes	

ME SECTION PROPERTY DATA

SECTION NAME	FLANGE DEPTH	FLANGE WIDTH TOP	WEB THICK TOP	FLANGE THICK TOP	FLANGE WIDTH BOT	FLANGE THICK BOT
K-MEMANJANG	0.5000	0.3500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
K-MELINTANG	0.7500	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
K-ANAK	0.4000	0.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M	0.7500	0.7500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

ME SECTION PROPERTY DATA

SECTION NAME	SECTION AREA	TORSIONAL CONSTANT	MOMENTS OF INERTIA I33	I22	SHEAR AREAS A2	A3
K-MEMANJANG	0.1750	0.0041	0.0036	0.0018	0.1458	0.1458
K-MELINTANG	0.3750	0.0183	0.0176	0.0078	0.3125	0.3125
K-ANAK	0.1200	0.0019	0.0018	0.0009	0.1000	0.1000
M	0.5625	0.0446	0.0284	0.0254	0.4688	0.4688

ME SECTION PROPERTY DATA

SECTION NAME	SECTION MODULI S33	PLASTIC MODULI S22	RADIUS OF GYRATION Z33	Z22	R33	R22
K-MEMANJANG	0.0146	0.0102	0.0219	0.0153	0.1443	0.1010
K-MELINTANG	0.0469	0.0313	0.0703	0.0469	0.2165	0.1443
K-ANAK	0.0080	0.0060	0.0120	0.0090	0.1155	0.0866
M	0.0703	0.0703	0.1055	0.1055	0.2165	0.2165

ME SECTION WEIGHTS AND MASSES

SECTION NAME	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
K-MEMANJANG	920739.4795	93832.5760
K-MELINTANG	993263.4795	101223.4981
K-ANAK	345952.9942	35258.0755
M	1535166.156448	8351

RETE COLUMN DATA

SECTION NAME	REINF CONFIGURATION LONGIT	REINF LATERAL	NUM BARS SIZE/TYPE	NUM BARS 3DIR/2DIR	BAR CIRCULAR	COVER
Rectangular Ties	#9/Design		3/3	N/A	0.0750	

ta input

#### CONCRETE BEAM DATA

ME SECTION NAME	TOP COVER	BOT COVER	TOP LEFT AREA	TOP RIGHT AREA	BOT LEFT AREA	BOT RIGHT AREA
OK-MEMANJANG	0.0500	0.0500	0.000	0.000	0.000	0.000
OK-MELINTANG	0.0500	0.0500	0.000	0.000	0.000	0.000
OK-ANAK	0.0500	0.0500	0.000	0.000	0.000	0.000

ES v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 7  
7, 2004 14:56

polis

#### TIC LOAD CASES

C	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTIPLIER
	DEAD	N/A	1.0000
E	LIVE	N/A	0.0000
	QUAKE	UBC97	0.0000
	WIND	UBC97	0.0000

ES v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 8  
2004 14:56

polis

#### DING COMBINATIONS

COMBO	SCALE			
O	TYPE	CASE	TYPE	SCALE FACTOR
1	ADD	DEAD	Static	1.4000
	LIVE	Static		1.7000
2	ADD	DEAD	Static	1.0500
	LIVE	Static		1.2750
	ANGIN	Static		1.2750
3	ADD	DEAD	Static	0.9000
	ANGIN	Static		1.3000
	ADD	LIVE	Static	0.5500
	DEAD	Static		1.4740
	QUAKE	Static		1.1880
	ADD	DEAD	Static	1.1440
	QUAKE	Static		1.1880
	ADD	DEAD	Static	1.2000
	QUAKE	Static		4.8000
	LIVE	Static		0.5000
	ADD	DEAD	Static	0.9000
	QUAKE	Static		4.8000

8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 9  
2004 14:56

s

#### SEISMIC UBC97

QUAKE

#### SEISMIC INPUT DATA

Y + EccX  
Eccentricity = 5%  
Eccentricity Overrides: No

Calculation: Program Calculated  
488 (in feet units)

# ta input

Story: STORY10  
com Story: BASE

8.5

= 35.500 (Building Height)

Profile Type = SD

0.3

= 0.3600

= 0.5400

## SEISMIC CALCULATION FORMULAS

C<sub>t</sub> (h<sup>1/4</sup>(3/4))

= 0.35 (Zone 4) then: If T<sub>etabs</sub> <= 1.30 T<sub>a</sub> then T = T<sub>etabs</sub>, else T = T<sub>a</sub>  
= 0.35 (Zone 1, 2 or 3) then: If T<sub>etabs</sub> <= 1.40 T<sub>a</sub> then T = T<sub>etabs</sub>, else T = T<sub>a</sub>

C<sub>v</sub> I W) / (R T) (Eqn. 1)

2.5 C<sub>a</sub> I W / R (Eqn. 2)

0.11 C<sub>a</sub> I W (Eqn. 3)

= 0.7 sec, then F<sub>t</sub> = 0

0.7 sec, then F<sub>t</sub> = 0.07 T V <= 0.25 V

## SEISMIC CALCULATION RESULTS

T = 1.7301 sec

I = 0.4197 sec

I<sub>ed</sub> = 7370895.93

I<sub>1</sub> = 0.1514W

I<sub>2</sub> = 0.1059W

I<sub>3</sub> = 0.0396W

I<sub>4</sub> = 0.0452W

I<sub>ed</sub> = 0.1059W = 780447.80

I<sub>ed</sub> = 0.00

## SEISMIC STORY FORCES

Y	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Y10	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 35.5000)					
	0.00	124663.38	0.00	0.000	0.000	186995.073
Y9	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 32.0000)					
	0.00	129477.33	0.00	0.000	0.000	194215.994
Y8	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 28.5000)					
	0.00	115315.75	0.00	0.000	0.000	172973.620
Y7	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 25.0000)					
	0.00	101154.16	0.00	0.000	0.000	151731.246
Y6	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 21.5000)					
	0.00	86992.58	0.00	0.000	0.000	130488.871
Y5	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 18.0000)					
	0.00	72831.00	0.00	0.000	0.000	109246.497
Y4	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 14.5000)					
	0.00	58669.41	0.00	0.000	0.000	88004.122
Y3	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 11.0000)					
	0.00	44507.83	0.00	0.000	0.000	66761.748
Y2	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 7.5000)					
	0.00	30346.25	0.00	0.000	0.000	45519.374
Y1	(Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 4.0000)					
	0.00	16490.11	0.00	0.000	0.000	24735.161

ta input

CS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 10  
7, 2004 14:56

polis

O WIND UBC97  
ANGIN

WIND INPUT DATA

Exposure From: Rigid diaphragm extents

Exposure Angle = 0 degrees

Forward C<sub>z</sub> = 0.8

Forward C<sub>y</sub> = 0.5

Story: STORY10

From Story: BASE

Parapet is included

Wind Speed, V = 70 mph

Exposure Type = C

Distance Factor, I<sub>w</sub> = 1

WIND EXPOSURE WIDTH INFORMATION (Exposure widths are from diaphragm extents)

STORY	DIAPHRAGM	WIDTH	X	Y
STORY10	D1	32.000	15.000	16.000
STORY9	D1	32.000	15.000	16.000
STORY8	D1	32.000	15.000	16.000
STORY7	D1	32.000	15.000	16.000
STORY6	D1	32.000	15.000	16.000
STORY5	D1	32.000	15.000	16.000
STORY4	D1	32.000	15.000	16.000
STORY3	D1	32.000	15.000	16.000
STORY2	D1	32.000	15.000	16.000
STORY1	D1	32.000	15.000	16.000

WIND CALCULATION FORMULAS

Wind pressure = SUM(C<sub>z</sub> C<sub>y</sub> q<sub>s</sub> I<sub>w</sub>) - Method 1

The combined height, exposure and gust factor coefficient, is from UBC97 Table 16-G

The wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet

0.0256 V<sup>2</sup> >= 10 psf

WIND CALCULATION RESULTS

2.5440 psf

WIND STORY FORCES

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
10 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 35.5000)	7445.94	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
9 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 32.0000)	14842.09	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
8 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 28.5000)	14595.97	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
7 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 25.0000)	14422.15	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
6 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 21.5000)	14129.66	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
5 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 18.0000)	13797.12	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000

ta input

DRY4 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 14.5000)  
13534.54 0.00 0.00 0.000 0.000 0.000  
DRY3 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 11.0000)  
13010.75 0.00 0.00 0.000 0.000 0.000  
DRY2 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 7.5000)  
12359.72 0.00 0.00 0.000 0.000 0.000  
DRY1 (Forces reported at X = 15.0000, Y = 16.0000, Z = 4.0000)  
12534.18 0.00 0.00 0.000 0.000 0.000

ETABS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 1  
April 7, 2004 14:58

Metropolis

L O A D I N G C O M B I N A T I O N S

COMBO	COMBO TYPE	CASE	CASE TYPE	SCALE FACTOR
COMB6	ADD	DEAD	Static	1.2000
		QUAKE	Static	4.8000
		LIVE	Static	0.5000

ETABS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 2  
April 7, 2004 14:58

Metropolis

S U P P O R T R E A C T I O N S

STORY MX	POINT MY	LOAD MZ	FX	FY	FZ
BASE 0.000	1 0.000	COMB6 0.000	-211.66	-339465.17	-1266141.47
BASE 0.000	8 0.000	COMB6 0.000	41.78	-404566.17	-1495610.23
BASE 0.000	C56 0.000	COMB6 0.000	0.00	0.00	0.00
BASE 0.000	C3 0.000	COMB6 0.000	0.00	0.00	0.00
BASE 0.000	C54 0.000	COMB6 0.000	0.00	0.00	0.00
BASE 0.000	C1 0.000	COMB6 0.000	0.00	0.00	0.00
BASE 0.000	25 0.000	COMB6 0.000	160.94	-636970.91	2580355.87
BASE 0.000	32 0.000	COMB6 0.000	3.28	-701516.40	2807617.32
BASE 5106.351	33 -11542.451	COMB6 651.859	-437063.65	919.03	1851289.51
BASE 162684.724	C46 2949.177	COMB6 -386.402	-1177.34	-31692.93	540043.02
BASE 164147.075	C37 7900.477	COMB6 -386.402	2732.59	-32101.34	352512.49
BASE 165826.323	C28 9188.774	COMB6 -386.402	3749.11	-32558.41	347503.44
BASE 167757.551	C19 14392.324	COMB6 -386.402	7846.71	-33088.23	516155.89
BASE 5438.858	38 32261.293	COMB6 -682.937	503706.70	957.52	2071673.98
BASE 174989.476	C58 -2012.201	COMB6 -386.402	-3353.13	-43427.79	-52800.25
BASE 159205.211	C52 4746.178	COMB6 -386.402	1978.69	-30012.11	203801.99
BASE 162451.698	C43 3788.128	COMB6 -386.402	1223.33	-31618.42	191273.53
BASE 164754.080	C34 4131.380	COMB6 -386.402	1494.39	-32577.89	162225.91

BASE 166316.868	C25 4313.514	COMB6 -386.402	1638.11	-32943.05	160173.65
BASE 167080.834	C16 4568.428	COMB6 -386.402	1838.98	-32666.88	181325.93
BASE 167308.618	C9 3171.162	COMB6 -386.402	736.13	-31847.76	176118.35
BASE 187934.337	C60 8765.955	COMB6 -386.402	5149.46	-47128.87	-96315.86
BASE 170177.317	C55 -1213.586	COMB6 -386.402	-987.17	-39691.52	149960.18
BASE 161784.697	C50 202.664	COMB6 -386.402	130.36	-32081.45	154658.99
BASE 163186.038	C41 2.678	COMB6 -386.402	-27.44	-32206.90	157610.19
BASE 164737.516	C32 60.001	COMB6 -386.402	17.79	-32566.06	155755.90
BASE 166296.261	C23 67.721	COMB6 -386.402	23.89	-32928.05	155697.61
BASE 167865.010	C14 124.471	COMB6 -386.402	68.66	-33294.93	157364.76
BASE 169980.649	C7 -72.991	COMB6 -386.402	-87.14	-33991.81	154671.84
BASE 182697.745	C2 1250.220	COMB6 -386.402	956.99	-43062.08	148869.34
BASE 176329.243	C57 -1335.745	COMB6 -386.402	652.97	-44480.02	385233.70
BASE 160187.199	C48 -5295.796	COMB6 -386.402	-2471.51	-30790.78	191922.70
BASE 162605.138	C39 -4076.181	COMB6 -386.402	-1509.71	-31740.08	144458.13
BASE 164701.801	C30 -4072.377	COMB6 -386.402	-1506.94	-32536.81	153117.71
BASE 166264.607	C21 -4129.770	COMB6 -386.402	-1552.23	-32901.99	154505.06
BASE 167234.533	C12 -4069.654	COMB6 -386.402	-1504.56	-32788.76	150774.16
BASE 168285.684	C5 -2648.227	COMB6 -386.402	-382.75	-32622.74	202226.70
BASE 189261.875	C59 -5616.773	COMB6 -386.402	-2724.14	-48171.11	445881.66
BASE 5216.492	64 3366.059	COMB6 651.859	136180.56	836.43	-403143.30
BASE 164800.341	C45 -7411.017	COMB6 -386.402	-2400.39	-33361.31	-64159.00
BASE 166163.657	C36 -8338.917	COMB6 -386.402	-3137.63	-33692.52	-36758.10
BASE 167841.128	C27 -8487.426	COMB6 -386.402	-3254.81	-34148.19	-31944.44
BASE 169867.B10	C18 -9660.507	COMB6 -386.402	-4174.33	-34752.38	-41149.14
BASE 5548.476	69 -23719.723	COMB6 -682.937	-202375.54	875.30	-620304.96
BASE 150747.246	74 3615.962	COMB6 -610.790	-23946.06	-24069.31	55009.89
BASE 163849.742	75 -24583.362	COMB6 695.929	5291.80	-27944.44	87355.24

BASE	76	COMB6	238702.49	-249084.26	2698767.34
148060.858	-9512.914	-601.865			
BASE	77	COMB6	-220477.58	-252647.89	2664532.85
161194.261	30352.670	688.211			

Summation 0, 0, Base COMB6  
 360205703 -249030753 -61822809 0.00 -3746149.46 16602118.09

ETABS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 3  
 April 7, 2004 14:58

Metropolis

CENTERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NAME	/-----CENTER OF MASS-----//--CENTER OF RIGIDITY--/	MASS ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
STORY10	D1	65979.9703	15.000	16.000	15.000	15.779
STORY9	D1	142003.0254	15.000	16.000	15.000	15.784
STORY8	D1	218026.0805	15.000	16.000	15.000	15.789
STORY7	D1	294049.1357	15.000	16.000	15.000	15.795
STORY6	D1	370072.1908	15.000	16.000	15.000	15.803
STORY5	D1	446095.2459	15.000	16.000	15.000	15.815
STORY4	D1	522118.3011	15.000	16.000	15.000	15.833
STORY3	D1	598141.3562	15.000	16.000	15.000	15.861
STORY2	D1	674164.4113	15.000	16.000	15.000	15.902
STORY1	D1	751622.1928	15.000	16.000	15.000	15.963

ETABS v8.08 File: TA DUAL SYS DEASY SHEARWALL T.22CM KOLOM 90CM1 Kgf-m Units PAGE 4  
 April 7, 2004 14:58

Metropolis

STORY FORCES

STORY	LOAD	LOCATION	P	VX	VY
T	MX	MY			
STORY10	COMB6	Top	1248034.87	0.00	-598384.23
9873340	19968558	-18720523			
		Bottom	1484551.40	0.00	-598384.23
9874277	25883934	-22268252			
STORY9	COMB6	Top	2924010.27	0.00	-1219875.42
20128882	48915276	-43860135			
		Bottom	3160526.90	0.00	-1219875.42
20130018	57057350	-47407840			
STORY8	COMB6	Top	4599985.67	0.00	-1773391.00
29263025	80088692	-68999723			
		Bottom	4836502.20	0.00	-1773391.00
29264418	90227983	-72547400			
STORY7	COMB6	Top	6275961.08	0.00	-2258930.99
37275827	113259325	-94139283			
		Bottom	6512477.61	0.00	-2258930.99
37277378	125164662	-97686932			
STORY6	COMB6	Top	7951936.48	0.00	-2676495.37
44167191	148196004	-119278815			
		Bottom	8188453.01	0.00	-2676495.37
44168785	161630455	-122826435			
STORY5	COMB6	Top	9627911.88	0.00	-3026084.16
49937000	184661797	-144418318			
		Bottom	9864428.41	0.00	-3026084.16

49938516	199379693	-147965915				
STORY4	COMB6	Top	11303887.28	0.00	-3307697.36	-
54585134	222411035	-169557798				
		Bottom	11540403.81	0.00	-3307697.36	-
54586455	238154696	-173105383				
STORY3	COMB6	Top	12979862.68	0.00	-3521334.95	-
58111476	261186038	-194697266				
		Bottom	13216379.21	0.00	-3521334.95	-
58112501	277681973	-198244856				
STORY2	COMB6	Top	14655838.08	0.00	-3666996.94	-
60515924	300713315	-219836739				
		Bottom	14892354.61	0.00	-3666996.94	-
60516584	317667221	-223384361				
STORY1	COMB6	Top	16331813.48	0.00	-3746149.46	-
61822600	340698562	-244976244				
		Bottom	16602118.09	0.00	-3746149.46	-
61822809	360205703	-249030753				

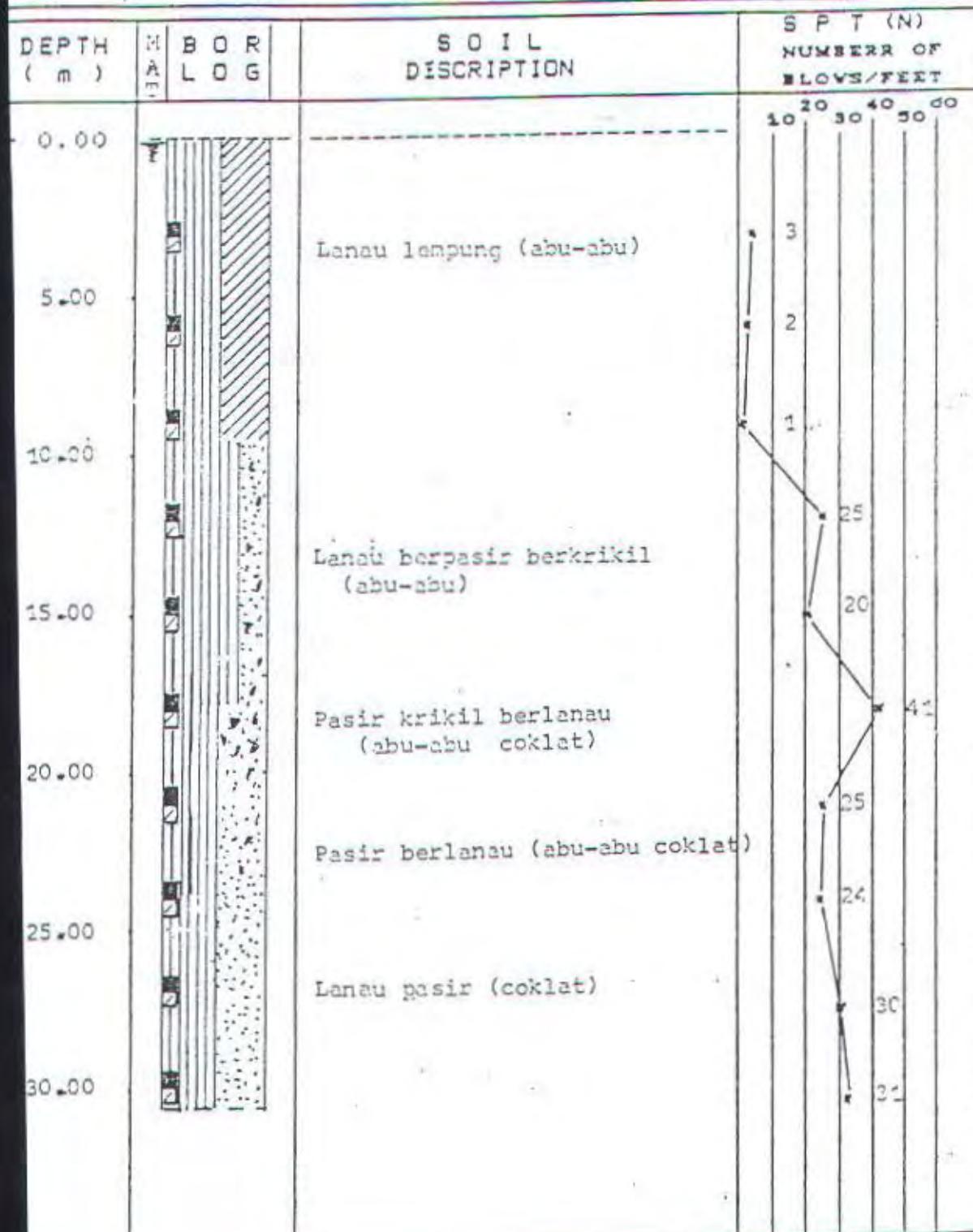


PROJECT : Gedung Telkom  
LOCATION : Nanyarkertoadi Sukolilo  
Surabaya

BORING NO : BH.1  
DATE : 14-3-95  
M A T : 0.00 m

LEGEND :

	CLAY		SILT		SAND		GRAVEL		SHELL
--	------	--	------	--	------	--	--------	--	-------





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SABL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

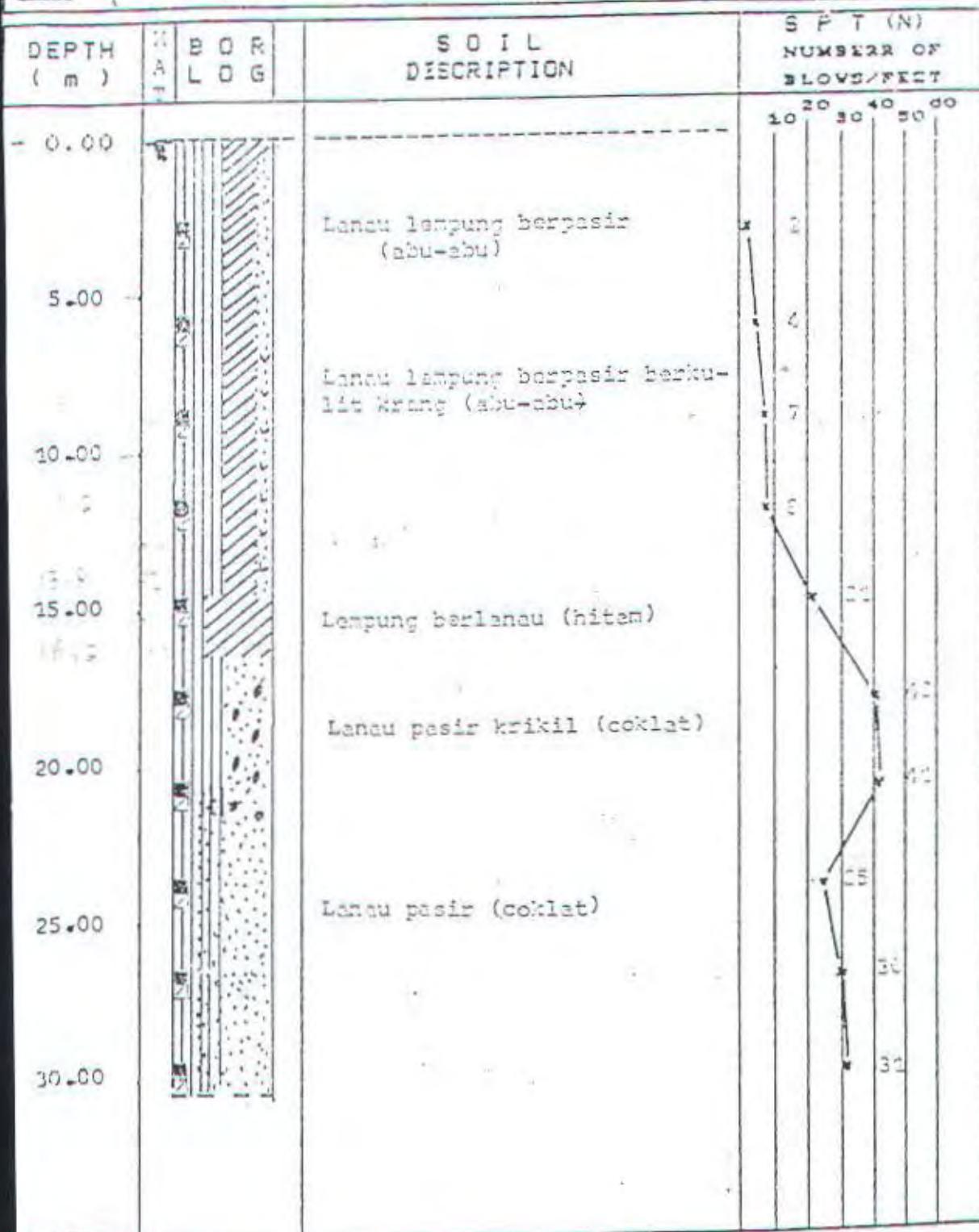
KAMPUS ITS SURABAYA TELP. 556054 SURABAYA (60111)

PROJECT : Gedung Balikan  
LOCATION : Kampus Kartasari Subotilo  
Surabaya

BORING NO : SH.1  
DATE : 17-3-96  
M.A.T : 0.00 m

LEGEND :

CLAY    SILT    SAND    GRAVEL    SHELL





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

KAMPUS ITS SUKOLLO TELP. 596094 SURABAYA (60111)

PROJECT : Gedung Telkom  
LOCATION : Mulyarkertoadi Sukolilo  
Surabaya

BORING NO : EH.3  
DATE : 21-3-96  
M A T : 0.00 m

LEGEND :

CLAY    SILT    SAND    GRAVEL    SHELL

DEPTH ( m )	B O R L O G	S O I L DESCRIPTION	S P T (N) NUMBER OF BLOWS/FEET
- 0.00		Lanau lampung berpasir (abu-abu)	10 20 30 40 50 60
5.00			2 2
10.00		Lanau pasir berkulit (abu-abu)	6
15.00			9
20.00		Pasir berkrikil berlanau (abu-abu coklat)	19 36
25.00			35
30.00		Lanau pasir (coklat)	31 30 32

Sheet Number :

3

Depth (m)	Sieve % (#)	Passing Hidroaeret (%)	Sieve No. (#)	Natural state	Unconfined		Direct Shear		Triaxial		Vane Test		Consolidation test		Coef. of Permeability								
					Gs	S+C	Yt	Mc	Yd	e	n	Sr	qu	que	C	φ	D <sub>u</sub>	D <sub>u</sub>	T	P <sub>p</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>v</sub> (1.50)	K
50-3.00	0	7	93	1100	99	93	2.674	1.579	70.76	0.925	1.092	65.42	100	0.254	*	*	*	*	*	11.600	1.050	0.87E-04	3.07E-08
50-6.00	0	31	69	1100	96	69	2.725	1.598	69.17	0.945	1.085	65.34	100	0.271	*	*	*	*	*	9.353	0.640	1.01E-03	2.00E-08
50-9.00	0	45	55	1100	93	55	2.751	1.598	70.12	0.939	1.029	65.86	100	1.000	*	*	*	*	*	0.533	0.737	1.02E-05	4.66E-08
50-12.00	0	11	89	1100	98	89	2.714	1.636	62.45	1.007	1.895	62.89	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	3.37E-06
50-15.00	0	51	49	1100	90	49	2.592	1.679	51.81	1.106	1.343	57.32	100	*	*	*	26	*	*	*	*	*	7.23E-05
50-18.00	7	46	47	192	50	47	2.767	1.669	59.34	1.047	1.642	62.15	100	*	*	*	29	*	*	*	*	*	8.46E-05
50-21.00	118	48	34	182	63	34	2.674	1.980	26.51	1.565	0.709	41.49	100	*	*	*	31	*	*	*	*	*	6.40E-05
50-24.00	132	18	50	168	65	50	2.759	1.918	33.24	1.439	0.917	47.84	100	*	*	*	33	*	*	*	*	*	7.40E-06
50-27.00	2	43	55	198	92	55	2.661	1.864	34.69	1.384	0.923	48.00	100	*	*	*	30	*	*	*	*	*	7.23E-05
50-30.00	9	70	21	192	60	21	2.673	1.840	37.11	1.342	0.992	49.00	100	*	*	*	31	*	*	*	*	*	9.03E-05

U.S : G = GRAVEL

e = VOID RATIO

C = COHESION (kg/cm<sup>2</sup>)

S = SAND

D = ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degree, minutes)

n = POROSITY (%)

qu = UNCONFINED (UNDISTURBED)

Sr = SATURATION (%)

qu<sub>u</sub> = UNCONF UNREMOVEDP<sub>p</sub> = PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm<sup>2</sup>)St = SENSITIVITY RATIO (qu/qu<sub>u</sub>)

Cc = COMPRESSION INDEX

Cu = UNDRAINED COHESION (kg/cm<sup>2</sup>)C<sub>c</sub> = COEFF. OF CONSOLIDATION (cm<sup>2</sup>/sec)

Qu = ANGLE INTERNAL FRICTION OF

K = COEFF. PERMEABILITY (cm/sec)

UNDRAINED (degree, minutes)

S+C = SILT + CLAY

GS = SPECIFIC GRAVITY

Y<sub>t</sub> = NET DENSITY (gr/cc)M<sub>c</sub> = WATER CONTENT (%)Y<sub>d</sub> = DRY DENSITY (gr/cc)

\* = NOT TESTED

Depth (ft)	Grading		Natural state						Unconfined direct Shear (U)						Triaxial Vane Test						Coef. of Permeability	
	Sieve # Passing Sieve No. (in)	Sieve # Passing Sieve No. (in)	Y <sub>s</sub>	Y <sub>t</sub>	W <sub>C</sub>	Y <sub>d</sub>	e	n	S <sub>r</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>u*</sub>	C	D	C <sub>u</sub>	D <sub>u</sub>	T	p <sub>f</sub>	E <sub>c</sub>	E <sub>v</sub> (k <sub>o</sub> )	K		
2.50-3.00	0	8	92	100	98	92	2.672	1.670	55.91	1.071	1.494	59.90	100	0.267	0	0	0	0	1.650	0.030	4.21E-05	1.35E-06
3.50-6.00	3	9	86	98	94	86	2.723	1.501	89.61	0.792	2.440	70.93	100	0.200	0	0	0	0	0.351	0.615	2.34E-04	6.46E-07
6.50-9.00	0	0	92	100	98	92	2.778	1.553	79.70	0.864	2.214	68.89	100	0.150	0	0	0	0	0.517	0.671	2.47E-04	7.95E-09
1.50-12.00	2	16	80	98	91	80	2.650	1.576	87.12	0.955	1.704	64.00	100	1.250	0	0	0	0	0.696	0.612	2.66E-05	1.22E-07
4.50-15.00	0	12	68	100	98	80	2.671	1.605	65.97	0.967	1.762	63.79	100	0.810	0	0	0	0	0	0	0	5.52E-06
7.50-18.00	0	41	58	100	92	59	2.634	1.496	87.02	0.890	2.292	69.62	100	0	0	0	0	0	0	0	2.59E-05	
9.50-21.00	0	34	66	100	92	66	2.672	1.767	42.10	1.257	1.125	52.94	100	0	0	0	0	0	0	0	0.394E-05	
3.50-24.00	2	14	0	1	70	92	84	2.722	1.770	44.60	1.229	1.214	54.83	100	0	0	0	0	0	0	0	1.35E-04
6.50-27.00	0	65	37	100	76	55	2.717	1.699	73.46	1.423	0.309	47.62	100	0	0	0	0	0	0	0	0.05E-04	
9.50-30.00	0	50	52	100	90	50	2.662	1.839	37.55	1.356	1.007	50.17	100	0	0	0	0	0	0	0	2.55E-06	

NOTES : S = GRAVEL

S = SAND

S+C = SILT + CLAY

G.S = SPECIFIC GRAVITY

Y<sub>t</sub> = WET DENSITY (gr/cc)Y<sub>d</sub> = DRY DENSITY (gr/cc)

e = NOT TESTED

C = COHESION (kg/cm<sup>2</sup>)

O = ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degree, minutes)

q<sub>u</sub> = UNDRAINED (REMOVED)q<sub>u\*</sub> = UNDEFINED (REMOVED)S<sub>t</sub> = SENSITIVITY RATIOC<sub>u</sub> = UNDRAINED COHESION (kg/cm<sup>2</sup>)D<sub>u</sub> = SINGLE INTERNAL FRICTION OF

UNMAINTAINED (degree, minutes)

Sheet Number : 1

Depth (m)	Grading		Natural state										Unconfined		Direct Shear		Triaxial Dv		Vane Test	Consolidation test			Coeff. of Permeability	
	Sieve & Hidrometer	Passing Sieve No.	Gs	Yt	Wc	Yd	e	n	Sr	qu	qu*	C	D	Eu	Dv	T	Pp	Cc	Cv (t.50)	K				
.50-3.00	0	14	86	1100	99	86	2.673	1.715	50.17	1.142	1.341	57.28	100	0.153	*	*	*	*	*	1.1.820	0.655	3.46E-09	1.18E-08	
.50-6.00	1	0	7	93	1100	99	93	2.682	1.686	54.10	1.094	1.451	59.20	100	0.175	*	*	*	*	*	1.1.700	0.828	5.29E-04	1.73E-09
.50-9.00	1	0	10	90	1100	97	90	2.732	1.769	45.90	1.212	1.254	55.63	100	0.134	*	*	*	*	*	1.0.650	0.454	8.97E-04	1.97E-08
.50-12.00	1	0	5	95	1100	100	95	2.701	1.658	58.76	1.044	1.587	61.35	100	2.950	*	*	*	*	*	*	*	*	2.76E-05
.50-15.00	1	2	25	73	129	89	73	2.736	1.711	52.70	1.150	1.442	59.05	100	*	*	*	29	*	*	*	*	1.74E-06	
.50-18.00	1	4	6	90	197	94	90	2.723	1.884	36.50	1.366	0.994	49.05	100	*	*	*	38	*	*	*	*	2.04E-06	
.50-21.00	1	2	69	29	198	75	29	2.672	1.845	36.84	1.350	0.979	49.47	100	*	*	*	30	*	*	*	*	9.63E-05	
.50-24.00	1	8	42	50	192	80	50	2.725	1.938	30.79	1.402	0.039	45.62	100	*	*	*	29	*	*	*	*	3.24E-06	
.50-27.00	1	1	55	44	198	90	44	2.735	1.940	30.93	1.402	0.846	45.83	100	*	*	*	32	*	*	*	*	6.72E-05	
.50-30.00	1	0	78	22	1100	62	22	2.760	1.887	35.87	1.389	0.993	49.02	100	*	*	*	31	*	*	*	*	1.02E-03	

SYMBOLS :

G = GRAVEL

S = SAND

S+C = SILT + CLAY

Gs = SPECIFIC GRAVITY

Yt = WET DENSITY (gr/cc)

Wc = WATER CONTENT (%)

Yd = DRY DENSITY (gr/cc)

+ = NOT TESTED

e = VOID RATIO

n = POROSITY (%)

Sr = SATURATION (%)

Pp = PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm<sup>2</sup>)

Cc = COMPRESSION INDEX

Cv = COEFF. OF CONSOLIDATION (cm<sup>2</sup>/sec)

K = COEFF. PERMEABILITY (cm/sec)

C = COHESION (kg/cm<sup>2</sup>)

D = ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degree, minutes)

qu = UNCONFINED (UNDISTURBED)

qu\* = UNCONFINED (REMOULDED)

St = SENSITIVITY RATIO (qu/qu\*)

Cu = UNDRAINED COHESION (kg/cm<sup>2</sup>)

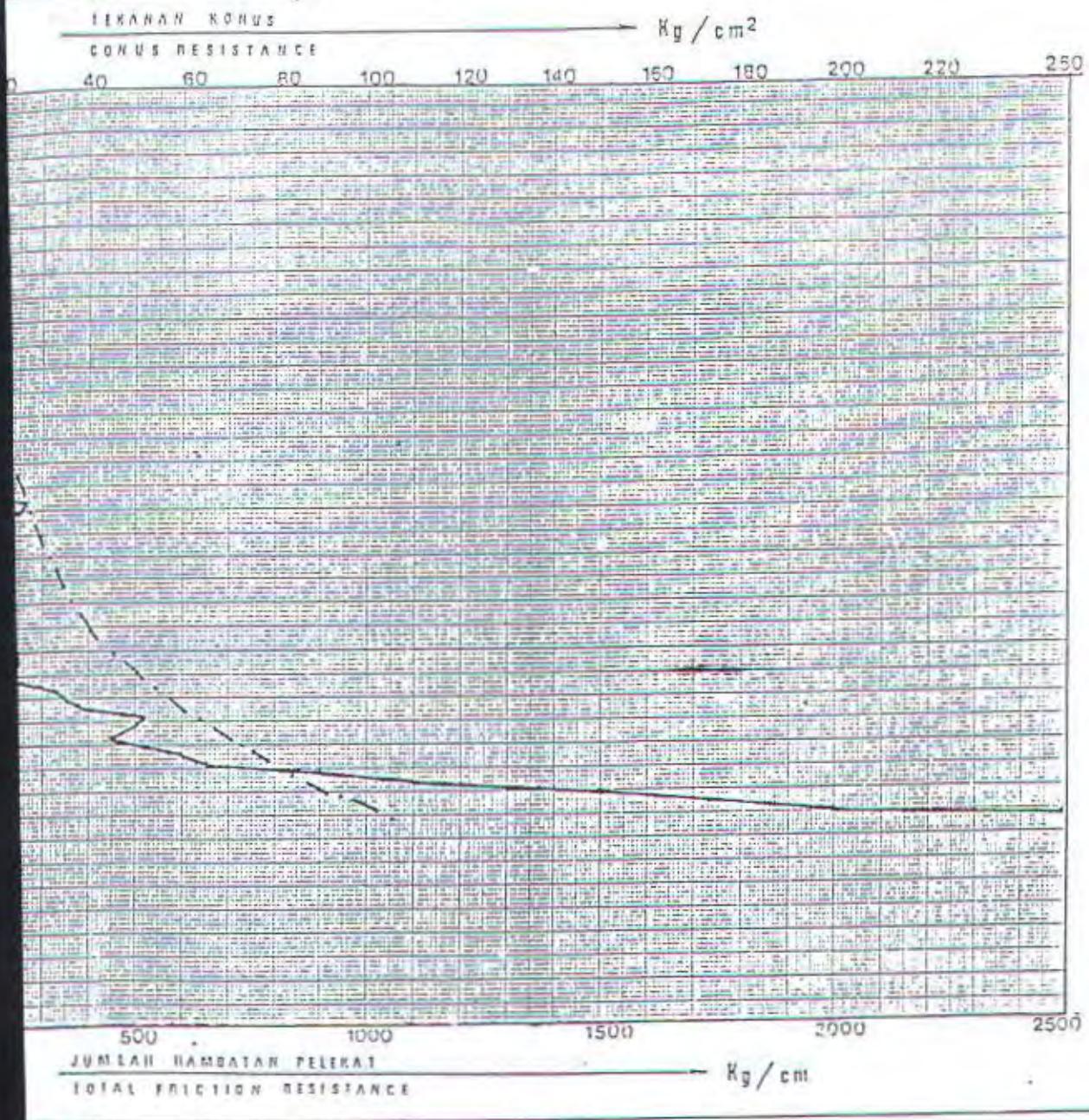
Dv = ANGLE INTERNAL FRICTION OF UNDRAINED (degree, minutes)

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SUKOLIO TELP. 596094 SURABAYA 60111

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

PROJECT : GEDUNG TELKOM  
LOCATION : Manyarkertoadi Sby.

POINT No. : S.1  
DATE : 14 - Maret - 1996



KETERANGAN :

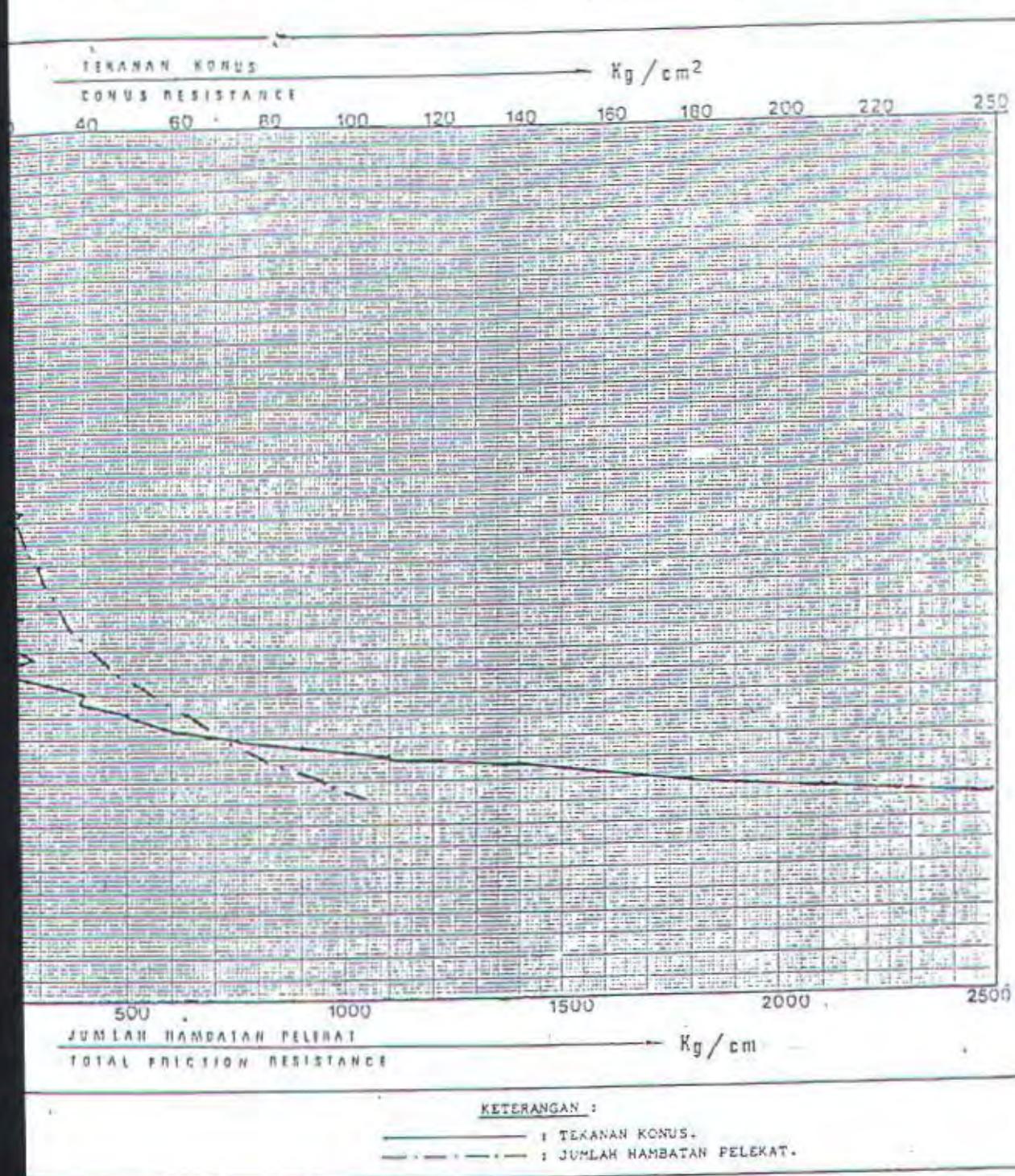
- : TEKANAN KONUS.  
- - - - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SUKOLLO TELP. 596094 SURABAYA 60111

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

PROJECT : GEDUNG CELAKON  
LOCATION : Manyar Kartodih Sby.

POINT No. : S.2  
DATE : 16 - Maret - 1996



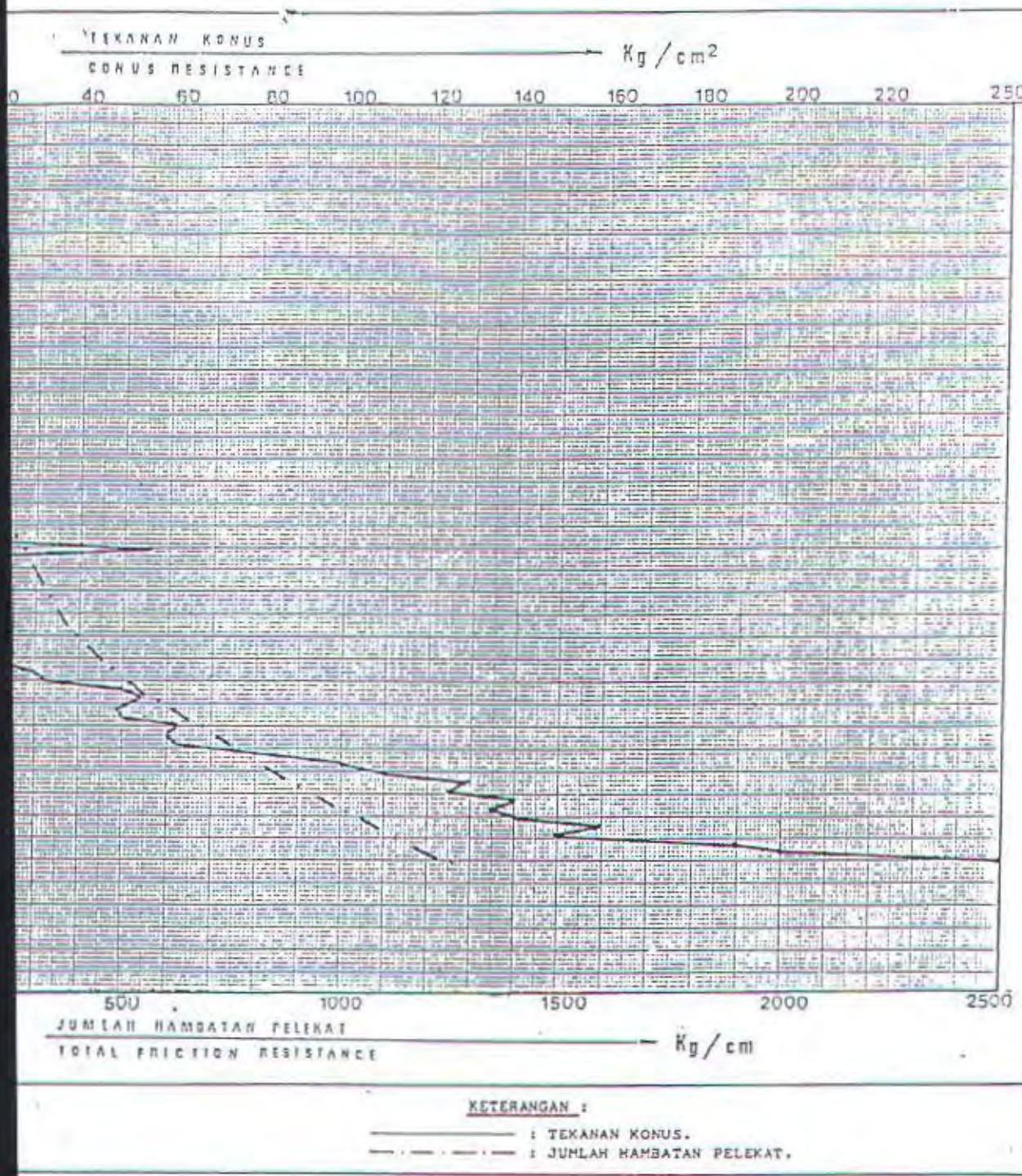


**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SUKOLIO TELP. 596094 SURABAYA 60111**

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

PROJECT : GEDUNG TELEKOM  
LOCATION : Manyar Kartasari Sby.

POINT No. : 5.3  
DATE : 18 - Naret - 1996

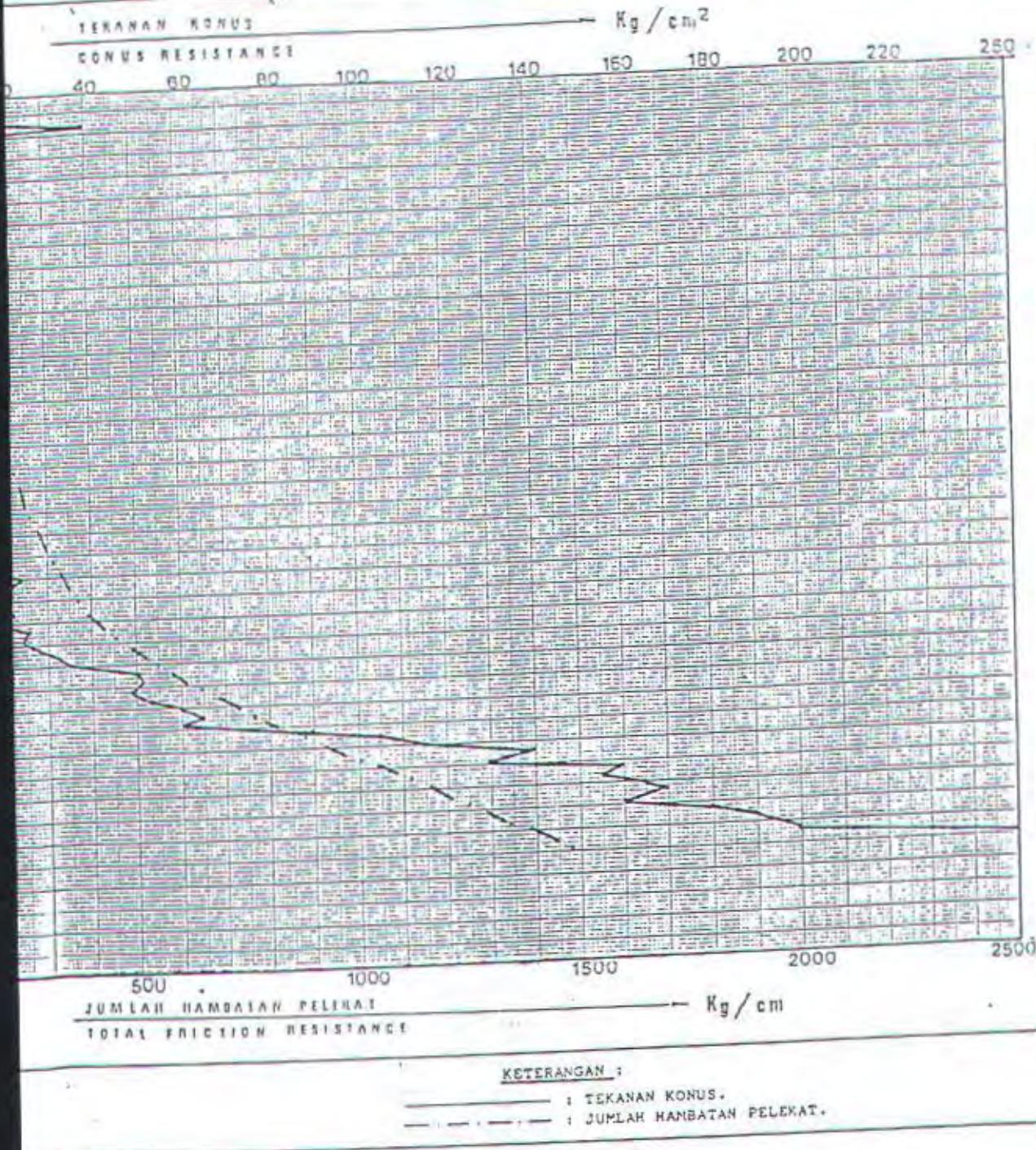


**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SURABAYA 60111**

PROJECT : GEDUNG TELEKOM  
LOCATION: Manyarkerto di Sby\*

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

POINT No. : S.4  
DATE : 20 - Maret - 1995

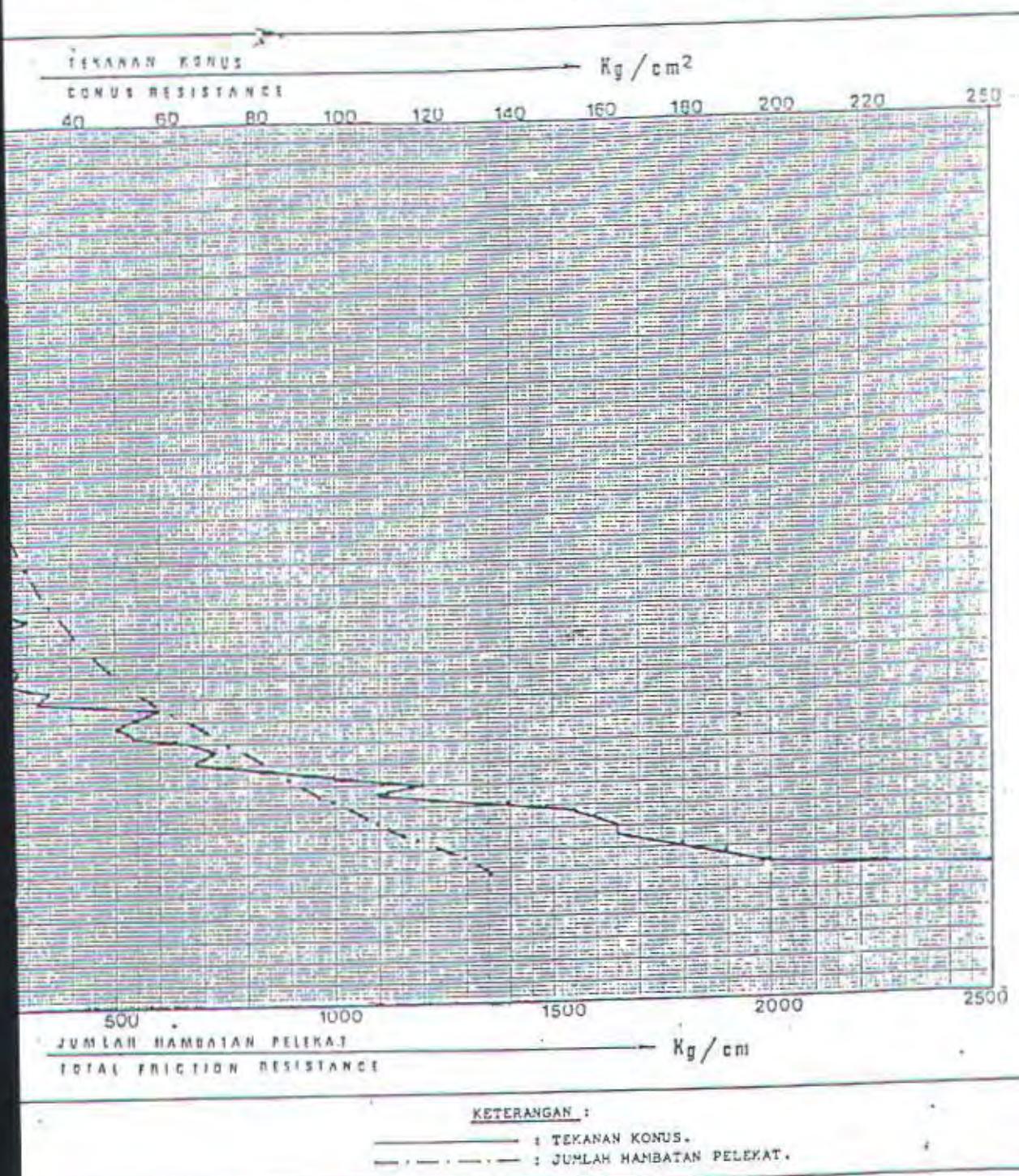


**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KANTOR ITS KEPUTIH SUKOLIO TELP. 596094 SURABAYA 60111**

DUTCH CONE  
FENETROMETER TEST

PROJECT : GEDUNG TELKOM  
LOCATION: Manyarkertoedi Sky.

POINT No. : S.5  
DATE : 22 - Maret - 1996



## **GAMBAR KERJA**